

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

LAUREA MAGISTRALE

In Ingegneria Civile

DICEA – Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

**Analisi e adeguamento sismico di una  
struttura esistente in muratura mediante  
isolamento alla base**

Analysis and seismic retrofit of an existing  
masonry building through seismic isolation

**Relatore:**

*Dott. Ing. Sandro Carbonari*

**Candidato:**

*Alessio Vincenzo Lo Rè*

*1086134*

*A.A. 2019/2020*



## Sommario

INTRODUZIONE .....	5
1. COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN MURATURA .....	9
1.1 Le strutture in muratura .....	9
1.2 Metodi di analisi .....	29
1.3 Modelli meccanici per le analisi .....	34
1.4 Modellazione a telaio equivalente .....	41
1.5 Interventi sulle strutture in muratura .....	51
2. LA TECNICA DELL'ISOLAMENTO SISMICO .....	53
2.1 Generalità .....	53
2.2 Basi teoriche dell'isolamento sismico .....	56
2.3 Caratteristiche del sistema di isolamento e tipologie di isolatori .....	61
2.4 Effetto dell'isolamento sismico sugli edifici .....	63
2.5 Criteri di scelta della tipologia di isolamento .....	64
3. IL CASO STUDIO .....	66
3.1 Inquadramento territoriale e rilievo strutturale .....	66
3.2 Aspetti geologici e geotecnici .....	75
3.3 Classificazione delle azioni .....	79
3.4 Intervento di riparazione locale .....	102
4. VULNERABILITA' SISMICA DEL CASO STUDIO .....	120
4.1 Modellazione della struttura .....	120
4.2 Analisi modale .....	127
4.3 Analisi statica non lineare (pushover) .....	130
4.4 Valutazione indicatore di vulnerabilità sismica .....	156
5. ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ISOLAMENTO ALLA BASE .....	159
5.1 Progetto del sistema di isolamento .....	161
5.2 Modellazione della struttura isolata alla base .....	176

5.3 Analisi e verifiche del sistema di isolamento.....	179
5.4 Analisi dinamica non lineare (time history analysis) .....	203
5.5 Giunti e connessioni non strutturali .....	218
5.6 Realizzazione dell'intervento: inserimento del sistema di isolamento alla base .....	218
CONCLUSIONI .....	224
RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	226
RINGRAZIAMENTI .....	227



## INTRODUZIONE

Gli eventi sismici che si sono succeduti nel corso del tempo hanno portato le istituzioni a prendere atto di questi fenomeni, specialmente in un territorio sismico come l'Italia. Negli anni passati, si aveva coscienza di cosa fosse il terremoto, ma ci si limitava a qualche accuratezza in più dei dettagli costruttivi e poco altro, data l'aleatorietà del fenomeno in questione. Infatti, la prima volta che sono state prese in considerazione le azioni sismiche risale al 1909 con l'emanazione del Regio Decreto, nel quale vennero considerate azioni sismiche verticali (come incremento dei carichi verticali) e le azioni sismiche orizzontali (come accelerazioni da applicare alle masse di piano), senza una quantificazione; venne inoltre stilata per la prima volta una lista di comuni classificati come sismici, mappa di volta in volta aggiornata con il susseguirsi dei terremoti. Con nuove emanazioni di decreti (R.D. del 1915, 1924, 1927, 1930, 1935, 1937) si inizia ad eseguire una prima classificazione sismica con differenziazione in due categorie e relativa stima delle azioni sismiche (quantificazione del sisma), ma ancora siamo ben lontani da studi più precisi di questo fenomeno.

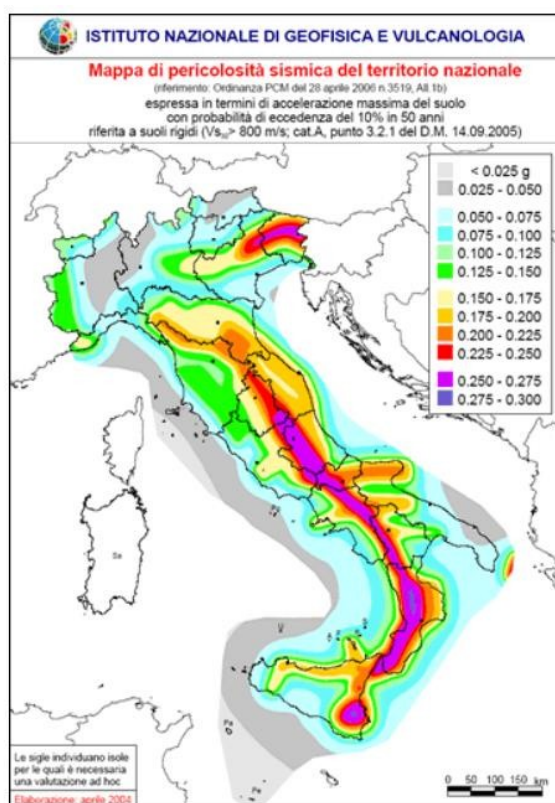
Successivamente, vennero emanati altri decreti (D.M. del 1975, 1984) dove furono introdotti metodi progettuali innovativi nel quale si tenesse conto dell'interazione dinamica (analisi dinamica) e l'introduzione della terza categoria (in ordine di sismicità) fino all'istituzione della Commissione per la riclassificazione sismica del territorio nazionale da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Nasce così la carta di classificazione sismica del territorio nazionale del 1984:



**Figura 1:** carta di classificazione sismica del 1984

Si arrivò quindi all'emanazione del D.M del 1996 nel quale viene introdotto il metodo agli stati limite introducendo lo SLU sismico e limitazioni importanti agli spostamenti.

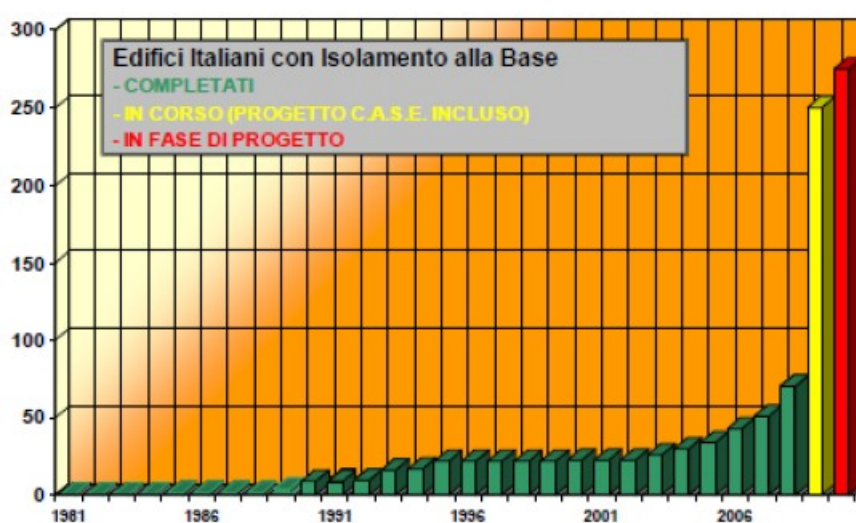
Nel 2003 l'INGV (Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia) lavora, in accordo alle mappe della pericolosità compilate a scala europea, a mappe di pericolosità sismica basate non più solo sui cataloghi storici, ma impostando la zonazione sismica in base al terremoto atteso nel sottosuolo prima che produca i suoi effetti attraverso complesse analisi probabilistiche, basate sull'analisi dei terremoti passati e sulla zonazione sismogenetica del territorio italiano e delle relative leggi di attenuazione. Tutto il territorio italiano è ritenuto sismico con graduazione della sismicità che varia da comune a comune, maglia 15Kmx15Km.



**Figura 2:** mappa di pericolosità sismica del territorio nazionale realizzata dall'INGV

Nel 2008 con un nuovo D.M., viene finalmente introdotto il principio della sismicità locale (microzonazione sismica), cioè dell'attribuzione diretta dell'azione sismica a partire dai dati del sito; inoltre tutte le nuove costruzioni devono essere progettate nel rispetto delle prescrizioni per gli edifici in zona sismica, assicurandone un grado di protezione elevato. La bassa vulnerabilità insieme ad una dettagliata pericolosità sismica, rende minimo il rischio sismico per gli edifici di nuova costruzione, lasciando però il problema delle

costruzioni esistenti dal momento che la maggior parte delle abitazioni è stata realizzata adottando norme non adeguate o non sismiche; gran parte del patrimonio edilizio risulta pertanto estremamente vulnerabile nei confronti dell'azione sismica, ed è proprio in questa categoria che ricade l'edificio oggetto di questo studio: un edificio in muratura risalente agli anni '20 che è stato seriamente danneggiato dopo gli eventi sismici avvenuti nel 2016, tale da causarne l'inagibilità; questo lavoro di tesi si propone di adeguare l'edificio in oggetto utilizzando una delle tecniche più innovative, da pochi anni utilizzate in Italia, per far fronte in modo quasi totale agli effetti del terremoto: la tecnica dell'isolamento sismico.



**Figura 3:** diagramma rappresentante il numero degli edifici isolati in Italia ad oggi.

La più recente Normativa (NTC 2018 e Circolare Esplicativa) non cambia l'impostazione ma introduce solamente modifiche, integrazioni o correzioni alla normativa precedente.

Le strutture convenzionali progettate secondo le moderne norme sismiche realizzano l'obiettivo di sopravvivenza a terremoti violenti incrementando la capacità di resistenza e duttilità, per far fronte alle forti accelerazioni determinate dal movimento del suolo di fondazione. L'isolamento sismico cambia in maniera opposta l'approccio e, anziché tentare di contrastare gli effetti del terremoto aumentando le suddette capacità della struttura, riduce l'entità del problema all'origine, limitando drasticamente le accelerazioni, e quindi le forze sismiche, che la struttura è costretta a subire. Tale risultato è ottenuto grazie ad una sostanziale sconnessione orizzontale delle principali masse strutturali in elevazione dalla fondazione, in modo da limitare drasticamente la trasmissione degli spostamenti orizzontali dal terreno alla struttura. In questo modo si

ottengono progetti economicamente accettabili, se non convenienti, anche nell'ipotesi che la struttura isolata non debba subire danni per terremoti violenti, quegli stessi terremoti per i quali la normativa accetta, invece, un grave danneggiamento quasi al limite del collasso nelle strutture convenzionali.

Il lavoro si suddivide pertanto in una fase preliminare di rilievo e di studio dell'area (edificio oggetto, caratteristiche del terreno, parametri sismici dell'area), per poi passare ad un'analisi preliminare di vulnerabilità e realizzazione di interventi locali; successivamente si passa alla modellazione della struttura, eseguendo analisi lineari e non lineari, fino alla definizione dell'indice di rischio.

A questo punto inizia la sezione dedicata alla tecnica dell'isolamento sismico, dal predimensionamento alla verifica dei dispositivi, eseguendo anche analisi dinamiche non lineari, fino alla fase di realizzazione dell'intervento.

# 1. COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE IN MURATURA

## 1.1 Le strutture in muratura

La muratura è il sistema costruttivo più diffuso e antico. La muratura è una tecnologia costruttiva, che utilizza elementi resistenti in blocchi sovrapposti più o meno regolari, pietre naturali o artificiali, e talvolta un materiale legante, generalmente malta, tra le superfici di contatto tra gli elementi.

Con il termine "muratura" si raggruppano molte tecniche diverse, che si differenziano tra di loro per diverse ragioni: la qualità dei materiali utilizzati, la tessitura, la dimensione dei conci e le caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti. Tutte queste variabili rendono la muratura un materiale estremamente complesso, tanto che il comportamento di murature realizzate con gli stessi materiali può differire profondamente a causa della tessitura utilizzata o alla dimensione degli elementi. Tale constatazione vale anche, seppur in maniera più lieve, per le murature moderne: per esse infatti, nonostante una maggiore standardizzazione dei materiali costituenti, esistono tecniche costruttive assai diverse, quali, ad esempio, la muratura semplice, la muratura armata e quella intelaiata.

La muratura ordinaria ha avuto, nei secoli, una grande evoluzione ed un vasto impiego grazie ai seguenti vantaggi:

- semplicità strutturale;
- durata illimitata grazie alla qualità dei materiali;
- buon isolamento termico e acustico;
- scarsa resistenza per azioni orizzontali per gli inefficaci collegamenti tra solai e muri;
- limitata libertà in pianta ad ogni piano;
- aperture di limitata estensione;
- limitato numero di piani e limitate dimensioni.

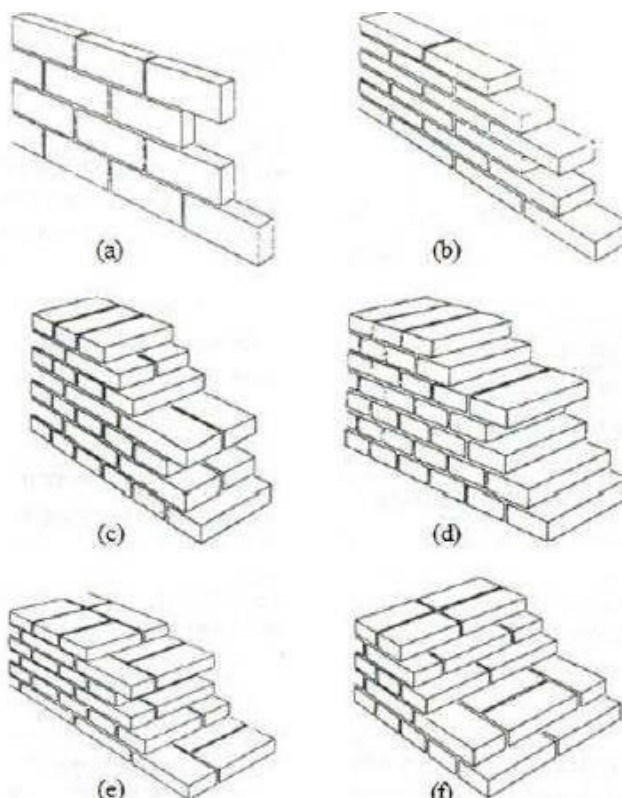
Il muro deve assicurare principalmente la funzione portante, oltre che la protezione contro gli agenti atmosferici, l'isolamento termico e acustico.

L'elemento murario viene generalmente classificato in quattro categorie, a seconda della funzione che deve svolgere, dei materiali impiegati, della posizione rispetto il piano di campagna e dalla tecnica di esecuzione.

In base alla funzione possono quindi essere individuati:

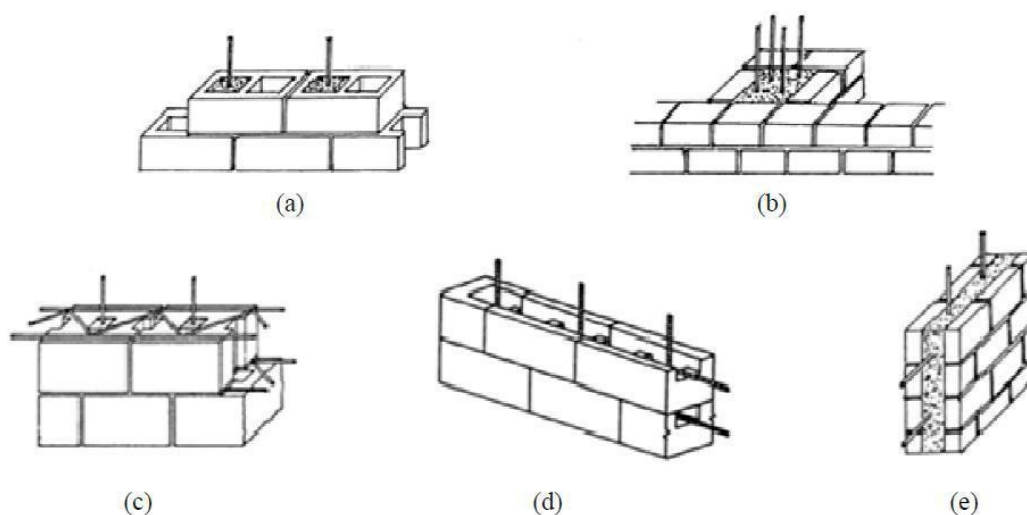
- muri portanti, se resistenti a carichi verticali;
- muri di controvento, se resistenti a carichi orizzontali;
- muri di tamponamento, se separano gli ambienti interni dell'edificio dall'esterno;
- muri divisorii, se utilizzati come separatori di spazi interni.

Nelle costruzioni storiche le pareti con spessore più elevato erano generalmente conformate in più paramenti: due esterni di qualità migliore ed uno interno di qualità variabile (*murature a sacco*). A volte il paramento interno era effettuato mediante un semplice riempimento con sabbia e inerti per cui i due paramenti esterni risultavano completamente, o quasi, scollegati tra di loro. In casi intermedi il riempimento era effettuato con inerti legati per mezzo di malte di qualità variabile. Le pareti in laterizio possono essere realizzate con mattoni tradizionali o con blocchi forati. In Figura 1.1 si riportano alcune tipologie di murature in mattoni tradizionali a una testa (a) e (b), due (c) e (d), tre (e) o quattro teste (f).



**Figura 1.1:** Murature in mattoni: (a) a una testa in folio o di costa, (b) a una testa, (c) e (d) a due teste, (e) a tre teste, (f) a quattro teste.

Negli ultimi anni si sono sviluppate tecniche costruttive innovative, che hanno introdotto nuovi tipi di materiali idonei alla costruzione delle murature portanti. Un esempio è costituito dalla muratura armata, che prevede l'introduzione di armature verticali e orizzontali all'interno della muratura. L'armatura verticale può trovare alloggiamento in appositi fori verticali presenti nei blocchi (Figura 1.2 a) oppure in tasche create con una disposizione opportuna degli elementi (Figura 1.2 b). I fori e le tasche sono successivamente riempiti con malta o calcestruzzo. L'armatura orizzontale, barre semplici o tralicci, viene disposta nei letti di malta (Figura 1.2 c) oppure entro tasche a sviluppo orizzontale create da un'opportuna conformazione dei blocchi (Figura 1.2 d). Un particolare tipo di muratura armata è la muratura a cavità con parete di cemento armato inclusa tra due pareti in muratura (Figura 1.2 e).



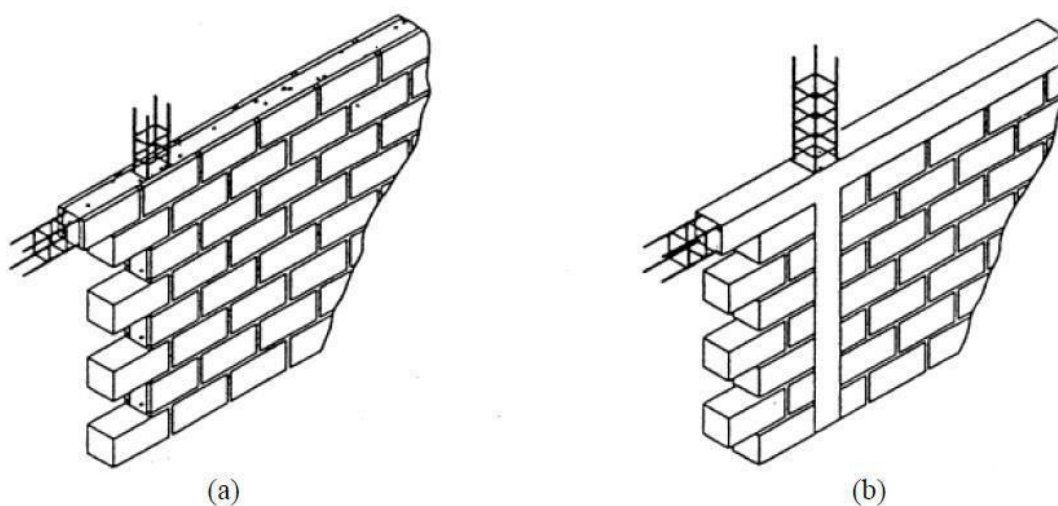
**Figura 1.2:** tipologie di muratura armata: armatura verticale alloggiata in fori nei blocchi (a) o in tasche (b), armatura orizzontale alloggiata in letti di malta (c), in tasche (d), muratura armata con parete in c.a. inclusa tra pareti in muratura (e).

L'introduzione delle armature ha offerto notevoli miglioramenti al comportamento della muratura tra cui:

- aumento della resistenza a flessione sia per azioni ortogonali che parallele al piano della muratura;
- aumento della stabilità dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali;
- aumento della duttilità.

La muratura intelaiata viene realizzata mediante cordoli in cemento armato orizzontali e verticali adeguatamente collegati tra loro ed aderenti agli elementi murari assieme ai quali formano l'organismo resistente. L'effetto d'intelaiamento prodotto dall'introduzione di cordoli verticali collegati con quelli orizzontali fornisce alla struttura un maggior livello di duttilità, un minor degrado di resistenza e una minore suscettibilità al danneggiamento.

In Figura 1.3 (a) si riporta l'esempio di muratura intelaiata realizzata con blocchi speciali con opportuna conformazione geometrica, così da ottenere cordoli armati interni al muro. La Figura 1.3 (b) mostra un tipico esempio di muratura intelaiata con cordoli orizzontali e verticali adeguatamente collegati tra loro ed aderenti agli elementi murari.



**Figura 1.3:** tipologie di muratura intelaiata: con blocchi speciali (a), con cordoli orizzontali e verticali (b).

Il comportamento reale degli edifici in muratura è assai complesso: le sue proprietà cambiano in funzione della tipologia muraria, in base alla diversificazione della qualità dei materiali usati, alla dimensione degli elementi ed alla loro composizione. Ecco perché murature realizzate con gli stessi materiali possono avere comportamenti meccanici diversi. Per la corretta analisi di una muratura occorre raccogliere più informazioni possibili inerenti la natura del paramento murario e solo a quel punto valutare un adeguato modulo elastico, che influenza la rigidezza e dunque la distribuzione delle sollecitazioni tra le varie pareti.



## Caratteristiche meccaniche della muratura

Una buona conoscenza delle caratteristiche meccaniche degli elementi costituenti la muratura è tuttavia importante, ma non sufficiente per effettuare analisi e considerazioni affidabili sul comportamento della muratura stessa. Ci sono molti altri fattori che influenzano la risposta alle sollecitazioni, specialmente nelle costruzioni storiche: la dimensione e la forma dei blocchi, lo spessore e lo sfalsamento dei giunti, la tessitura muraria e persino la qualità della manodopera impiegata.

Dal punto di vista del comportamento meccanico le più importanti caratteristiche della muratura sono:

- la disomogeneità;*
- l'anisotropia;*
- l'asimmetria;*
- la non linearità del legame sforzi-deformazioni.*

La disomogeneità è dovuta al fatto che gli elementi e la malta di cui è costituita la muratura hanno caratteristiche meccaniche fortemente diverse tra loro. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'unione fra i componenti, che, per particolari fenomeni chimico-fisici, tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli costituenti. Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

L'anisotropia è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione. Questo fa sì che la resistenza dipenda dalla direzione dei carichi applicati.

L'asimmetria è legata al diverso comportamento che si ha per compressione e trazione sia per quanto riguarda i singoli componenti che per il comportamento d'insieme. Spesso la resistenza a trazione riscontrata nelle murature è più bassa di quella attesa nei singoli

componenti, proprio a causa dei particolari giochi che si instaurano tra le superfici di contatto dei diversi elementi.

La non linearità è la conseguenza di tutte le caratteristiche sopra elencate e caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia in compressione che in trazione.

### Comportamento a trazione/compressione

La statica delle costruzioni in muratura si fonda sul buon comportamento in compressione del materiale, mentre viene trascurata la resistenza a trazione per la sua estrema aleatorietà. Sia il laterizio che la malta hanno una maggiore resistenza a compressione rispetto a quella a trazione.

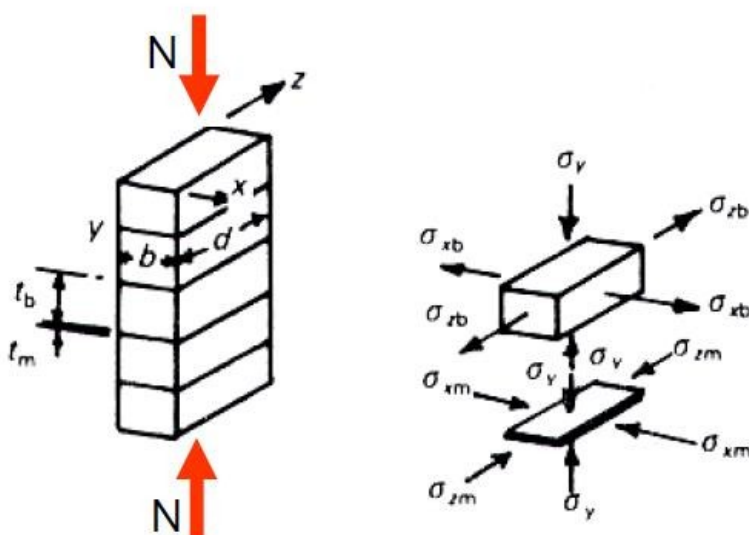
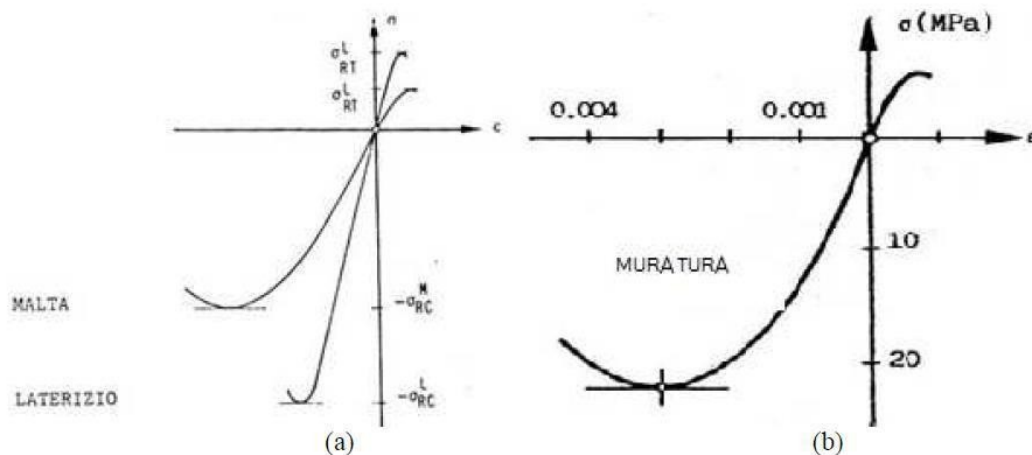


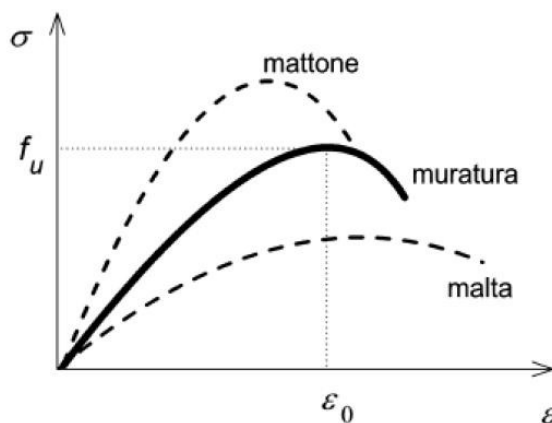
Figura 1.4: trasferimento degli sforzi malta-mattone per carico assiale.

La resistenza delle murature dipende dal comportamento dei blocchi e dalla malta. Normalmente la malta ha caratteristiche meccaniche peggiori rispetto a quelle dei blocchi per cui, sotto l'azione dei carichi diretti ortogonalmente ai ricorsi di malta nascono stati di tensione pluriassiali caratterizzati da tensioni di confinamento sulla malta e tensioni di trazione trasversale sul blocco. La rottura si manifesta con spaccature del blocco in direzione parallela alla compressione. Il laterizio, quindi, ha modulo elastico e resistenza maggiore di quella della malta e presenta una rottura di tipo fragile, mentre la malta presenta una fase di rottura caratterizzata da grandi deformazioni. Il grafico seguente (Figura 1.5 a) mostra qualitativamente il comportamento della malta e del laterizio alla prova monoassiale di trazione-compressione.



**Figura 1.5:** (a) comportamento di malta e laterizio alla prova di trazione-compresione, (b) comportamento della muratura alla prova trazione-compresione

Come mostrato in Figura 1.5 b, la resistenza di una muratura varia in funzione della resistenza dei suoi componenti, ma in maniera non proporzionale. In presenza di una malta di buona qualità, la resistenza della muratura aumenta molto velocemente all'aumentare della resistenza degli elementi, più lentamente se la malta è scadente. All'aumentare della resistenza della malta, la resistenza della muratura aumenta molto più lentamente. Infine, la resistenza della muratura diminuisce all'aumentare dello spessore dei giunti di malta (Figura 1.6).

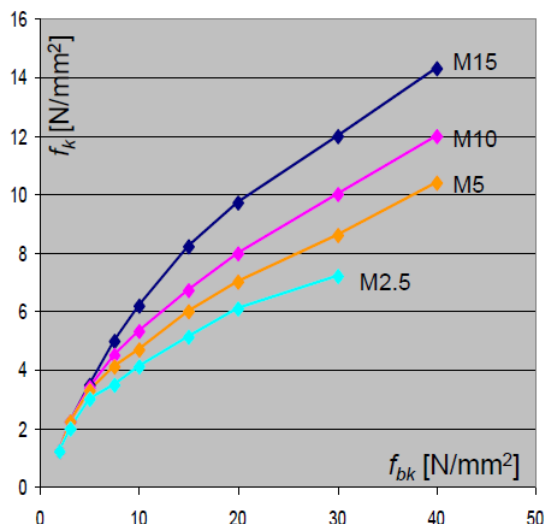


**Figura 1.6.:** comportamento a compressione monoassiale di una muratura in mattoni.

In altri termini, la resistenza a compressione di una muratura è maggiormente inferiore alla resistenza del blocco quanto più la malta è scadente (Figure 1.7 a,b)

Resistenza caratteristica a compressione dell'elemento $f_{bk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2.5
2.0	1.2 (1.0)	1.2 (1.0)	1.2 (1.0)	1.2 (1.0)
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	---

(a)



(b)

**Figura 1.7.:** (a) stima della resistenza a compressione dell'elemento al variare della classe della malta; (b) resistenza caratteristica a compressione della muratura al variare della resistenza dell'elemento e alla classe della malta.

dove:

- $f_k$ : resistenza caratteristica a compressione della muratura;
- $f_{bk}$ : resistenza caratteristica a compressione dell'elemento;
- M2,5: classe di resistenza della malta.

Il diverso comportamento deformativo dei due componenti genera nella muratura uno stato di autotensioni che ne modificano il comportamento globale. Sottoponendo la muratura ad una compressione uniforme, tutti gli elementi, malta e laterizio, sono soggetti alla stessa tensione verticale. La malta, avendo un modulo elastico minore di quello del laterizio, è soggetta ad una deformazione maggiore sia in direzione verticale che trasversale. La congruenza delle deformazioni all'interfaccia tra laterizio e malta fa sì che in quest'ultima nasca uno stato di compressione triassiale favorevole. Al contrario nel laterizio le autotensioni che si generano inducono una trazione trasversale.

Questo spiega il motivo per cui la crisi di una muratura soggetta ad una compressione uniforme avvenga con fessure da trazione in direzione parallela all'asse di carico. La crisi avviene, quindi, per valori di carico inferiori a quelli di rottura del singolo elemento in laterizio, mentre avviene per valori maggiori dei limiti di resistenza a compressione monoassiale della malta.

Il comportamento in compressione monoassiale di un prisma di muratura è quindi intermedio fra quello del singolo mattone e quello della malta, a causa della collaborazione che si instaura fra i due elementi.

### **Comportamento a Flessione e Taglio**

Se si analizza il comportamento dei pannelli in muratura soggetti contemporaneamente a carichi verticali e orizzontali diretti parallelamente al piano medio, si evidenzia che il collasso può manifestarsi secondo tre modalità:

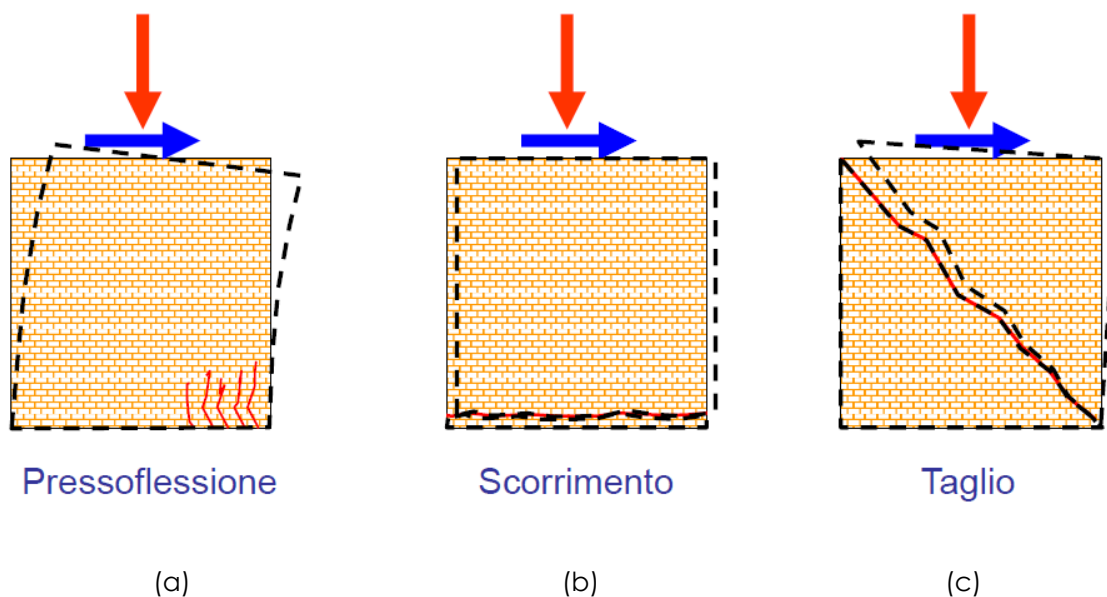
- rottura per schiacciamento della muratura;
- rottura per taglio-scorrimento a livello dei giunti di malta;
- rottura per taglio-trazione con fessurazione diagonale;

Il verificarsi di una crisi piuttosto che un'altra dipende dal rapporto che c'è tra le azioni verticali e quelle orizzontali.

Il primo meccanismo di rottura avviene quando la massima tensione di compressione verticale alla base del muro raggiunge la resistenza a compressione della muratura (Figura 1.8 a). Questo tipo di crisi si ha per uno sforzo normale di elevata entità.

Il secondo meccanismo di rottura si ha invece generalmente per bassi valori di sforzo normale. La rottura avviene per cedimento per taglio dei giunti (Figura 1.8 b).

La rottura per fessurazione diagonale avviene perché la tensione principale di trazione supera la resistenza della muratura. Questa rottura avviene in genere per valori intermedi di sforzo normale (Figura 1.8 c). Le fessure possono seguire l'andamento dei giunti di malta o coinvolgere gli elementi in laterizio a seconda delle caratteristiche dei materiali e dalla tessitura.



**Figura 1.8.:** (a) rottura per schiacciamento della muratura; (b) rottura per taglio-scorrimento al livello dei giunti di malta; (c) rottura per taglio-trazione con fessurazione diagonale.

### Risposta sismica degli edifici in muratura

Il comportamento fortemente non lineare della muratura, così come le condizioni non ideali di vincolo tra le varie parti dell'edificio, rendono difficilmente prevedibile e schematizzabile la risposta sismica delle costruzioni in muratura. Nonostante le strutture in muratura abbiano un'ottima capacità di far fronte ad azioni verticali, derivanti dai pesi propri e dai carichi variabili, la stessa cosa non si può dire per quanto riguarda le azioni orizzontali. L'entità delle forze di inerzia che sorgono su una struttura per effetto di un'azione sismica sono funzione, tra le altre cose, anche del periodo di oscillazione proprio della struttura. Gli edifici in muratura risultano essere per la loro natura molto rigidi, sia per le caratteristiche proprie degli elementi murari, sia perché tali strutture hanno in genere un ridotto numero di piani e quindi una modesta altezza. All'elevata rigidità si associa un basso periodo di oscillazione della struttura a cui consegue una grande amplificazione dell'azione sismica.

La muratura tuttavia non si comporta in modo elastico in maniera indefinita. Al seguito dell'azione sismica si instaurano dei fenomeni di formazione di fessure e plasticizzazioni locali che inducono una perdita di rigidità del sistema. La struttura assume così un periodo di oscillazione maggiore a cui consegue una riduzione dell'amplificazione

dell'azione sismica. I fenomeni di plasticizzazione e frattura riescono inoltre a dissipare un'elevata quantità di energia smorzando così gli effetti del sisma.

Considerando una parete muraria isolata, essa ha una buona capacità di far fronte ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea a esplicare la funzione di parete di controvento. Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere molto deboli.

Per un corretto funzionamento di una struttura in muratura sottoposta a sisma, gli elementi che la compongono, muri portanti, di controvento e solai, devono essere ben collegati tra di loro, in modo da precludere i possibili meccanismi di crisi fuori piano degli elementi murari. Gli elementi verticali resistenti e i solai devono quindi dar luogo ad un comportamento detto scatolare. La presenza di ammorsamento garantisce sia una maggiore redistribuzione dei carichi verticali che una redistribuzione delle azioni orizzontali, le quali si concentrano sugli elementi più rigidi, i maschi di controvento. La funzione di collegamento tra gli orizzontamenti e le pareti può essere garantita dalla presenza di un cordolo continuo in cemento armato realizzato in corrispondenza dei solai di piano e della copertura. Il cordolo offre alla parete un vincolo al possibile ribaltamento fuori piano e contribuisce ad irrigidire il solaio.

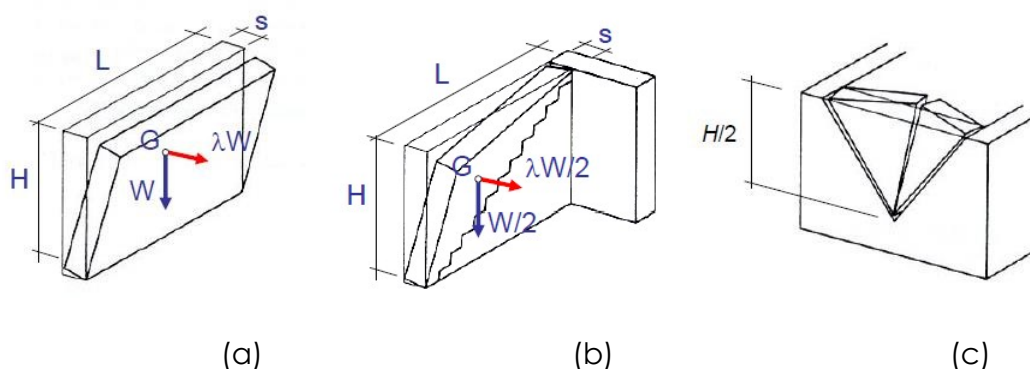
La risposta sismica degli edifici in muratura può essere riepilogata evidenziando tre aspetti:

- *comportamento sismico*. Modo in cui una costruzione sopporta le azioni (equilibrio, deformazione, dissesto, crollo);
- *danno*. Manifestazione significativa del comportamento della costruzione nel momento in cui determinati eventi comportano una perdita di efficienza della struttura (perdita di equilibrio di porzioni della struttura, reggiungimento della resistenza del materiale ecc..);
- *vulnerabilità*. Predisposizione di un manufatto ad essere danneggiato da eventi eccezionali, come appunto il sisma.

## Meccanismi elementari di collasso

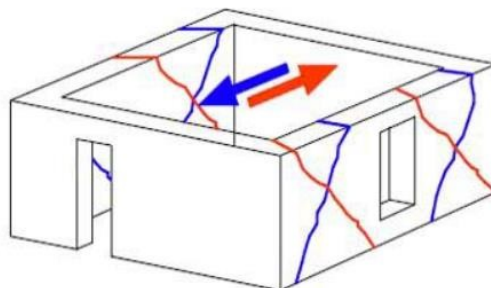
Una parete muraria, investita dal sisma, può presentare diversi meccanismi di danno che, convenzionalmente, si suddividono in due categorie principali a seconda della risposta delle pareti e dell'organismo funzionale:

- *meccanismo 1° modo*: rappresentano i cinematismi di collasso in cui le forze sismiche agiscono ortogonalmente al piano medio della parete. Si considera quindi il comportamento fuori piano della parete, con comportamento flessionale e di ribaltamento (Figura 1.9a,b,c). In base alla tipologia del ribaltamento che si instaura (dipendente dalle condizioni di vincolo) si avranno moltiplicatori di collasso differenti. Ovviamente, maggiori sono i vincoli alla parete interessata, più grande risulterà essere il moltiplicatore di collasso (da cui l'importanza di un efficace ammorsamento tra le pareti ortogonali).



**Figura 1.9.:** (a) ribaltamento globale della parete fuori dal piano; (b) e (c) ribaltamento parziale della parete fuori dal piano con diverse condizioni di vincolo.

- *meccanismo 2° modo*: riguardano la risposta delle pareti nel proprio piano per forze sismiche, che agiscono parallelamente al piano medio della parete. I danneggiamenti saranno per taglio e flessione (Figura 1.10).



**Figura 1.10.:** danneggiamento e lesioni tipiche di pareti murarie per forze che agiscono nel piano



Considerando quindi una parete muraria isolata, essa ha una buona capacità di far fronte ad azioni orizzontali agenti nel proprio piano e quindi idonea ad esplicare la funzione di parete di controvento. Tutt'altro si può dire per il comportamento di una parete in cui le azioni orizzontali sono dirette ortogonalmente al proprio piano, nei confronti delle quali le pareti risultano essere molto deboli.

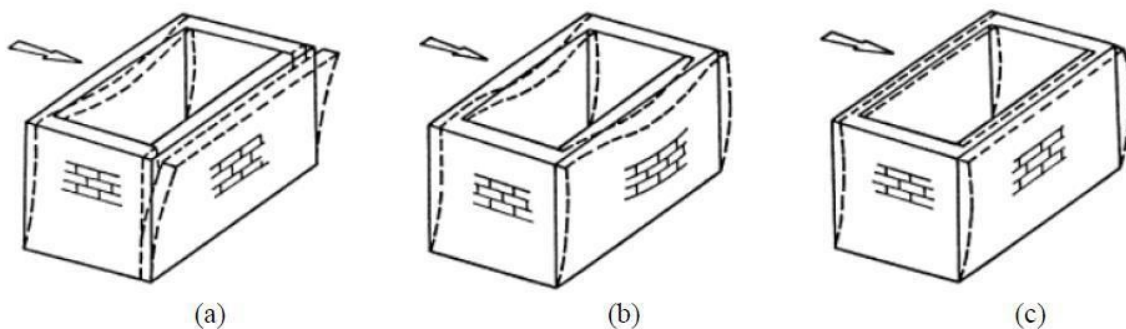
Le condizioni di vincolo che rendono possibile questi meccanismi di collasso sono strettamente legate al comportamento globale dell'edificio, che, a sua volta, è funzione delle caratteristiche tipologiche e tecnologiche. Il comportamento globale della struttura è fortemente legato al tipo di connessioni degli elementi murari: l'assenza di ammorsamento tra le pareti ortogonali, l'assenza di dispositivi di collegamento come cordoli e/o catene in corrispondenza della testa ribaltante non permettono di sviluppare, durante il terremoto, una risposta globale in cui si abbia la collaborazione tra le diverse pareti e ripartire tra esse le sollecitazioni indotte; le singole pareti sviluppano un comportamento indipendente.

Dall'esame di edifici esistenti si possono individuare diverse situazioni in funzione del grado di collegamento che c'è tra muri portanti, solaio e pareti di controvento. La figura seguente (Figura 1.15) mostra alcuni esempi di schematizzazioni dei singoli pannelli murari in funzione del grado di collegamento.

Nella prima immagine (Figura 1.15a) si descrive la situazione con solaio deformabile in assenza di cordolo in sommità. L'inflessione del solaio nel proprio piano e la mancanza di un cordolo favoriscono un meccanismo di ribaltamento della parete ortogonale alla direzione della forza sismica.

Nella seconda immagine (Figura 1.15 b), è invece rappresentata la situazione in cui vi è il cordolo in sommità ed il solaio è deformabile. Si nota un miglioramento della risposta strutturale sotto sisma, grazie all'azione di trattenuta esercitata dal cordolo.

Nell'ultima immagine (Figura 1.15 c) si nota invece un buon comportamento scatolare grazie alla concomitanza di cordolo e solaio rigido, che impediscono qualsiasi tipo di meccanismo



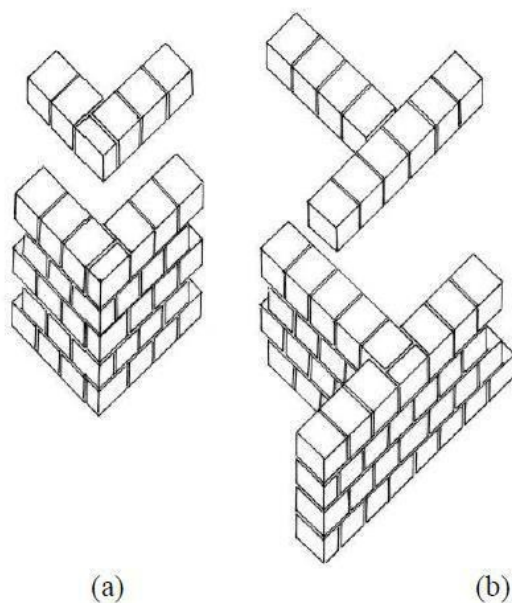
**Figura 1.15:** rappresentazione della risposta di un edificio alle azioni orizzontali in: (a) pareti non ammassate né vincolate, (b) pareti ammassate con orizzontamento flessibile, (c) pareti ammassate e orizzontamento rigido.

Se la struttura ha un comportamento scatolare (grazie a collegamenti sovraresistenti) la resistenza alle azioni orizzontali dipende dal comportamento:

- a lastra delle pareti parallele alla direzione della forza;
- a piastra delle pareti ortogonali alla direzione della forza.

I meccanismi di collasso delle pareti fuori dal piano sono impediti fintanto che i collegamenti assicurano il comportamento scatolare.

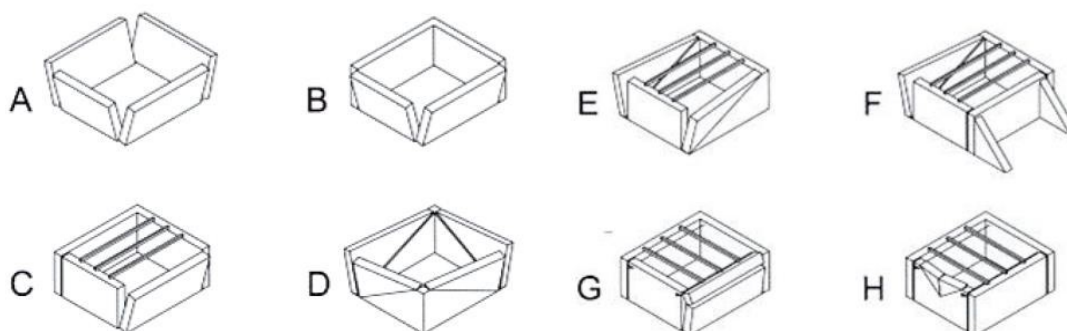
Inoltre è opportuno che i muri siano efficacemente ammassati tra loro lungo le intersezioni verticali, mediante un'adeguata disposizione degli elementi (Figura 1.12). Un buon ammassamento tra muri lungo le intersezioni verticali, se ben realizzato, con un'accurata disposizione dei blocchi, garantisce una redistribuzione dei carichi verticali tra muri ortogonali anche nel caso di solai ad orditura monodirezionale.



**Figura 1.12:** ammassamento dei muri realizzato mediante opportuna disposizione dei blocchi: ad L (a) e a T (b)

Un ruolo importante per quel che riguarda la risposta sismica di un edificio in muratura è svolto dalla regolarità strutturale, sia in pianta che in altezza. Un edificio compatto ha rigidezze paragonabili nelle due direzioni con un miglior comportamento d'insieme. E' opportuno che la pianta sia il più possibile simmetrica per limitare gli effetti torsionali dovuti all'eccentricità tra il centro di massa e quello di rigidezza. L'utilizzo di forme in pianta non semplici, come quelle a "L" o a "C", o con rientranze generano pericolose concentrazioni di sforzi negli angoli. Gli edifici irregolari in altezza presentano gli stessi problemi di concentrazione degli sforzi nella zona di connessione tra due parti dell'edificio aventi altezza diversa. Da evitare sono le configurazioni con aumento della massa verso l'alto e la disposizione irregolare delle aperture all'interno di una stessa parete.

Si riportano infine degli schemi tipici di meccanismi che si instaurano per effetto di elementi di piano deformabili (Figura 1.13 (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h)).



**Figura 1.13:** (a) ribaltamento delle pareti,, (b) ribaltamento delle pareti non ammorsate, (c) ribaltamento della parete non ammorsata e non trattenuta dal solaio, (d) ribaltamento con pareti lato non ammorsato, (e) ribaltamento delle pareti non ammorsate e non trattenute dal solaio (f) ribaltamento delle pareti non ammorsate, non trattenute dal solaio e senza contrafforti, (g) meccanismo di sfondamento, (h) ribaltamento parete non trattenuta dal solaio.

## Danni e vulnerabilità sismiche degli edifici in muratura

Dall'osservazione dei danni avvenuti su edifici in muratura durante un evento sismico, per le varie tipologie costruttive, come visto in precedenza, si possono definire essenzialmente tre principali categorie di danneggiamento:

-disgregazione della tessitura muraria;

-meccanismo di collasso della parete al di fuori del proprio piano;

-meccanismo di collasso della parete nel proprio piano.

La disgregazione della tessitura muraria si manifesta sulle murature quando siamo in presenza di un legante di scarsa qualità, ovvero quando i paramenti che formano il pannello murario non sono ben ammorsati tra di loro. Tale danneggiamento comporta lo sganciamento del paramento esterno seguito dalla sua espulsione (Figure 1.17 e 1.18).



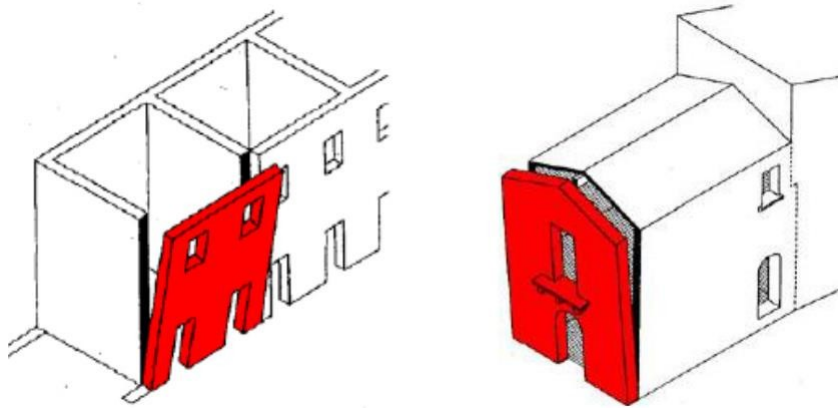
**Figura 1.17 e 1.18:** esempi di danneggiamento per disgregazione della tessitura muraria.

I danneggiamenti dovuti a meccanismi che coinvolgono i pannelli murari al di fuori del loro piano si distinguono in base al tipo di deformazione che interessa il complesso strutturale.

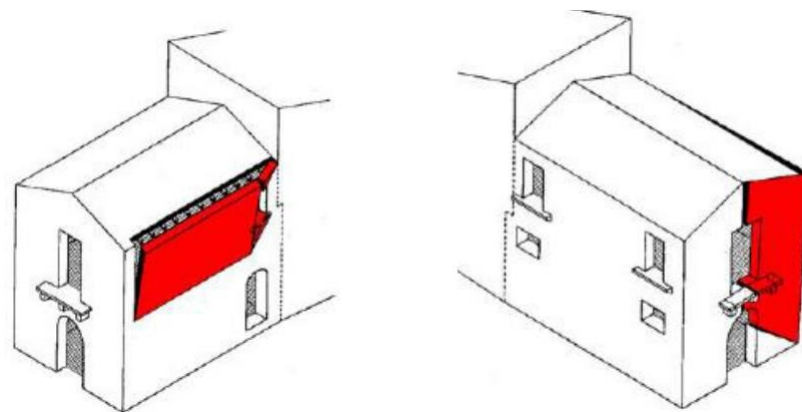
I fenomeni di estensione della cella muraria si presentano quando le pareti non sono efficacemente collegate tra loro o grazie alle travi o per mezzo di altri dispositivi quali catene. Questo tipo di deformazione comporta il distacco ed il ribaltamento delle pareti di facciata e lo sfilamento delle travi ortogonali alla facciata stessa. La presenza di coperture di tipo spingente favorisce tale meccanismo di crisi.

Il meccanismo si manifesta quindi attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad assi in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. Il ribaltamento può essere anche composto, ovvero accompagnato dal trascinarsi di parti delle strutture murarie appartenenti alle pareti di controvento.

Il ribaltamento può interessare l'intera facciata (Figure 1.19, 1.20) o solo una parte di essa (Figure 1.21, 1.22).



**Figura 1.19 e 1.20:** meccanismo di ribaltamento globale.

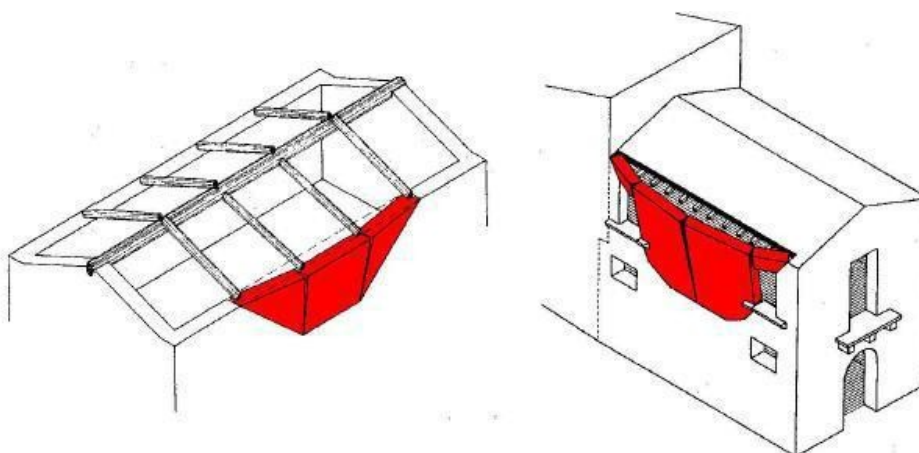


**Figura 1.21 e 1.22:** meccanismo di ribaltamento parziale.



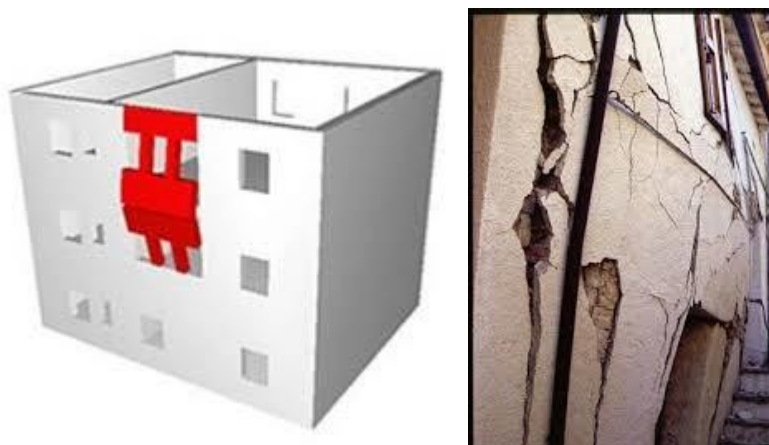
**Figura 1.23 e 1.24:** meccanismo di ribaltamento globale e parziale fuori dal piano. Nella figura 1.23 si vede che il ribaltamento è composto.

Un altro caso di ribaltamento fuori piano può avvenire per flessione verticale od orizzontale. Il primo meccanismo si manifesta con formazione di una cerniera cilindrica orizzontale che divide la parete in due blocchi ed è descritto dalla rotazione reciproca degli stessi attorno a tale asse per azioni fuori dal piano. Il secondo meccanismo si manifesta con l'espulsione di materiale dalla zona sommitale della parete e col distacco di corpi cuneiformi accompagnato dalla formazione di cerniere cilindriche oblique e verticali per azioni fuori dal piano (Figure 1.25, 1.26, 1.27).



**Figura 1.25 e 1.26:** meccanismo di collasso per flessione orizzontale.



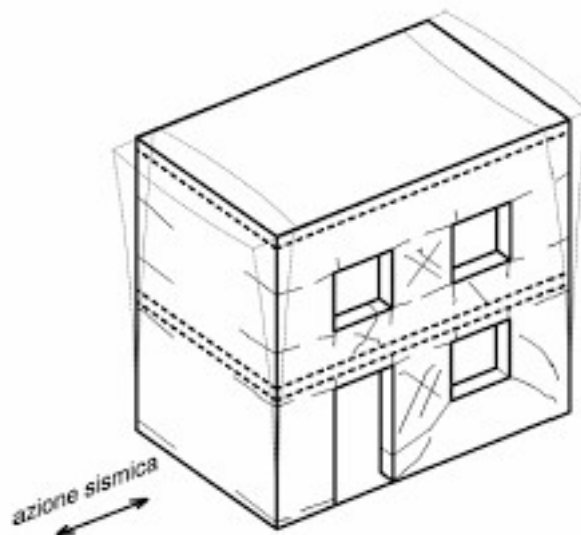


**Figura 1.27::** meccanismo di collasso per flessione verticale.

I meccanismi di collasso di una parete nel proprio piano sono essenzialmente dovuti a crisi per taglio o per pressoflessione.

I meccanismi dovuti al raggiungimento del taglio massimo prevedono l'instaurarsi di un quadro fessurativo, che varia a seconda dell'azione tagliente: questa provoca nei pannelli murari delle lesioni inclinate diagonalmente, che, nel caso di azioni cicliche, assumono una configurazione ad X. A causa dello scorrimento di un setto murario sull'altro si ha la formazione di fessure orizzontali solitamente nei letti di malta. Le fessure diagonali possono anch'esse interessare prevalentemente i letti di malta, assumendo la tipica configurazione a "scaletta" oppure possono coinvolgere i blocchi che costituiscono la muratura. Esse possono interessare sia i maschi murari che le fasce.

La rottura per pressoflessione provoca invece lo schiacciamento della muratura nella zona compressa delle sezioni. Nel caso in cui lo sforzo di compressione assiale sia elevato, la zona compressa risulta ampia, mentre, nel caso di sforzo normale modesto, l'estensione della zona compressa alla base si riduce e si formano ampie fessure di tipo flessionale fino all'instaurarsi di un cinematismo simile a quello di un blocco rigido (Figura 1.28).



**Figura 1.28::** meccanismo di collasso nel piano per taglio e pressoflessione.

Subentrano poi difetti di costruzione, discontinuità e/o interazione tra edifici contigui, problemi di concezione strutturale: tutti aspetti (definiti in gergo vulnerabilità sismiche) che in una situazione di eventi eccezionali, come appunto quella sismica, favoriscono lo svilupparsi di determinati meccanismi che portano al collasso, locale o globale, della struttura.



## 1.2 Metodi di analisi

L'entità della domanda con la quale confrontare la capacità della struttura può essere valutata utilizzando una determinata modellazione ed adottando uno fra i metodi di analisi forniti dalle NTC.

In particolare, i metodi di analisi si articolano in lineari e non lineari, in funzione delle caratteristiche della struttura e del modello di comportamento adottato. Nel caso di analisi lineare, la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere rifotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o meno) e dallo stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano. Le NTC riportano una tabella dove indica i valori del fattore di comportamento ammissibili in relazione al tipo di analisi che stiamo effettuando e allo stato limite a cui stiamo facendo riferimento (Fig. 1.29)

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

**Figura 1.29:** Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica.

Le analisi che abbiamo a disposizione sono quindi:

- analisi lineare statica;
- analisi lineare dinamica (analisi modale);
- analisi non lineare statica (analisi di pushover);
- analisi non lineare dinamica.

## Analisi lineare

L'analisi lineare può essere utilizzata per calcolare la domanda sismica nel caso di comportamento strutturale sia dissipativo che non. In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l'azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto, per ogni stato limite, assumendo per il fattore di comportamento  $q$  i limiti riportati nella precedente tabella. Le strutture possono essere classificate come appartenenti ad una tipologia in una direzione orizzontale e ad un'altra tipologia nella direzione orizzontale ortogonale alla precedente, utilizzando per ciascuna direzione il fattore di comportamento corrispondente.

## Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettano i requisiti specifici riportati nella normativa, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza. La normativa suggerisce quindi la seguente formula per la stima del periodo:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio.

Questa formulazione porta in conto, in maniera indiretta, l'effettiva rigidità laterale della struttura e risulta pertanto più affidabile rispetto ad altre formulazioni più semplici, ma richiede necessariamente un modello di calcolo ed un'analisi statica specifica. La circolare esplicativa n°7 della normativa ci fornisce quindi un'espressione semplificata:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

dove  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  assume il valore di 0,050 nel caso specifico di strutture in muratura.

## Analisi lineare dinamica (analisi modale)

L'analisi lineare dinamica, così come riportata nelle NTC, avviene in tre passi fondamentali:

- determinazione dei modi di vibrare 'naturali' della struttura (analisi modale);

- calcolo degli effetti dell'azione sismica (rappresentati dagli spettri di risposta di progetto) per ognuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione degli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (senza forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare della struttura. Questi modi di vibrare sono una caratteristica propria della struttura, perché sono ricavati in assenza di forzante esterna, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione  $T$  e da un fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$ , nonché da una forma. In assenza di sistemi di isolamento o dissipazione, il fattore di smorzamento convenzionale  $\xi$  assume il valore  $\xi = 5\%$ .

L'utilizzo dello spettro di risposta consente di calcolare gli effetti massimi del terremoto sulla costruzione associati a ciascun modo di vibrare. Tuttavia, poiché durante il terremoto gli effetti massimi associati ad un modo di vibrare non si verificano di solito nello stesso istante in cui sono massimi quelli associati ad un altro modo di vibrare, tali effetti non possono essere combinati tra loro tramite una semplice somma ma con specifiche regole di combinazione, di natura probabilistica, che tengono in conto di questo sfasamento temporale: la regola di combinazione prevista dalla normativa è la regola di combinazione quadratica completa CQC.

### **Analisi non lineare**

L'analisi non lineare è un'analisi più accurata che chiama in conto il comportamento post-elastico degli elementi. Può essere utilizzata per sistemi strutturali a comportamento sia dissipativo che non dissipativo e tiene in conto delle non linearità di materiale e geometriche. Nei sistemi strutturali dissipativi i legami costitutivi utilizzati devono tener conto anche della riduzione di resistenza e della resistenza residua, se significative.

L'analisi non lineare, statica o dinamica, si può utilizzare, tra gli altri, per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare gli spostamenti nello SL di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità relative allo SLC;

- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento  $q$ ;
- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\mu / \mu_1$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione, in alternativa ai metodi di analisi lineare;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

### **Analisi non lineare statica (analisi di pushover)**

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare. Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a questo sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dall'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze di inerzia aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione.

Si ottiene quindi un diagramma  $F_b - d_c$  e rappresenta la curva di capacità della struttura.

### **Analisi non lineare dinamica**

L'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno. Essa ha lo scopo di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo SLC e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

Questo tipo di analisi deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura. Questa analisi è obbligatoria per le costruzioni con isolamento alla base quando il sistema di isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente. Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento sono valutati come

specificato nelle norme tecniche, adottando i valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

## 1.3 Modelli meccanici per le analisi

### Definizione del modello strutturale

L'elaborazione di un modello di calcolo che consenta la corretta individuazione del sistema resistente di una struttura in muratura e del suo stato di sollecitazione richiede un percorso di conoscenza articolato essenzialmente basato su:

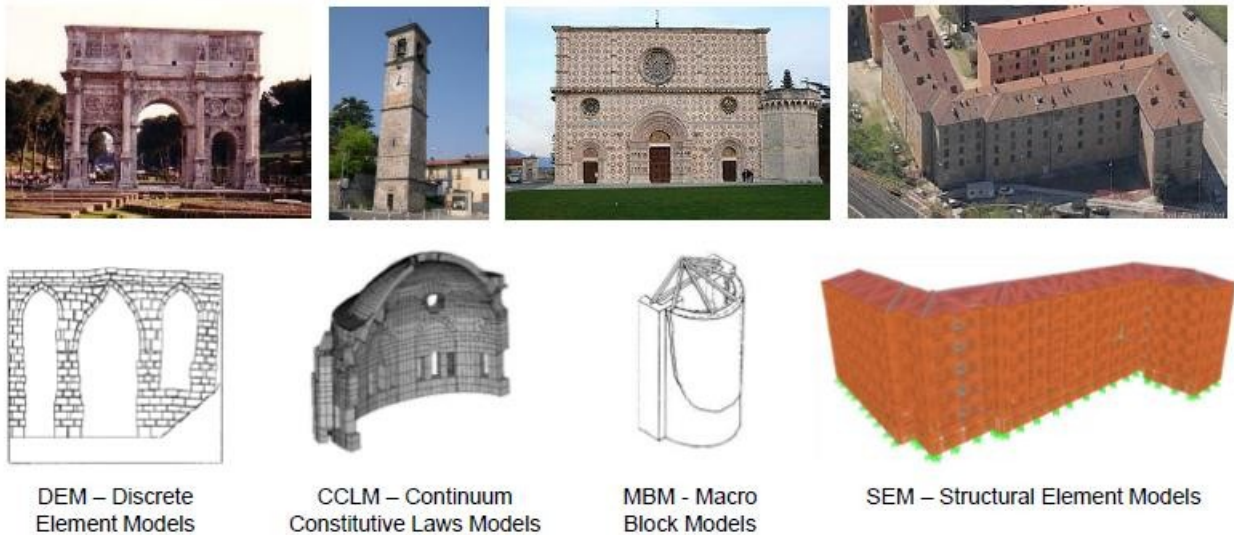
- *operazioni di rilievo*: si effettua un rilievo geometrico per identificare lo schema strutturale resistente (geometria, vincoli), le masse degli elementi e i carichi gravanti su ogni elemento di parete. Si effettua poi un rilievo del quadro fessurativo, volto all'individuazione delle cause e delle possibili evoluzioni delle problematiche strutturali dell'organismo. Viene successivamente eseguita un'analisi storico-critica al fine di ricostruire le fasi edificatorie (successive modificazioni nel tempo del manufatto) e per avere una conoscenza della risposta ad un evento aleatorio. Infine si esegue un rilievo materico costruttivo per valutare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi;

- *caratterizzazione meccanica dei materiali*: al fine di attribuire determinate proprietà ai materiali utilizzati;

- *conoscenza di terreno e fondazioni*: di grande importanza per la previsione del comportamento sismico.

La tipologia strutturale della costruzione influenza notevolmente la scelta del tipo di modello di calcolo da utilizzare. Nel caso delle costruzioni in muratura, le tipologie strutturali possono essere molteplici e molto differenti. Di conseguenza anche la modellazione più adeguata per ciascuna tipologia può variare da quella ad elementi finiti sia 3D, 2D che 1D, per le analisi globali e verifiche nel piano degli elementi resistenti, a quella basata sulla suddivisione della struttura in macroelementi per le verifiche fuori piano.

La valutazione della sicurezza richiede sempre che lo studio di una struttura in muratura sia condotto in parallelo con analisi globale (azioni nel piano) e valutazione dei meccanismi di collasso locali (azioni fuori dal piano).



**Figura 1.30:** *Differenti modelli meccanici di analisi messi a confronto*

## Metodo agli elementi finiti (FEM)

Il metodo agli elementi finiti (fem) è una tecnica dell'analisi numerica volta ad ottenere soluzioni approssimate per una molteplicità di problemi. Originariamente sviluppato per studiare il campo tensionale nelle strutture aeronautiche, è stato poi esteso ed applicato al campo della meccanica del continuo. Per la sua varietà di impiego e duttilità quale strumento di analisi, è stato sviluppato ed è attualmente utilizzato nelle Università e nell'Industria. In numerosi problemi fisici ed ingegneristici risulta sufficiente ottenere soluzioni numeriche approssimate, piuttosto che soluzioni analitiche esatte di difficile utilizzo pratico.

Il FEM vede il dominio come l'unione di tanti sottodomini di forma elementare. Le equazioni differenziali vengono lasciate inalterate, mentre il dominio viene discretizzato. I gradi di incognita della struttura sono dati dagli spostamenti dei nodi e una volta noti si risale allo stato di tensione e di deformazione di ciascun elemento. La modellazione agli elementi finiti offre poi la possibilità di analizzare strutture di forma qualunque utilizzando elementi sia piani che solidi, a seconda che si vogliano rappresentare strutture bidimensionali come pareti, o tridimensionali come le volte, oppure tramite elementi monodimensionali nel caso di travi e di orditure secondarie dei solai. Le applicazioni del metodo si possono suddividere in analisi lineari e non lineari.

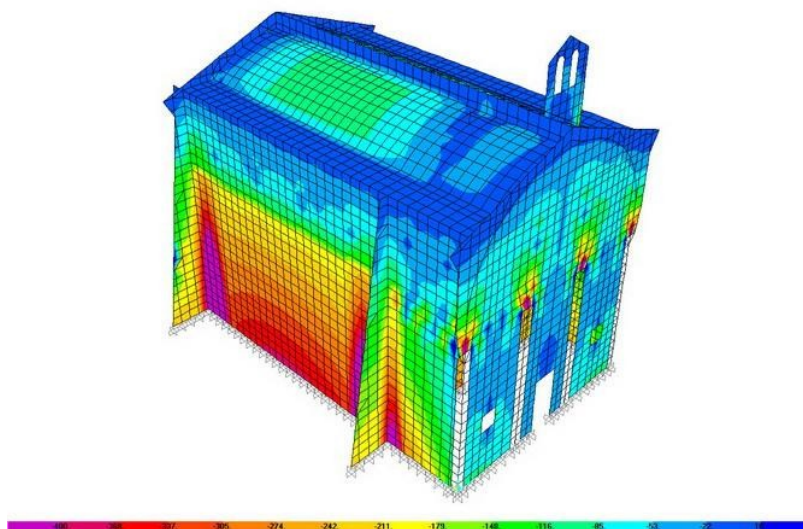
L'analisi lineare si fonda su una perfetta congruenza delle connessioni e su un comportamento elastico lineare e isotropo dei materiali. Solitamente essa è impiegata per l'analisi sia della distribuzione delle tensioni sia delle zone di concentrazione, che nascono sotto l'azione dei carichi verticali sollecitando la muratura prevalentemente a compressione. È da sottolineare che i collegamenti delle pareti murarie, tra loro e con il solaio, assumono un ruolo decisamente meno importante in quanto il regime delle tensioni è dominato dalle compressioni. L'analisi lineare è poco utile nel caso di murature soggette ad azione sismica.

Nei casi in cui le tensioni di trazione e di taglio diventano determinanti, anche la natura delle connessioni, ed il comportamento del materiale oltre la fase elastica, assumono un ruolo importante. In questi casi è preferibile indirizzare la scelta verso analisi in campo non lineare. Emergono quindi i limiti di questo metodo, che mettono in luce le incertezze sulla congruenza delle connessioni, sui parametri costitutivi introdotti, sul comportamento scatolare globale adottato, tali da sovrastimare, nella maggioranza dei casi, la resistenza.

Attraverso una relazione matriciale, che si fonda sulla costruzione della matrice di rigidezza dell'intera struttura, vengono messi in relazione gli spostamenti nodali con le forze corrispondenti. La matrice di rigidezza globale è costruita a partire dalla matrice di rigidezza dei singoli elementi. Essa rappresenta la matrice dei coefficienti di un sistema lineare, ovvero è possibile passare da equazioni differenziali a problemi lineari. Lavorando in campo non lineare la matrice di rigidezza ed i carichi diventano funzioni degli spostamenti: è necessario applicare un procedimento iterativo, che di volta in volta aggiorni sia la matrice di rigidezza che quella dei carichi.

In figura 1.31 si riporta l'esempio di un edificio in muratura modellato tramite gli elementi finiti.





**Figura 1.31:** Esempio di edificio in muratura modellato tramite gli elementi finiti (FEM).

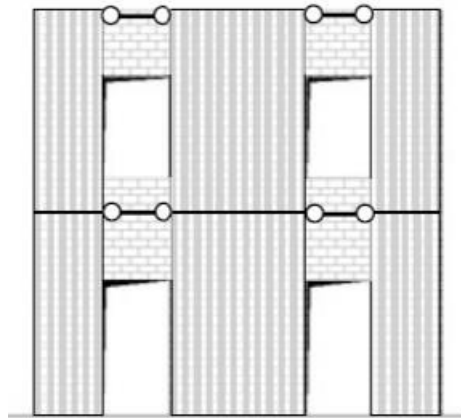
### **Modellazione maschi forti – fasce deboli (modello a mensole)**

L'aspetto più significativo delle modellazioni agli elementi finiti è che non sono predefiniti i meccanismi di collasso, diversamente da quanto avviene nel caso dei due modelli semplificati spesso adottati in ambito normativo, come il modello maschi forti – fasce deboli e il modello fasce forti – maschi deboli.

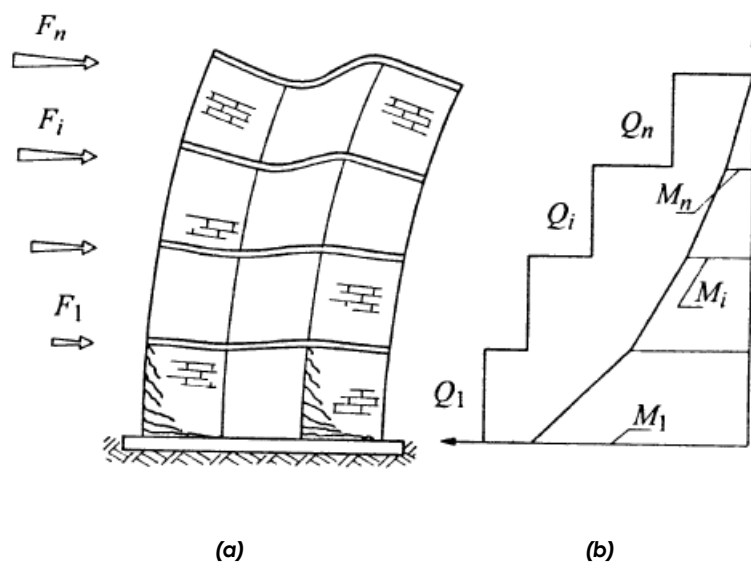
Per poter svolgere questo tipo di analisi, si procede alla schematizzazione della struttura facendo ricorso a notevoli semplificazioni, che consideri le capacità resistenti degli elementi murari verticali, trascurando le reali rigidezze delle fasce orizzontali di muratura. La scelta di considerare, quale collegamento tra le pareti murarie, solai con infinita rigidezza, anziché portare in conto la rigidezza effettiva del sistema costituito dal solaio insieme alle fasce, sottintende la scelta di una modellazione in cui siano impediti le rotazioni all'estremità degli elementi murari verticali. Il prezzo di questa semplificazione è rappresentato dalla sottostima della duttilità strutturale, dalla mancata considerazione del danneggiamento delle fasce, quindi dalla sovrastima della rigidezza strutturale complessiva. Con questo tipo di modellazione, si hanno quindi i seguenti effetti:

- maggiore capacità di spostamento;
- danno agli elementi secondari.

Riassumendo, tale modellazione porta ad una sottostima, spesso in misura considerevole, la resistenza, a vantaggio però della capacità di spostamento.



**Figura 1.32:** Modellazione maschi forti – fasce deboli.



**Figura 1.33:** (a) deformata e quadro fessurativo (b) andamento dei tagli e momenti

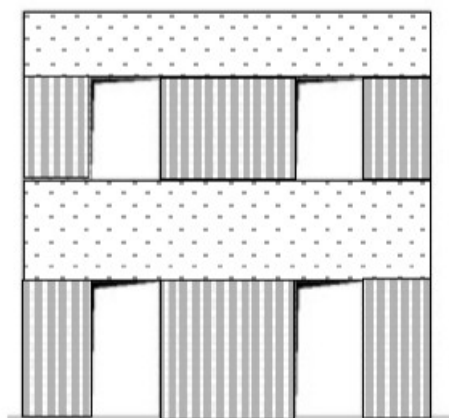
La modellazione a fasce deboli e maschi forti è generalmente coerente con costruzioni esistenti in muratura in cui gli architravi sono realizzati in legno, non si ha la presenza di cordoli ed i solai di piano, anch'essi lignei, sono considerati flessibili.

## Modellazione fasce forti – maschi deboli (metodo POR)

Mentre il modello precedente considera le fasce come semplici bielle in grado di accoppiare solo gli spostamenti orizzontali dei maschi murari, il metodo POR considera le fasce infinitamente rigide e resistenti, concentrando la deformazione ed il danno nei maschi murari.

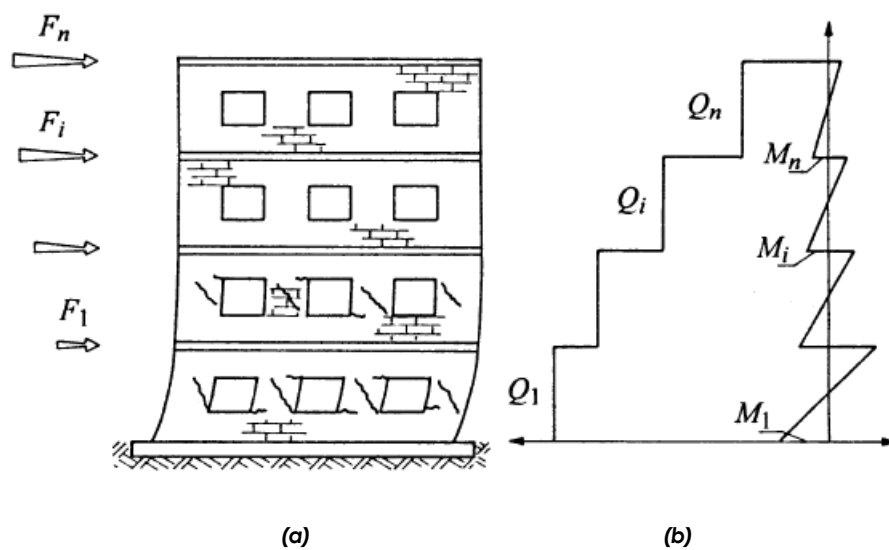
Questo modello porta ad una sovrastima della rigidezza e della resistenza, con ridotte capacità di spostamento.

Tali modelli possono costituire un utile riferimento in presenza di incertezze nella conoscenza costruttiva dell'edificio, per le analisi di sensitività o come possibili alternative nella tecnica di modellazione strutturale.



**Figura 1.34:** Modellazione fasce forti – maschi deboli.

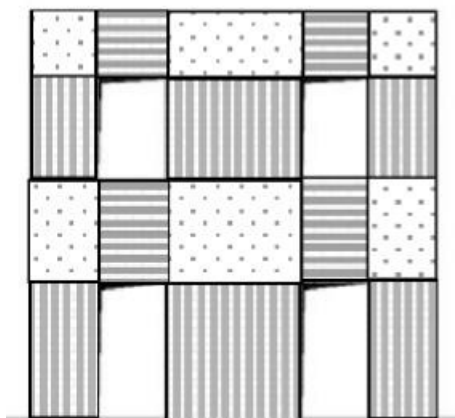
La modellazione a fasce forti e maschi deboli è generalmente coerente con le nuove costruzioni in muratura in cui le fasce di piano sono sempre connesse con architravature, cordoli rigidi e solette collaboranti.



**Figura 1.35:** (a) deformata e quadro fessurativo (b) andamento dei tagli e momenti

## 1.4 Modellazione a telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente risulta essere lo strumento che consente di stimare al meglio il comportamento di un edificio esistente. Nei modelli a telaio equivalente sia i maschi che le fasce di piano sono modellati con rigidezza finita e le condizioni di vincolo dei maschi sono dipendenti dalla rigidezza e dalla resistenza delle fasce di piano. Il comportamento globale della struttura in muratura risulta intermedio rispetto alle due configurazioni previste nei modelli semplificati.



**Figura 1.36:** Modellazione a telaio equivalente.

Le sollecitazioni possono calcolarsi da un modello della struttura a telaio equivalente, scomponendo l'edificio in muratura in maschi murari e fasce di piano che sono in genere modellati come elementi finiti di tipo frame (1D).

La modellazione a telaio equivalente prevede la schematizzazione di un edificio in muratura in più pareti discretizzate con elementi monodimensionali ad asse verticale (maschi) e ad asse orizzontale (fasce) fra loro connessi attraverso i nodi rigidi. Tali macroelementi devono essere identificati a priori ed i legami costitutivi sono espressi in termini di caratteristiche di sollecitazione.

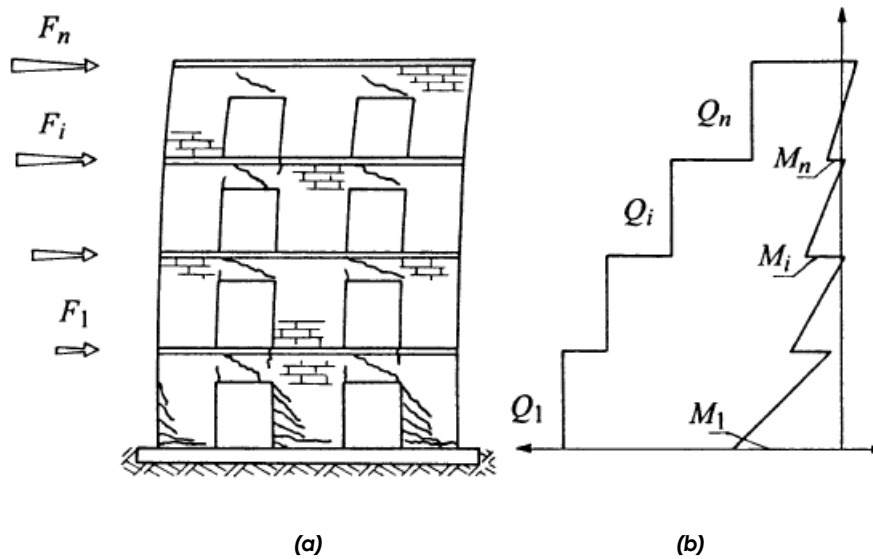


Figura 1.37: (a) deformata e quadro fessurativo (b) andamento dei tagli e momenti.

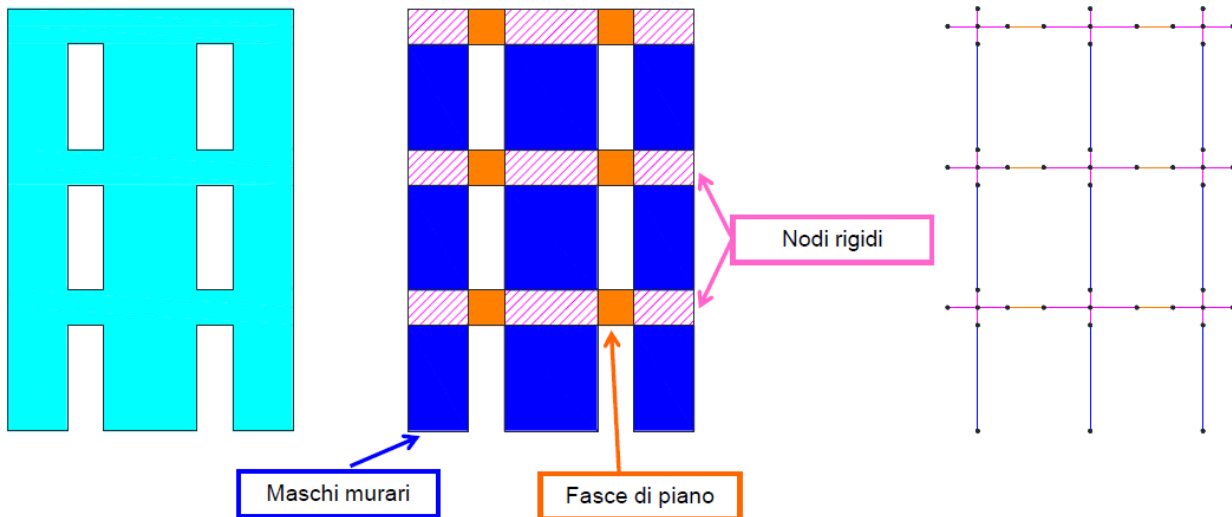
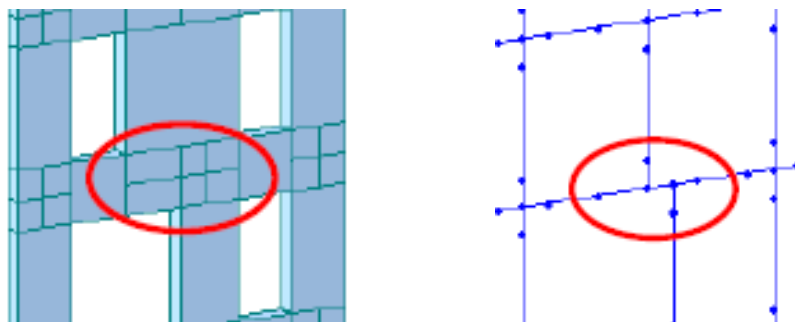


Figura 1.38: identificazione maschi murari, fasce di piano, nodi rigidi e rispettivo schema unifilare.

L'iter da seguire per la corretta individuazione degli elementi maschio, fascia e nodo è quella di lavorare sul singolo allineamento (di spina o di facciata) in pianta ed in parallelo sul relativo prospetto. Inoltre, tale tipo di modellazione è tanto più agevole quanto più la posizione delle aperture risulta regolare tra un'elevazione e l'altra, ciò non è sempre riscontrabile, soprattutto nel caso del costruito storico che può aver subito modifiche, anche sostanziali, nel corso del tempo.

La mancanza di allineamento tra successivi elementi strutturali tipo maschio, che vanno a gravare sugli elementi rigidi in falso, induce delle eccentricità nell'applicazione dei carichi assiali con conseguente momento flettente che sollecita in modo anomalo le

fasce di piano. Risulta più gestibile mantenere il medesimo allineamento tra un piano e l'altro. Discorso analogo per le eccentricità nella direzione ortogonale al piano della parete, dovute a rastremazioni o ringrossi della parete. Una modellazione troppo nel dettaglio può rendere difficile la lettura e l'interpretazione dei risultati, per cui è conveniente procedere con approfondimenti successivi.

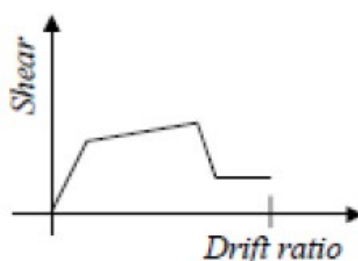


**Figura 1.39:** disallineamento delle aperture tra elevazioni successive provocano eccentricità intrinseca nel modello di calcolo.

### L'Elemento maschio murario

Il maschio murario è per definizione un elemento continuo da cielo a terra: sono elementi verticali tra due aperture successive.

Il comportamento dell'elemento maschio murario viene definito elasto-plastico con limite di deformazione.



**Figura 1.40:** legame costitutivo elasto-plastico con limite di deformazione

Comportamento lineare elastico finché non viene verificato uno dei possibili criteri di rottura:

- comportamento flessionale (rocking and/or crushing);
- comportamento a taglio (diagonal cracking);
- comportamento a taglio (bed joint sliding).

Lo spostamento ultimo è assunto pari a 0,5% dell'altezza del maschio (rottura per taglio) e all'1% (rottura per pressoflessione). Inoltre, nell'elaborazione di un modello tridimensionale ai maschi deve essere svincolata la rotazione fuori dal piano della parete in cui si trova (comportamento a biella fuori dal piano).

### Geometria dell'elemento maschio murario

Per quanto concerne la concezione strutturale e geometrica dell'elemento maschio, tale pannello murario deve:

- assolvere sia la funzione portante che il controventamento;
- poter essere considerato resistente alle azioni orizzontali se di lunghezza  $L \geq 0,3 h_{\text{interpiano}}$ ;
- avere lo spessore minimo richiesto dalla normativa in funzione degli elementi resistenti della muratura;
- al lordo delle aperture, avere continuità in elevazione, evitando pareti in falso;
- soddisfare i requisiti geometrici richiesti dalla normativa (Fig. 1.41)

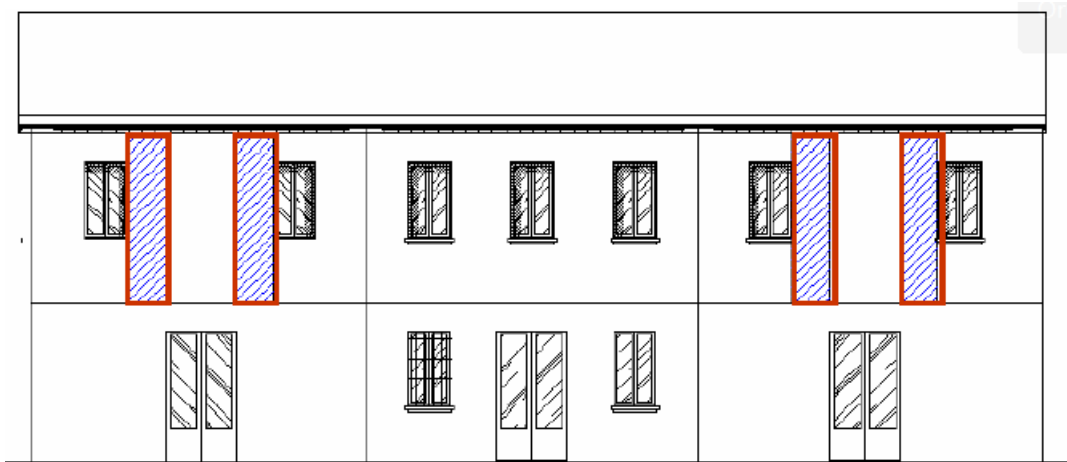
Tipologie costruttive	$t_{\text{min}}$	$(\lambda=h_0/t)_{\text{max}}$	$(l/h')_{\text{min}}$
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata	300 mm	10	0,5
Muratura ordinaria, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura confinata	240 mm	15	0,3
Muratura ordinaria, realizzata con elementi in pietra squadrata, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.15g$	240 mm	12	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali semipieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	200 mm	20	0,3
Muratura realizzata con elementi artificiali pieni, in siti caratterizzati, allo <i>SLV</i> , da $a_g S \leq 0.075 g$	150 mm	20	0,3

Figura 1.41: requisiti geometrici delle pareti resistenti al sisma

Le aperture devono essere verticalmente allineate per evitare discontinuità ed irregolarità nella trasmissione delle azioni interne. Se non sono allineate, in assenza di valutazioni più accurate, si prendono in considerazione nel modello strutturale e nelle verifiche esclusivamente le porzioni di muro che presentano continuità verticale dal piano oggetto di verifica alle fondazioni.

Nella figura seguente, sono individuati i soli elementi al piano primo resistenti alle azioni orizzontali (porzioni tratteggiate):

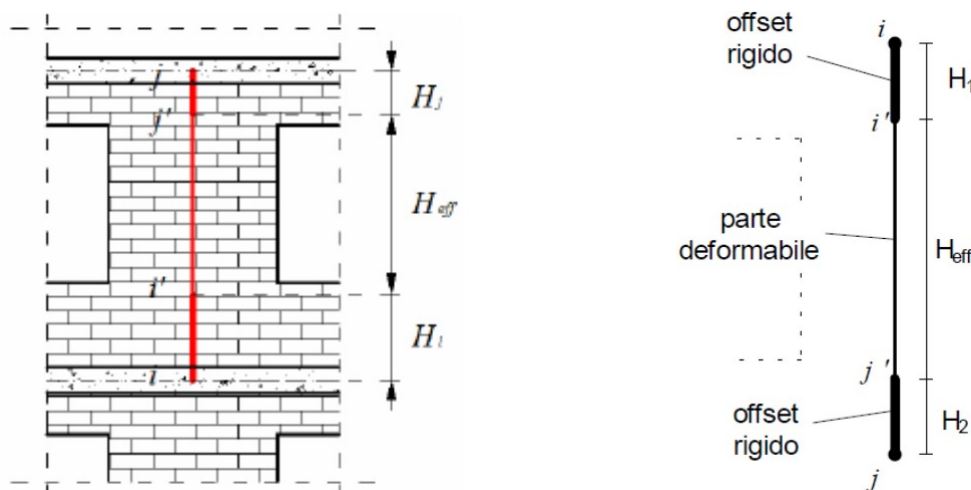




**Figura 1.42:** individuazione degli elementi verticali resistenti al piano primo in presenza di aperture disallineate.

Definita l'altezza totale di un generico elemento maschio murario, si suppone che esso sia costituito da una parte centrale deformabile, caratterizzata da resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, in corrispondenza delle estremità.

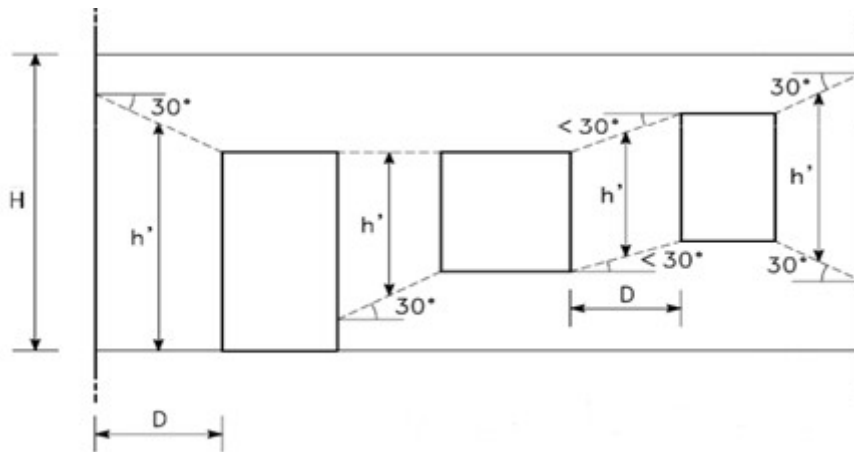
L'altezza della parte deformabile, o altezza efficace,  $H_{eff}$  del maschio, deve essere definita in modo tale da tenere conto, in modo approssimato, della deformabilità della muratura nelle zone di nodo e nella parete centrale compresa tra due aperture (Figura 1.43).



**Figura 1.43:** definizione dell'altezza efficace del maschio con offset rigido all'estremità.

L'altezza efficace può essere ricavata mediante la relazione proposta da Dolce nel 1989, in funzione delle dimensioni geometriche del pannello e delle aperture:

$$H_{eff} = h' + \frac{D(h - h')}{3h'}$$



**Figura 1.44:** definizione dell'altezza efficace del maschio murario: parametro convenzionale  $h'$

$D$  = larghezza del pannello

$h'$  = parametro convenzionale di altezza

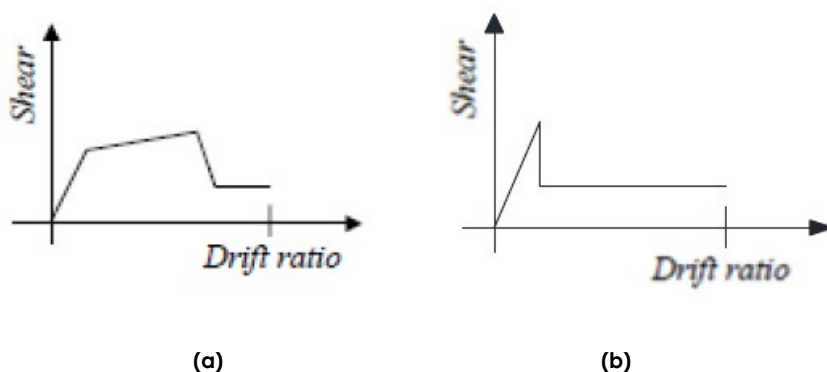
Ci sono poi una serie di parametri per la definizione completa del pannello murario, quali:

- $\lambda = h_0 / t$  definita come la snellezza convenzionale;
- $t$  spessore della parete;
- $h_0 = \rho h$  lunghezza libera di inflessione;
- $h$  altezza interna di piano;
- $\rho$  fattore laterale di vincolo

Se la larghezza del maschio murario  $l < 0,4 h'_{max}$  si considera portante nei confronti dei carichi verticali ma non resistente alle azioni orizzontali.

### **L'elemento fascia di piano**

Sono elementi orizzontali tra le aperture di due piani successivi. Il legame costitutivo dell'elemento fascia di piano viene definito elasto-plastico o elasto-fragile anch'esso con limite di deformazione dipendente dal tipo di rottura.



**Figura 1.45:** legame costitutivo elasto-plastico (a) ed elasto-fragile (b) con limite di deformazione.

E' necessario precisare che, pur adottando i medesimi criteri di rottura (taglio e pressoflessione) dei maschi murari, il comportamento delle fasce si differenzia (oltre che per l'entità della forza assiale) a causa dell'orientamento dei giunti di malta rispetto all'asse dell'elemento, quindi paralleli.

Nell'elaborazione del modello di calcolo è necessario prestare la giusta attenzione nella definizione della sezione delle fasce di piano che, attraversando due elevazioni successive, potrebbero avere spessori diversi per via di eventuali rastremazioni della muratura.

### **Geometria dell'elemento fascia di piano**

L'elemento fascia, come il cordolo, è costituito da una parte centrale deformabile a flessione e taglio, caratterizzata da una resistenza finita, e da due parti infinitamente rigide e resistenti, alle due estremità.

Nel caso delle fasce, al contrario dei maschi, non esistono formulazioni apposite per definire la lunghezza del tratto deformabile, ma si ritiene appropriato assumerla pari alla luce libera delle aperture. La lunghezza delle parti rigide sarà quindi nuovamente pari alla metà della lunghezza del maschio murario corrispondente. Le fasce murarie sono inserite all'interno del modello a telaio equivalente come elementi monodimensionali di tipo beam ad asse orizzontale, caratterizzati da una lunghezza totale pari alla distanza fra i baricentri delle sezioni trasversali dei maschi murari che delimitano la corrispondente apertura.

Tali elementi si suppongono posizionati nel piano verticale in corrispondenza dell'asse baricentrico nella direzione di maggiore sviluppo della trave muraria e collegato alle

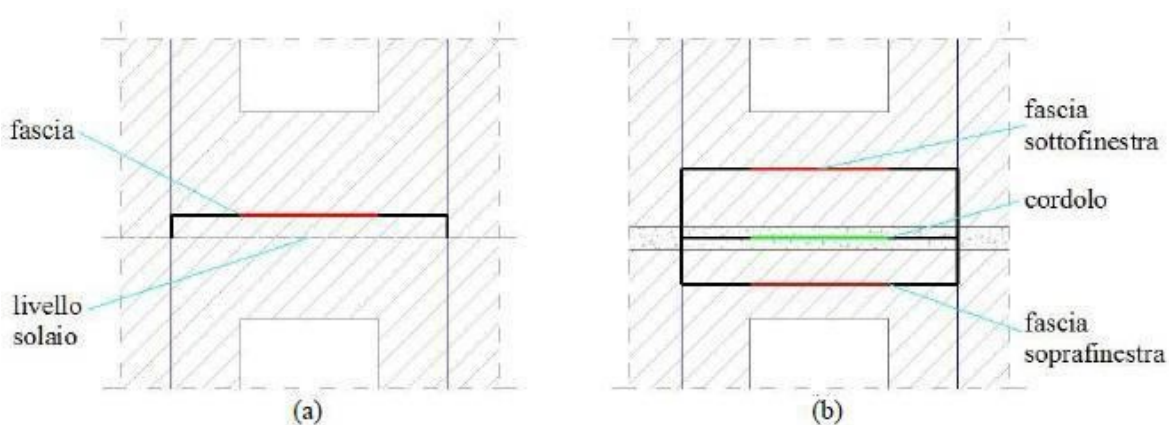
estremità degli elementi maschio mediante bracci verticali infinitamente rigidi a flessione ed a taglio, la cui lunghezza risulta paria a:

$$H_v = \frac{h_s + h_t}{2}$$

Con:

- $h_s$  = altezza del solaio;
- $h_t$  = altezza della trave di collegamento in muratura.

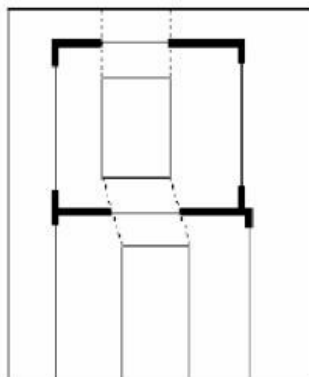
In presenza di un cordolo in c.a. a livello del solaio, si modellano separatamente, mediante elementi fascia distinti, il pannello murario orizzontale sovrastante e quello sottostante il solaio, definiti, rispettivamente fascia sottofinestra del piano superiore e fascia soprafinestra del piano considerato (Figura 1.46 b). Nel caso in cui il cordolo non sia presente, si considera invece un unico pannello murario orizzontale (Figura 1.46 a).



**Figura 1.46:** geometria dell'elemento fascia muraria senza cordolo (a) e con cordolo (b)

È necessario tener conto anche dell'eventuale assenza di allineamenti tra le aperture, in maniera tale da considerare la diffusione delle tensioni che effettivamente interessano le zone delle fasce. In tal caso la lunghezza da attribuire alla fascia è la media fra le dimensioni delle aperture che la delimitano.

La lunghezza del tratto deformabile è fissato tracciando i segmenti che uniscono gli estremi delle aperture e tracciando l'asse congiungente i punti medi dei suddetti segmenti (Figura 1.47).



**Figura 1.47:** esempio di disposizione non allineata delle fessure.

Nella modellazione di edifici esistenti, tenuto conto degli spessori generalmente elevati della muratura, le travi in muratura possono avere una funzione strutturale importante, nel caso in cui esse siano adeguatamente ammortate agli elementi strutturali verticali mediante elementi resistenti a trazione, disposti al livello delle travi stesse, quali tiranti in acciaio (catene) o cordoli in c.a.

Per quanto concerne le verifiche delle fasce di piano, in presenza di azione assiale nota, viene effettuata in analogia a quanto previsto per i pannelli murari verticali. Qualora l'azione assiale non sia nota dal modello di calcolo ma siano presenti, in prossimità delle fasce, elementi orizzontali resistenti a trazione (catene o cordoli), i valori delle resistenze di progetto possono essere assunti non superiori ai valori riportati in normativa ed associati ai meccanismi di rottura per taglio e pressoflessione.

### **L'elemento braccio rigido**

I nodi vengono schematizzati come tratti rigidi caratterizzati da un materiale con:

- modulo di elasticità  $E \gg$  (diversi o.d.g.) di quello usato per i maschi e le fasce;
- massa nulla (per non andare incontro ad azioni molto superiori a quelle effettive).

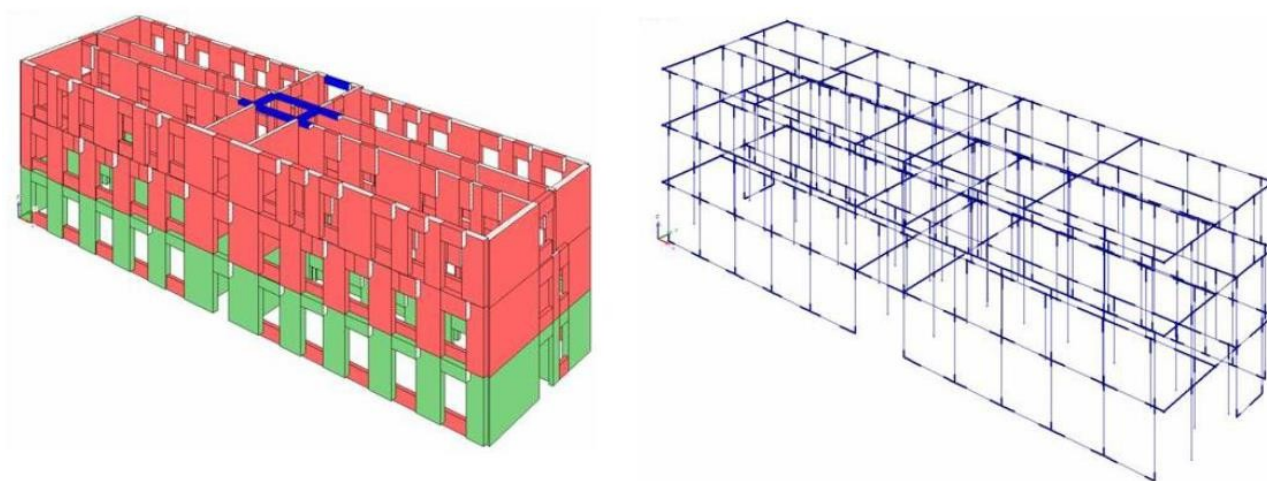
Il braccio rigido quindi deve avere principalmente elevata rigidezza flessionale ma anche estensionale e torsionale (che può essere garantita tramite  $E$  e  $G$  o tramite  $A$  e  $J$ ).

Concettualmente, il braccio rigido serve per rappresentare l'ingombro effettivo dei maschi e delle fasce, schematizzati come elementi frame, lasciando così all'analisi la parte deformabile dei maschi e delle fasce.

L'idea della definizione del braccio o nodo rigido, riprende sempre la filosofia che sta alla base della progettazione strutturale: il concetto della sovraresistenza. Sappiamo infatti che negli edifici in cemento armato, i nodi devono essere sovraresistenti ai pilastri

e alle travi, e questo può essere garantito andando a raffittire il quantitativo di armatura nelle zone nodali. Se la resistenza del nodo viene meno, non è più garantito il corretto trasferimento degli sforzi dalle travi ai pilastri e di conseguenza lo scarico tensionale, con conseguente collasso degli elementi strutturali secondari e primari fino al completo collasso della struttura; le nuove normative impongono limiti molto restrittivi sul quantitativo minimo di armatura delle zone nodali.

Quello che accade nelle strutture in muratura è più o meno lo stesso, è necessario salvaguardare il nodo e quindi renderlo sovraresistente alle fasce e ai maschi. I nodi devono essere l'ultimo elemento che raggiunge il collasso. Per questo motivo, la definizione del braccio rigido è molto importante; si considera che le plasticizzazioni avvengano sugli elementi deformabili, perché il nodo non deve raggiungere la condizione limite di resistenza.



**Figura 1.48:** modellazione edificio 3D a telaio equivalente, vista estrusa e vista unifilare. In neretto sono evidenziati i bracci rigidi.

## 1.5 Interventi sulle strutture in muratura

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalle NTC2018. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali.

Si individuano le seguenti categorie di intervento:

- *interventi di riparazione o locali*: interventi che interessino singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- *interventi di miglioramento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al paragrafo 8.4.3 della normativa;
- *interventi di adeguamento*: interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente.

### Riparazioni o interventi locali

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

Sono quindi interventi che interessano elementi isolati e che comunque comportano un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

### Interventi di miglioramento sismico

Rientrano negli interventi di miglioramento tutti gli interventi che siano comunque finalizzati ad accrescere la capacità di resistenza delle strutture esistenti alle azioni considerate. E' possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate per gli interventi di adeguamento. Il progetto e la valutazione

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

Sono quindi interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza raggiungere i livelli di sicurezza richiesti dalle norme.

### **Interventi di adeguamento sismico**

Sono interventi atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle norme.

Diventa obbligatorio procedere alla valutazione della sicurezza e, qualora necessario, all'adeguamento della costruzione, a chiunque intenda:

- sopraelevare la costruzione;
- ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;
- apportare variazione di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%;
- effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione;
- apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

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



## 2. LA TECNICA DELL'ISOLAMENTO SISMICO

### 2.1 Generalità

La progettazione antisismica delle strutture è, come per altre condizioni di carico, basata sul soddisfacimento della disequazione:

$$\text{CAPACITA}' \geq \text{DOMANDA}$$

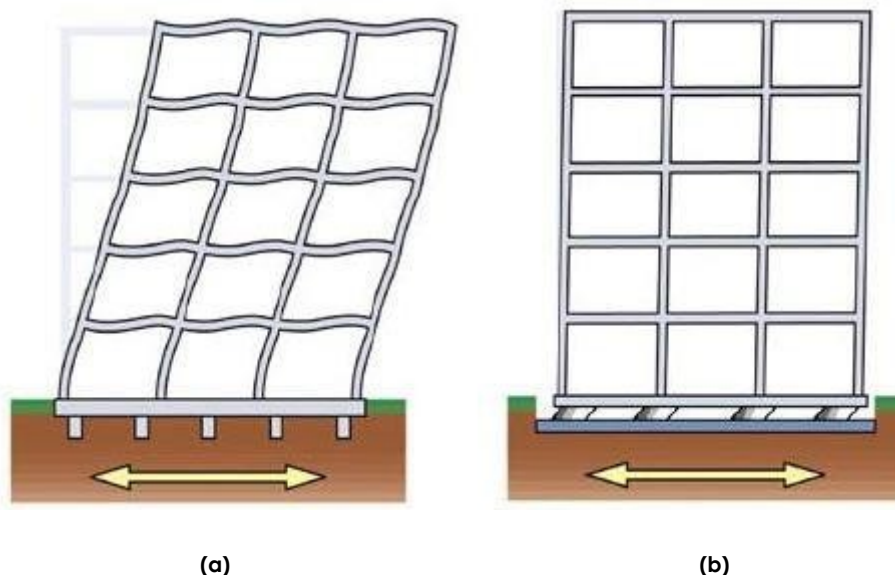
In cui la domanda è determinata dal moto del terreno e la capacità dalle caratteristiche di resistenza e di deformabilità in campo non lineare della struttura. Per evitare danni strutturali durante un sisma, all'aumentare della sua intensità attesa, sarebbe necessario aumentare proporzionalmente la resistenza della struttura. Il danneggiamento strutturale, tuttavia, non corrisponde ad una condizione di collasso, avendo la struttura ancora importanti riserve di sopravvivenza grazie alla sua duttilità, ossia alla capacità dei suoi elementi strutturali di sostenere escursioni in campo plastico, mantenendo pressoché costante la loro forza resistente. Per di più non è economicamente conveniente aumentare indefinitamente la resistenza della struttura. Di conseguenza, i codici sismici moderni consentono di far ricorso alla duttilità strutturale per soddisfare la disequazione  $\text{Capacità} \geq \text{Domanda}$ . L'accettazione di elevate richieste di duttilità, tuttavia, implica l'accettazione di danni agli elementi strutturali, a seguito di eventi sismici di moderata-alta intensità, e dei relativi costi di riparazione e di interruzione del servizio.

Una filosofia di progettazione basata sull'aumento della capacità porta, quindi, alla scelta fra due possibili alternative:

- aumentare la resistenza, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni della struttura;
- aumentare la duttilità globale (capacity design).

La moderna progettazione antisismica, pertanto, realizza i suoi obiettivi fondamentali, consistenti nell'evitare il collasso delle strutture per terremoti di forte intensità e nel limitare il danneggiamento delle parti non strutturali per terremoti di media intensità, con l'applicazione di criteri per la scelta ottimale dei parametri strutturali fondamentali, quali rigidità, resistenza e duttilità, e di regole progettuali che consentano di ottenere un buon controllo del comportamento dinamico delle costruzioni in campo non lineare.

Alcune tecniche moderne di protezione sismica passiva delle strutture utilizzano appositi dispositivi per ridurre la domanda e/o concentrare in essi, anziché in parti della struttura, l'assorbimento e la dissipazione di energia: una di queste tecniche, molto efficace, è l'isolamento sismico. Esso realizza la strategia di ridurre la domanda in maniera globale, abbattendo drasticamente l'energia trasmessa dal suolo all'intera struttura.



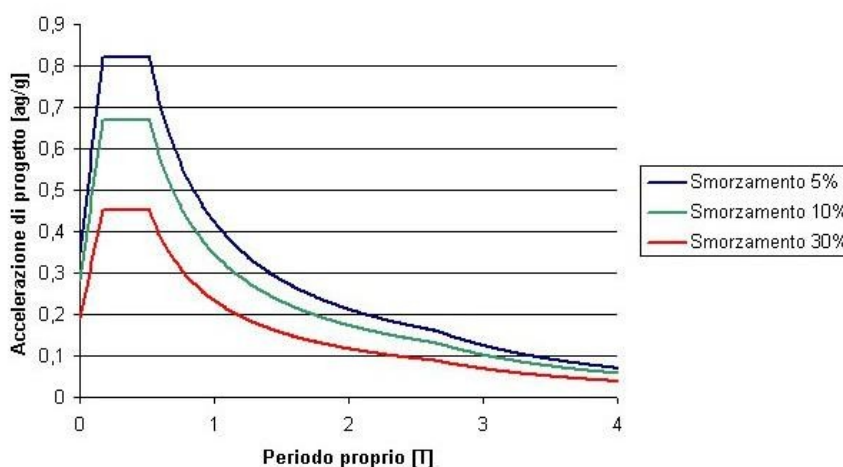
**Figura 2.1:** telai a base fissa (a) e a base isolata (b) in caso di sisma

L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa (alla base nel caso degli edifici), che risulta quindi suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura. La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita dall'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori, caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidità in direzione verticale.

La sottostruttura, in genere molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori. Assumendo che i dispositivi di isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo fondamentale del sistema strutturale (sottostruttura – isolamento - sovrastruttura) in una

zona dello spettro a più basse accelerazioni. Conseguentemente, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano molto minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, riducendo o annullando del tutto i danni provocati agli elementi strutturali e non strutturali. Ovviamente l'incremento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che però si concentrano nel sistema di isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal sisma.

La sovrastruttura si comporta quindi quasi come fosse un corpo rigido, subendo spostamenti relativi di interpiano molto contenuti.



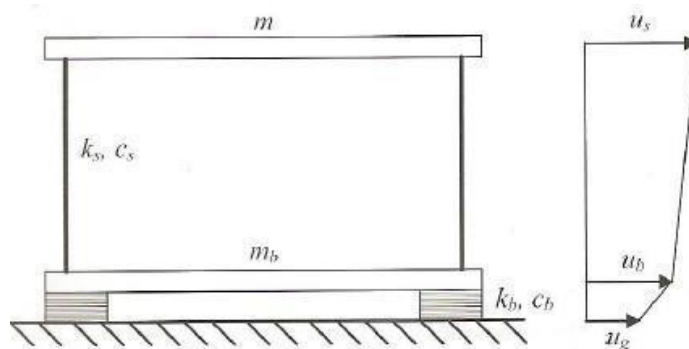
**Figura 2.2:** spettro di risposta all'SLV incrementando il fattore di smorzamento indotto dall'isolamento

I benefici derivanti dall'adozione dell'isolamento sismico sono molteplici. La sensibile riduzione delle accelerazioni sulla struttura, rispetto alla configurazione a base fissa, determina:

- l'abbattimento delle forze di inerzia (quindi sollecitazioni) prodotte dal sisma sulla struttura;
- elevata riduzione degli spostamenti di interpiano (garantendo così continuità nella funzionalità dell'edificio);
- un'elevata protezione del contenuto strutturale;
- una percezione molto minore delle scosse sismiche da parte degli occupanti.

## 2.2 Basi teoriche dell'isolamento sismico

Per semplificare l'interpretazione del comportamento di un edificio isolato alla base, si individuano due componenti fondamentali nella deformabilità complessiva del sistema strutturale: l'isolamento sismico e la sovrastruttura, e due componenti inerziali, la massa del basamento della struttura, direttamente vincolata a terra attraverso il sistema di isolamento, e la massa della sovrastruttura, esclusa la massa di base, che si muove rispetto a quest'ultima, essendo ad essa collegata dalla sovrastruttura stessa. Per illustrare i concetti fondamentali dell'isolamento sismico, si fa riferimento ad un sistema elastico lineare a masse concentrate, come quello illustrato in *figura 2.3.*, che rappresenta la semplificazione estrema del sistema strutturale detto, nel quale masse, rigidezze e dissipazione di energia della sovrastruttura sono distribuiti lungo l'altezza dell'edificio. In esso,  $m$  rappresenta la massa della sovrastruttura, ad esclusione del piano di base, e  $m_b$ , la massa del piano di base al di sopra degli isolatori. La rigidezza e lo smorzamento della sovrastruttura e del sistema di isolamento (pensato a comportamento elastico) sono indicati con  $k_s$  e  $c_s$ , e con  $k_b$  e  $c_b$ , rispettivamente. Il modello è caratterizzato da due gradi di libertà dinamici, corrispondenti agli spostamenti orizzontali delle due masse, denotati con  $u_s$  e  $u_b$ , mentre  $u_g$  rappresenta lo spostamento del terreno.



**Figura 2.3:** modello a due gradi di libertà di una struttura isolata alla base

Ai fini di una più semplice e diretta interpretazione del comportamento del sistema, conviene svolgere la trattazione in termini di spostamenti relativi, degli isolatori  $v_b$  e d'interpiano  $v_s$ :

$$v_b = u_b - u_g$$

$$v_s = u_s - u_b$$

Le equazioni del moto del sistema a due gradi di libertà si scrivono:

$$\begin{aligned}(m + m_b) \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_b \cdot \dot{v}_b + k_b \cdot v_b &= -(m + m_b) \cdot \ddot{u}_g \\ m \cdot \ddot{v}_b + m \cdot \ddot{v}_s + c_s \cdot \dot{v}_s + k_s \cdot v_s &= -m \cdot \ddot{u}_g\end{aligned}$$

Definito il rapporto di massa:

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b}$$

ed il rapporto delle pulsazioni:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{k_b \cdot m}{(m + m_b) \cdot k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2$$

ed introdotti i rapporti di smorzamento viscoso,  $\xi_b$  e  $\xi_s$ , legati alle precedenti grandezze dalle note relazioni:

$$\begin{aligned}2 \omega_b \xi_b &= \frac{c_b}{(m + m_b)} \\ 2 \omega_s \xi_s &= \frac{c_s}{m}\end{aligned}$$

è possibile riscrivere le equazioni del moto del sistema:

$$\begin{aligned}\ddot{v}_b + \gamma \cdot \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_b \cdot \xi_b \cdot \dot{v}_b + \omega_b^2 \cdot v_b &= -\ddot{u}_g \\ \ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2 \cdot \omega_s \cdot \xi_s \cdot \dot{v}_s + \omega_s^2 \cdot v_s &= -\ddot{u}_g\end{aligned}$$

Si noti come le grandezze  $\omega_b$ ,  $T_b$ ,  $\xi_b$  e  $\omega_s$ ,  $T_s$ ,  $\xi_s$  sono la pulsazione, il periodo e il rapporto di smorzamento rispettivamente di due oscillatori elementari, l'uno costituito dall'intera massa vincolata dal sistema di isolamento, l'altro dalla sola sovrastruttura assunta fissa alla base. Accanto al rapporto delle pulsazioni, può essere introdotto il rapporto di isolamento, ossia il rapporto tra i periodi  $T_b/T_s$ , pari alla radice quadrata dell'inverso di  $\varepsilon$ .

La risoluzione del problema agli autovalori ed autovettori porta alla definizione dei due modi di vibrare della struttura. Assumendo  $\varepsilon \ll 1$ , cioè sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, è possibile semplificare notevolmente la trattazione. Le espressioni approssimate delle due pulsazioni modali si riducono a:

$$\omega_1^2 = \omega_b^2 \cdot (1 - \gamma \cdot \varepsilon)$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1 - \gamma)} \cdot (1 + \gamma \cdot \varepsilon)$$

Analogamente, le forme modali assumono le seguenti semplici espressioni approssimate:

$$\underline{\phi}_1^T = \{1, \varepsilon\}$$

$$\underline{\phi}_2^T = \left\{1, -\frac{1}{\gamma} \cdot [1 - (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]\right\}$$

Determinati i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema si esprime come combinazione lineare delle forme modali  $\underline{\phi}_1$  e  $\underline{\phi}_2$  attraverso due coefficienti ( $q_1$  e  $q_2$ ) che descrivono l'evoluzione delle forme modali in funzione del tempo:

$$v_b = q_1 \cdot \phi_{11} + q_2 \cdot \phi_{12}$$

$$v_s = q_1 \cdot \phi_{21} + q_2 \cdot \phi_{22}$$

L'introduzione dei modi di vibrare consente di disaccoppiare le equazioni del moto, che si riscrivono quindi:

$$\ddot{q}_1 + 2 \cdot \omega_1 \cdot \xi_1 \cdot \dot{q}_1 + \omega_1^2 \cdot q_1 = -\pi_1 \cdot \ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2 \cdot \omega_2 \cdot \xi_2 \cdot \dot{q}_2 + \omega_2^2 \cdot q_2 = -\pi_2 \cdot \ddot{u}_g$$

in cui  $\pi_1$  e  $\pi_2$  rappresentano i coefficienti di partecipazione modale. Con le ipotesi fatte, essi assumono le seguenti espressioni:

$$\pi_1 = 1 - \gamma \cdot \varepsilon$$

$$\pi_2 = \gamma \cdot \varepsilon$$

Analogamente è possibile esprimere in forma compatta i rapporti di smorzamento associati ai due modi di vibrare della struttura:

$$\xi_1 = \xi_b \cdot \left(1 - \frac{3}{2} \cdot \gamma \cdot \varepsilon\right)$$

$$\xi_2 = \frac{\xi_b + \gamma \cdot \xi_b \cdot \sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1 - \gamma}} \cdot \left(1 - \frac{\gamma \cdot \varepsilon}{2}\right)$$

Assumendo un generico spettro di risposta di riferimento, in termini di spostamento  $SDe(\omega, \xi)$  o (pseudo)accelerazione  $Se(\omega, \xi)$ , è possibile calcolare i massimi modali della risposta della struttura:

$$q_{1 \max} = \pi_1 \cdot SDe(\omega_1, \xi_1)$$

$$q_{2 \max} = \pi_2 \cdot SDe(\omega_2, \xi_2)$$

e quindi, ricorrendo ad un'opportuna legge di combinazione (ad esempio SRSS), il valore massimo dello spostamento degli isolatori vale:

$$v_{b \max} = \sqrt{(q_{1 \max} \cdot \varphi_{11})^2 + (q_{2 \max} \cdot \varphi_{12})^2}$$

$$v_{s \max} = \sqrt{(q_{1 \max} \cdot \varphi_{21})^2 + (q_{2 \max} \cdot \varphi_{22})^2}$$

Sfruttando le precedenti relazioni, queste si scrivono:

$$v_{b \max} = \sqrt{(1 - \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [SDe(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \cdot \varepsilon^2 \cdot [SDe(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

$$v_{s \max} = \varepsilon \cdot \sqrt{(1 - 2 \cdot \gamma \cdot \varepsilon)^2 \cdot [SDe(\omega_1, \xi_1)]^2 + [1 - 2 \cdot (1 - \gamma) \cdot \varepsilon]^2 \cdot [SDe(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Per spettri di risposta usuali risulta  $SDe(\omega_2, \xi) \ll SDe(\omega_1, \xi)$  ed il termine  $\varepsilon \cdot SDe(\omega_2, \xi_2)$  può essere trascurato. Pertanto, le due precedenti equazioni si riducono a:

$$v_{b \max} = (1 - \gamma \cdot \varepsilon) \cdot [SDe(\omega_1, \xi_1)]$$

$$v_{s \max} = \varepsilon \cdot \sqrt{[SDe(\omega_1, \xi_1)]^2 + [SDe(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Analogamente il coefficiente di taglio, ovvero il valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa dà il valore del taglio, alla base della sovrastruttura, si può esprimere come:

$$C_s = \sqrt{[S_e(\omega_1, \xi_1)]^2 + \varepsilon^2 \cdot [S_e(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Avendo assunto che  $\varepsilon \ll 1$  e quindi che:

$$\omega_1 \approx \omega_b \quad \pi_1 \approx 1 \quad \xi_1 \approx \xi_b$$

e trascurando i termini con  $SDe(\omega_2, \xi_2)$  essendo normalmente  $SDe(\omega_2, \xi_2) \ll SDe(\omega_1, \xi_1)$ , si ottengono delle espressioni approssimate e compatte della risposta massima della struttura:

$$v_{bmax} = S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$v_{smax} = \varepsilon \cdot S_{De}(\omega_b, \xi_b)$$

$$C_s = S_e(\omega_b, \xi_b)$$

Le espressioni precedenti possono essere lette nel seguente modo: per piccoli valori di  $\varepsilon$  e per gli spettri di risposta usuali, il sistema di isolamento può essere progettato per uno spostamento massimo pari a  $SDe(\omega_b, \xi_b)$  e la sovrastruttura per un coefficiente di taglio pari a  $Se(\omega_b, \xi_b)$ . Questi due valori si possono ottenere riferendosi direttamente all'oscillatore elementare, di cui si è detto in precedenza, avente massa pari alla massa totale della sovrastruttura, ossia quella al di sopra del sistema di isolamento  $m+mb$  e con rigidezza e smorzamento pari alle corrispondenti grandezze del sistema di isolamento  $kb$  e  $\xi_b$ .

Indicando con  $C_{sa}$  il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro ad accelerazione costante (tra  $TB$  e  $TC$ ) e con  $C_{sv}$  il coefficiente di taglio relativo al tratto dello spettro a velocità costante (tra  $TC$  e  $TD$ ), si può scrivere:

$$C_{sv} = \frac{C_{sa}}{T}$$

$$v_{bmax} = \frac{C_{sa} \cdot T}{4 \cdot \pi^2}$$



da cui si ricava:

$$C_{sv} \cdot v_{bmax} = (C_{sa}/2\pi)^2$$

Le precedenti equazioni mettono in mostra come raddoppiando il periodo proprio di vibrazione della struttura isolata, si raddoppia lo spostamento alla base e si dimezza il taglio. Ciò evidenzia come, nella progettazione di un sistema di isolamento, occorra raggiungere un compromesso fra taglio massimo e spostamento massimo alla base. Mentre l'incremento del periodo determina effetti opposti sull'accelerazione e sullo spostamento, l'aumento dello smorzamento (che può arrivare al 30% in una struttura a base isolata e al 7% in una a base fissa) produce una riduzione sia del taglio che dello spostamento massimo alla base. Le norme permettono di tener conto dell'abbattimento della risposta massima conseguente ad uno smorzamento  $\xi$  superiore al 5%, assunto come valore di riferimento, mediante il coefficiente riduttivo  $\eta$ , valutabile con la seguente espressione:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55$$

## 2.3 Caratteristiche del sistema di isolamento e tipologie di isolatori

Un sistema di isolamento deve in generale possedere le seguenti caratteristiche:

- *bassa rigidità orizzontale*: al fine di garantire un periodo di isolamento elevato;
- *buona capacità dissipativa*: al fine di abbattere ulteriormente le azioni trasmesse in sovrastruttura e gli spostamenti orizzontali del sistema di isolamento;
- *funzione di appoggio*: deve essere in grado di sopportare i carichi verticali in condizione di esercizio e in condizioni sismiche (in presenza di elevati spostamenti orizzontali);
- *adeguata rigidità*: nei confronti delle forze orizzontali di piccola entità (vento, traffico o sismi di bassa energia)
- *ricentraggio*: capacità di tornare alla posizione iniziale dopo un evento sismico.

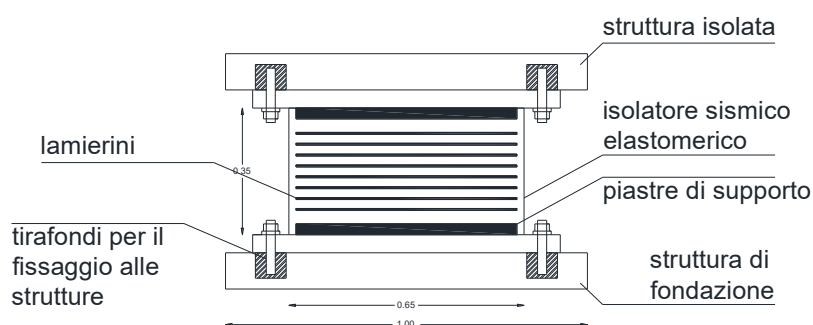
Altre caratteristiche quali durabilità, facilità di installazione, costi contenuti, ingombro limitato ecc., possono influenzare la scelta del dispositivo o del sistema di isolamento, ma non le sue prestazioni meccaniche in condizioni di installazione e manutenzione corrette.

Un sistema di isolamento è costituito da un insieme di dispositivi che tra loro combinati permettono di ottenere il comportamento richiesto. I dispositivi possono essere tutti dello stesso tipo o di tipo diverso (generalmente non più di due tipi), e sono opportunamente disposti per collegare la sottostruttura con la sovrastruttura in corrispondenza del piano di isolamento.

I componenti di un sistema di isolamento si possono distinguere in:

- isolatori elastomerici: isolatori in materiale elastomerico e acciaio;
- isolatori a pendolo o isolatori a scorrimento;
- dispositivi ausiliari: per aumentare la dissipazione (dissipatori viscosi) o garantire il ricentraggio (martineti).

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono la funzione di sostegno dei carichi gravitazionali, sono dunque dei particolari apparecchi di appoggio generalmente bidirezionali, con elevata rigidità in direzione verticale ed elevata deformabilità (bassa resistenza) in direzione orizzontale.



**Figura 2.4:** particolare isolatore elastomerico

I dispositivi ausiliari svolgono la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio non sismici. La normativa introduce, oltre ai dispositivi sopra citati, un'ulteriore tipologia costituita dai dispositivi detti di vincolo temporaneo, utilizzati allo scopo di obbligare i movimenti

relativi di parti strutturali diverse in una o più direzioni attraverso modalità a seconda della tipologia e dell'entità dell'azione sismica.

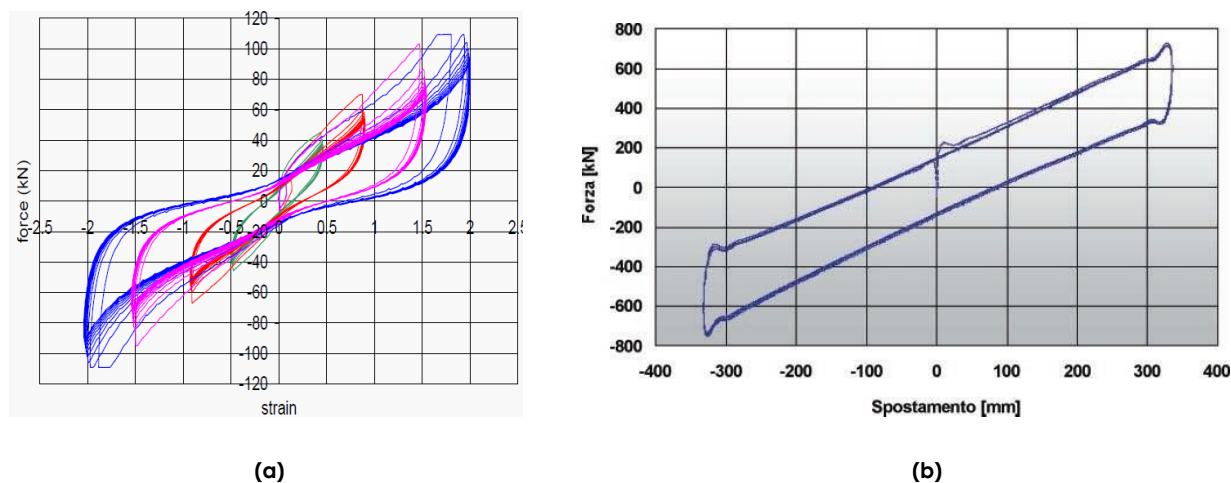


Figura 2.5: diagrammi sperimentali forza-spostamento di isolatori in materiale elastomerico (a) e a scorrimento (b)

## 2.4 Effetto dell'isolamento sismico sugli edifici

Le considerazioni di carattere teorico su modelli semplificati evidenziano come l'introduzione di un sistema di isolamento alla base in un edificio determini una drastica riduzione delle forze di inerzia e, conseguentemente, una netta diminuzione dei tagli di piano e degli associati spostamenti d'interpiano normalizzati rispetto all'altezza del piano.

La tecnica dell'isolamento alla base può essere molto efficace anche nell'adeguamento sismico delle strutture esistenti, ossia di quelle strutture che, anche se dotate di una resistenza alle forze laterali, certamente non soddisfano tutti quei requisiti indispensabili per sostenere significative escursioni inelastiche e/o che hanno rigidità insufficiente per limitare o evitare danni alle parti non strutturali. L'efficacia dell'isolamento sismico nel caso di edifici esistenti è conseguente all'elevato abbattimento delle accelerazioni agenti sulle masse strutturali, e dunque delle forze sismiche, fino a riportarle al di sotto della resistenza laterale della struttura. Il mantenimento della struttura in campo sostanzialmente elastico elimina o limita sensibilmente la necessità d'interventi di rafforzamento molto costosi ed invasivi sulla struttura in elevazione, che spesso richiedono il rifacimento di molte parti non strutturali, e in fondazione.

Infine, l'adozione dell'isolamento può essere vantaggiosa anche per quelle strutture suscettibili di un cattivo comportamento sotto sisma a causa di irregolarità (geometriche,

nella distribuzione delle masse, nella distribuzione delle rigidità) in pianta e/o in elevazione, che ne limita notevolmente la duttilità.

## 2.5 Criteri di scelta della tipologia di isolamento

La scelta del tipo di isolamento da adottare risulta laboriosa, dipendendo fortemente dal tipo di applicazione da effettuare (realizzazione di una costruzione nuova o adeguamento di una esistente, importanza strategica dell'edificio nel dopo sisma, caratteristiche dell'input sismico in termini di contenuto in frequenze e spostamenti attesi, valore del contenuto strutturale, costo ed affidabilità dei dispositivi e successiva collocazione nella struttura etc.).

Anche la progettazione del sistema di isolamento implica necessariamente un compromesso fra un certo numero di fattori. Ad esempio, una riduzione del taglio massimo alla base comporta, generalmente, un aumento dello spostamento massimo del sistema di isolamento e, in relazione al tipo di isolamento scelto, la comparsa di significative accelerazioni ad alte frequenze. Queste ultime possono influenzare in modo sensibile la distribuzione delle forze d'inerzia lungo l'altezza dell'edificio e, di conseguenza, l'andamento dei tagli di piano e spostamento d'interpiano producendo, inoltre, spettri di risposta di piano più penalizzanti.

La selezione del sistema di isolamento più appropriato per un'applicazione dipende, quindi, da quello o quei parametri di risposta della struttura più critici in fase di progettazione. Facendo sempre riferimento ad un edificio multipiano isolato alla base, è possibile individuare, sostanzialmente, tre diversi obiettivi prestazionali:

- minimizzare il taglio alla base della struttura;
- minimizzare lo spostamento alla base della struttura;
- minimizzare le accelerazioni di piano ad alte frequenze ( $> 2$  Hz).

Le accelerazioni di piano ad alte frequenze sono importanti quando la protezione del contenuto rappresenta un punto critico della progettazione.

L'introduzione di una certa non linearità nel sistema di isolamento si traduce in una riduzione del taglio massimo e/o dello spostamento massimo alla base. I sistemi di isolamento a scorrimento tradizionali sono quelli che assicurano il miglior controllo della forza trasmessa alla sovrastruttura (ossia del taglio massimo alla base), soprattutto in

presenza di terremoti inattesi per intensità o contenuto in frequenza. Di contro, si hanno elevati spostamenti residui al termine del sisma e di un incremento dello spostamento massimo calcolato, per portare in conto possibili deviazioni della risposta. I sistemi di isolamento a comportamento elasto-plastico incrudente garantiscono di solito valori minori dello spostamento alla base, a scapito però dei tagli alla base ed accelerazioni di piano relativamente elevate.

In conclusione, la scelta ottimale da un punto di vista tecnico assoluto (miglior compromesso in relazione ai tre obiettivi prestazionali prima citati) non necessariamente risulta ottimale dal punto di vista economico e realizzativo. Altri parametri altrettanto importanti sono la costanza di comportamento nel tempo e nelle varie condizioni di lavoro, nonché la vita utile dei dispositivi.

### 3. IL CASO STUDIO

#### 3.1 Inquadramento territoriale e rilievo strutturale

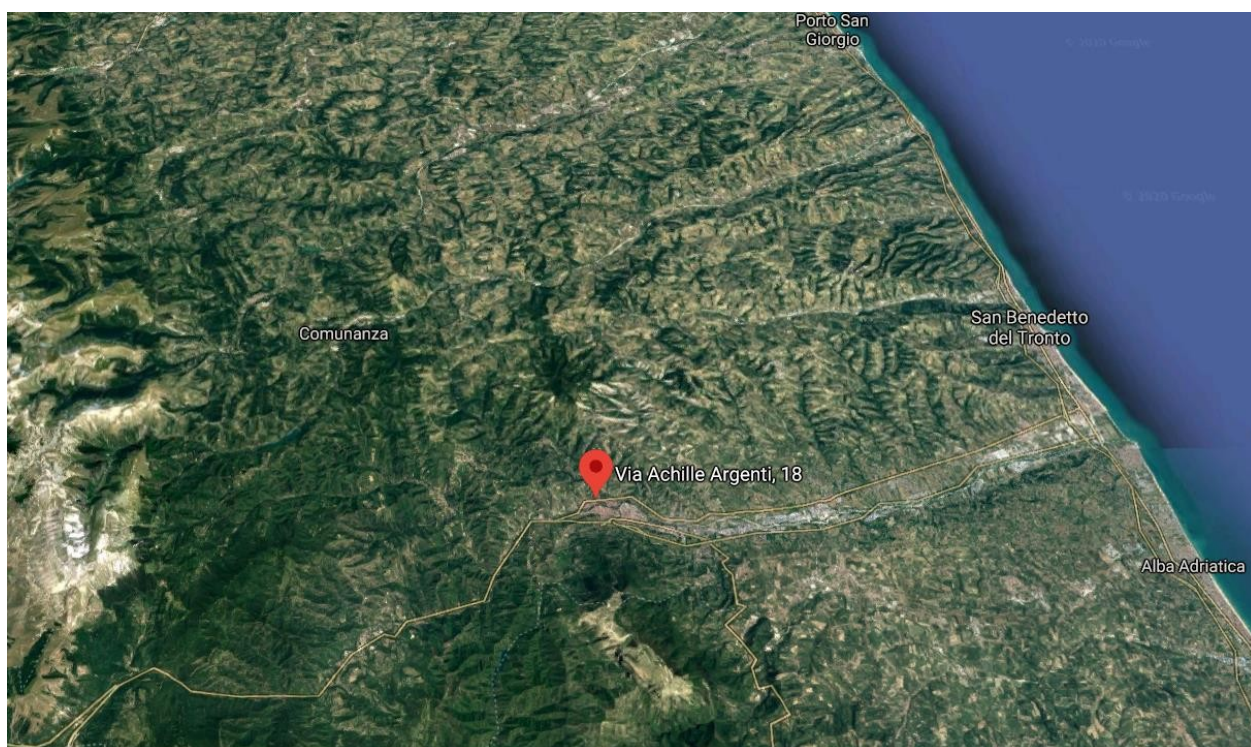
L'edificio del caso studio è una struttura in muratura danneggiata dopo gli eventi della sequenza sismica iniziata in data 24 agosto 2016. Lo studio dell'edificio prevede la modellazione a telaio equivalente tramite il software Midas Gen eseguendo un'analisi globale e valutando la risposta sismica sfruttando l'analisi modale e l'analisi di pushover, confrontando le curve di capacità con gli spettri di risposta (confronto capacità-domanda), calcolati mediante l'ausilio del codice di calcolo excel messo a disposizione dal Ministero. Calcolando gli indici di rischio, si esegue poi uno studio specifico andando ad eseguire un intervento di isolamento alla base, mettendo così in evidenza l'efficacia di tale sistema nei confronti delle azioni sismiche.



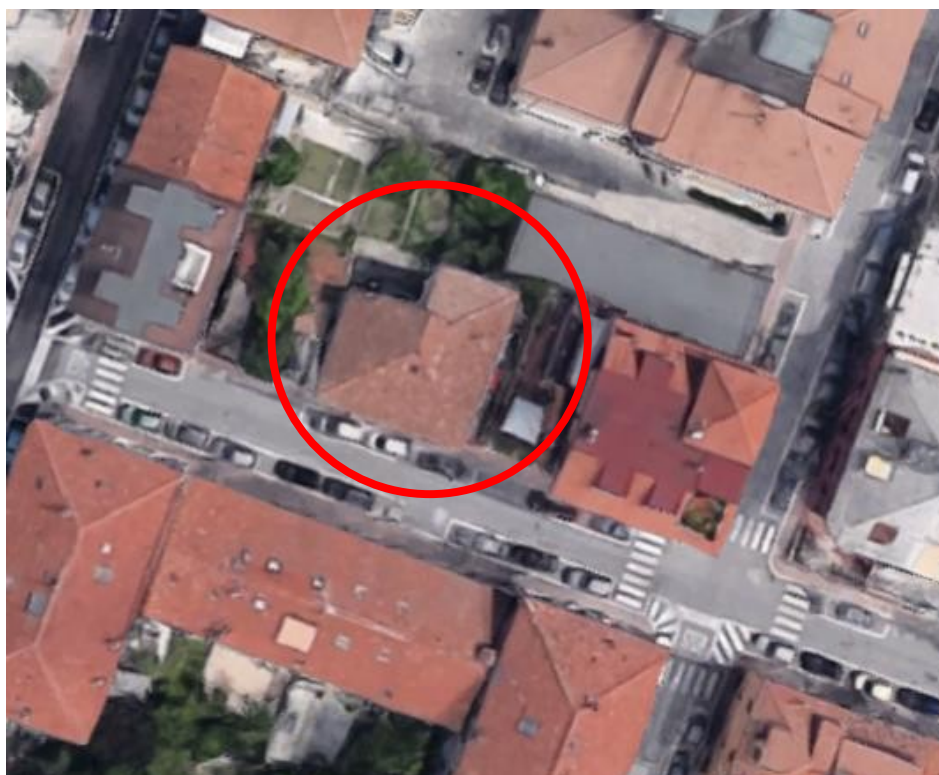
**Figura 3.1:** L'edificio del caso studio



## Inquadramento territoriale dell'edificio in esame



**Figura 3.2:** Individuazione del sito



**Figura 3.3:** Individuazione della struttura

L'edificio in oggetto è sito nel comune di Ascoli Piceno, è situato in posizione isolata ed è costituito da n°2 unità immobiliari. Esso è composto da un piano seminterrato e due piani in elevazione, oltre un sottotetto in parte praticabile.

### **Analisi storico-critica**

L'edificio è stato realizzato nel 1920, è in muratura e presenta una forma regolare sia in pianta che in alzato. Negli anni '70 i solai, inizialmente di tipo deformabile a singola orditura realizzato con una serie di travi parallele in legno in direzione est-ovest ed un semplice tavolato, sono stato sostituiti con solai di tipo rigido in laterocemento. Inoltre, il fabbricato è stato oggetto di un ampliamento negli anni '30 con il corpo rettangolare nell'angolo nord-est.

Nel 2016 è stato soggetto agli eventi sismici che hanno interessato parte del centro Italia; l'evento ha causato lesioni importanti ampie e passanti su alcune pareti portanti murarie dell'edificio. Lesioni sono riscontrabili lungo tutti i piani. Il solaio di sottotetto, di tipo leggero in legno con controsoffittatura in camorcanna, si presenta fessurato e separato sul perimetro in corrispondenza degli attacchi ai muri perimetrali. La poca tramezzatura presenta danni leggeri. Copertura e scale non presentano danni.







Non è presente alcun danno che si può presumere esistesse prima dell'evento sismico.

### **Rilievo geometrico strutturale e materico**

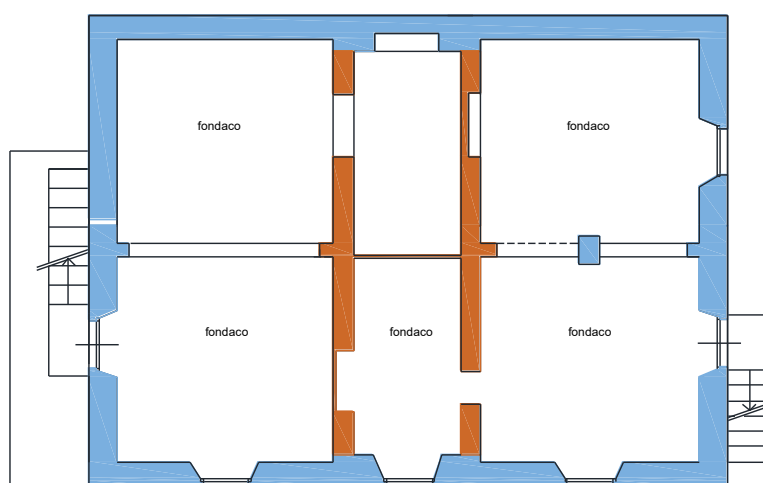
Si riporta di seguito il rilievo strutturale e materico, identificando gli spessori dei diversi elementi. Si nota una discreta variabilità di spessore e di tessitura muraria, specialmente tra il piano interrato e i piani in elevazione.

Si riporta poi il rilievo architettonico, riportando piante e prospetti.

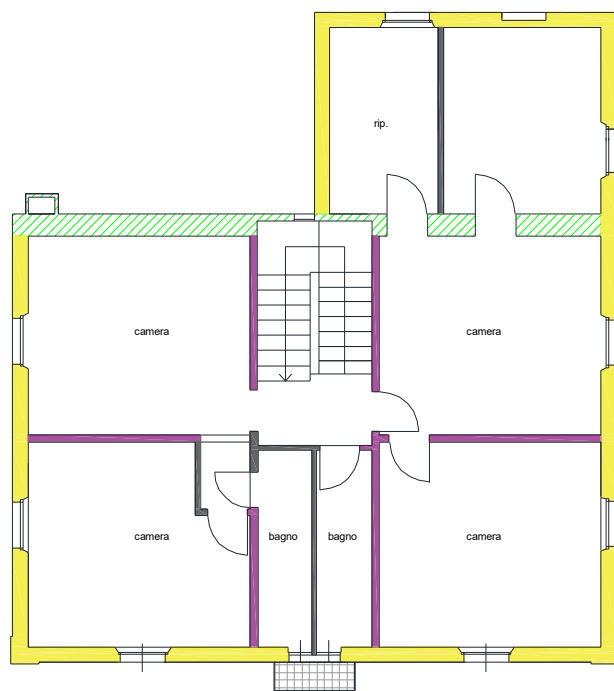


LEGENDA	
	Muratura di spessore 30 cm
	Muratura di spessore 43 cm
	Muratura di spessore 15 cm
	Muratura di spessore <15 cm, tramezzature
	Muratura di spessore 53 cm
	Muratura di spessore 40 cm

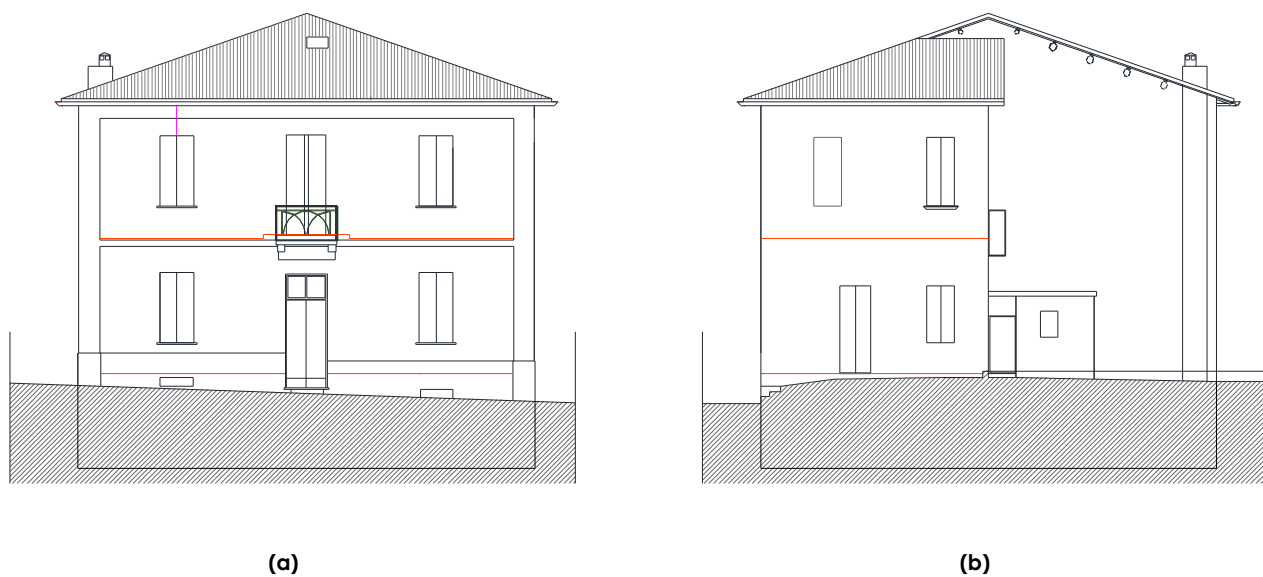
**Figura 3.4:** Legenda riportante gli spessori dei paramenti murari



**Figura 3.5:** Tipologia paramenti murari piano interrato



**Figura 3.6:** Tipologia paramenti murari piani in elevazione



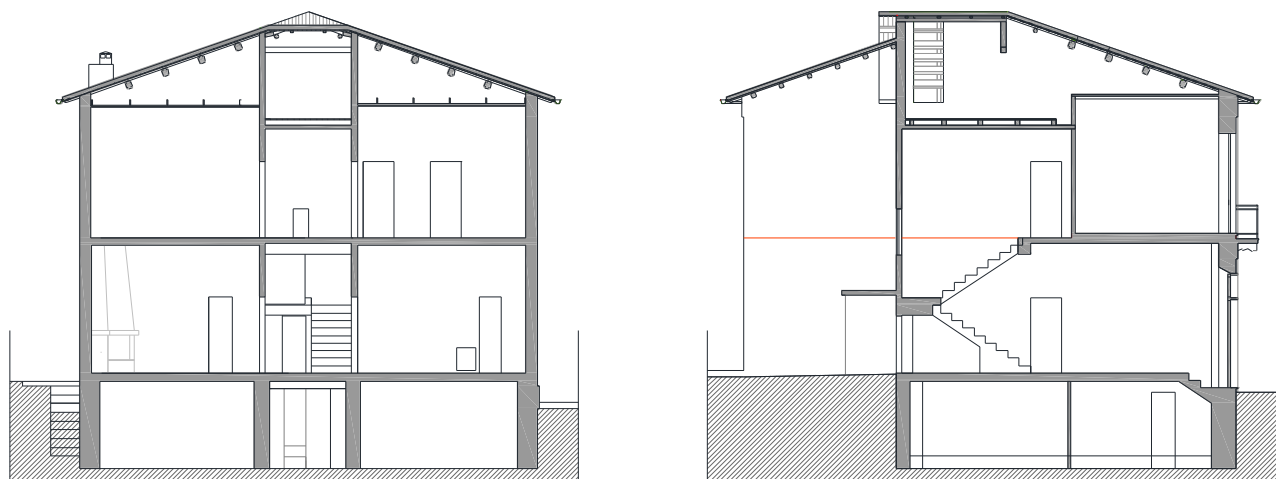
**Figura 3.7:** Prospetto sud (a) e prospetto nord (b)



(a)

(b)

**Figura 3.8:** Prospetto est (a) e prospetto ovest (b)



(a)

(b)

**Figura 3.9:** Sezione A-A (a) e sezione B-B (b)

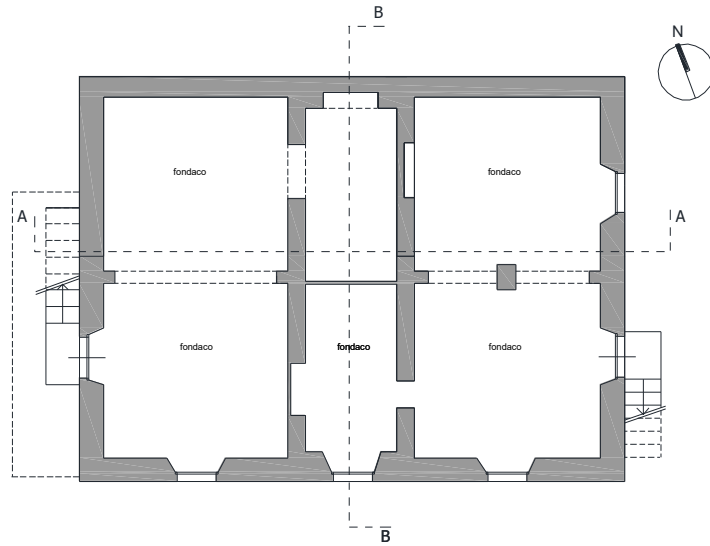


Figura 3.10: Pianta piano primo sottostrada

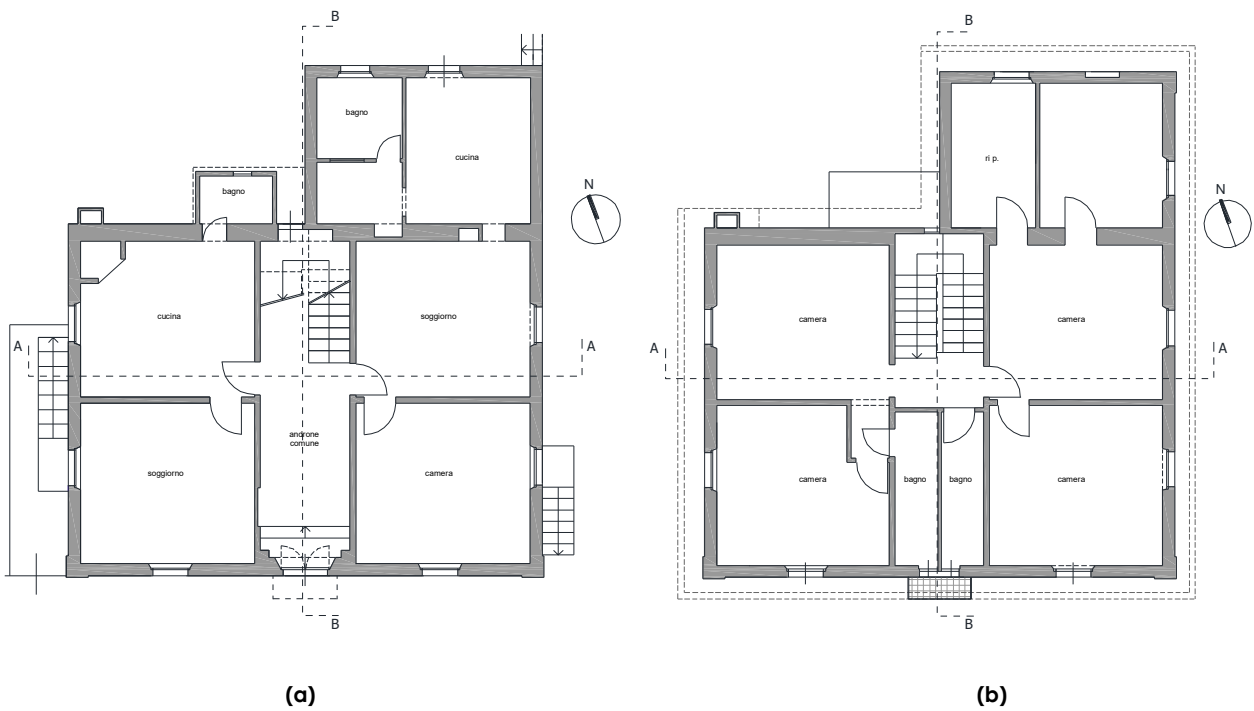
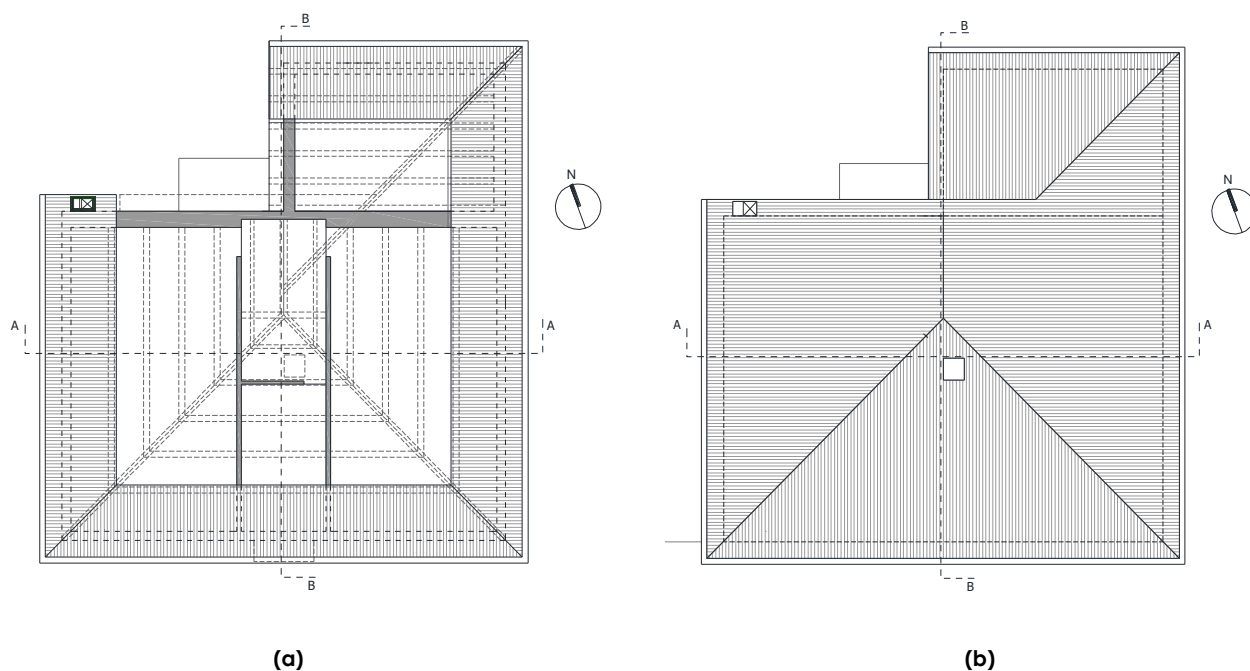


Figura 3.11: Pianta piano terra (a) e pianta piano primo (b)



**Figura 3.12:** Pianta piano sottotetto (a) e pianta piano copertura (b)

### Caratteristiche meccaniche dei materiali

La muratura in una costruzione esistente è il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti ed il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico d'insieme.

La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove di laboratorio su elementi indisturbati di prove in-situ. Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive.

Nell'edificio in esame, in relazione ai sondaggi eseguiti e in seguito ad accurati esami visivi, si riscontra che la struttura portante dell'intero fabbricato è in muratura, con caratteristiche costitutive e meccaniche diverse. Al piano interrato si presenta come pietrame disordinato, mentre per i piani in elevazione abbiamo muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo. I muri centrali, tutti di esiguo spessore (ad una testa) sono mal collegati e di pessima qualità. Il tetto, a falde inclinate, è di tipo

non spingente leggero in legno costituito da una capriata semplice che appoggia sui muri perimetrali.

Si riporta la tabella della normativa evidenziando le caratteristiche di interesse.

Tipologia di muratura	f (N/mm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{v0}$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Figura 3.13: Tabella 8.5.1 della Circolare esplicativa

Facendo riferimento ai piani in elevazione, i parametri meccanici che verranno utilizzati nelle analisi sono:

$f_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	$T_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	W (kN/m <sup>3</sup> )
2,0	0,043	1230	410	20

## 3.2 Aspetti geologici e geotecnici

### Studio geologico dell'area

Come riporta il capitolo 7 della normativa, le indagini geotecniche devono comprendere l'accertamento degli elementi che, unitamente agli effetti topografici, influenzano la propagazione delle onde sismiche quali le condizioni stratigrafiche e la presenza di un substrato rigido o di una formazione ad esso assimilabile. La caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e la scelta dei più appropriati mezzi e procedure d'indagine devono essere effettuate tenendo conto della tipologia del sistema geotecnico e del metodo di analisi adottato nelle verifiche.

Per l'analisi geologica si fa riferimento ad uno studio eseguito nel 2012 nel Comune di Ascoli Piceno in adeguamento al Piano Paesistico Ambientale Regionale.

La litologia dell'area è costituita dai depositi più recenti, Pleistocenici. Tale successione, databile da tutto il Miocene medio-sup. è così strutturata, iniziando dai materiali più antichi: scaglia cinerea, bisciaro, marne con cerrognia, marne e pteropodi, formazione della Laga, argille plioceniche e conglomerati del monte Ascensione, depositi continentali.

Di particolare interesse per il nostro studio sono questi ultimi, i depositi continentali rilevati in zona e distinti in sette litotipi: depositi di Glacis dei conglomerati, travertini, depositi lacustri, alluvioni terrazzate, detrito di disfacimento del travertino, detrito di versante, detrito di frana.

In conclusione, l'assetto strutturale complessivo dell'area in esame può essere ricondotto al succedersi di tre fasi tettoniche:

- 1<sup>a</sup> fase; stress di tipo compressivo con formazione del bacino della Laga a fianco delle aree appenniniche in via di sollevamento.
- 2<sup>a</sup> fase; intensa fase compressiva durante il Pliocene medio legata alla tettonogenesi che interessa l'appennino Umbro Marchigiano.
- 3<sup>a</sup> fase, nel periodo Pliocene superiore medio-pleistocene l'area, interessata da un generale sollevamento da cui dipende l'odierno assetto strutturale.

### Caratteristiche del sito rilevanti

L'indagine geotecnica è stata svolta tramite l'esecuzione di n°4 prove penetrometriche dinamiche continue realizzate tramite penetrometro dinamico DM-30. Tale prova consiste nell'infissione di aste graduate nel terreno tramite una massa battente; il numero di colpi necessari all'avanzamento del sistema aste-punta, consente di definire le proprietà geotecniche dei terreni attraversati.

In via semplificata, si riportano i risultati in forma grafica:

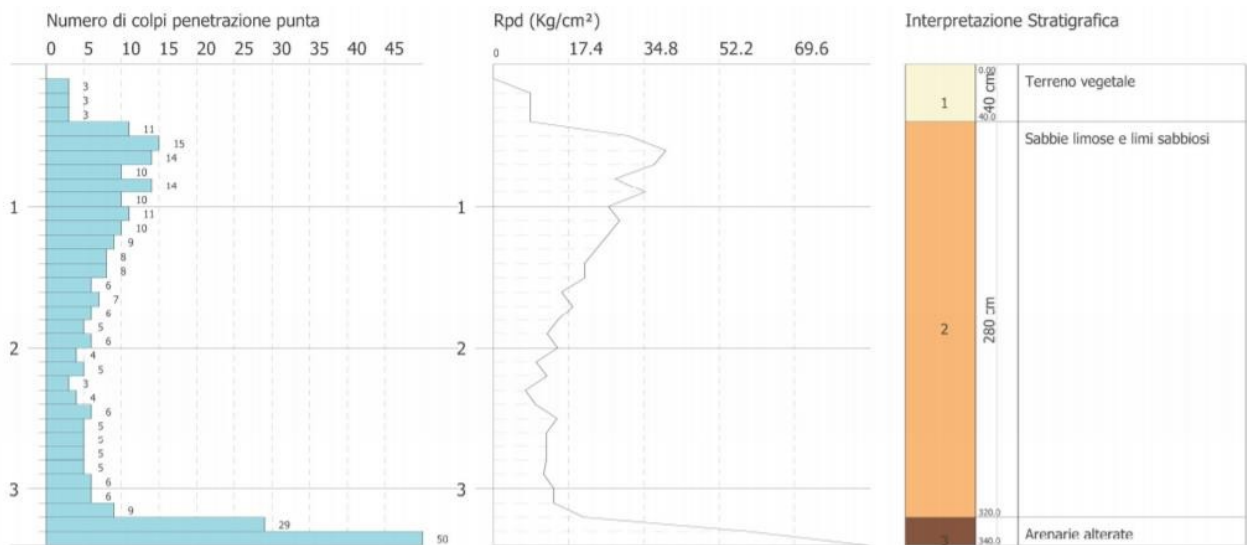


Figura 3.14: risultati della 1^ prova penetrometrica dinamica DM-30

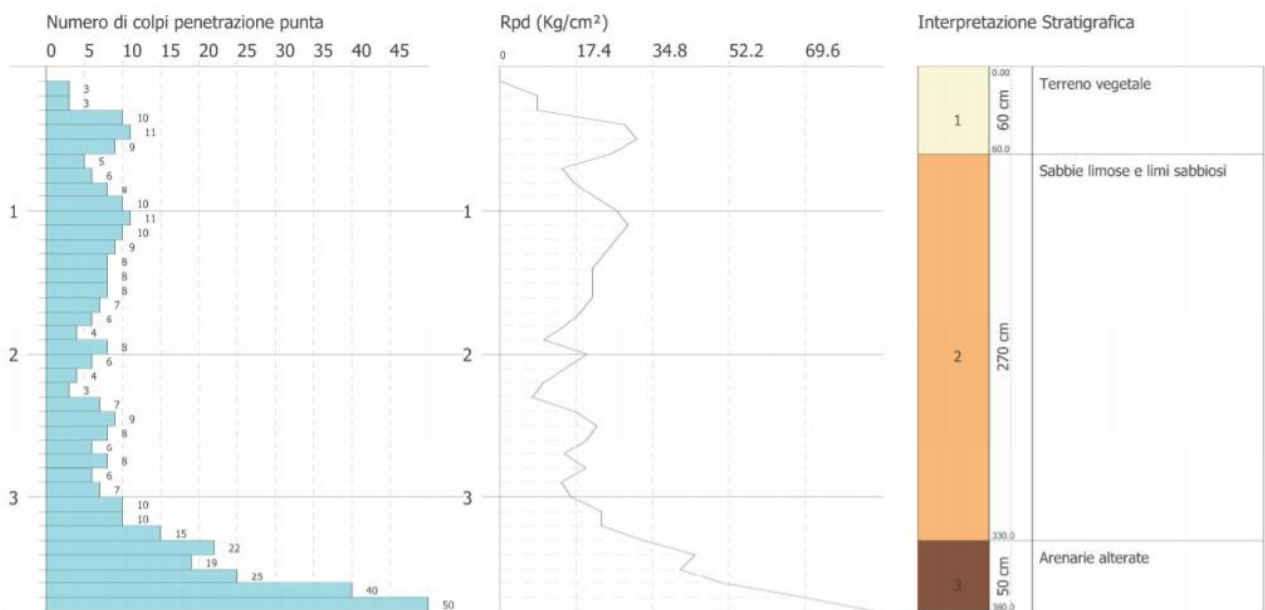


Figura 3.15: risultati della 2^ prova penetrometrica dinamica DM-30



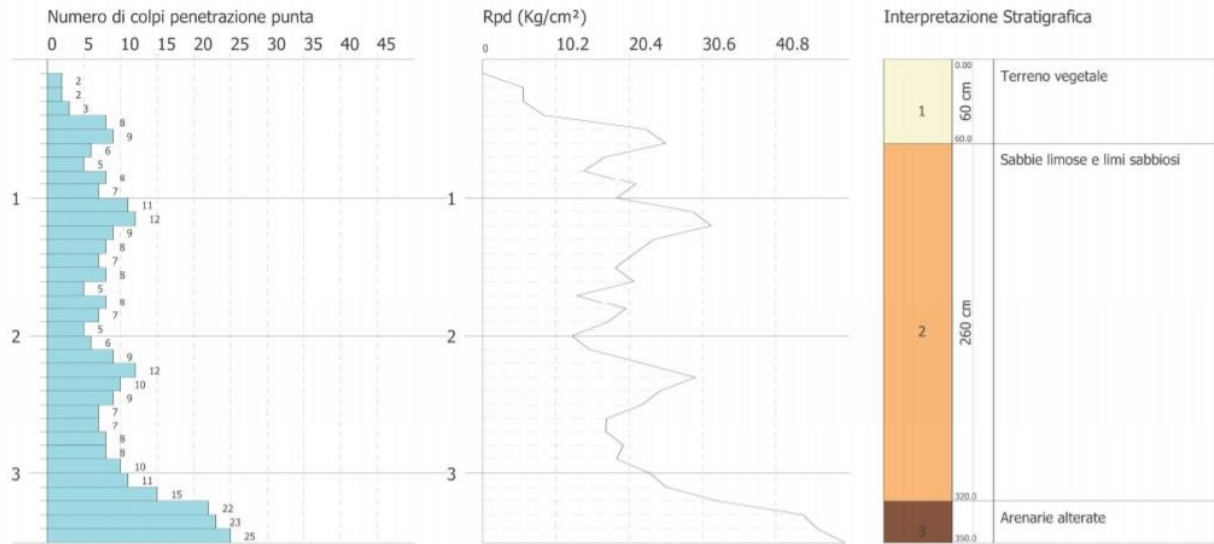


Figura 3.16: risultati della 3^prova penetrometrica dinamica DM-30

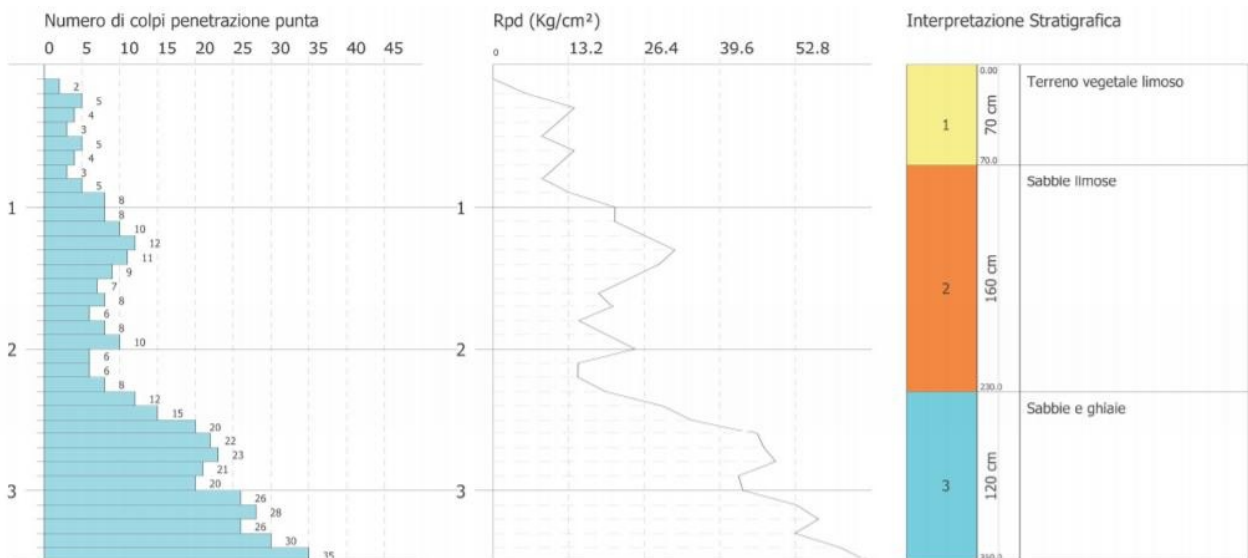


Figura 3.17: risultati della 4^prova penetrometrica dinamica DM-30

La stratigrafia di interesse può essere dedotta dalla campagna di indagini precedentemente elencata. In tabella 3.18 si riporta la successione di strati ricavata:

Unità litotecnica	Litologia	Spessore medio strato (m)
1	Terreno vegetale	0,60
2	Sabbie limose e limi sabbiosi	2,40
3	Arenarie alterate	>10

Figura 3.18: stratigrafia sito

Non si riportano i parametri geotecnici del terreno, né si esegue uno studio sull'idraulica, in quanto il fine non è determinare un modello geotecnico per le analisi, ma identificare la categoria di sottosuolo per poter svolgere le analisi sismiche sul fabbricato.

### **Caratterizzazione sismica del sottosuolo**

L'amplificazione sismica è la prima causa dei danni agli edifici durante un terremoto, molto più dell'energia sviluppata dal terremoto stesso. Nel caso in cui la frequenza di risonanza del suolo e quella dell'edificio su di esso costruito sono uguali, viene indotta un'oscillazione risonante accoppiata, detta amplificazione sismica, che accresce enormemente le sollecitazioni sull'edificio.

Il fenomeno fisico di amplificazione del moto per effetti litologici è connesso a variazioni di impedenza sismica associata alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni. Questo fenomeno di amplificazione locale si genera quando l'onda sismica passa da un mezzo con impedenza sismica maggiore ad un mezzo con impedenza sismica minore.

Ai fini della classificazione del sottosuolo, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.11 dell'NTC2018, si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla valutazione della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio,  $V_{s,eq}$  [m/s], secondo la formula:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

Dalle analisi effettuate si ricava:  $180 \text{ m/s} < V_{s,eq} < 360 \text{ m/s}$

Si riportano le tabelle della normativa:

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Figura 3.19: Tabella 3.2.II: categorie di sottosuolo che permettono l'approccio del metodo semplificato

La categoria topografica di appartenenza è T1:

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

Figura 3.20: Tab 3.2.III: categorie topografiche

Riassumendo:

- Categoria di sottosuolo: **C**
- Categoria topografica: **T1**

### 3.3 Classificazione delle azioni

Come riportato nelle NTC 2018, al C8.5.5 (costruzioni esistenti), le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. Con riferimento a quanto espresso nel paragrafo 8.5 delle NTC si precisa che, nel caso di combinazioni di carico che includano l'azione sismica, ai fini della determinazione dell'entità massima delle azioni sopportabili dalla struttura si considerano i carichi permanenti effettivamente riscontrati e quelli variabili previsti dalle NTC.

Le azioni agenti sul fabbricato si possono classificare attraverso la seguente distinzione, definita dalle NTC:

- *Carichi permanenti (G)*: azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione; la loro variazione nel tempo è molto lenta tale da poterle considerare costanti nel tempo:

- peso proprio degli elementi strutturali ( $G_1$ );
- peso proprio degli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- spostamenti e deformazione imposti;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali.

- *Carichi variabili (Q)*: azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale, con valori istantanei, che possono essere diversi tra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche in modo discontinuo, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.

- *Eccezionali (A)*: incendi, esplosioni, urti.

- *Sismiche (E)*: azioni derivanti dai terremoti.

## Analisi dei carichi

### Analisi dei carichi – muri perimetrali:

<b>Muratura di mattoni pieni a due teste (30 cm)</b>	
Intonaco esterno in malta bastarda (3 cm) 1.00 x 1.00 x 0.03 x 19.00	0.57 kN/m <sup>2</sup>
Mattoni pieni (25 cm) 1.00 x 1.00 x 0.25 x 18.00	4.50 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (2 cm) 1.00 x 1.00 x 0.02 x 18.00	0.36 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 4.50$$

$$G2 = 0.93$$

<b>Muratura di mattoni pieni a tre teste (43 cm)</b>	
Intonaco esterno in malta bastarda (3 cm) 1.00 x 1.00 x 0.03 x 19.00	0.57 kN/m <sup>2</sup>
Mattoni pieni (38 cm) 1.00 x 1.00 x 0.38 x 18.00	6.84 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (2 cm) 1.00 x 1.00 x 0.02 x 18.00	0.36 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 6.84$$

$$G2 = 0.93$$

*Analisi dei carichi – solaio:*

<b>Solaio in c.a. e laterizi a travetti prefabbricati (16+4 cm)</b>	
Pignatte con travetti prefabbricati posti a $i=50$ cm (peso=0.075 kN/m <sup>2</sup> /cm) 16 x 0.075	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Soletta non armata (4 cm) 1.00 x 1.00 x 0.04 x 24	0.96 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco soffitto in gesso (1.5 cm) 1.00 x 1.00 x 0.015 x 12.00	0.18 kN/m <sup>2</sup>
Massetto (10 cm) 1.00 x 1.00 x 0.10 x 16.00	1.60 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento mattonelle di cotto	0.40 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico per destinazione d'uso (cat.A)	2.00 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 2.21$$

$$G2 = 2.18$$

$$Q_k = 2.00$$

$$\Psi_{2j} = 0.3$$

$$Q_k * \Psi_{2j} = 0.60$$

*Analisi dei carichi – balcone in c.a.:*

<b>Balcone in c.a. e ringhiera</b>	
Soletta in c.a. ( $s=16$ cm) 1.00x 1.00 x 0.16 x 25.00	4.00 kN/m <sup>2</sup>

Massetto di allettamento e pendenza (s=4 cm) 1.00 x 1.00 x 0.04 x 21.00	0.84 kN/m <sup>2</sup>
Pavimento in gres ceramico	0.40 kN/m <sup>2</sup>
Carico concentrato di estremità (ringhiera)	0.15 kN/m
Sovraccarico per destinazione d'uso (cat.C)	4.00 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 4.00$$

$$G2 = 1.24$$

$$G2_{ringh} = 0.15$$

$$Q_k = 4.00$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

$$Q_k * \Psi_{2j} = 2.40$$

Analisi dei carichi – rampa inferiore in c.a.:

<b>Rampa inferiore in c.a.</b>	
Soletta in c.a. (s=16 cm) 1.00x 1.00 x 0.16 x 25.00	4.00 kN/m <sup>2</sup>
Gradini in c.a. (0.1979 x 0.2929)/2 x 1.00 x 25.00 = 0.73 kN/m (1.00/0.2929)x 1.00 x 1.00 x 0.74	2.49 kN/m <sup>2</sup>
Alzata: -Allettamento (0.13 x 0.01) x 1.00 x 20.00 = 0.026 kN/m (1.00/0.2929) x 1.00 x 1.00 x 0.026	0.09 kN/m <sup>2</sup>
-Marmo (2 cm) (0.13 x 0.02) x 1.00 x 28.00 = 0.073 kN/m (1.00/0.2929) x 1.00 x 1.00 x 0.073	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Pedata -Allettamento (0.2929 x 0.02) x 1.00 x 20.00 = 0.117 kN/m (1.00/0.2929) x 1.00 x 1.00 x 0.117	0.40 kN/m <sup>2</sup>
-Marmo (2 cm) (0.3429 x 0.02) x 1.00 x 28.00 = 0.192 kN/m (1.00/0.2929) x 1.00 x 1.00 x 0.192	0.66 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (1 cm) 1.00 x 1.00 x 0.01 x 18.00	0.18 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 4.00$$

$$G2 = 4.07$$

$$Q_k = 4.00$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

$$Q_k * \Psi_{2j} = 2.40$$

Analisi dei carichi – rampa superiore:

<b>Rampa superiore in c.a.</b>	
Soletta in c.a. (s=16 cm) 1.00x 1.00 x 0.16 x 25.00	4.00 kN/m <sup>2</sup>
Gradini in c.a. (0.1973 x 0.2995)/2 x 1.00 x 25.00 = 0.74 kN/m (1.00/0.2995)x 1.00 x 1.00 x 0.74	2.47 kN/m <sup>2</sup>
Alzata: -Allettamento (0.13 x 0.01) x 1.00 x 20.00 = 0.026 kN/m (1.00/0.2995) x 1.00 x 1.00 x 0.026	0.09 kN/m <sup>2</sup>
-Marmo (2 cm) (0.13 x 0.02) x 1.00 x 28.00 = 0.073 kN/m (1.00/0.2995) x 1.00 x 1.00 x 0.073	0.25 kN/m <sup>2</sup>
Pedata -Allettamento (0.2995 x 0.02) x 1.00 x 20.00 = 0.120 kN/m (1.00/0.2995) x 1.00 x 1.00 x 0.120	0.40 kN/m <sup>2</sup>
-Marmo (2 cm) (0.3479 x 0.02) x 1.00 x 28.00 = 0.195 kN/m (1.00/0.2995) x 1.00 x 1.00 x 0.195	0.66 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (1 cm) 1.00 x 1.00 x 0.01 x 18.00	0.18 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 4.00$$

$$G2 = 4.05$$

$$Q_k = 4.00$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

$$Q_k * \Psi_{2j} = 2.40$$

Analisi dei carichi – pianerottolo:

<b>Pianerottolo in c.a.</b>	
Soletta in c.a. (s=16 cm) 1.00x 1.00 x 0.16 x 25.00	4.00 kN/m <sup>2</sup>
Massetto (10 cm) 0.1 x 20	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Rivestimento pedata	0.80 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco (1 cm)	

1.00 x 1.00 x 0.01 x 18.00	0.18 kN/m <sup>2</sup>
----------------------------	------------------------

$$G1 = 4.00$$

$$G2 = 2.98$$

$$Qk = 4.00$$

$$\Psi_{2j} = 0.6$$

$$Qk * \Psi_{2j} = 2.40$$

*Analisi dei carichi – tamponatura interna:*

<b>Muri di spina in mattoni pieni a una testa (15 cm)</b>	
Mattoni pieni (12 cm) 1.00 x 1.00 x 0.12 x 18.00	2.16 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (1,5 cm) 1.00 x 1.00 x 0.015 x 18.00	0.27 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (1,5 cm) 1.00 x 1.00 x 0.015 x 18.00	0.27 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 2.16 \text{ (compreso nel self weight)}$$

$$G2 = 0.54$$

*Analisi dei carichi – tamponatura scale:*

<b>Muri di spina in mattoni pieni a una testa (15 cm)</b>	
Mattoni pieni (12 cm) 1.00 x 1.00 x 0.12 x 18.00	2.16 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (1,5 cm) 1.00 x 1.00 x 0.015 x 18.00	0.27 kN/m <sup>2</sup>
Intonaco interno in malta di calce (1,5 cm) 1.00 x 1.00 x 0.015 x 18.00	0.27 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 2.16 \text{ (compreso nel self weight)}$$

$$G2 = 0.54$$

*Analisi dei carichi – copertura a padiglione in legno:*

<b>Copertura</b>	
Manto di copertura in coppi	0.79 kN/m <sup>2</sup>
Travi, arcarecci, puntoni e tiranti	



	0.5 kN/m <sup>2</sup>
Tavole (3cm) 6 x 0.03	0.18 kN/m <sup>2</sup>
Massetto (10cm) 16 x 0.10	1.60 kN/m <sup>2</sup>

$$G1 = 2.10$$

$$G2 = 0.97$$

$$Q_k = 0.50 \text{ (copertura non praticabile)}$$

### Azione sismica

L'azione sismica è caratterizzata da tre componenti traslazionali indipendenti, di cui due orizzontali (secondo le direzioni x e y dell'edificio) ed una verticale (in direzione z), che non è stata tenuta in considerazione poiché il caso di studio non rientra fra quelli elencati al paragrafo 3.2.3.1 e 7.2.2 delle NTC 2018, per i quali si deve utilizzare anche la componente verticale.

Le due componenti orizzontali sono modellate tramite lo stesso spettro di risposta per ciascun stato limite di verifica. In particolare, per gli edifici esistenti, la valutazione della sicurezza e la progettazione dell'intervento possono essere effettuate con riferimento ai soli stati limite ultimi (SLU), e nel caso in esame si considera lo stato limite di salvaguardia della vita umana (SLV), come riportato al paragrafo 8.3 della Normativa.

Il D.M. 17 gennaio 2018 utilizza al meglio le possibilità offerte dalla definizione della pericolosità sismica italiana messa in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). L'azione sismica, infatti, è valutata in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido a superficie orizzontale, riferendosi non ad una zona sismica territorialmente coincidente con più entità amministrative, ma ad un'unica forma spettrale e ad un periodo di ritorno prefissato ed uguale per tutte le costruzioni. Tale approccio dovrebbe condurre, in media, sull'intero territorio nazionale, ad una significativa ottimizzazione dei costi delle costruzioni antisismiche, a parità di sicurezza.

Nella normativa vigente si riporta la pericolosità sismica in termini puntuali. In particolare, il territorio nazionale è stato diviso secondo un reticolo di 5 km in 10571 punti per ognuno dei quali vengono forniti i seguenti valori:

- $a_g$ : accelerazione di picco al suolo;

- $F_0$ : 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. Le mappe di pericolosità sismica sono fornite in termini di massima accelerazione di picco al suolo in funzione della probabilità di superamento, quindi per ogni sito, definita la probabilità di superamento e il periodo di riferimento, è possibile calcolare la pericolosità sismica in termini di accelerazione di picco al suolo, grazie alle mappe di pericolosità rilasciate dall'INGV. La pericolosità sismica è definita calcolando il valore atteso del parametro in esame, per esempio la PGA, per un suolo di riferimento rigido e compatto; la pericolosità, così definita, presenta il "limite" di non tener conto delle caratteristiche del sottosuolo e di eventuali fenomeni di amplificazione locale. I fenomeni di amplificazione locale possono essere studiati attraverso studi geologici mirati per esempio all'identificazione delle caratteristiche del sottosuolo e alla determinazione della velocità delle onde di taglio.

Nel caso specifico, l'edificio del caso studio presenta la seguente posizione geografica (Figura 7.22):

- Latitudine 42° 86' 03"

- longitudine 13° 57' 08"

Gli spettri di risposta utilizzati per i calcoli successivi sono stati valutati in base ai valori ottenuto utilizzando il foglio di calcolo "Spettri NTC", fornito dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, grazie al quale è possibile ottenere gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti, orizzontali e verticali, delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. Di seguito si riportano le fasi per ottenere gli spettri di risposta attraverso il foglio di calcolo "Spettri NTC":

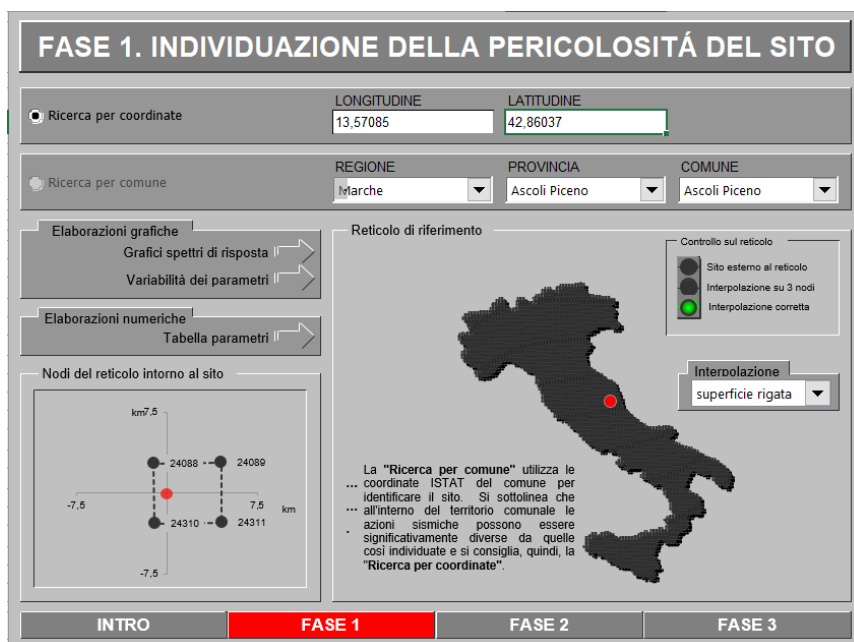


Figura 3.21: Fase 1: individuazione della pericolosità del sito

Il valore di  $\alpha_B$  è desunto direttamente dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre  $F_0$  e  $T_c^*$  sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento, forniti dalle NTC, approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento.

Per sfruttare al meglio la definizione della pericolosità è utile riferirsi ai 4 stati limite per l'azione sismica (SLO, SLD, SLV, SLC) ai quali sono stati attribuiti valori della probabilità di superamento  $P_{VR}$  (Tabella 3.22) che restano immutati qualunque sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo proprio di riferimento  $V_R$  della costruzione considerata, consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

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

Figura 3.22: Tab 3.2.1: probabilità di superamento  $P_r$  in funzione dello stato limite considerato

Dove SLV: stato limite di salvaguardia della vita, ovvero 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 le azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.

Definita la pericolosità sismica del sito, si passa alla valutazione del tempo di ritorno, inteso come il tempo statistico che intercorre tra il verificarsi di un dato evento con una certa intensità e il successivo della medesima intensità:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U * V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Dove:

- $P_{VR}$  = probabilità di superamento;
- $V_r$  = periodo di riferimento ( $V_r = V_n C_u$ )
- $V_n$  = vita nominale;
- $C_u$  = coefficiente d'uso.

Si riportano le tabelle della normativa:

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

**Figura 3.23:** Tab 2.4.I: valori minimi della vita nominale  $V_n$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

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

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1	1,5	2

**Figura 3.24:** Tab 2.4.II: valori dei coefficienti d'uso  $C_U$

Il periodo di riferimento si calcola quindi:  $V_R = 1 * 50 = 50$

Noti tutti i valori è possibile ricavare i periodi di ritorno  $T_r$  per ogni stato limite e i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  associati come mostrato nelle figure 7.18, 7.19 e nella tabella 7.20:

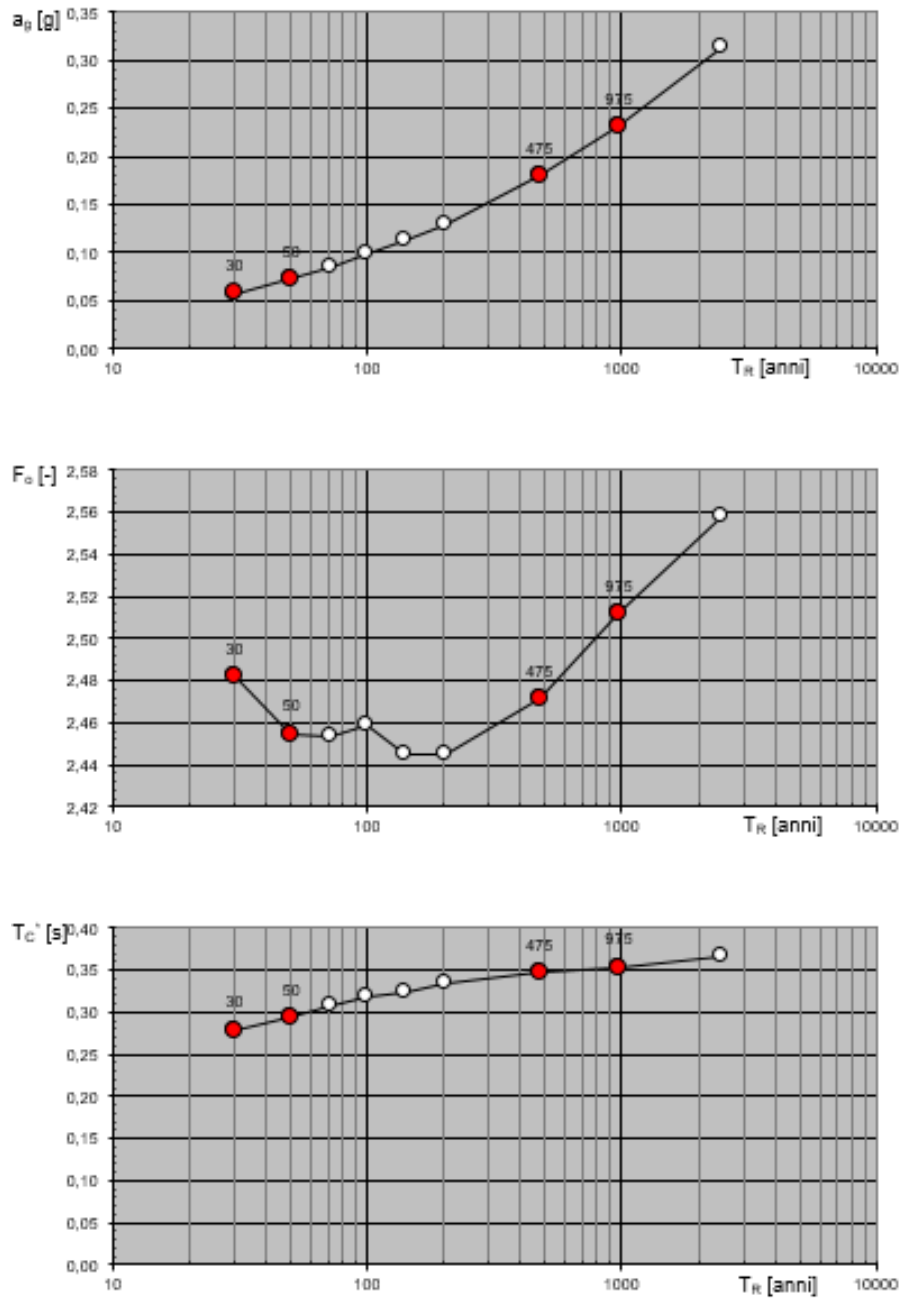


Figura 3.25: valori di progetto di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_{c^*}$  in funzione del periodo di ritorno

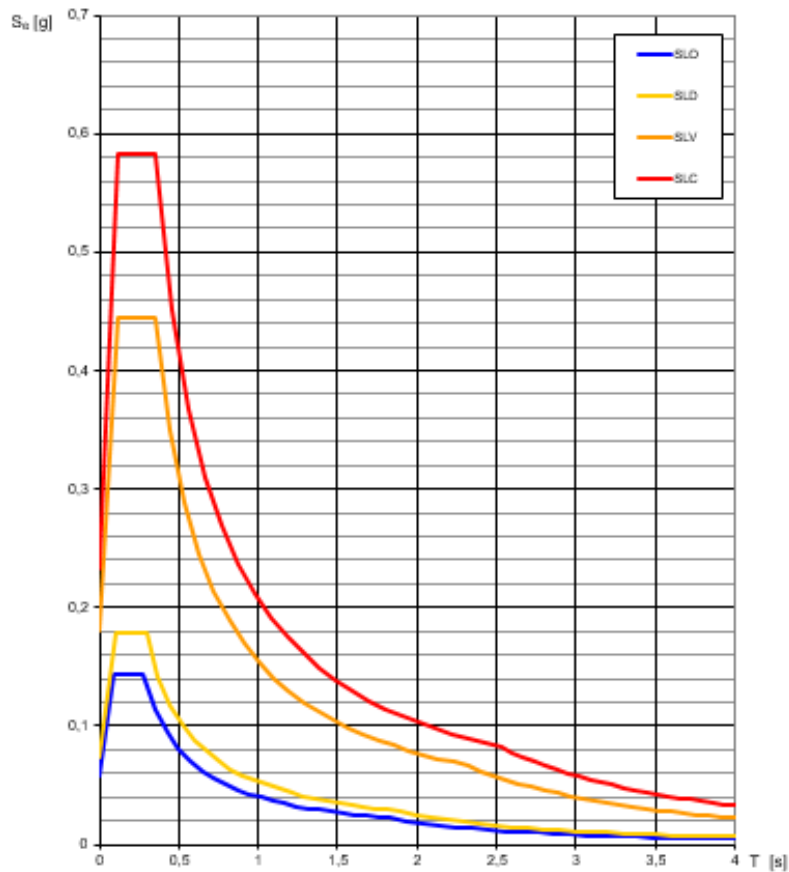


Figura 3.26: spettri di risposta elastici per i diversi stati limite

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,058	2,482	0,279
SLD	50	0,073	2,455	0,294
SLV	475	0,180	2,472	0,347
SLC	975	0,232	2,512	0,354

Figura 3.27: valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  per i periodi di ritorno  $T_r$  associati a ciascuno stato limite

Si riporta la schermata riassuntiva di quanto detto del programma fornito dal Ministero:

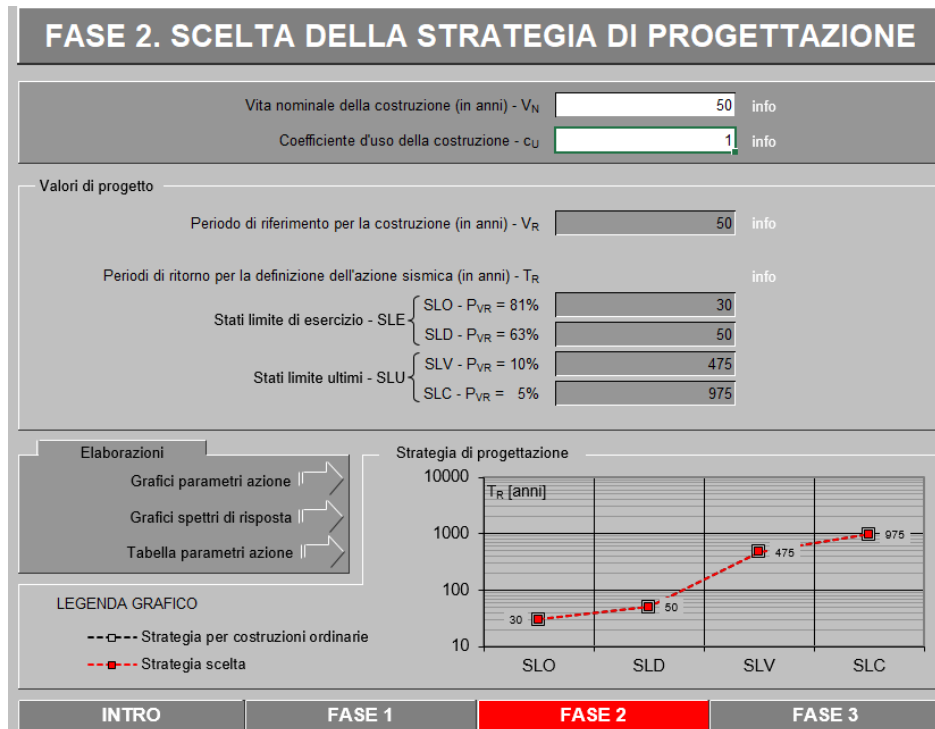


Figura 3.28: Fase 2: scelta della strategia di progettazione

Si procede quindi con la valutazione dello spettro elastico in accelerazione.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR. Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Gli spettri elastici sono due: uno per le componenti orizzontali dell'azione sismica ed uno per le componenti verticali.

Nel caso in esame si è tenuto conto soltanto della presenza della componente orizzontale. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti (esprese in g):

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



Dove:

- $T, S_e$  sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche dato dalla seguente relazione:

$$S = S_T \times S_s$$

con:

- $S_s$  coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica;
- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali diversi dal 5%, mediante la relazione:

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

Con:

- $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da:

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

Dove:

- $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, ottenuto da:

$$T_B = T_C / 3$$

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

$$T_D = 4,0 a_g/g + 1,6$$

Come si è visto in precedenza la determinazione dello spettro di risposta elastico in accelerazione è subordinata alla determinazione di quelli che sono gli effetti di amplificazione locali dei quali si tengono di conto grazie all'utilizzo dei coefficienti  $S_s$  e  $S_T$ .

Per tenere dunque di conto delle effettive condizioni del territorio in cui è ubicata la costruzione è stato necessario definire la categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche che alterano la risposta sismica locale. E' stato quindi possibile definire la categoria di sottosuolo (C) e topografica (T1), funzione della velocità equivalente delle onde di taglio e grazie alle Tabelle 3.2.II e 3.2.IV delle NTC 2018, valutate nel paragrafo 7.5.3.

Di seguito è riportato il procedimento svolto tramite il foglio excel riassuntivo relativo alla terza fase:

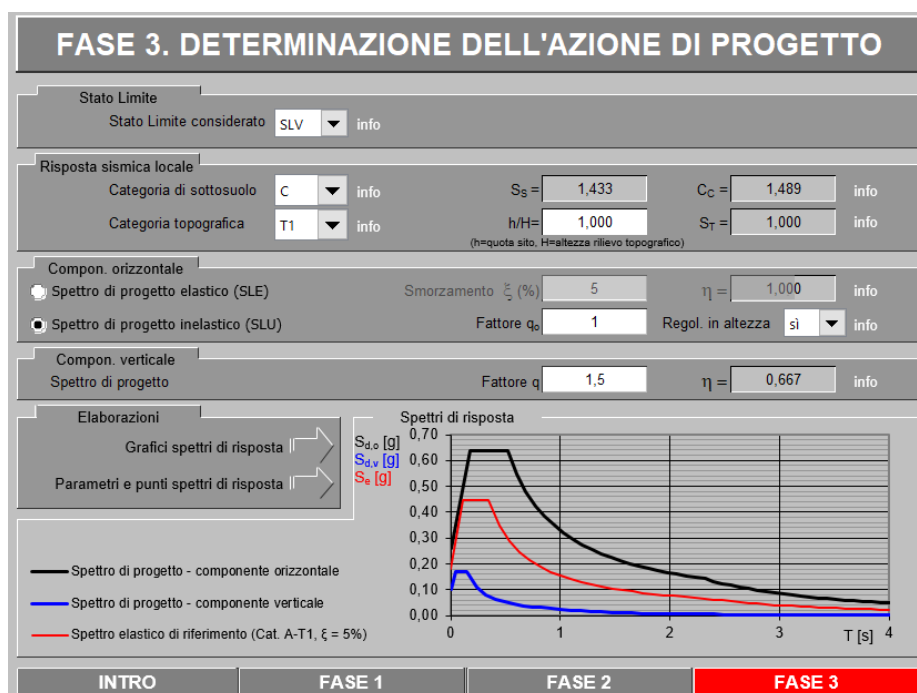
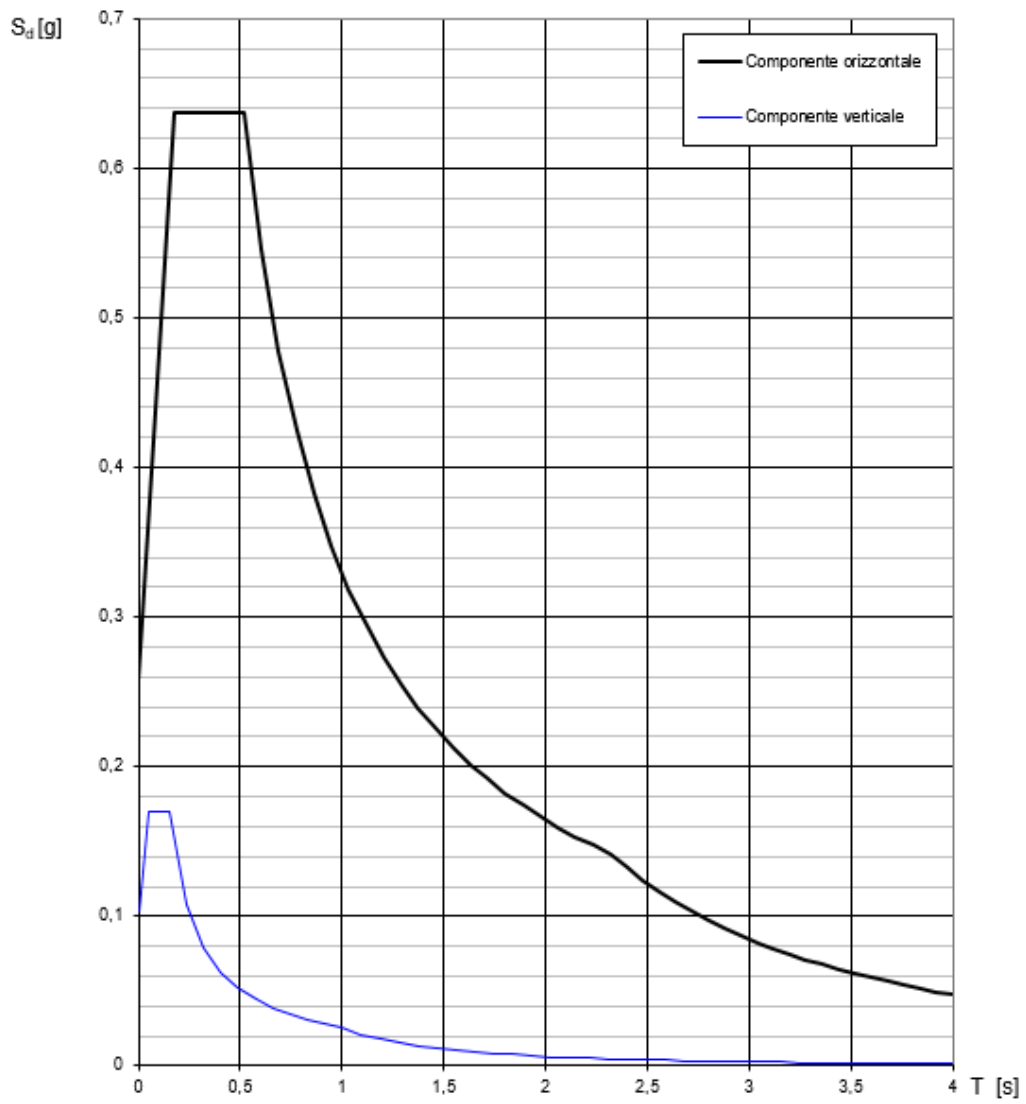


Figura 3.29: Fase 3: determinazione dell'azione di progetto



**Figura 3.30:** spettri di risposta (componenti orizzontale e verticale) per lo stato limite SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,180 g
$F_{q_1}$	2,472
$T_C$	0,347 s
$S_S$	1,433
$C_C$	1,489
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,433
$\eta$	1,000
$T_B$	0,172 s
$T_C$	0,516 s
$T_D$	2,319 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

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

$$T_B \leq T < T_C \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \right.$$

$$T_C \leq T < T_D \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \right.$$

$$T_D \leq T \quad \left| \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \right.$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,258
$T_B \leftarrow$	0,172	0,637
$T_C \leftarrow$	0,516	0,637
	0,602	0,546
	0,688	0,478
	0,774	0,425
	0,860	0,383
	0,946	0,348
	1,032	0,319
	1,117	0,294
	1,203	0,273
	1,289	0,255
	1,375	0,239
	1,461	0,225
	1,547	0,213
	1,633	0,202
	1,718	0,191
	1,804	0,182
	1,890	0,174
	1,976	0,167
	2,062	0,160
	2,148	0,153
	2,234	0,147
$T_D \leftarrow$	2,319	0,142
	2,399	0,133
	2,479	0,124
	2,560	0,116
	2,640	0,110
	2,720	0,103
	2,800	0,097
	2,880	0,092
	2,960	0,087
	3,040	0,083
	3,120	0,078
	3,200	0,075
	3,280	0,071
	3,360	0,068
	3,440	0,064
	3,520	0,062
	3,600	0,059
	3,680	0,056
	3,760	0,054
	3,840	0,052
	3,920	0,050
	4,000	0,048

Figura 3.31: parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

**Combinazione delle azioni**

La valutazione della sicurezza negli edifici esistenti può essere calcolata facendo solo riferimento allo Stato Limite Ultimo, così come indicato nel capitolo 8.3 del D.M. 17/01/2018. Nei confronti dell'azione sismica lo stato limite considerato è quello relativo allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

- *Combinazione caratteristica (rara)*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

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

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

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

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

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

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

- *Combinazione eccezionale*, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

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

in cui:

- $G_1$  = peso proprio della struttura;
- $G_2$  = peso proprio degli elementi non strutturali;
- $P$  = precompressione;
- $Q_{k1}$  = azione variabile dominante;
- $Q_{k2}, Q_{k3}$  = azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante;
- $E$  = azione sismica;
- $\gamma_{G1}$  = coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  = coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

- $\gamma_p$  = coefficiente parziale della precompressione;
- $\gamma_{q1}$  = coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\Psi_j$  = coefficiente di combinazione delle azioni variabili.

I coefficienti di combinazione possono essere di tre diversi tipi e la loro scelta dipende dalla durata delle azioni variabili:

- valore quasi permanente:  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ ;
- valore frequente:  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ ;
- valore raro (o di combinazione):  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ ;

Si riporta di seguito la tabella 2.5.I della normativa che fornisce i valori dei coefficienti di combinazione, variabili in funzione della categoria d'uso.

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

**Figura 3.32:** valori dei coefficienti di combinazione

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite in precedenza.

Nelle verifiche agli stati limite ultimi, la normativa esegue tre distinzioni:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU);

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi in fondazione (STR);
- lo stato limite di resistenza del terreno (GEO).

La figura 3.33 (definita in normativa tabella 2.6.I), riportata successivamente, fornisce i valori dei coefficienti parziali da assumere per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU della tabella sopra citata.

Per la progettazione di componenti strutturali che non coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) si eseguono adottando i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1 della 3.33.

Per la progettazione di elementi strutturali che coinvolgano azioni di tipo geotecnico, le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi strutturali (STR) e geotecnici (GEO) si eseguono adottando due possibili approcci progettuali, fra loro alternativi:

- nell'Approccio 1 si impiegano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale del sistema (R). Nella Combinazione 1 dell'Approccio 1, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1. Nella Combinazione 2 dell'Approccio 1, si impiegano invece i coefficienti  $\gamma_{F,R}$  riportati nella colonna A2;
- nell'Approccio 2 si impiega un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali definiti per le Azioni (A), per la resistenza dei materiali (M) e, eventualmente, per la resistenza globale (R). In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti  $\gamma_F$  riportati nella colonna A1.

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

**Figura 3.33:** coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

### Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Nel caso degli edifici esistenti in muratura la conoscenza delle caratteristiche geometriche e costruttive può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, tenendo conto anche dell'ampiezza e della rilevanza dell'edificio in esame.

Le NTC del 2018 organizzano la qualità della conoscenza su tre possibili livelli, in funzione di un minore o maggiore approfondimento della conoscenza del manufatto. A ciascun livello di conoscenza (LC1, LC2, LC3) è associato un corrispondente valore per il fattore di confidenza (rispettivamente 1,35; 1,20; 1,00), il quale verrà utilizzato per dividere i valori di resistenza della muratura così da ottenere il valore da impiegare per le analisi e le verifiche. A livelli di conoscenza maggiori corrispondono fattori di confidenza minori, che portano a poter impiegare nei calcoli, per la stessa muratura, un valore maggiore per la resistenza.

I fattori di confidenza sono utilizzati per la riduzione dei valori dei parametri meccanici dei materiali e devono essere intesi come indicatori del livello di approfondimento raggiunto.

- LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1,35$ ;

- LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo ed analisi estese



sui dettagli costruttivi e prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1,20$ ;

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo ed accurato in ogni sua parte ed indagini esaustive sui dettagli costruttivi e prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è  $FC = 1,00$ .

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva proposta dalle NTC2018:

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

**Figura 3.34:** Tabella 8.5.IV della Circolare esplicativa; livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e fattori di confidenza

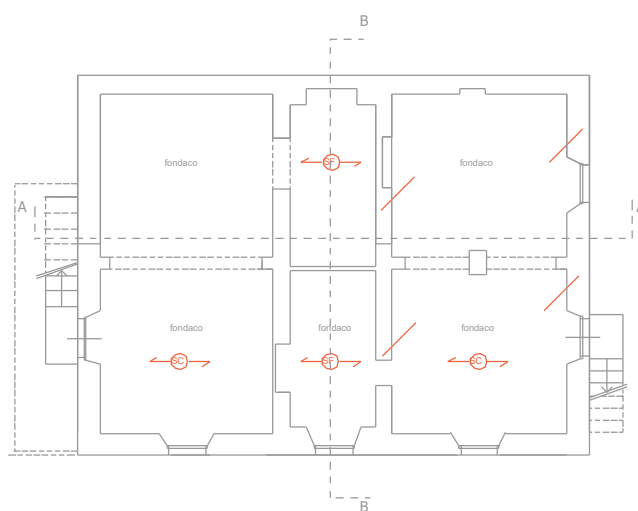
In questo caso, essendo in possesso degli esecutivi architettonici, avendo eseguito sopralluoghi, prove in situ e relativa documentazione ed essendo in possesso della documentazione fotografica, sono soddisfatti i requisiti minimi per una conoscenza di tipo LC2; si utilizzerà allora un fattore di confidenza  $FC = 1,20$ .

### 3.4 Intervento di riparazione locale

In seguito alla sequenza sismica iniziata in data 24/08/2016, l'edificio si presenta lesionato in molti punti, e molte lesioni risultano essere passanti. Prima di poter procedere con interventi di miglioramento/adeguamento, è necessario sanare la muratura, per riportarla alle condizioni preesistenti.

Di seguito si riportano in pianta le lesioni riscontrate durante i sopralluoghi:

<i>legenda</i>							
	lesione isolata		fessurativo verticale		distacco solai		solaio cemento
	lesione passante		fessurativo solaio intradosso		solaio in legno sfilato		solaio in legno
	lesioni diffuse		fessurativo solaio estradosso		solaio in ferro sfilato		solaio in ferro
	lesioni passanti diffuse		fuori piombo		schacciamento		volta a botte
	lesioni a croce		crollo (in pianta) crollo (in prospetto)		cedimento fondazioni		volta a crociera



**Figura 3.35:** Rilievo del quadro fessurativo: pianta piano primo sottostrada

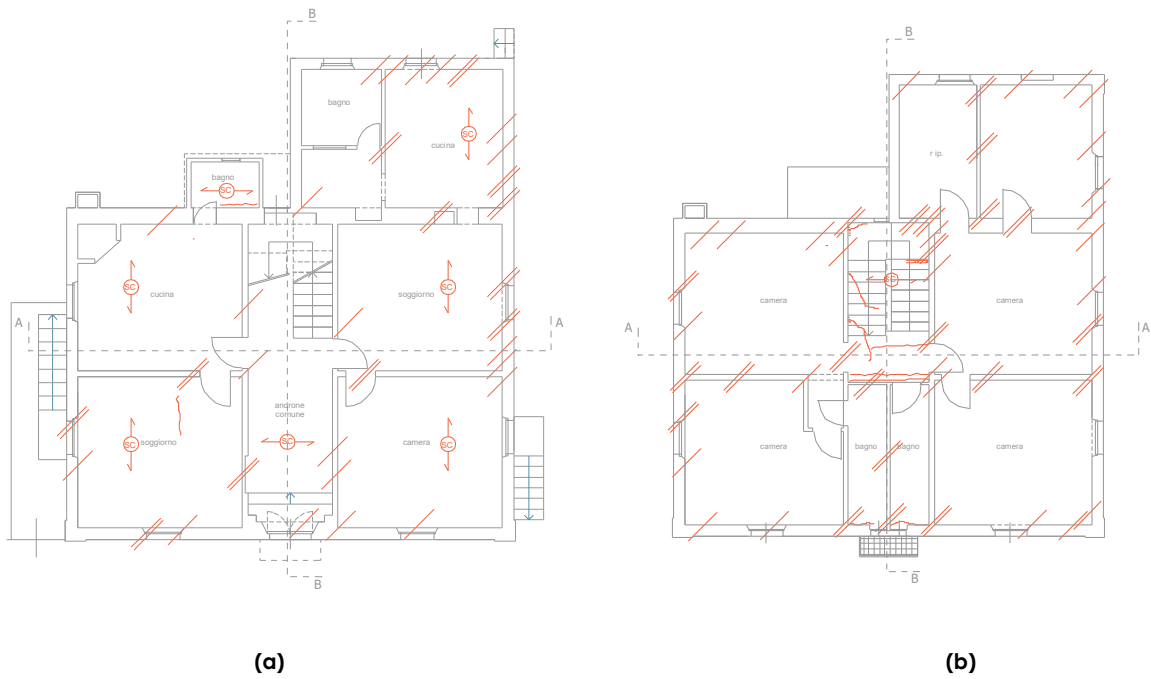


Figura 3.36: Rilievo del quadro fessurativo: pianta piano terra (a) e pianta piano primo (b)

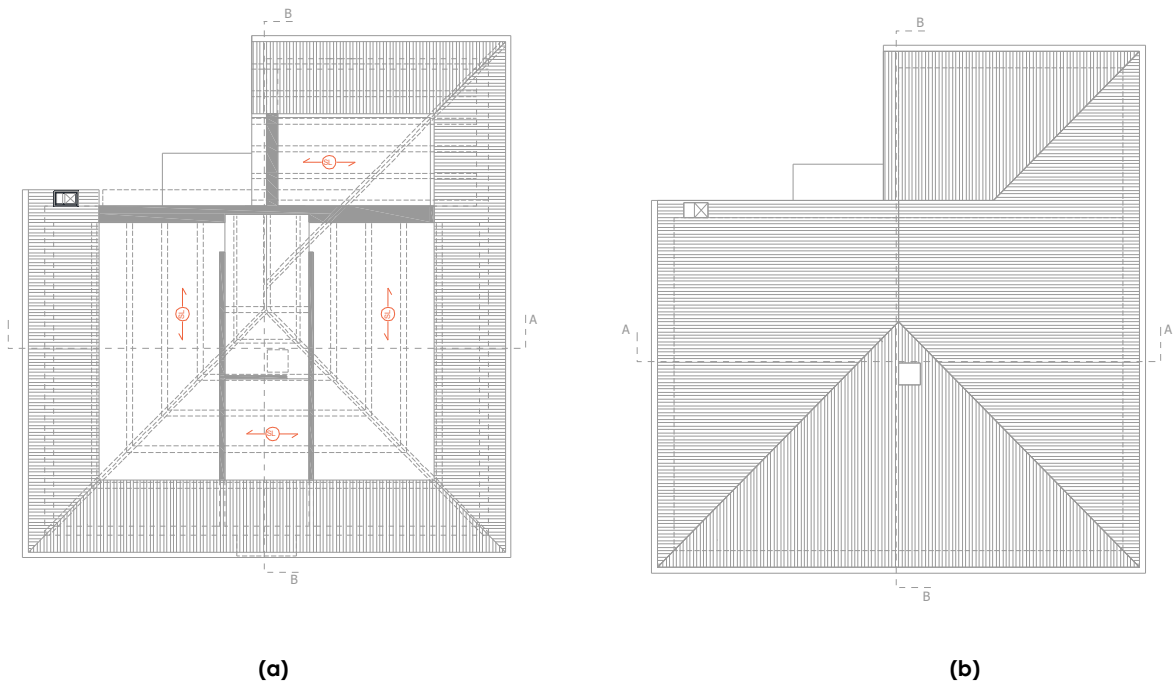
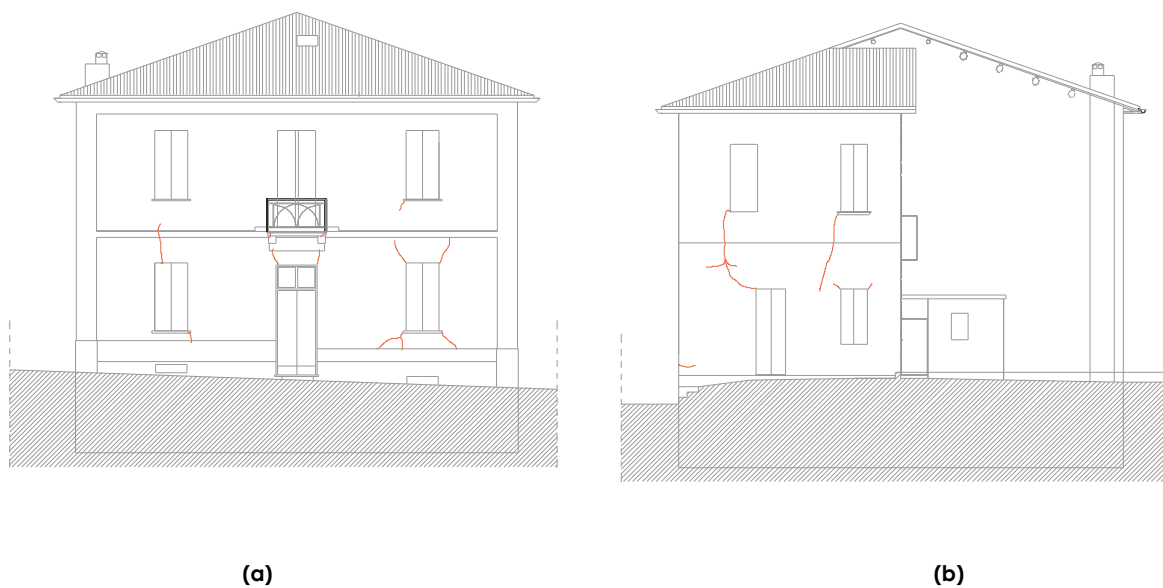


Figura 3.37: Rilievo del quadro fessurativo: pianta piano sottotetto (a) e pianta piano copertura (b)



**Figura 3.38:** Rilievo del quadro fessurativo: prospetto sud (a) e prospetto nord (b)



**Figura 3.39:** Rilievo del quadro fessurativo: prospetto est (a) e prospetto ovest (b)

Di seguito si riporta una parte della documentazione fotografica per far capire l'entità e l'estensione del danno:



**Figura 3.40:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: N



**Figura 3.41:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 33



**Figura 3.42:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 34



**Figura 3.43:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 1



**Figura 3.44:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 83



**Figura 3.45:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 114



**Figura 3.46:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 116



**Figura 3.47:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 90

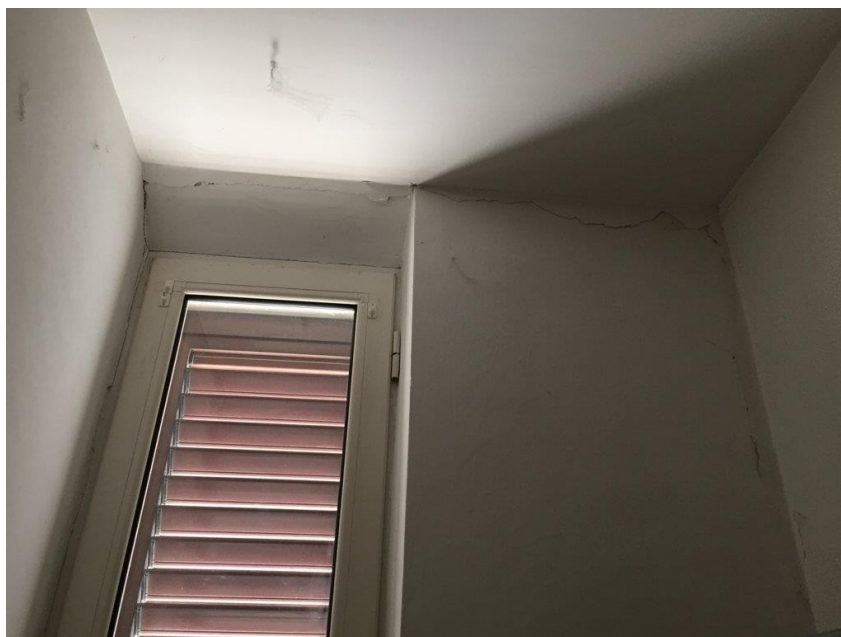




**Figura 3.48:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 157



**Figura 3.49:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 89



**Figura 3.50:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 198



**Figura 3.51:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 201



**Figura 3.52:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: R



**Figura 3.53:** Rilievo del quadro fessurativo: foto: 170

L'edificio presenta le seguenti condizioni di danno:

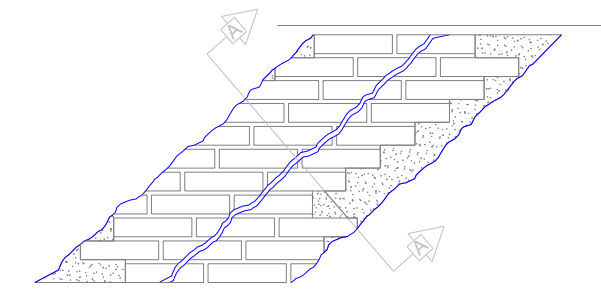
- lesioni passanti che, in corrispondenza di almeno un piano, sono di ampiezza minore di 5 mm ed interessano più del 30% della superficie totale prospettica delle strutture portanti al piano medesimo;
- distacchi localizzati tra pareti portanti ortogonali di ampiezza fino a 10 mm che in corrispondenza di un piano interessa, in pianta, una percentuale superiore al 25% degli incroci tra muratura portante ortogonale del piano.

Questi danni si sono sviluppati anche a causa di carenze e vulnerabilità della struttura, nello specifico:

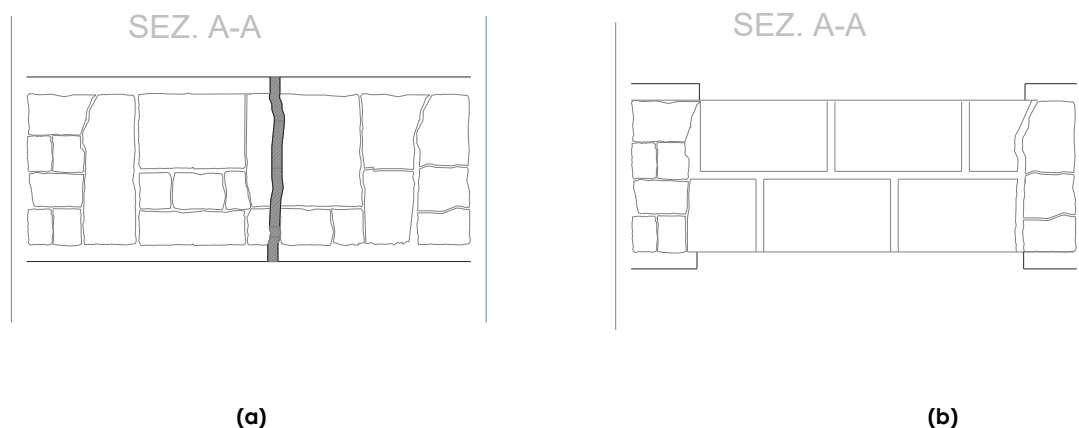
- cattiva qualità della tessitura muraria per uno sviluppo  $<40\%$  ma  $>20\%$  della superficie totale resistente;
- distanza tra pareti successive  $> 7$  metri
- collegamenti degli orizzontamenti alle strutture verticali portanti inesistenti o inefficaci in modo diffuso;
- presenza di volte od archi con spinta non contrastata;
- presenza di strutture spingenti in copertura per uno sviluppo maggiore del 30% della superficie coperta.

### **Lesione isolata: intervento di scuci-cuci**

L'intervento di scuci-cuci consiste sostanzialmente nella sostituzione della muratura lesionata (quindi i mattoni interessati dalla lesione) che non sono più in grado di trasferire i carichi, e i mattoni adiacenti a quelli danneggiati.



**Figura 3.54:** Lesione per eventi sismici



**Figura 3.55:** situazione ante-operam (a) situazione post-operam (b)

I passaggi per eseguire correttamente questo tipo di intervento sono nell'ordine:

- eliminazione del vecchio intonaco mettendo a vivo la muratura;
- asportazione degli elementi di muratura interessati dalla lesione ed alcuni adiacenti fino a formare un vano di dimensioni atte a ricevere nuovi elementi murari, ponendo cura nel formare un andamento perimetrale del vano atto a realizzare buoni ammorsamenti fra nuova e vecchia muratura;
- inserimento dei nuovi elementi (laterizio, pietrame), previa pulizia e lavaggio del vano, ponendo particolare cura nella realizzazione dei detti ammorsamenti; devono essere utilizzate malte a ritiro nullo o leggermente espansive, confezionare comunque con inerti simili a quelli che costituiscono la malta esistente;
- chiusura del vano e messa in carico della muratura.

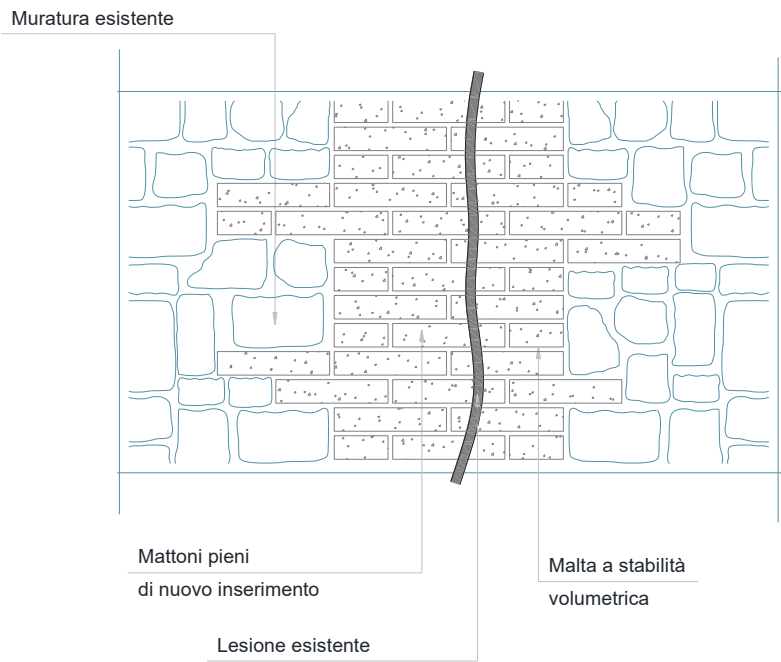


Figura 3.56: sostituzione mattoni lesionati con mattoni di nuovo inserimento

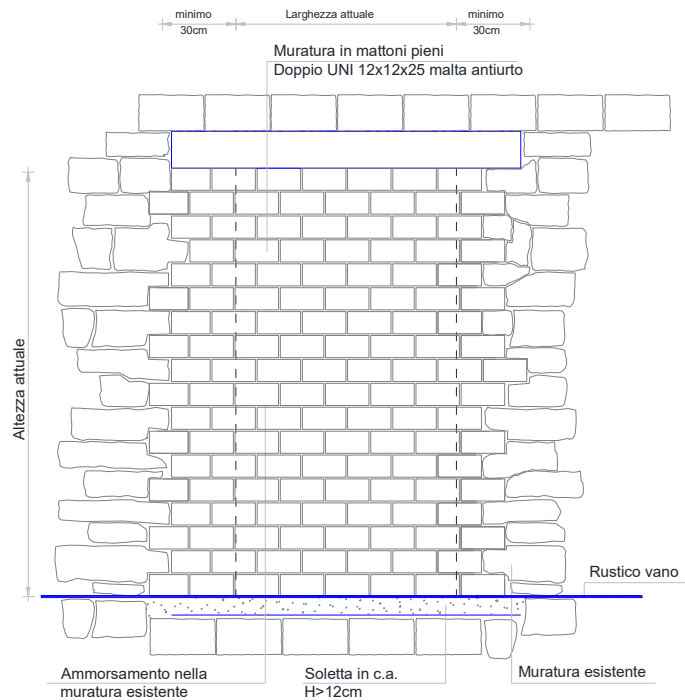


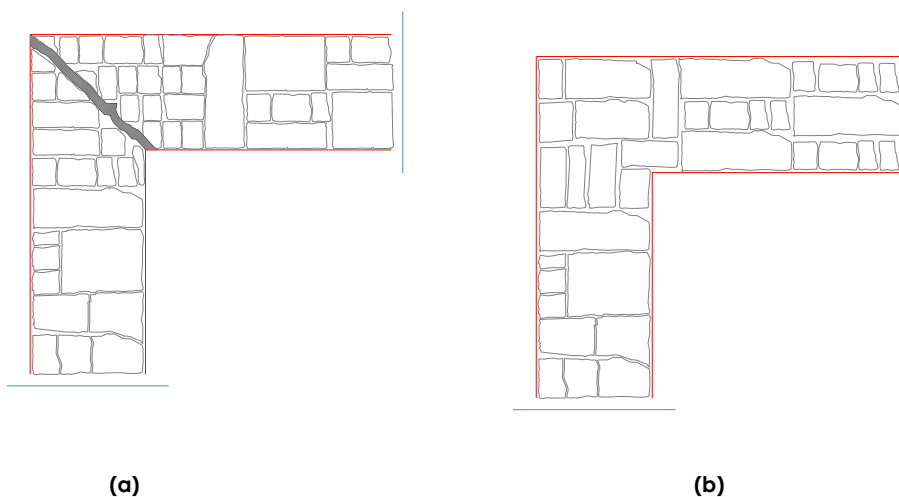
Figura 3.57: chiusura del vano e messa in carico della muratura

### Slegature tra setti: intervento di scuci-cuci

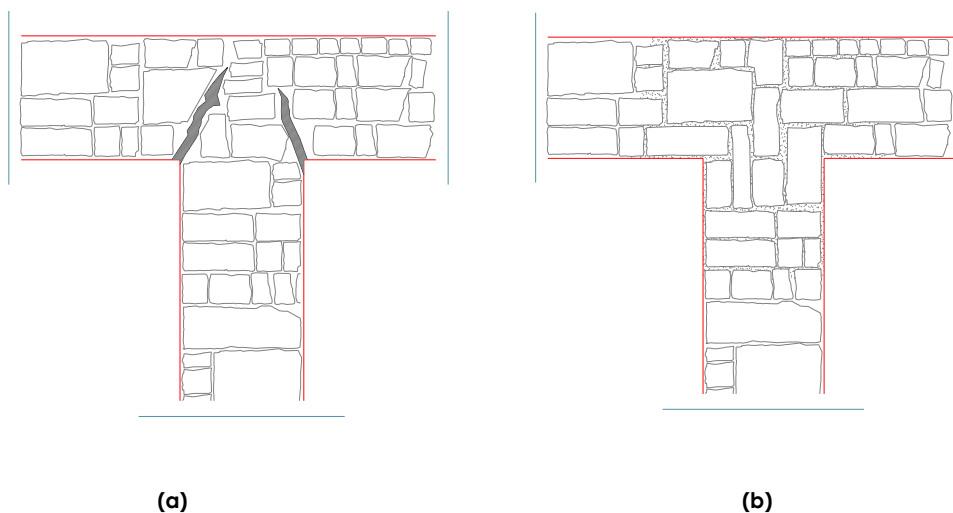
Per il mancato o riduttivo ammortamento tra le pareti ortogonali, si procede ad un intervento di scuci-cuci; il procedimento è molto simile a quanto visto per la lesione singola, ma l'intervento deve essere estremamente curato per evitare di incorrere a nuove slegature tra setti rendendo quindi gli interventi del tutto inefficaci.

I passaggi per eseguire correttamente questo tipo di intervento sono nell'ordine:

- asportazione dell'intonaco;
- rimozione degli elementi murari non ammortati;
- pulizia e lavaggio delle zone lesionate;
- riposizionamento degli elementi murari con malta cementizia;
- stuccatura superficiale delle connessioni dei ricorsi.



**Figura 3.58:** incroci d'angolo, situazione ante-operam (a) situazione post-operam (b)



**Figura 3.59:** muri di spina, situazione ante-operam (a) situazione post-operam (b)

### Cordoli tiranti-adesivi

Facendo sempre riferimento alle carenze prima descritte, un altro intervento locale che si vede necessario eseguire è quello della disposizione dei cordoli in sommità (intervento eseguito nel nodo muro-tetto). Questo intervento risulta essere una soluzione efficace per contenere le azioni spingenti della copertura, mantenendosi nella categoria degli interventi non invasivi. Si riportano degli esempi di realizzazione di questo intervento:



**Figura 3.60:** Esempi di intervento con cordoli tiranti adesivi in acciaio.



Il collegamento del cordolo con la muratura esistente può essere realizzato pertanto mediante cordoli metallici intralacciati. Per il dimensionamento dello stesso ci si avvale di un'analisi cinematica, considerando il meccanismo di ribaltamento semplice. Essendo consapevoli di adottare già un sistema di isolamento alla base, in questo dimensionamento si trascura la forzante sismica, e si utilizzerà l'azione spingente statica esercitata dalla copertura. L'azione di trazione che agisce sui due profili metallici è dunque pari a  $T_s/2$ , con cui si ricava:

$$T_r = \frac{T_s}{2}$$

in cui  $T$  è la resistenza a trazione del singolo profilo metallico. Il profilo aderente alla parete sottoposta a ribaltamento fuori dal piano è collegato a essa con una serie di connettori. Questi, conseguentemente alla rotazione della parete, tendono ad allungarsi fino a poter arrivare al distacco dal cordolo. Uno dei metodi possibili per evitare questo fenomeno è quello di dimensionarli a trazione, che diventerà azione di taglio sui connettori. Pertanto si rende necessario il dimensionamento a taglio dei connettori tramite i quali il profilo che si oppone al ribaltamento viene ancorato in questo caso al tetto.

L'azione tagliata da considerare in testa ai connettori è data dalla trazione assorbita dai profili metallici:

$$m = \frac{\frac{T_s}{2}}{R}$$

In cui:

- $T_s/2$  = azione di taglio totale che devono assorbire i connettori;
- $m$  = numero di connettori;
- $R$  = resistenza a taglio del singolo connettore, calcolata secondo il capitolo 4.2.8.1 delle NTC18.

Si determina infine il passo con cui i connettori devono esser posti in opera:

$$p_{conn} = \frac{L}{m}$$

in cui  $L$  è la lunghezza del profilo metallico che costituisce il cordolo in aderenza alla parete.

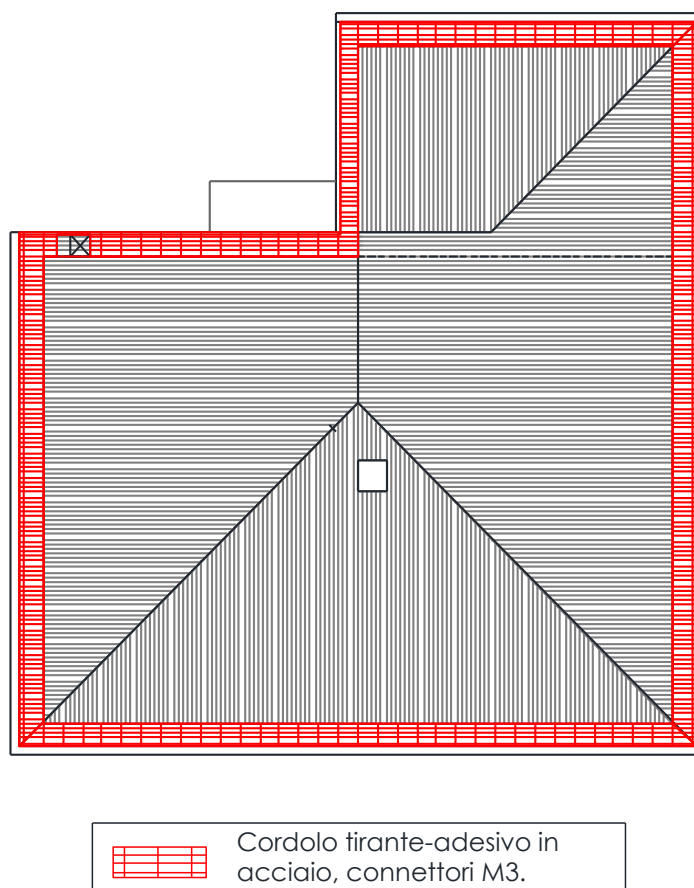
Scegliendo pertanto di utilizzare bulloni a bassa resistenza di classe 4.6, utilizzando le caratteristiche relative all'M3 si ricava la resistenza del singolo connettore:

$$R = \frac{0.6 * f_{tbk} * A_{res}}{\gamma_{m2}} = \frac{0.6 * 400 * 5.03}{1.25} = 0.965 \text{ kN}$$

Nota la porzione di copertura spingente sul lato considerato ( $42,35 \text{ m}^2$ ) e considerando il peso della copertura in legno di  $50 \text{ kg/m}^2$  si ottiene:

$$T_s = A_{sping} * P = 20,8 \text{ kN/m}^2$$

Pertanto si ottengono n°10 connettori con passo 1 metro. Si esegue l'intervento sulla totalità della copertura come in figura:



**Figura 3.61:** Disposizione del tralicciato nel nodo muro-tetto

CARICHI DI PROVA (As x Sp),N (PASSO GROSSO)										
Filettatura	Sezione resistente nominale As nom. mm <sup>2</sup>	Classe di resistenza								
		4,6	4,8	5,6	5,8	6,8	8,8	9,8	10,9	12,9
M 3	5,03	1 130	1 560	1 410	1 910	2 210	2 920	3 270	4 180	4 880
M 3.5	6,78	1 530	2 100	1 900	2 580	2 980	3 940	4 410	5 630	6 580
M 4	8,78	1 980	2 720	2 460	3 340	3 860	5 100	5 710	7 290	8 520
M 5	14,2	3 200	4 400	3 980	5 400	6 250	8 230	9 230	11 800	13 800
M 6	20,1	4 520	6 230	5 630	7 640	8 840	11 600	13 100	16 700	19 500
M 7	28,9	6 500	8 960	8 090	11 000	12 700	16 800	18 800	24 000	28 000
M 8	36,6	8 240 c	11 400	10 200 c	13 900	16 100	21 200 c	23 800	30 400 c	35 500
M 10	58	13 000 c	18 000	16 200 c	22 000	25 500	33 700 c	37 700	48 100 c	56 300
M 12	84,3	19 000	26 100	23 600	32 000	37 100	48 900	54 800	70 000	81 800
M 14	115	25 900	35 600	32 200	43 700	50 600	66 700 d	74 800	95 500	112 000
M 16	157	35 300	48 700	44 000	59 700	69 100	91 000 d	102 000	130 000	152 000
M 18	192	43 200	59 500	53 800	73 000	84 500	115 000	-	159 000	186 000
M 20	245	55 100	76 000	68 600	93 100	108 000	147 000	-	203 000	238 000
M 22	303	68 200	93 900	84 800	115 000	133 000	182 000	-	252 000	294 000
M 24	353	79 400	109 000	98 800	134 000	155 000	212 000	-	293 000	342 000
M 27	459	103 000	142 000	128 000	174 000	202 000	275 000	-	381 000	445 000
M 30	561	126 000	174 000	157 000	213 000	247 000	337 000	-	466 000	544 000
M 33	694	156 000	215 000	194 000	264 000	305 000	416 000	-	570 000	673 000
M 36	817	184 000	253 000	229 000	310 000	359 000	490 000	-	678000	792 000
M 39	976	220 000	303 000	273 000	371 000	429 000	586 000	-	810000	947 000

Figura 3.62: Tabella riportante alcune caratteristiche delle diverse tipologie di bulloni

## 4. VULNERABILITA' SISMICA DEL CASO STUDIO

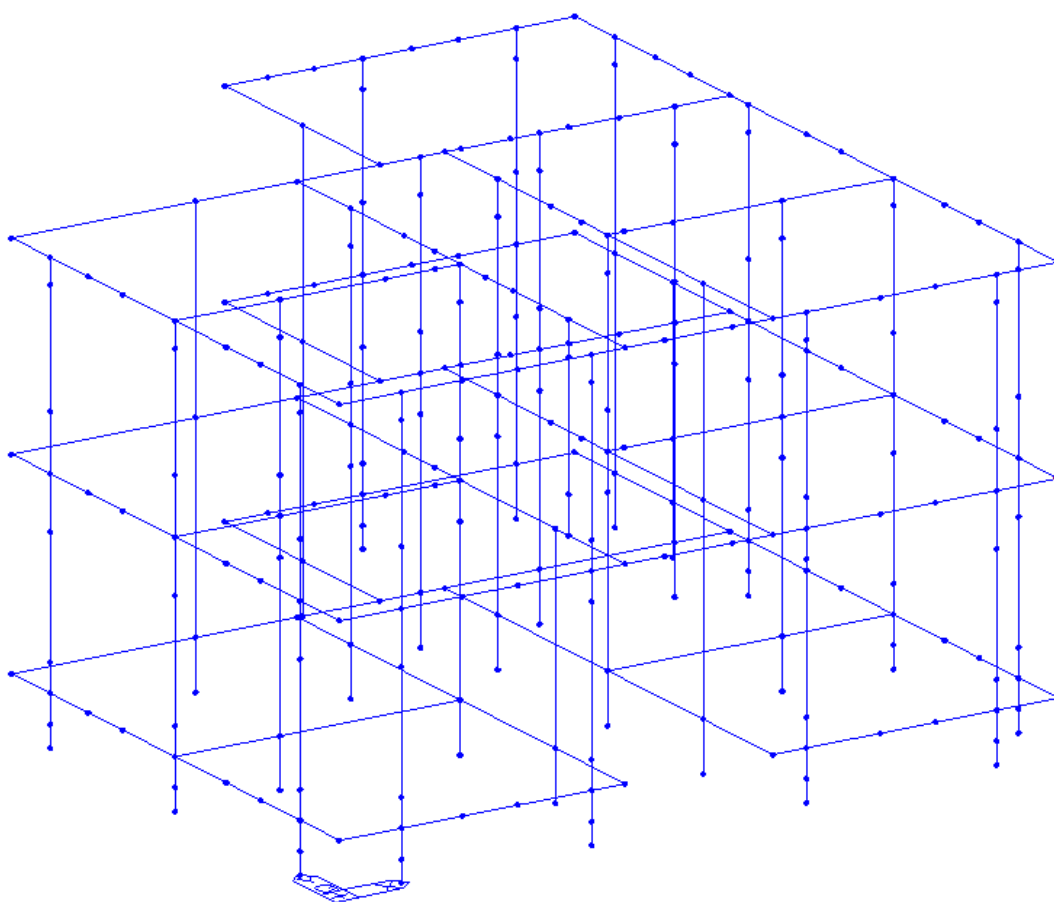
Sistematizzate le carenze locali della struttura, è possibile passare ad uno studio globale eseguendo la modellazione della stessa.

### 4.1 Modellazione della struttura

La modellazione viene eseguita tramite il software Midas Gen. Si effettua quindi la modellazione a telaio equivalente, uno dei metodi di modellazione delle strutture in muratura visti in precedenza (metodo SAM), inserendo per punti i nodi principali corrispondenti ai baricentri degli elementi maschio e fascia, e collegandoli tra loro tramite elementi frame, partendo dalla base architettonica.

Il piano seminterrato non viene considerato nel modello, in quanto non significativo al fine dello studio che si vuole eseguire.

Si ottiene così il modello unifilare della struttura:



**Figura 4.1:** modello unifilare della struttura

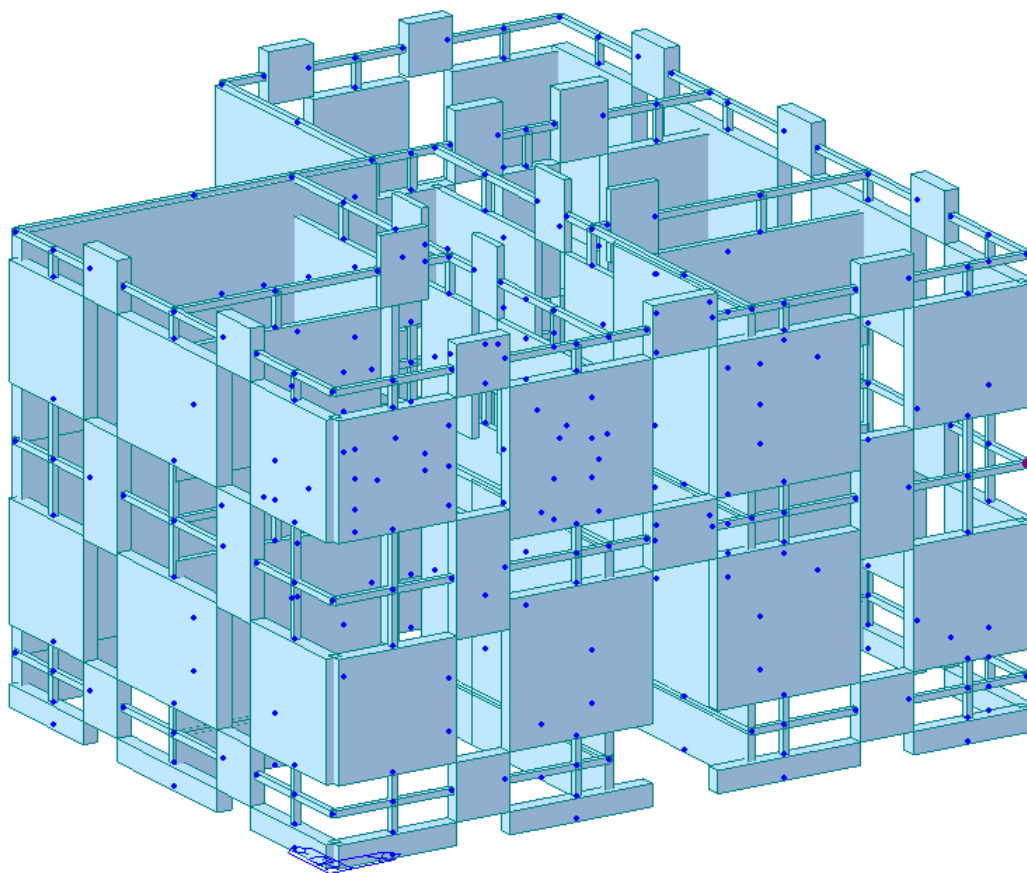
## Definizione delle sezioni

Si è definito un sistema resistente in pianta; in particolare sono stati modellati tutti gli elementi resistenti di spessore  $\geq 15$  cm, mentre quelli di spessore inferiore non sono stati presi in considerazione in quanto non significativi ai fini dello studio.

Solai e scale non sono stati modellati ma inseriti come pesi permanenti distribuiti sulle fasce murarie interessate ai vari piani. Si è quindi proceduto alla definizione di maschi, fasce ed offset rigidi.

Il modello del caso studio è globalmente costituito da:

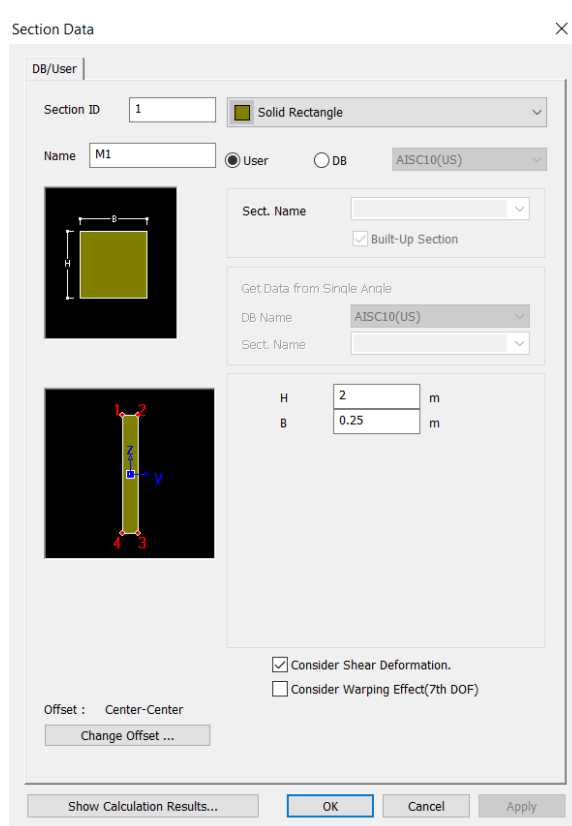
- n° 307 nodi;
- n° 374 elementi beam;
- n° 32 sezioni;
- n° 2 materiali;
- n° 27 incastri.



**Figura 4.2:** modello tridimensionale della struttura

Ad ogni maschio e fascia, definiti secondo elementi "beam" monodimensionali, sono state assegnate sezioni rettangolari secondo i dati ottenuti con il rilievo in pianta e in alzato dell'edificio ed attribuite ai corrispettivi elementi.

Si sono impostate ed assegnate le sezioni attraverso il comando model – properties che permette di inserire manualmente le dimensioni di queste. Nel momento dell'assegnazione si deve prestare attenzione alla direzione e verso degli assi locali dell'elemento, in quanto l'asse y deve risultare uscente dalla sezione nel piano al fine dell'assegnazione della cerniera plastica  $M_y$  (figura 4.3):

**Figura 4.3:** definizione delle sezioni

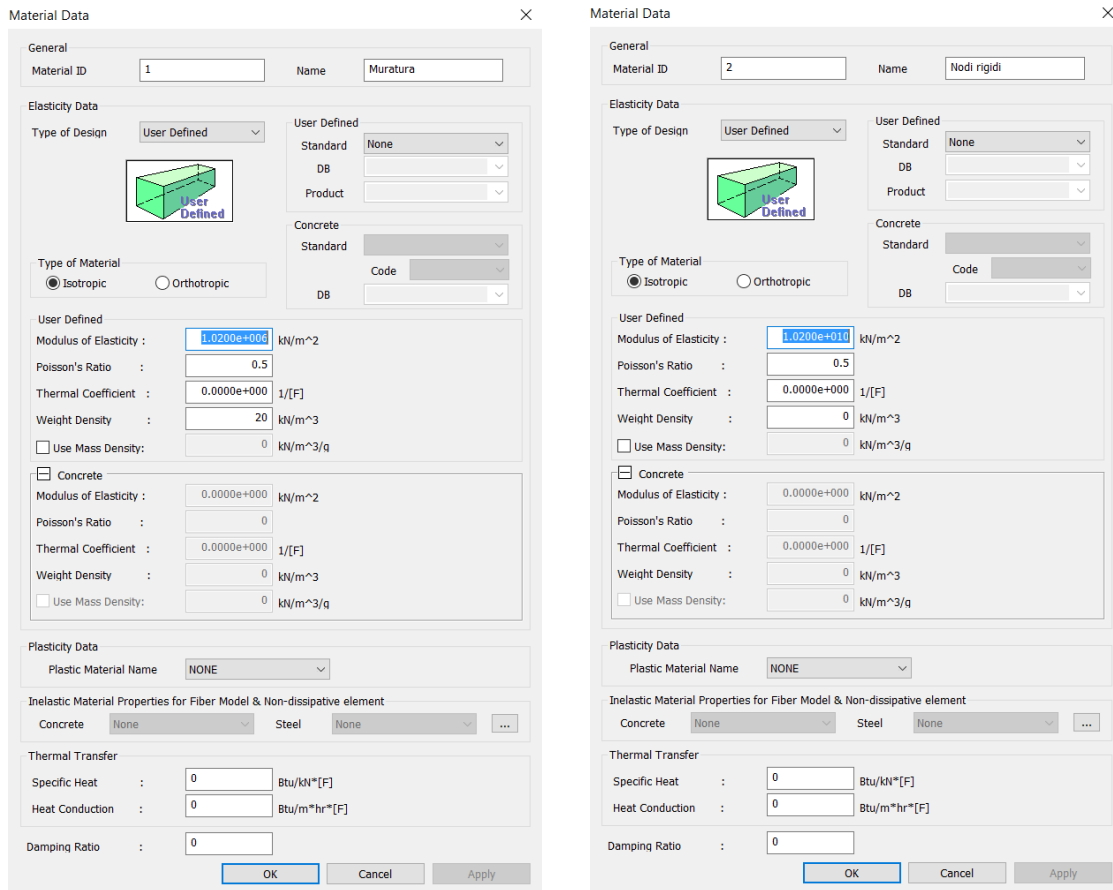
Per quanto riguarda la sezione dei nodi rigidi, si attribuisce una sezione minima (0,1 m x 0,1 m), per facilitarne la lettura nel modello, in quanto l'unica cosa di interesse sono le proprietà del braccio rigido.

## Definizione dei materiali

Attraverso il comando "material properties" si sono assegnati i materiali alle varie sezioni:

Materiale	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$	W (kN/m <sup>3</sup> )
Muratura	1,02 e <sup>+06</sup>	0,5	20
Offset rigidi	1,02 e <sup>+10</sup>	0,5	0

Si è utilizzato il materiale definito in normativa come “paramenti a conci sbazzati di spessore disomogeneo”.



(a)

(b)

**Figura 4.4:** caratteristiche meccaniche del materiale muratura (a) e nodo rigido (b)

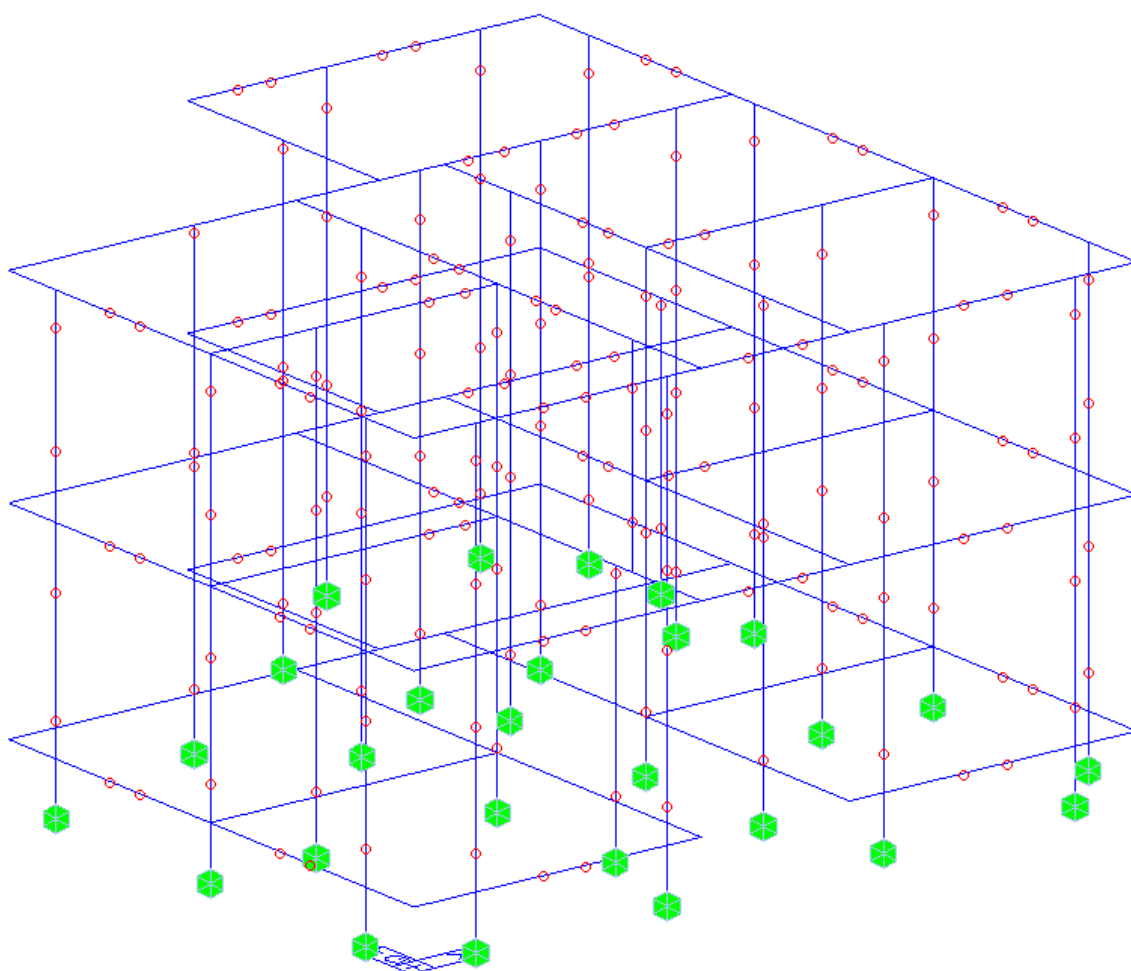
Per una corretta modellazione su Midas Gen si preferisce assegnare ai bracci rigidi un peso specifico nullo, per evitare una concentrazione di peso in corrispondenza del nodo: sovrastimando il peso specifico si rischia di andare incontro ad azioni superiori a quelle effettive.

### Assegnazione dei vincoli

Per la struttura in esame, si sono prolungati i maschi murari e per simulare la continuità con il piano interrato, senza tener in considerazione gli effetti del terreno, si sono posti dei

vincoli di incastro al piede di ogni maschio, tramite il comando "define support". Inoltre, sono state introdotte delle sconnessioni interne agli elementi maschi e fasce con il comando "beam end release" per simulare dei rilasci a momento fuori dal piano (trascurare il contributo degli elementi fuori dal piano).

I vincoli si trovano nella sezione "boundary":



**Figura 4.5:** modello con incastrati e rilasci flessionali alle estremità di maschi e fasce

### Inserimento dei carichi

Nel caso di edifici esistenti, i solai sono da considerarsi deformabili: in questo caso specifico, essendo stati sostituiti da solai in laterocemento, si è deciso di considerarli rigidi e di inserire una ripartizione del carico sulle fasce di piano al metro lineare. Inoltre, eseguendo la conversione da peso a masse, di riporta in maniera corretta la posizione dei centri di massa di piano.



Anche il balcone, le scale e la copertura sono stati inseriti come carichi gravanti, facendo la distinzione tra i carichi distribuiti e concentrati.

Il peso proprio degli elementi beam (G1) è stato tenuto in considerazione in automatico dal programma, indipendentemente dalla natura del materiale assegnato, tramite il comando "Load – Self Weight".

Si riporta di seguito l'elenco dei carichi inseriti e le schermate del programma con i carichi assegnati:

N°	Name	type
1	Peso proprio	Dead Load (D)
2	G1_muri perimetrali	Live Load (L)
3	G2_muri perimetrali	Live Load (L)
4	G1_solaio	Live Load (L)
5	G2_solaio	Live Load (L)
6	Qk_solaio	Live Load (L)
7	G1_balcone	Live Load (L)
8	G2_balcone	Live Load (L)
9	Qk_balcone	Live Load (L)
10	G1_rampa inferiore	Live Load (L)
11	G2_rampa inferiore	Live Load (L)
12	Qk_rampa inferiore	Live Load (L)
13	G1_rampa superiore	Live Load (L)
14	G2_rampa superiore	Live Load (L)
15	Qk_rampa superiore	Live Load (L)
16	G1_tamponatura interna	Live Load (L)
17	G2_tamponatura interna	Live Load (L)
18	G1_tamponatura scale	Live Load (L)
19	G2_tamponatura scale	Live Load (L)
20	G1_copertura	Live Load (L)
21	G2_copertura	Live Load (L)
22	G2_ringhiera	Live Load (L)
23	G1_pianerottolo	Live Load (L)
24	G2_pianerottolo	Live Load (L)
25	Qk_pianerottolo	Live Load (L)
26	Qk_copertura	Live Load (L)
27	Sisma_X	Earthquake (E)
28	Sisma_Y	Earthquake (E)

Figura 4.6: tabella riepilogativa carichi assegnati

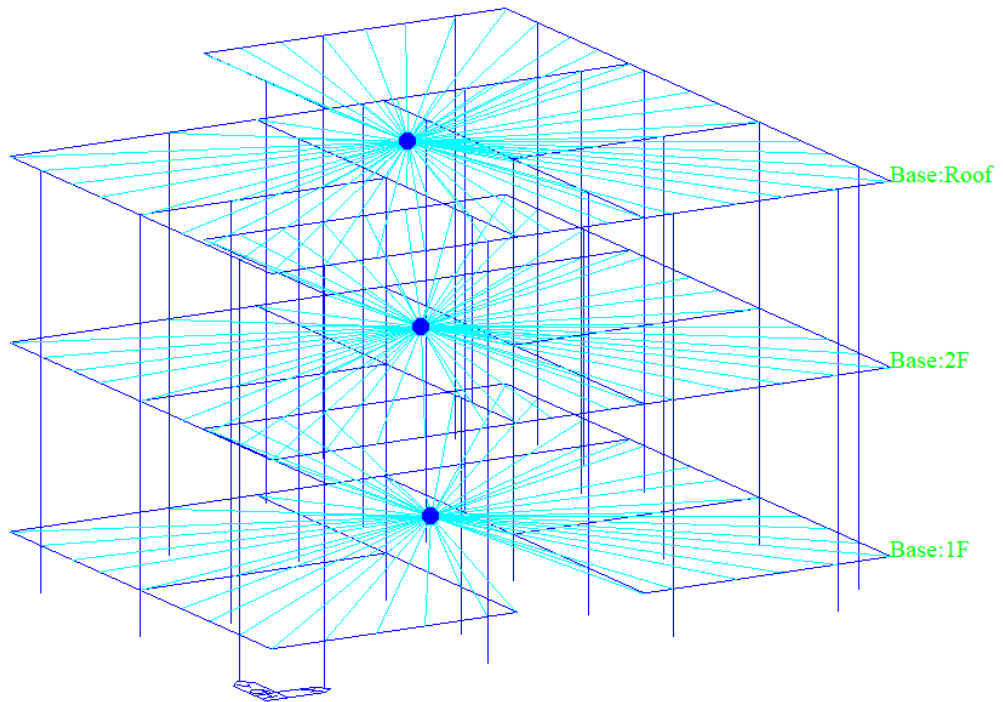
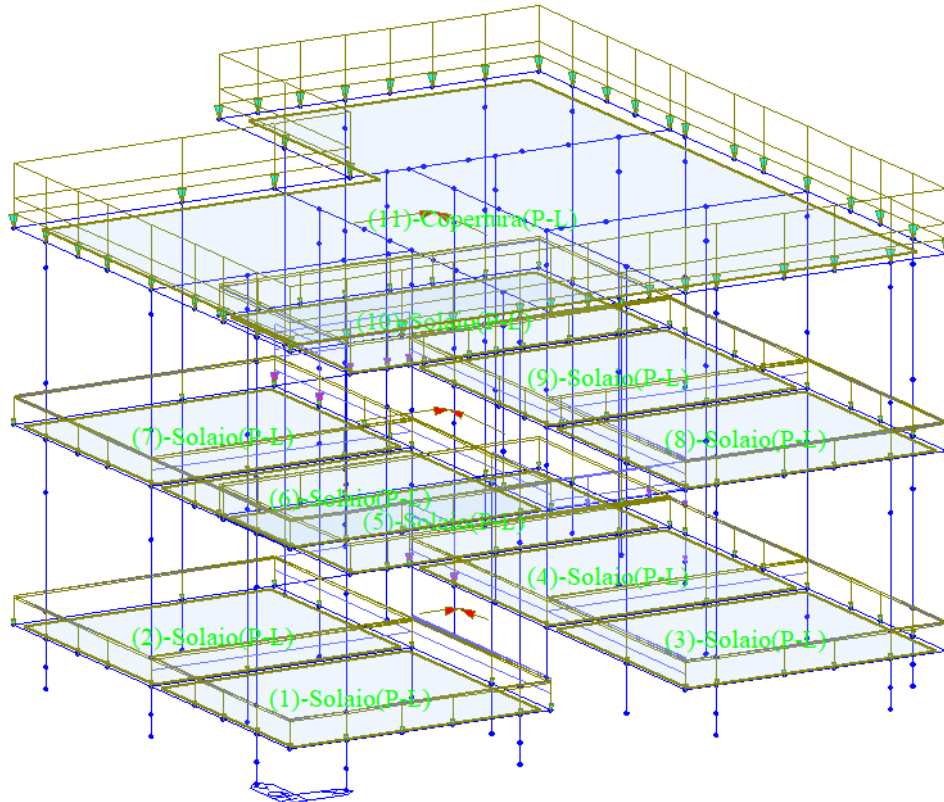


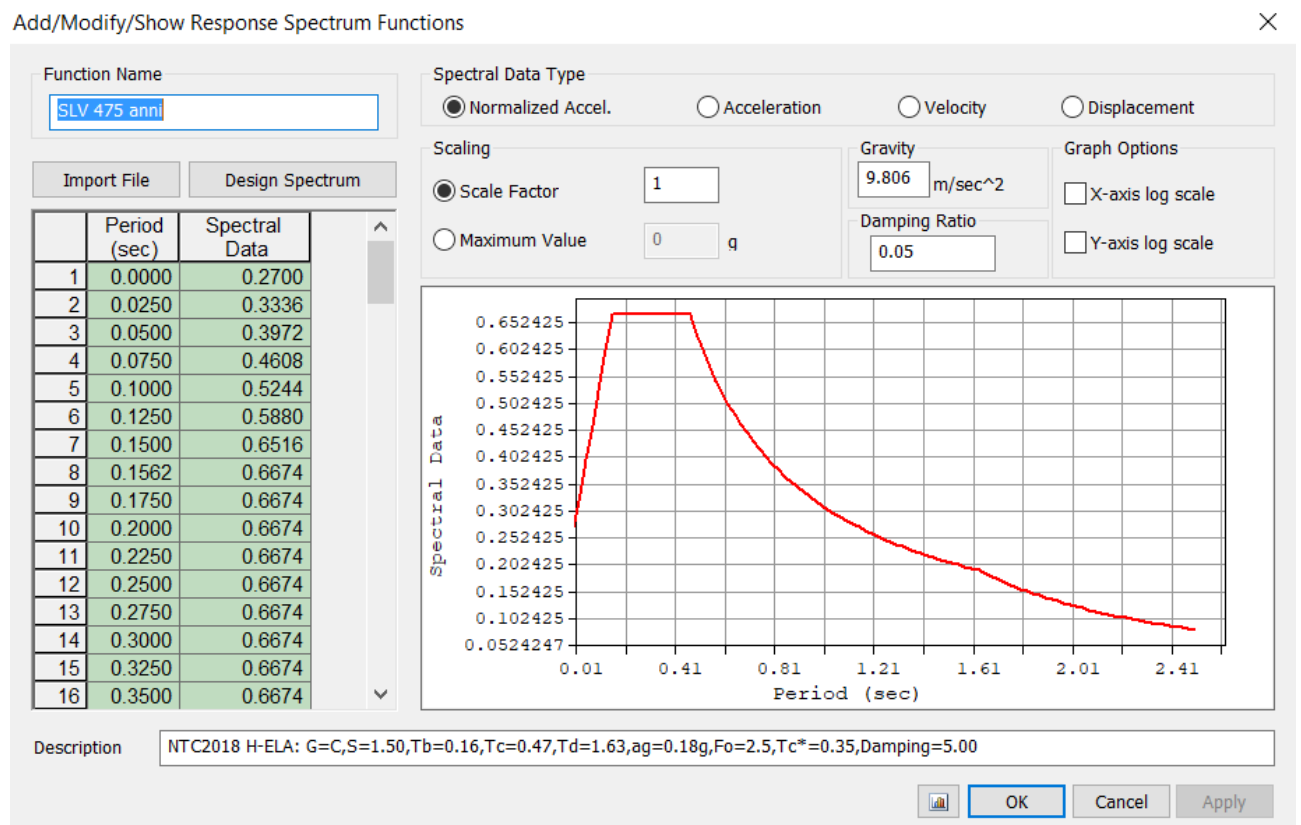
Figura 4.7: modello con i diaframmi di piano e centri di massa



**Figura 4.8:** modello con i carichi di piano e distribuiti. Si nota l'assegnazione del sisma x,y in corrispondenza dei centri di massa

### Inserimento dell'azione sismica

L'azione sismica è stata inserita nel programma di calcolo definendo lo spettro di risposta tramite il comando "Response Spectrum Functions": sono stati riportati i punti del diagramma periodo-accelerazione ottenuti utilizzando il foglio di calcolo "Spettri NTC", come riportato al capitolo 7.7.2; lo spettro inserito è quello allo stato limite di salvaguardia della vita (tempo di ritorno = 475 anni):



**Figura 4.9:** spettro di risposta allo SLV sul programma Midas Gen

Si vede che è molto simile a quello calcolato dal foglio excel Ministeriale, il picco si assesta intorno ad un'accelerazione di 0,65; si ritiene pertanto affidabile.

## 4.2 Analisi modale

Realizzato il modello e definite le masse, si procede ad una prima analisi del comportamento della struttura a base fissa in modo da ricavare i primi modi di vibrare caratteristici della struttura stessa in termini di periodi e direzioni principali.

Dall'analisi modale si ottengono i modi di vibrare ricapitolati nella tabella di figura 4.10, dove si riportano i periodi (period), i rapporti di massa partecipante rispetto alla massa totale (mass%), la somma progressiva dei suddetti rapporti (sum%).

MODAL PARTICIPATION MASSES													
Mode No	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,2234	45,9226	45,9226	8,9107	8,9107	0,0006	0,0006	0,1593	0,1593	1,0085	1,0085	11,1274	11,1274
2	0,22	14,458	60,3806	49,5187	58,4294	0,0007	0,0013	0,9986	1,158	0,2582	1,2666	2,0727	13,2
3	0,2076	5,7793	66,1599	7,239	65,6684	0,0007	0,0019	0,2317	1,3896	0,0409	1,3075	53,6498	66,8498
4	0,0793	1,5235	67,6834	3,8689	69,5373	0,0075	0,0094	0,865	2,2546	0,3574	1,665	0,6653	67,5151
5	0,0783	3,9222	71,6055	2,0946	71,6319	0,0001	0,0095	0,5009	2,7555	0,8119	2,4769	0,1234	67,6386
6	0,0731	0,9727	72,5782	0,2447	71,8766	0,0015	0,011	0,1071	2,8626	0,1168	2,5937	5,0144	72,653
7	0,0444	0,001	72,5792	0,4038	72,2804	0,0015	0,0125	0,1453	3,0079	0,0002	2,5939	0,0197	72,6726
8	0,0384	0,0014	72,5806	0,0041	72,2845	25,717	25,7295	11,9404	14,9483	6,2697	8,8636	0	72,6727
9	0,0366	24,0165	96,5972	0,0177	72,3022	0,0158	25,7454	0,0071	14,9554	0,6333	9,4969	1,1512	73,8239

Figura 4.10: Riassunto dei modi di vibrare propri della struttura in esame

I valori quasi identici di periodo del modo in X e in Y sta ad indicare che la struttura è egualmente deformabile in entrambe le direzioni. Si può osservare, inoltre, che i periodi dei primi due modi traslazionali (0,2234 e 0,22) si differenziano da quello ottenuto con la formula approssimata, riportata al capitolo 2.1.1 (Analisi statica lineare), di meno del 10%, infatti:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} = 0,050 * (7,15)^{3/4} = 0,2186 \text{ sec}$$

In riferimento ai primi tre modi di vibrare, dalla tabella si evince che il primo modo è traslazionale in X con una massa partecipante del 45,92% ed un periodo di 0,2234 secondi, il secondo modo è traslazionale in Y con una massa partecipante del 49,52% ed un periodo di 0,22 secondi, il terzo modo è rotazionale attorno a Z con una massa partecipante del 53,65% e un periodo di 0,2076 secondi. I modi risultano accoppiati (accoppiamento roto-traslazionale).

Si nota infine come la considerazione dei primi 9 modi soddisfi solo parzialmente il criterio di selezione del numero di modi da mettere in conto nell'analisi, per la quale la massa partecipante totale deve essere superiore all'85% della massa totale, come prescritto al paragrafo 7.3.4.2 delle NTC 2018 (il criterio risulta soddisfatto solo per la massa partecipante in X). Anche considerando un numero elevato di modi non si riesce a rispettare il requisito richiesto; la causa è imputabile all'elevata rigidità della struttura.

Di seguito sono riportate le immagini estrapolate dal programma Midas Gen relative alle deformate dei primi tre modi di vibrare della struttura (i modi più rappresentativi):

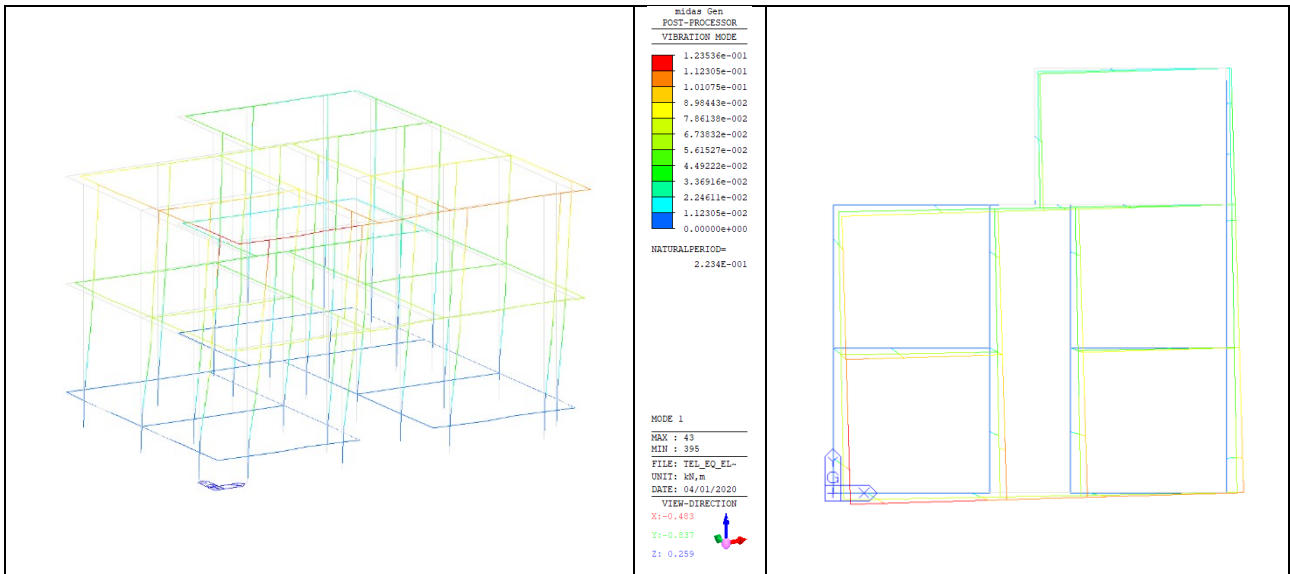


Figura 4.11: Deformata della struttura relativa al 1° modo di vibrare

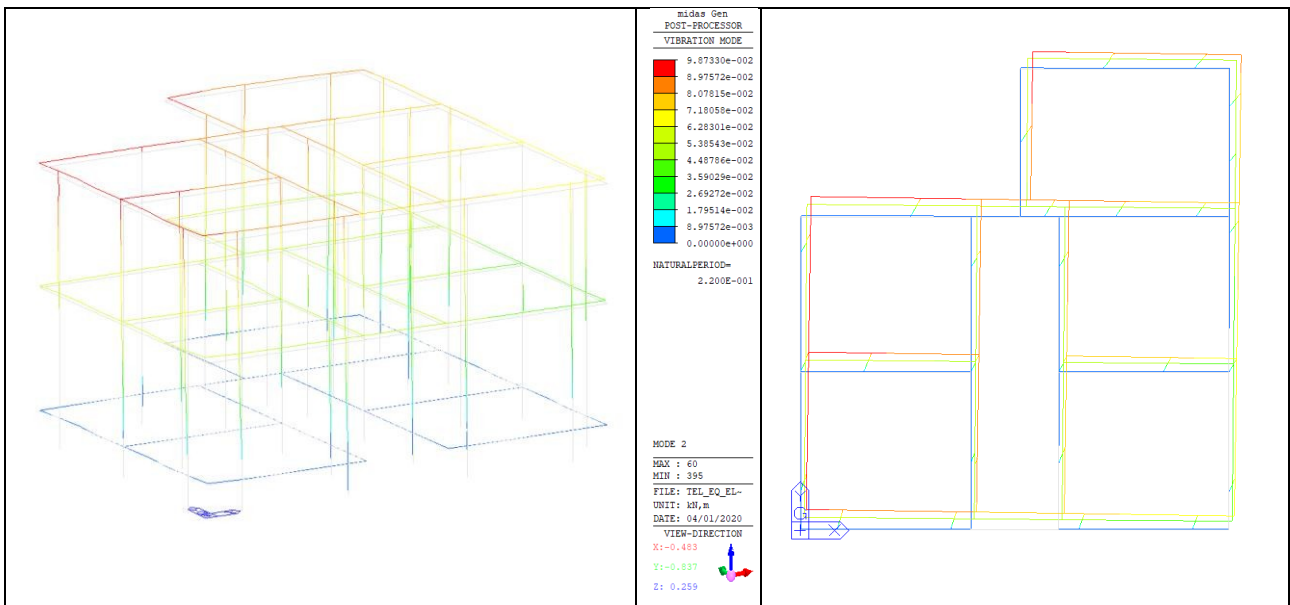


Figura 4.12: Deformata della struttura relativa al 2° modo di vibrare

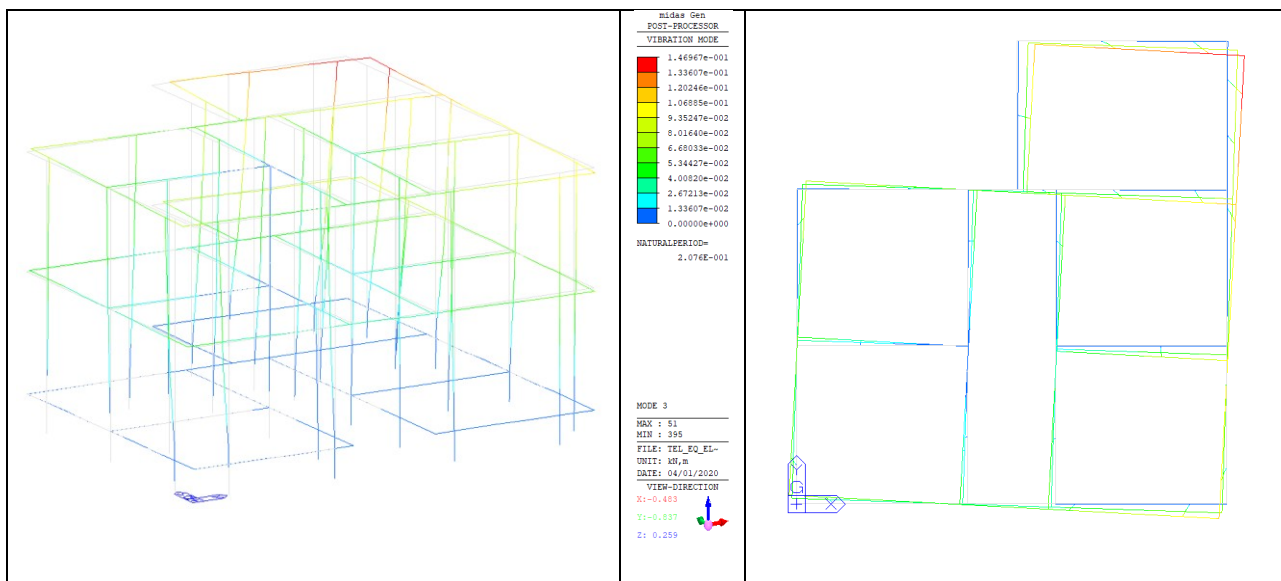


Figura 4.13: Deformata della struttura relativa al 3° modo di vibrare

### 4.3 Analisi statica non lineare (pushover)

L'analisi non lineare statica consiste nell'applicazione dei carichi gravitazionali e di un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia ed aventi come risultante il taglio alla base  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$ .

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze di inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) di seguito esposte:

*Gruppo 1 (distribuzioni principali):*

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

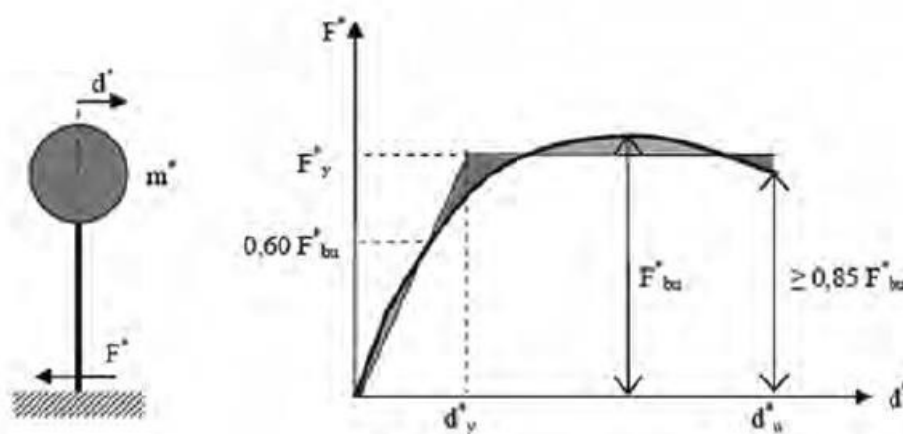
- a) distribuzione proporzionale alle forze statiche, utilizzando come seconda distribuzione la prima del Gruppo 2;
- b) distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore all'85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_c$ .

*Gruppo 2 (distribuzioni secondarie):*

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

L'analisi non lineare statica consente quindi di determinare la curva di capacità della struttura, espressa dalla relazione  $F_b-d_c$ , che per gli edifici è in genere rappresentato dal centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Per ogni stato limite considerato, il confronto tra la curva di capacità e la domanda di spostamento consente di determinare il livello di prestazione raggiunto. A tal fine, abitualmente, si associa al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà.



**Figura 4.14:** sistema e diagramma bilineare equivalente

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

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

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

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

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

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

Ai fini operativi, per poter determinare in forma chiusa l'energia dissipata dal sistema e, quindi, lo smorzamento equivalente, alla curva di capacità del sistema equivalente è utile sostituire una curva bilineare. Le tecniche di bilinearizzazione si basano usualmente su principi di equivalenza energetica, imponendo che le aree sottese alla curva bilineare e dalla curva  $F^*-d^*$  siano uguali.

Per la valutazione del punto di prestazione (PP) della struttura è possibile eseguire uno dei seguenti metodi:

- Metodo A, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguale spostamento o uguale energia;
- Metodo B, basato sulla costruzione di uno spettro di capacità.

Si espongono rapidamente entrambi i metodi.

*Metodo A:*

alla curva di capacità del sistema equivalente si sostituisce una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Detta  $F_{bu}$  la resistenza massima del sistema strutturale reale ed  $F^*_{bu} = F_{bu} / \Gamma$  la resistenza massima del sistema equivalente, il tratto elastico si individua imponendone il passaggio per il punto  $0,60F^*_{bu}$  della curva di capacità del sistema equivalente, la forza di plasticizzazione  $F^*_y$  si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo  $d^*_u$  corrispondente ad una riduzione di resistenza  $\leq 0,15F^*_{bu}$ .

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

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



Dove  $m^* = \varphi M_T$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico bilienare.

Nel caso in cui  $T \geq T_c$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

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

Nel caso in cui  $T \leq T_c$  la domanda in spostamento per il sistema anelastico è maggiore di quella del sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

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

Dove:

$$q^* = S_e(T^*) \cdot m^* / F_y^*$$

è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

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

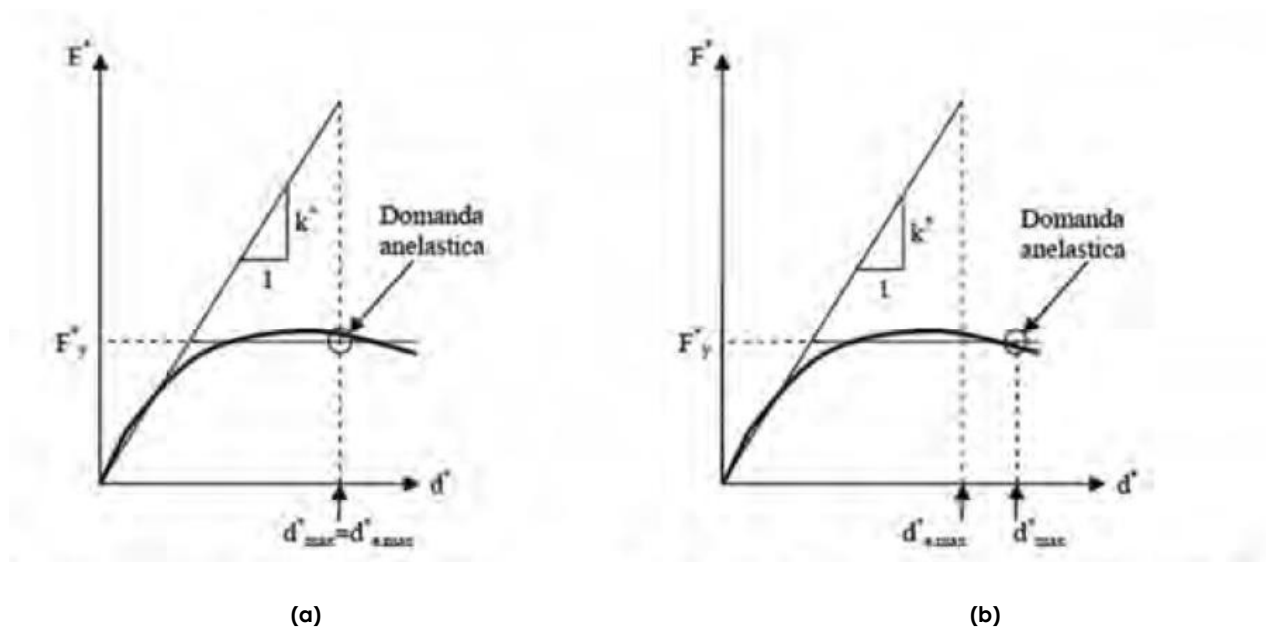


Figura 4.15: spostamento di riferimento per  $T \geq T_c$  (a) e per  $T < T_c$  (b)

Metodo B:

in questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sono valutati attraverso un processo iterativo. Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS, in cui le accelerazioni spettrali  $S_{de}$  sono rappresentate in funzione degli spostamenti  $S_{de}$ .

Si effettua una prima stima del punto di prestazione ipotizzando, generalmente, che lo spostamento  $d_{max}^*$  sia pari a quello di una struttura elastica avente la stessa rigidezza iniziale della struttura analizzata:

$$d^{*(0)}_{max} = d_e$$

Stimato il punto di prestazione  $(F^*_{max}, d^*_{max})$  sulla curva di capacità del sistema equivalente  $F^*-d^*$ , ad essa si sostituisce una curva bilineare equivalente, in termini energetici, ottenuta adottando un primo tratto con pendenza pari alla rigidezza iniziale della struttura ed identificando la forza  $F_y^*$  e la pendenza del tratto  $F_y^*-d_{max}^*$  imponendo l'uguaglianza dell'area sottesa dalle due curve, come mostrato in figura 4.16. Per rappresentare la curva bilineare  $F^*-d^*$  sul piano ADRS, occorre dividere le forze per  $m^*$ :

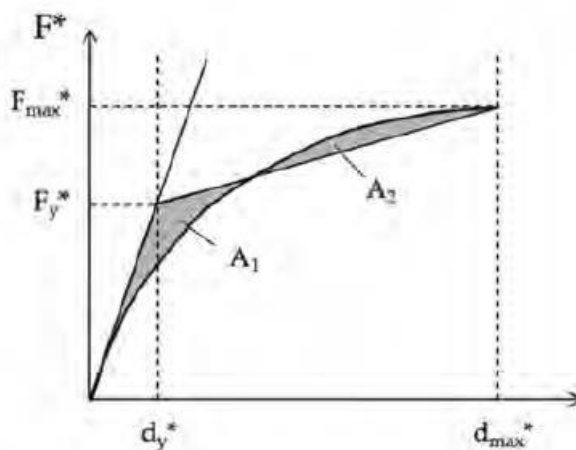
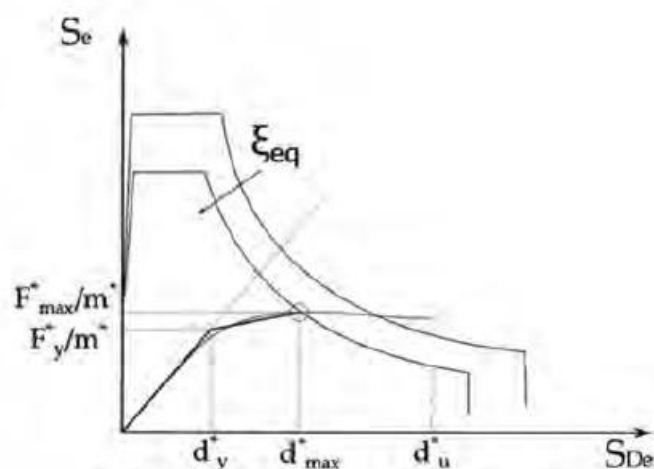


Figura 4.16: bilinearizzazione equivalente

Si calcola il coefficiente di smorzamento equivalente  $\xi_{eq}$  con il quale si abbatte lo spettro di domanda.

L'intersezione, sul piano ADRS, fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione come mostrato in figura 4.17; se esso è caratterizzato da uno spostamento  $d^{(1)}_{max}$  ragionevolmente

prossimo a quello stimato in partenza  $d^{*(0)}_{max}$ , la procedura iterativa ha termine e di ha la soluzione. La procedura iterativa è ripetuta fino a convergenza della soluzione.



**Figura 4.17:** individuazione del punto di prestazione

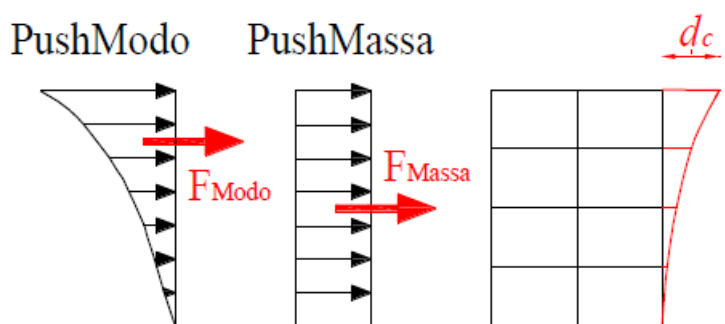
Per ciascuna direzione, devono essere eseguite due analisi distinte, applicando l'azione sismica in entrambi i versi possibili e considerando gli effetti più sfavorevoli derivanti da ciascuna delle due analisi.

### Analisi di pushover applicata al caso studio

L'impostazione dell'analisi statica non lineare si è svolta tramite l'utilizzo del software Midas Gen, il quale ha una finestra dedicata per questo tipo di analisi. Le curve del sistema reale sono state ricavate secondo due profili di carico, il primo corrispondente alla prima distribuzione del Gruppo 2 (andamento di accelerazioni uniforme lungo l'altezza della costruzione, denominate pushmassa) e il secondo corrispondente alla seconda distribuzione del Gruppo 1 (andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata, denominate pushmodo); le curve sono state determinate in entrambe le direzioni principali, con il verso delle forze positivo e negativo, ottenendo 8 diverse combinazioni:

- distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione X, verso positivo (pushmassa X+);
- distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione X, verso negativo (pushmassa X-);
- distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione Y, verso positivo (pushmassa Y+);
- distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione Y, verso negativo (pushmassa Y-);

- distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione X, verso positivo (pushmodo X+);
- distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione X, verso negativo (pushmodo X-);
- distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione Y, verso positivo (pushmodo Y+);
- distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione Y, verso negativo (pushmodo Y-);

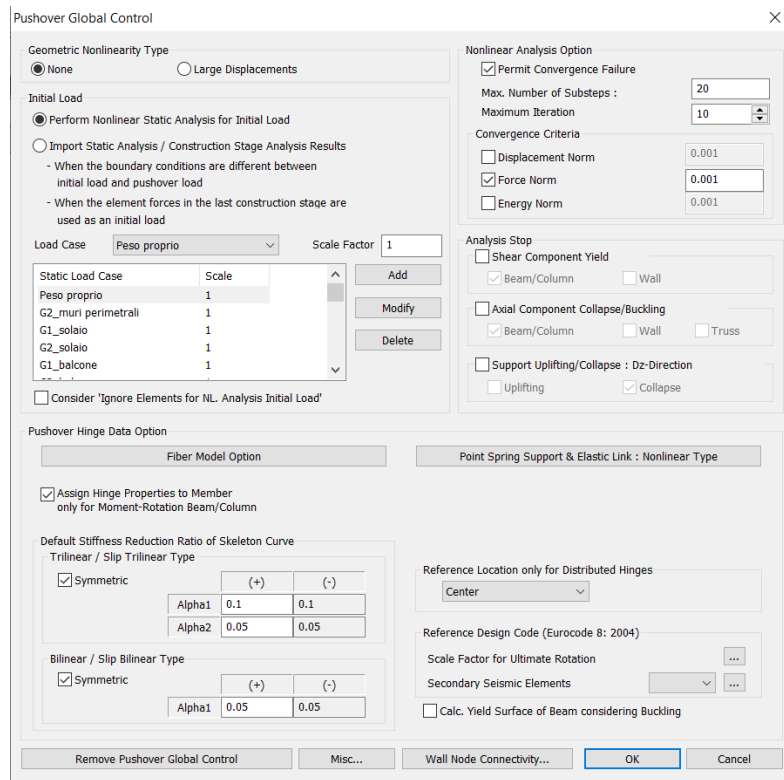


**Figura 4.18:** distribuzione di forze proporzionale al modo e uniforme lungo l'altezza

Il programma è impostato andando a scindere l'analisi nelle sue diverse fasi successive, in questo modo è possibile avere un maggior controllo sul lavoro che si sta eseguendo. In questo caso, il menù ad albero di cui il programma dispone risulta molto utile, in quanto descrive i passaggi da eseguire in sequenza, fino alla definizione delle cerniere plastiche.

L'analisi di pushover con Midas Gen si articola quindi in 6 passi successivi:

1) *Pushover global control*: è la prima finestra con la quale è necessario interfacciarsi per iniziare ad inserire i parametri che verranno utilizzati nell'analisi. Qui è possibile inserire i casi di carico iniziali.

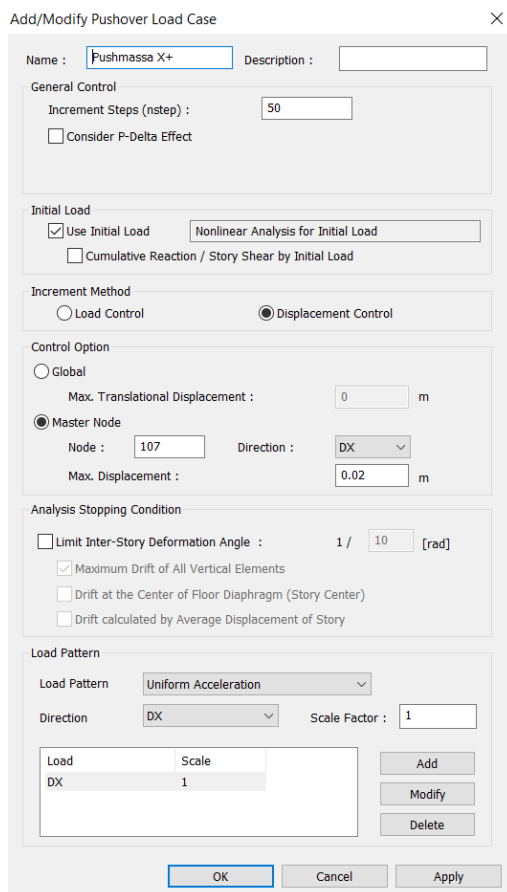


**Figura 4.19:** finestra Midas Gen dello step “pushover global control”

Si assegna il fattore 1 per i carichi permanenti e il fattore 0,3 e 0,6 per i carichi variabili a seconda della categoria. Vengono impostate le condizioni al contorno per l'analisi, quindi il numero massimo di substeps che il programma può eseguire per cercare la soluzione all'interno di ogni singolo step (impostato a 20) e il numero massimo di iterazioni eseguibili per arrivare a convergenza della soluzione (il programma ricerca la condizione di equilibrio per ogni singolo step), che si è impostato a 10.

Si sceglie inoltre il criterio di convergenza denominato “force norm”, utilizzato per le strutture che hanno scarsa duttilità dove la forza è prevalente sullo spostamento (strutture in muratura, come nel caso specifico).

2) *Pushover load cases*: è il secondo step da eseguire nell'analisi. Si definiscono le combinazioni di carico prima elencate (si imposta ogni singolo caso di carico), e la finestra è la seguente:



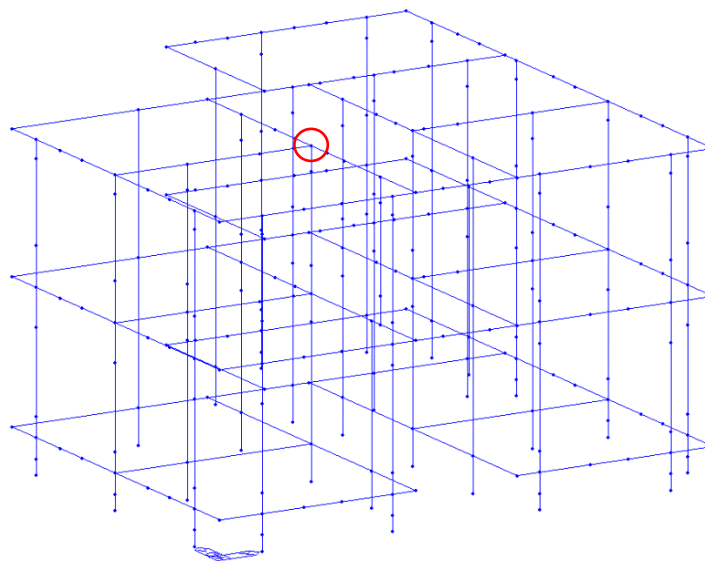
**Figura 4.20:** finestra Midas Gen dello step "pushover load cases"

Per prima cosa, si definisce il numero di step nei quali deve essere suddiviso il carico di spinta (si ipotizza 50); si evidenzia come il software Midas Gen sia in grado di tenere in considerazione anche gli effetti P-Delta, ovvero quelli dovuti ai carichi gravitazionali che, durante l'analisi, accumulano eccentricità con l'aumentare della spinta e che quindi creano momento al piede della struttura. Si è preferito non spuntare questa opzione a favore di una maggiore snellezza dell'analisi.

Si adotta come metodo di analisi, un'analisi in controllo di spostamento (si imposta un certo spostamento e si ricava la forza) in quanto a noi interessa sapere il taglio massimo alla base della struttura.

Ora risulta necessario definire il "Master Node", ovvero il punto di controllo che governa l'analisi; la Normativa prescrive che il punto di controllo deve essere coincidente con il centro di massa dell'ultimo orizzontamento. Prescrive inoltre che per strutture irregolari, siano valutati come punti di controllo anche i punti perimetrali della struttura. E' logico

che più punti si prendono, maggiore sarà accurata l'analisi (è bene sempre scegliere i punti con criterio, altrimenti si rischia di ottenere molti risultati ma di scarsa utilità).



**Figura 4.21:** individuazione del "Master Node", nodo 107

Definito il nodo, si definisce lo spostamento massimo che esso può subire (si imposta di 20 cm). La distribuzione di accelerazione lungo l'altezza si definisce tramite l'opzione "uniform acceleration", mentre la distribuzione di accelerazione proporzionale al primo modo di vibrare si definisce come "mode shape".

3) *Hinge properties*: a questo punto è necessario andare a definire le cerniere plastiche. La prima fase consiste quindi nella definizione delle cerniere, la seconda fase nell'assegnazione ai vari elementi.

Esistono due tipi principali di modellazione delle cerniere plastiche:

- modelli a plasticità diffusa (modelli a fibre), dove il comportamento dell'elemento dipende dai legami costitutivi dei materiali costituenti (la non linearità è diffusa);
- modelli a plasticità concentrata, dove l'intera plasticizzazione dell'elemento viene concentrata in una determinata zona (l'ipotesi alla base del metodo è quindi l'assunzione della posizione della formazione delle plasticizzazioni).

In questo studio si è scelto di utilizzare un modello a plasticità concentrata, principalmente per la maggiore semplicità di utilizzo. Purtroppo questo metodo ha dei limiti, in particolare non consente di tener conto delle deformazioni legate agli effetti locali.



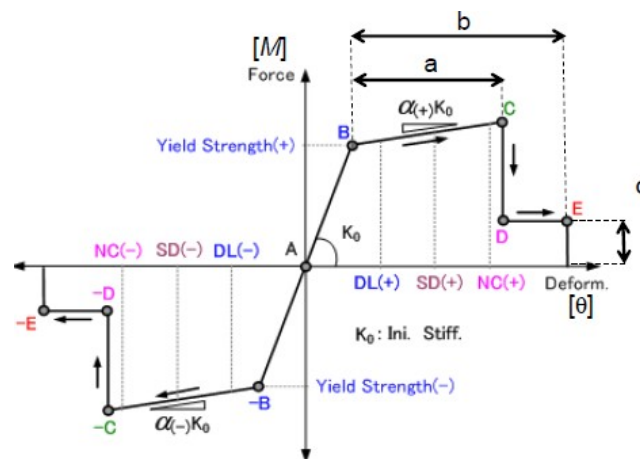
**Figura 4.22:** schematizzazione della modellazione a plasticità concentrata (a) e della modellazione a fibre (b)

Le cerniere plastiche rappresentano le zone degli elementi strutturali dove viene concentrato il comportamento anelastico; al di fuori di tali zone gli elementi rimangono in campo elastico. I legami costitutivi delle cerniere possono descrivere diversi fenomeni (comportamento flessionale, pressoflessionale, a taglio, etc.).

Le sollecitazioni indotte dal sisma insieme a quelle dei carichi verticali impegnano maggiormente le zone di estremità di travi e pilastri, dove si assume avvenga la formazione delle cerniere (flessionali).

Si distinguono pertanto due tipologie fenomenologiche di cerniere plastiche: cerniere flessionali/pressoflessionali e cerniere a taglio.

Il comportamento di una cerniera plastica (flessionale e/o pressoflessionale) viene definito mediante un legame generalizzato forza-deformazione (nel dettaglio momento-rotazione):



**Figura 4.23:** legame momento-rotazione delle cerniere plastiche flessionali secondo la FEMA 356

tratto a: rotazione della cerniera plastica che si sviluppa all'estremità dell'elemento dal superamento dello snervamento (B) e per tutta la fase di incrudimento (B-C);



tratto b: rappresenta la rotazione plastica a rottura (E), considerando anche la deformazione che si sviluppa dopo la degradazione della resistenza dell'elemento 8D-E);

tratto c: indica il rapporto tra la resistenza residua e quella iniziale del componente.

Il comportamento invece di una cerniera plastica a taglio viene definito mediante un legame generalizzato forza-deformazione (nel dettaglio forza-spostamento):

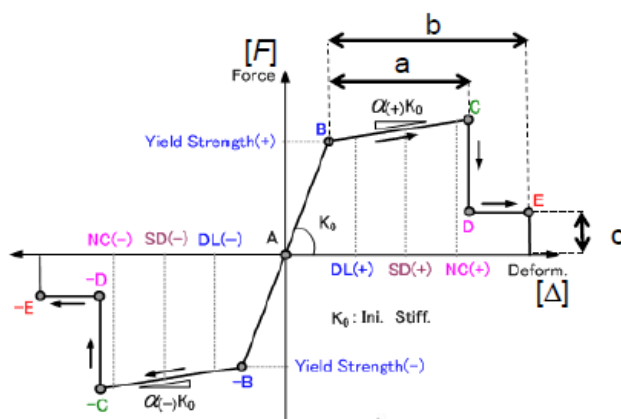


Figura 4.24: legame forza spostamento delle cerniere plastiche a taglio secondo la FEMA 356

Si assegnano 4 tipi di cerniere fenomenologiche (taglio e flessione per fasce e maschi), utilizzando i limiti riportati dalla Normativa al capitolo 7.8.2.2:

- pressoflessione: in caso di analisi statica non lineare, lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari all'1% dell'altezza del pannello;
- taglio: in caso di analisi statica non lineare, lo spostamento ultimo allo SLC, a meno di moti rigidi del pannello, può essere assunto pari allo 0,5% dell'altezza del pannello.
- per la verifica delle travi in muratura, viene effettuata in analogia a quanto visto per i pannelli murari.

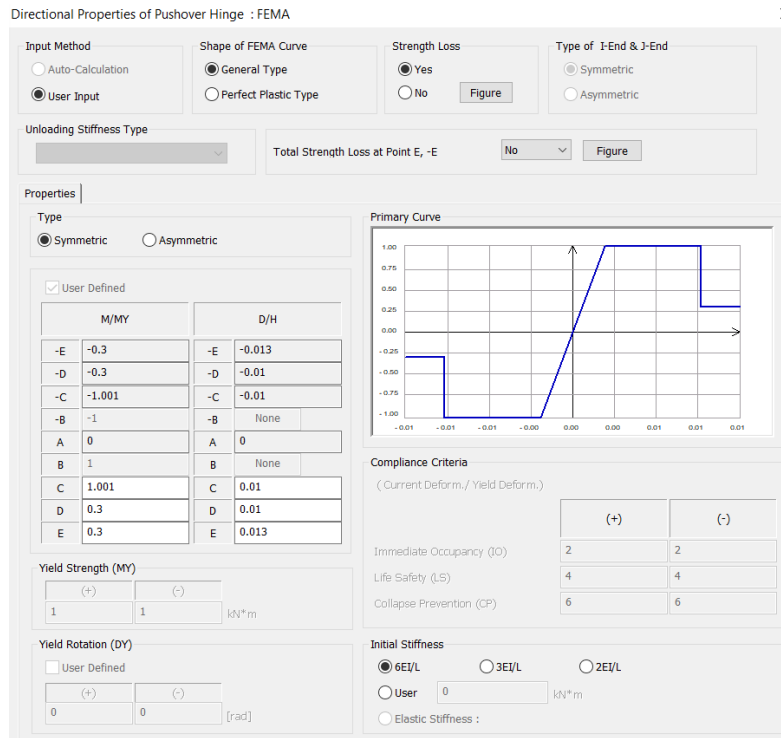


Figura 4.25: definizione cerniera plastica a pressoflessione su Midas Gen

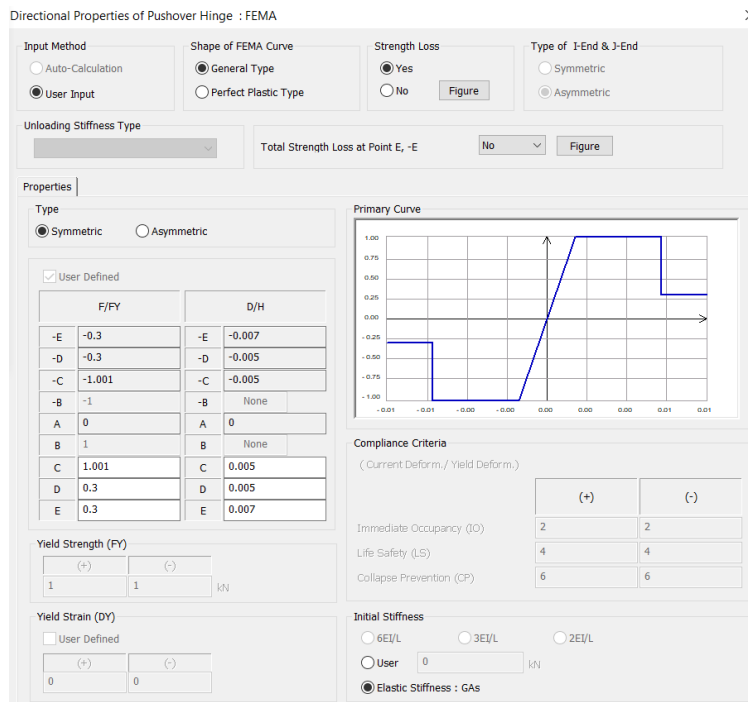
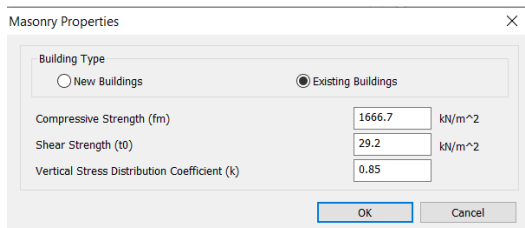
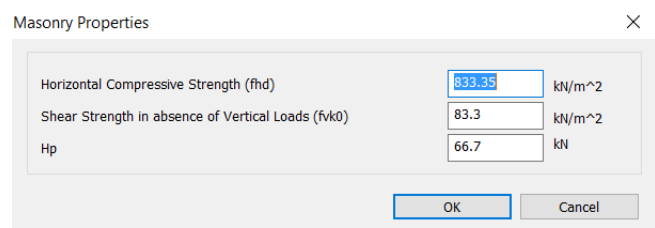


Figura 4.26: definizione cerniera plastica a taglio su Midas Gen

Si assegnano inoltre le proprietà della muratura, inserendo la muratura esistente:



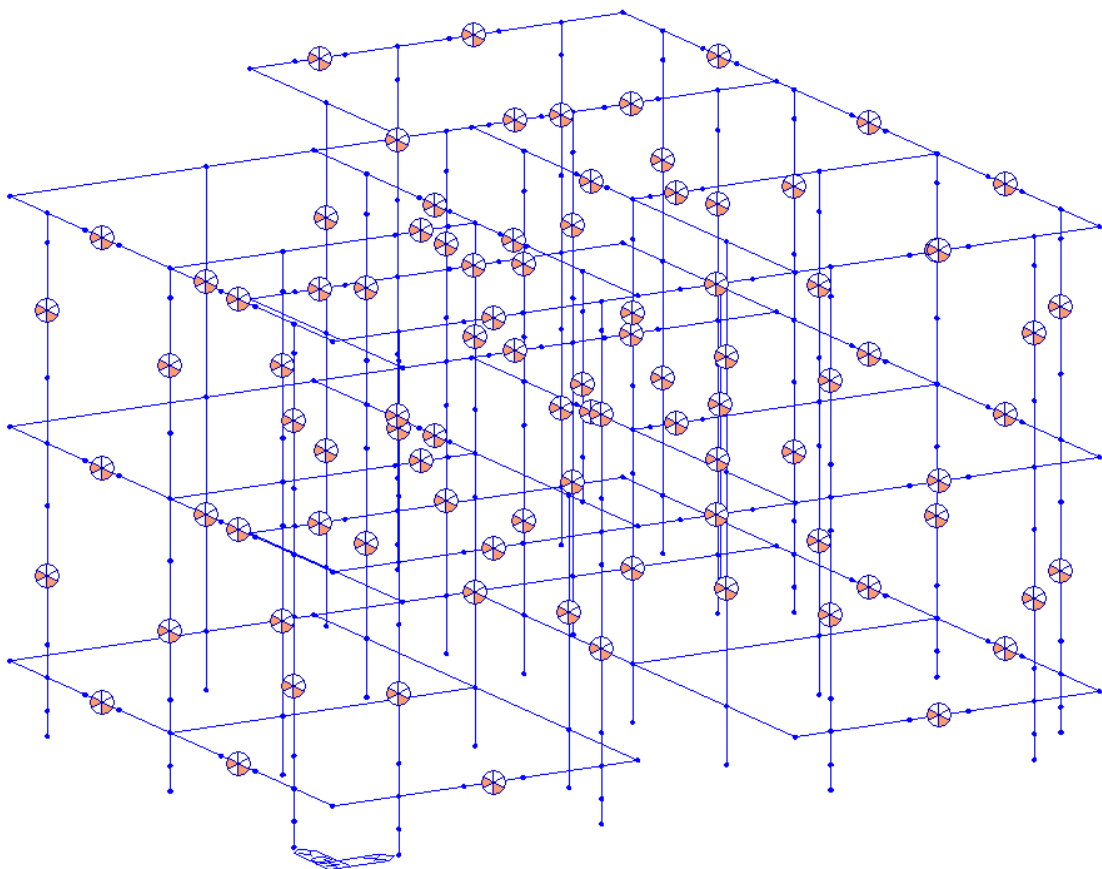
(a)



(b)

**Figura 4.27:** assegnazione proprietà muratura maschi (a) e fasce (b)

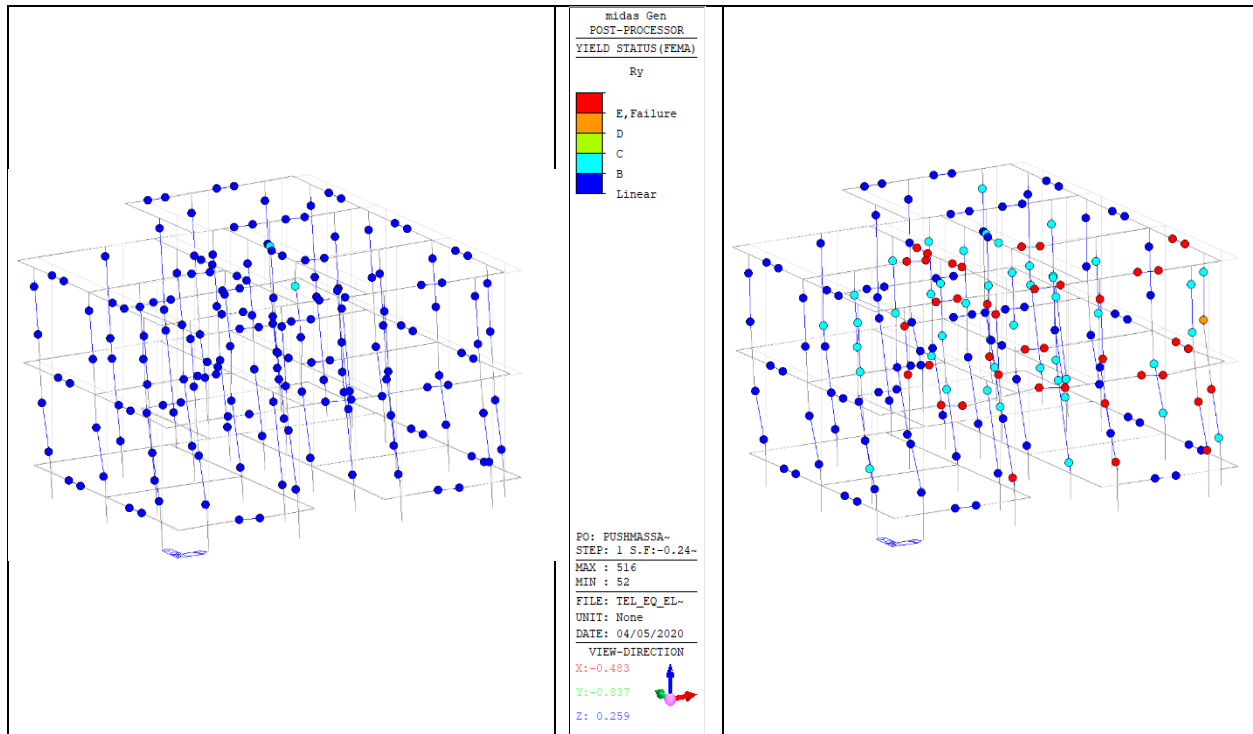
Ora che sono state definite le cerniere plastiche e le relative proprietà, possono essere assegnate agli elementi beam, e il modello si presenta così pronto per le analisi:



**Figura 4.28:** assegnazione delle cerniere plastiche agli elementi beam su Midas Gen

4) *Perform analysis*: a questo punto è possibile eseguire l'analisi di Pushover; il programma consente di visualizzare il riepilogo delle operazioni effettuate nel task pane, e soltanto quando tutti i passi sono stati eseguiti metterà a disposizione il comando "perform analysis".

Per comprendere meglio quanto avviene, si riporta come esempio lo stato delle cerniere fenomenologiche relative al caso di carico denominato Pushmassa X-nelle due condizioni limite dell'analisi (precedentemente impostate):



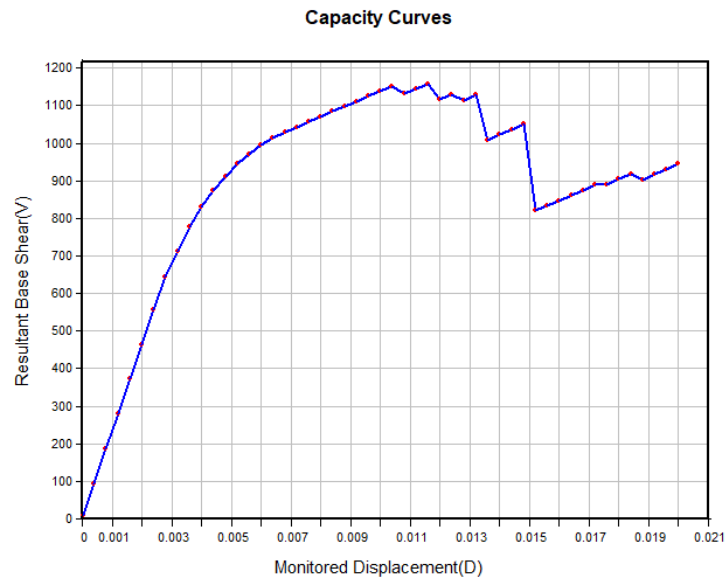
**Figura 4.29:** stato delle cerniere fenomenologiche del caso di carico Pushmassa X- relativamente allo step 1 (sinistra) e allo step 50 (destra)

### Risultati dell'analisi di pushover

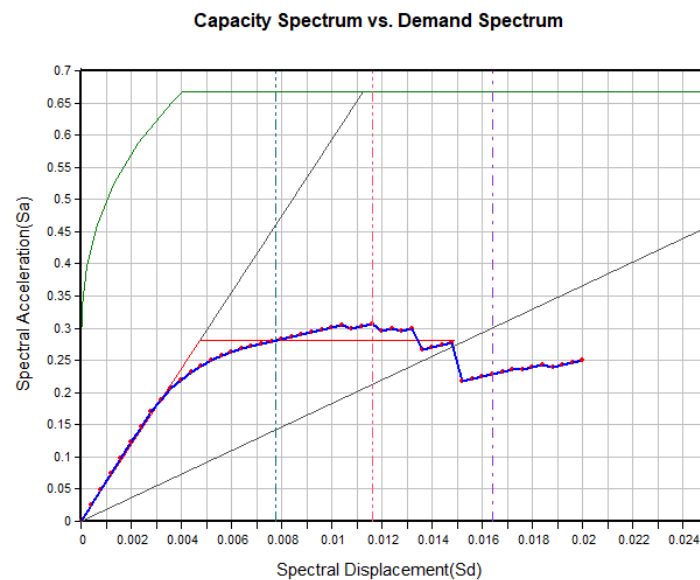
Si riportano di seguito i risultati ottenuti per il punto di controllo considerato e per ogni configurazione di spinta impostata, riassunti in grafici e tabelle.

MASTER NODE: 107

- Distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione X, verso positivo (pushmassa X+);



**Figura 4.30:** curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof



**Figura 4.31:** curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmassaX+	SLV	384,51	1	1120,22	0,2628	0,6674	0,0112	0,0116	VERIFICA

**Figura 4.32:** tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione X, verso negativo (pushmassa X-);

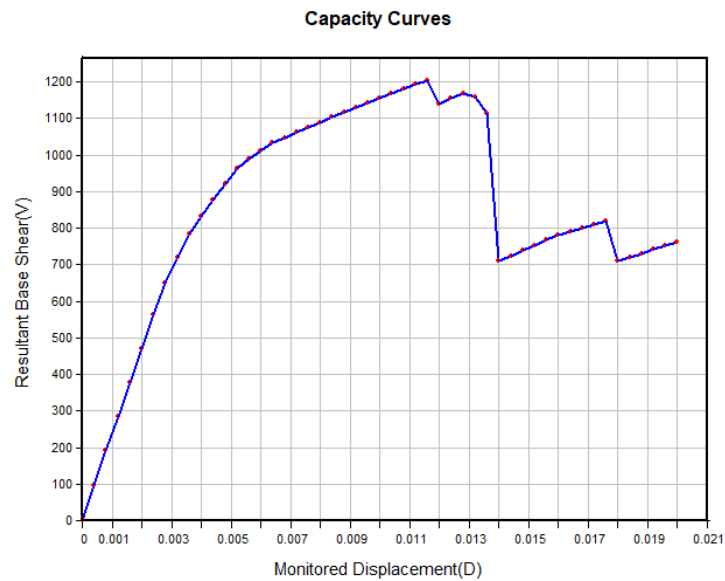


Figura 4.33: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

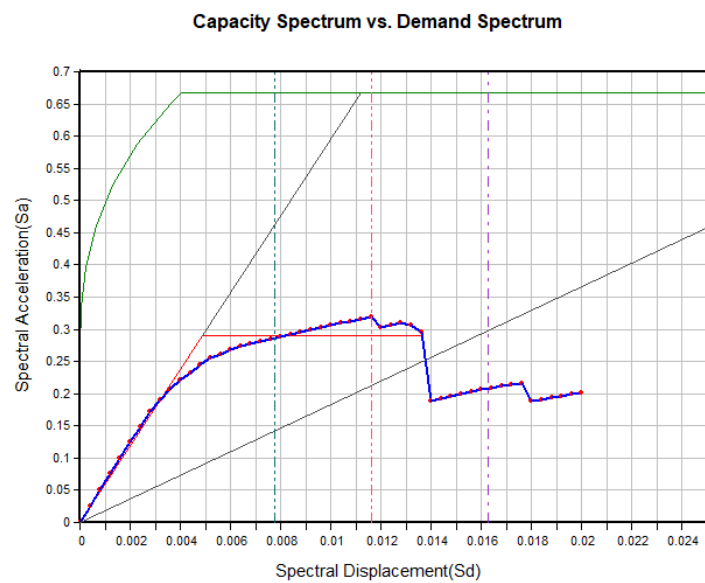


Figura 4.34: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$Se(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmassaX-	SLV	384,51	1	1152,66	0,2626	0,6674	0,0111	0,0116	VERIFICA

Figura 4.35: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione Y, verso positivo (pushmassa Y+);

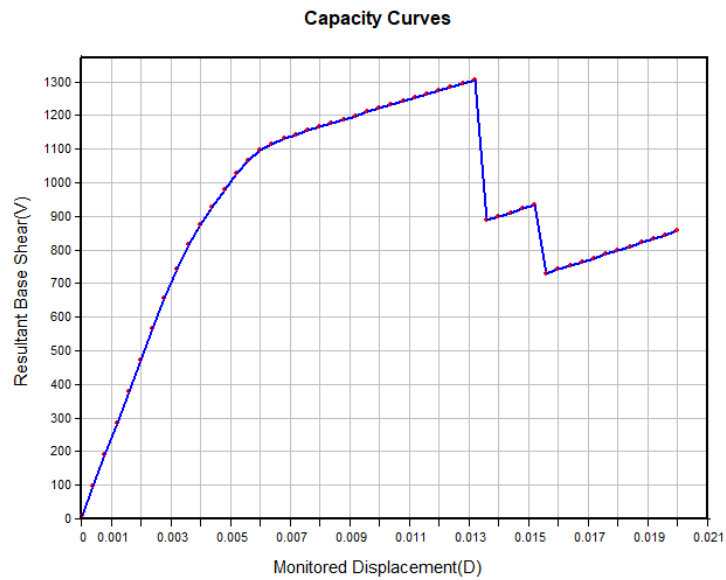


Figura 4.36: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

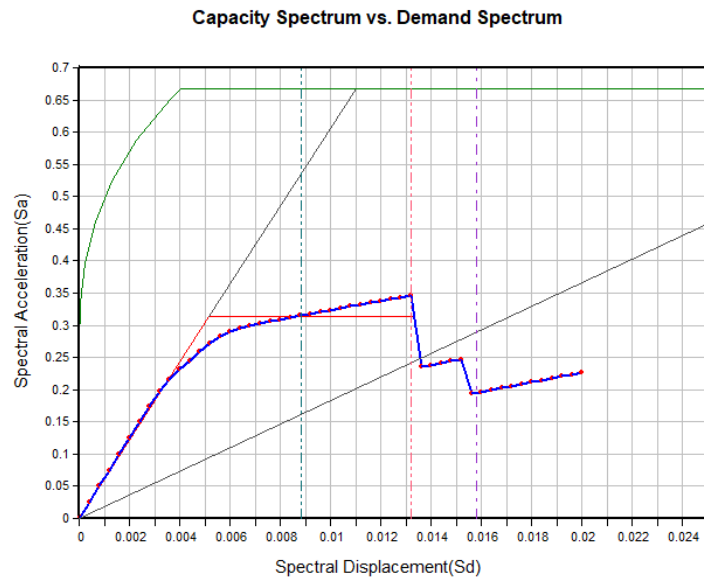


Figura 4.37: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmassaY+	SLV	384,51	1	1223,86	0,2592	0,6674	0,0110	0,0132	VERIFICA

Figura 4.38: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione uniforme lungo l'altezza, direzione Y, verso negativo (pushmassa Y-);

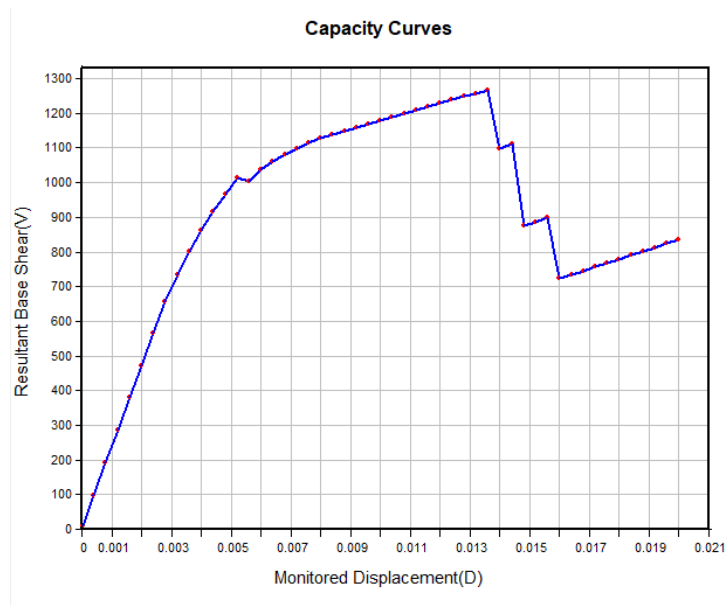


Figura 4.39: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

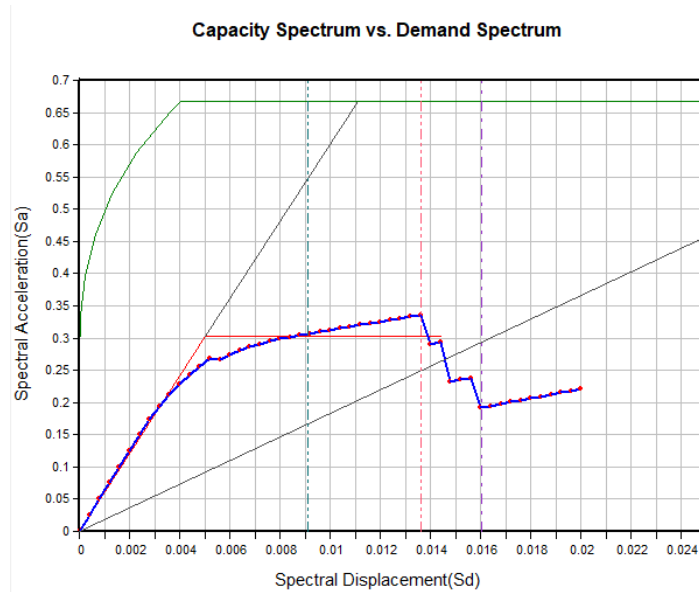


Figura 4.40: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$Se(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmassaY-	SLV	384,51	1	1199,76	0,2613	0,6674	0,0110	0,0136	VERIFICA

Figura 4.41: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio



- Distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione X, verso positivo (pushmodo X+);

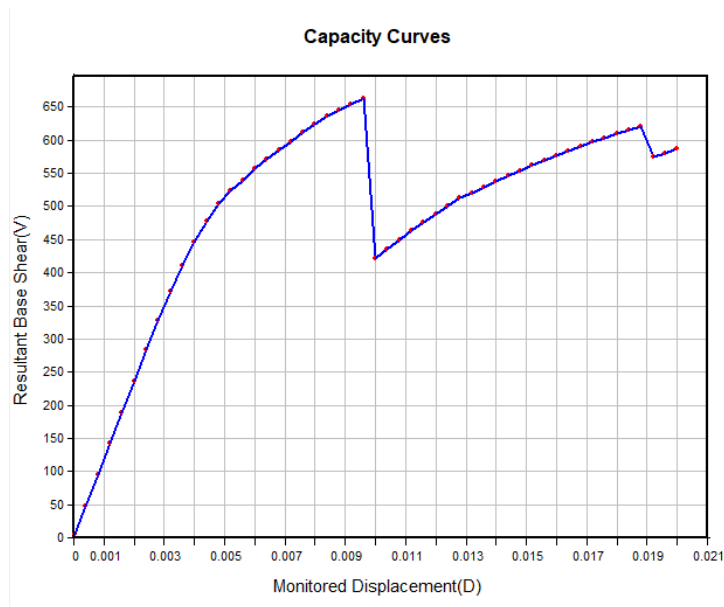


Figura 4.42: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

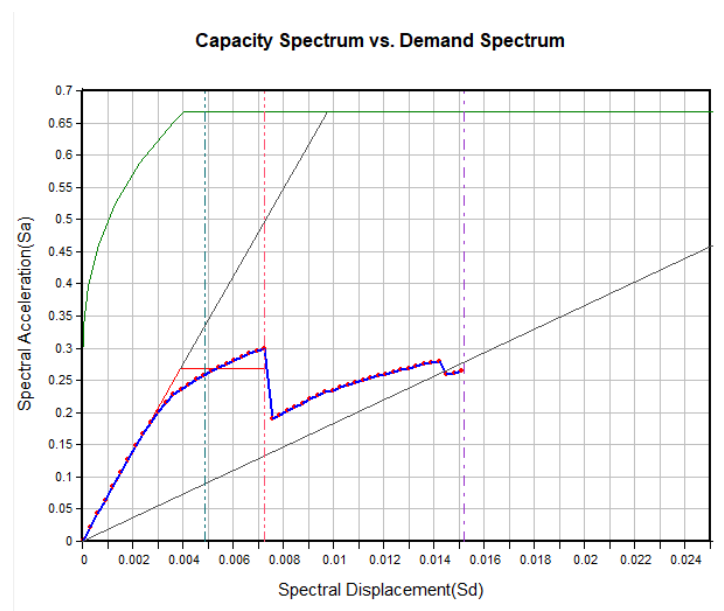


Figura 4.43: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$Se(T^*)$	$d_{max}^*$	$du$	Status
PmodoX+	SLV	166,73	1,327	488,92	0,2455	0,6674	0,0097	0,0072	NON VERIFICA

Figura 4.44: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione X, verso negativo (pushmodo X-);

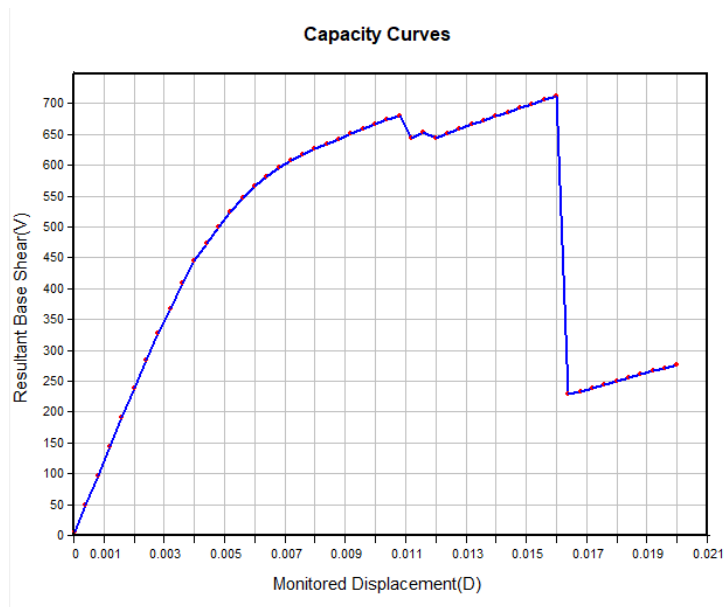


Figura 4.45: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

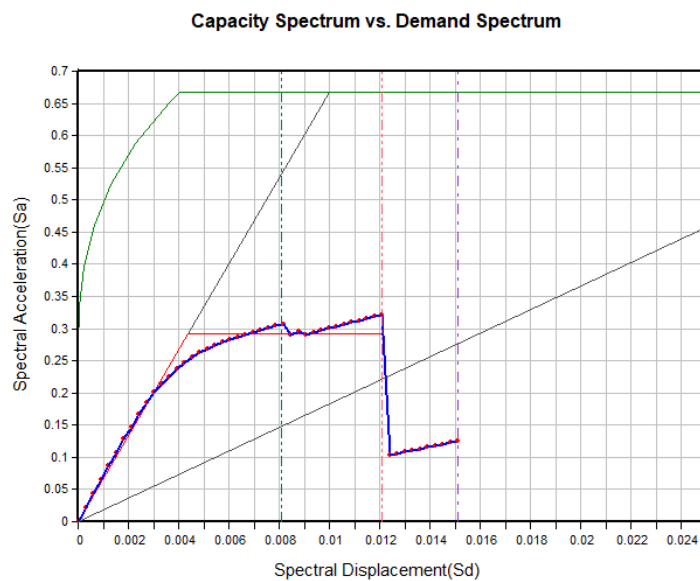


Figura 4.46: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmodoX-	SLV	170,34	1,037	629,1	0,2491	0,6674	0,0100	0,0121	VERIFICA

Figura 4.47: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione Y, verso positivo (pushmodo Y+);

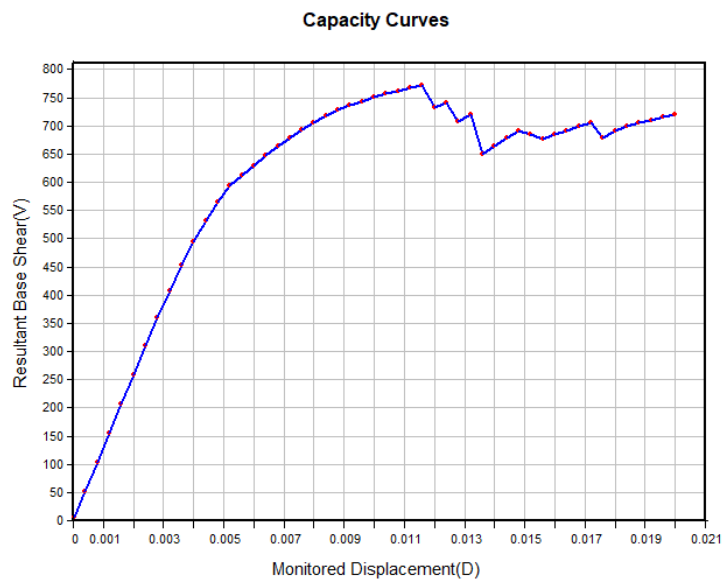


Figura 4.48: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

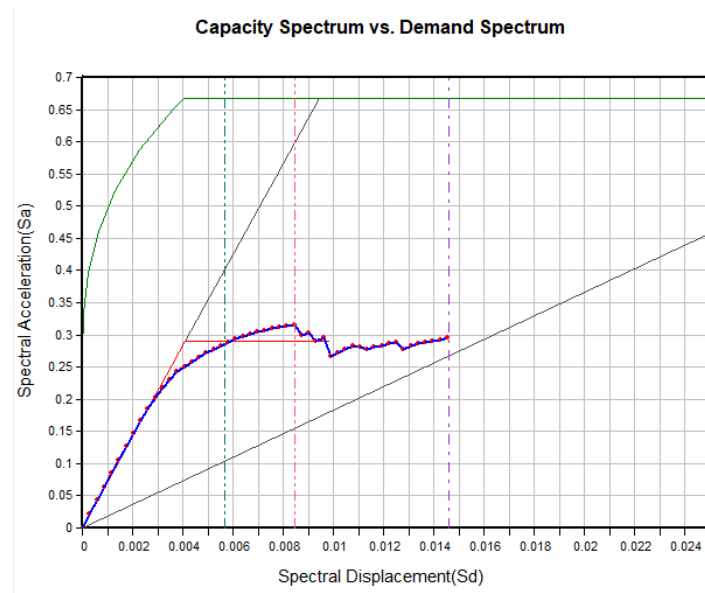


Figura 4.49: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmodoY+	SLV	180,39	1,056	671,13	0,2409	0,6674	0,0093	0,0084	NON VERIFICA

Figura 4.50: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

- Distribuzione proporzionale al modo fondamentale di vibrare, direzione Y, verso negativo (pushmodo Y-);

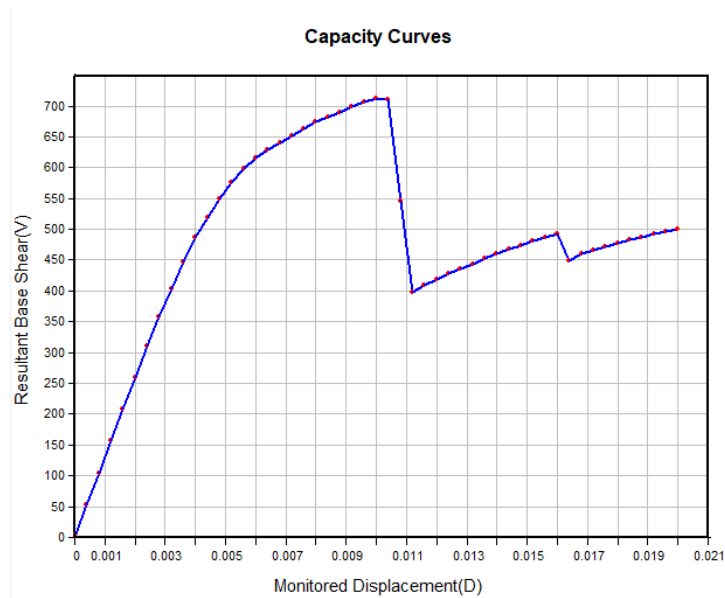


Figura 4.51: curva di capacità taglio-spostamento del sistema M-dof

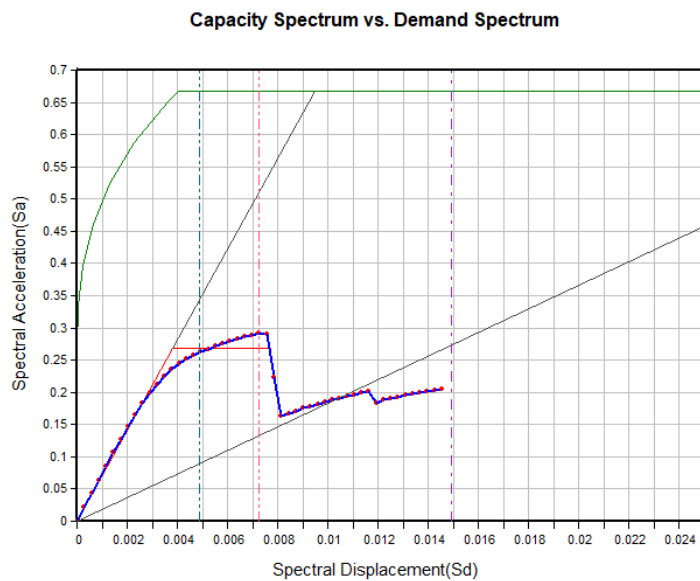


Figura 4.52: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento

Case	Limit state	$m^*$	$\Gamma$	$F_y^*$	$T^*$	$S_e(T^*)$	$d_{max}^*$	$d_u$	Status
PmodoY-	SLV	180,39	1,056	608,23	0,2419	0,6674	0,0094	0,0073	NON VERIFICA

Figura 4.53: tabella riportante i dati utili alla verifica globale dell'edificio

Si riporta il riepilogo delle verifiche eseguite.

Case	Limit state	m*	$\Gamma$	Fy*	T*	Se(T*)	dmax*	du	Status
PmassaX+	SLV	384,51	1	1120,22	0,2628	0,6674	0,0112	0,0116	VERIFICA
PmassaX-	SLV	384,51	1	1152,66	0,2626	0,6674	0,0111	0,0116	VERIFICA
PmassaY+	SLV	384,51	1	1223,86	0,2592	0,6674	0,0110	0,0132	VERIFICA
PmassaY-	SLV	384,51	1	1199,76	0,2613	0,6674	0,0110	0,0136	VERIFICA
PmodoX+	SLV	166,73	1,327	488,92	0,2455	0,6674	0,0097	0,0072	NON VERIFICA
PmodoX-	SLV	170,34	1,037	629,1	0,2491	0,6674	0,0100	0,0121	VERIFICA
PmodoY+	SLV	180,39	1,056	671,13	0,2409	0,6674	0,0093	0,0084	NON VERIFICA
PmodoY-	SLV	180,39	1,056	608,23	0,2419	0,6674	0,0094	0,0073	NON VERIFICA

Figura 4.54: tabella riassuntiva dei risultati delle analisi di Pushover eseguite

Dalle analisi eseguite si rileva che il caso Pushmodo X+, Pushmodo Y+ e Pushmodo Y- non soddisfano le verifiche: questo significa che, per un sisma con tempo di ritorno di 475 anni, la struttura potrebbe collassare o danneggiarsi gravemente. Per capire quanto si è distanti dal soddisfacimento delle verifiche, è necessario eseguire delle riduzioni sul tempo di ritorno abbattendo iterativamente lo spettro fino a quando non risulta soddisfatta la relazione  $d_{max}^* = d_u$ .

- Studio del tempo di ritorno del sisma allo SLV per il caso Pushmodo X+:

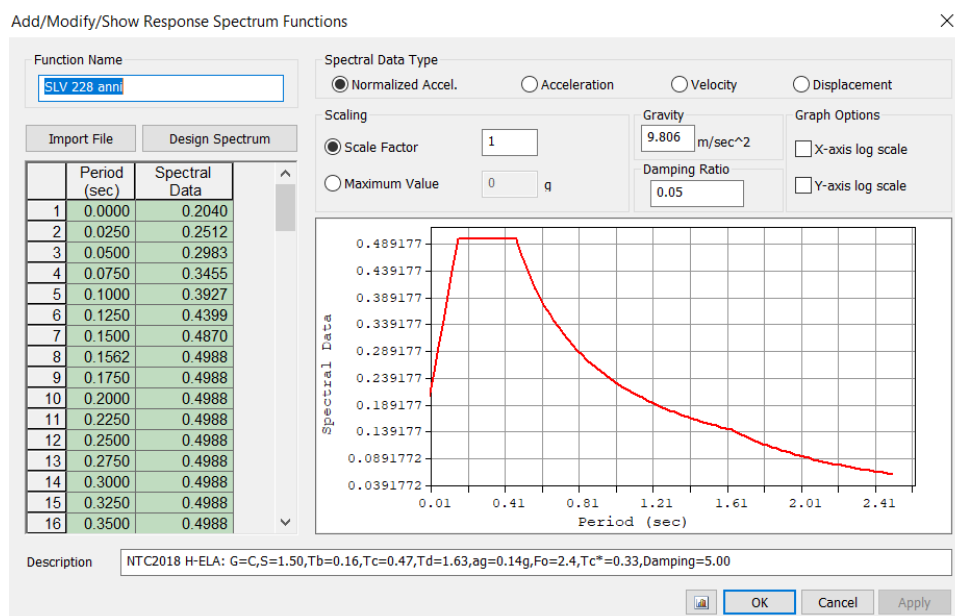
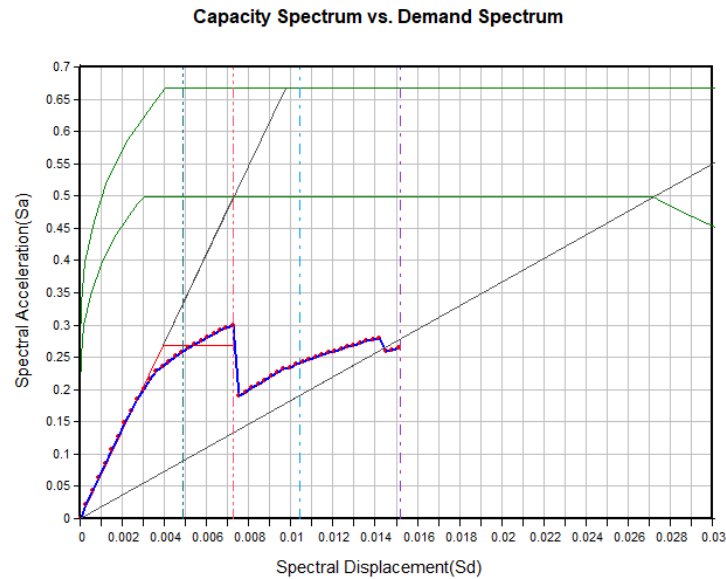


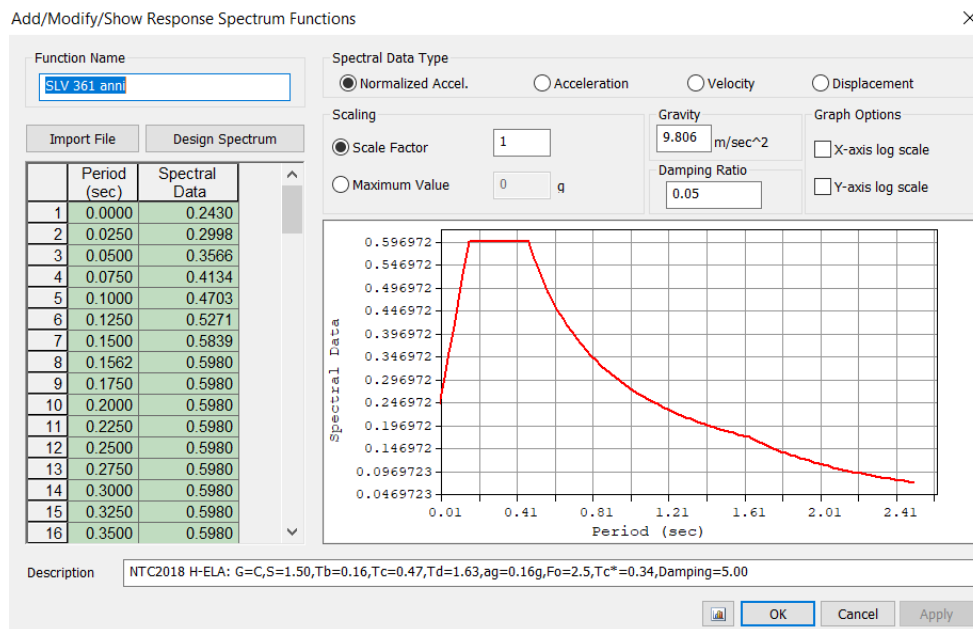
Figura 4.55: inserimento in Midas Gen dello spettro allo SLV abbattuto per un tempo di ritorno pari a 228 anni



**Figura 4.56:** curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento con spettro allo SLV con tempo di ritorno rispettivamente 475 e 228 anni

Si ottiene che la relazione  $d_{max}^* = d_u = 0,0072$  risulta soddisfatta per  $T_{R(SLV)} = 228$  anni.

- Studio del tempo di ritorno del sisma allo SLV per il caso Pushmodo Y+:



**Figura 4.57:** inserimento in Midas Gen dello spettro allo SLV abbattuto per un tempo di ritorno pari a 361 anni

Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum

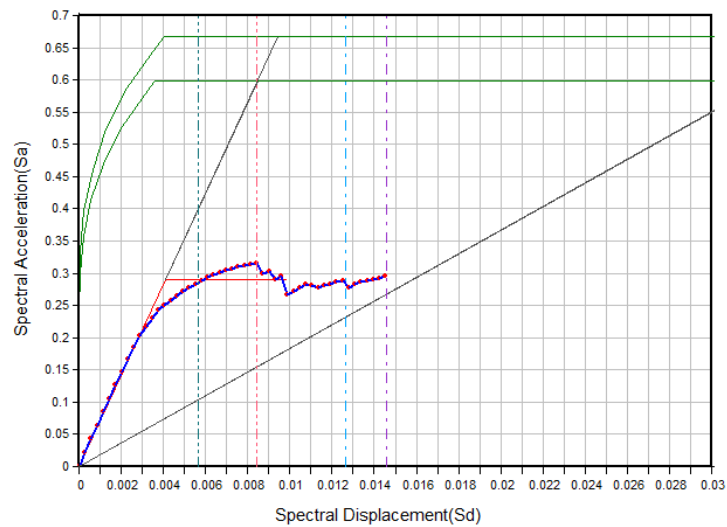


Figura 4.58: curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento con spettro allo SLV con tempo di ritorno rispettivamente 475 e 361 anni

Si ottiene che la relazione  $d_{max}^* = d_u = 0,0084$  risulta soddisfatta per  $T_{R(SLV)} = 361$  anni.

- Studio del tempo di ritorno del sisma allo SLV per il caso Pushmodo Y-:

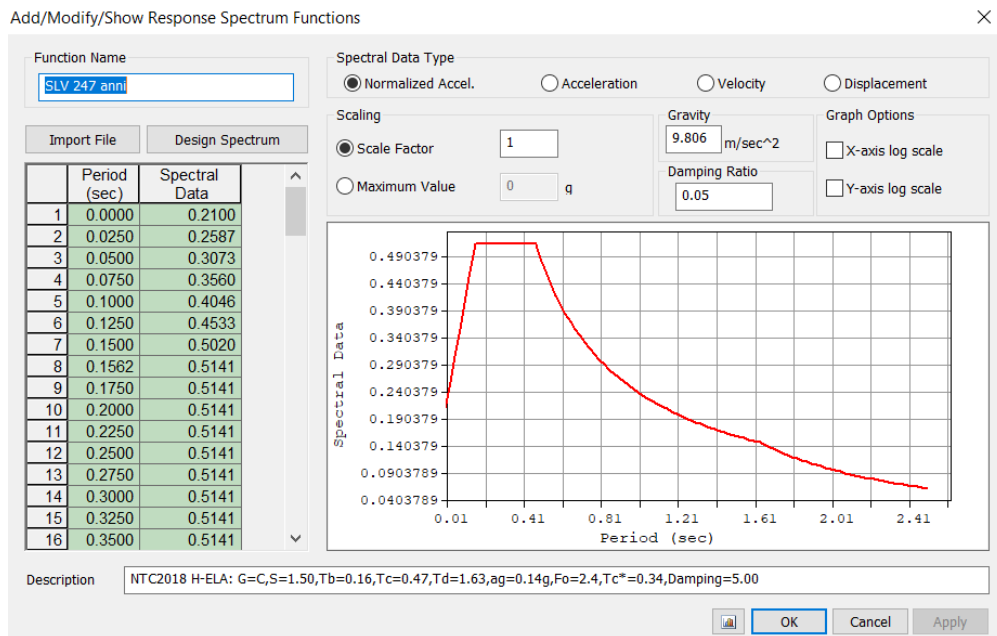
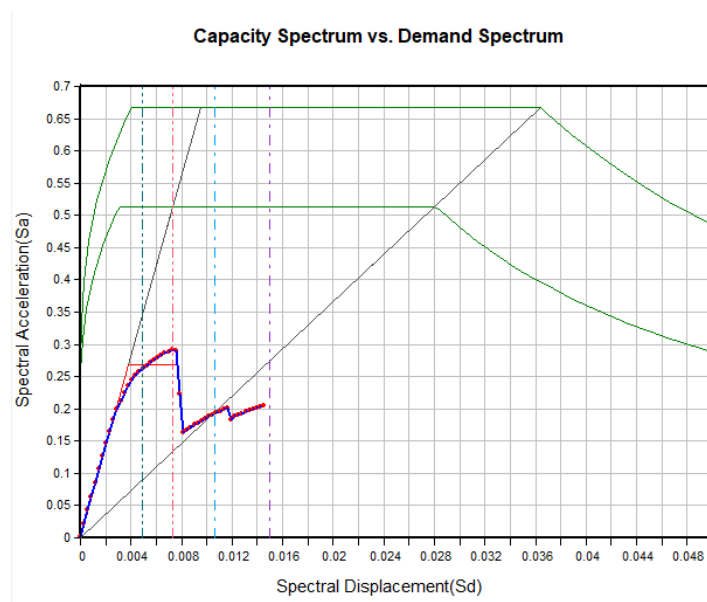


Figura 4.59: inserimento in Midas Gen dello spettro allo SLV abbattuto per un tempo di ritorno pari a 247 anni



**Figura 4.60:** curva di capacità taglio-spostamento con bilaterale e spettro di risposta in accelerazione e domanda di spostamento con spettro allo SLV con tempo di ritorno rispettivamente 475 e 247 anni

Si ottiene che la relazione  $d_{max}^* = d_u = 0,0073$  risulta soddisfatta per  $T_{R(SLV)} = 247$  anni.

#### 4.4 Valutazione indicatore di vulnerabilità sismica

Le verifiche eseguite sull'edificio mostrano come esso non sia in grado di resistere globalmente alle sollecitazioni sismiche. Come può dunque essere quantificata l'elevata vulnerabilità della struttura?

L'indice di vulnerabilità sismica (indice di rischio) della struttura è definito come il rapporto tra l'azione sismica corrispondente al raggiungimento della capacità della struttura e la domanda sismica allo stato limite ultimo.

In caso di calcolo mediante analisi lineare la vulnerabilità sismica può essere valutata con il rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione di calcolo per ciascun elemento:

$$V = \left( \frac{R_d}{E_d} \right)_{min}$$

Dove  $R_d$  sono le resistenze ed  $E_d$  le sollecitazioni. Il valore da attribuire all'intera struttura è il minimo tra tutti quelli ottenuti su ciascun elemento; la vulnerabilità è dunque dettata dal primo elemento che raggiunge lo stato limite ultimo. Se si ottiene un indice di vulnerabilità inferiore all'unità la struttura non ha resistenza sufficiente a far fronte ad un



evento sismico e l'eccedenza rispetto all'unità è indice del grado di inadeguatezza. Apportando interventi di adeguamento o miglioramento alla struttura, l'indice di vulnerabilità consente di valutare quale intervento garantisca le prestazioni migliori.

In caso di analisi non lineare (come il nostro caso) l'indice di vulnerabilità, dato dal rapporto tra grandezze che misurano la capacità della struttura con quelle che ne identificano la domanda in condizioni sismiche, può essere valutato in termini di periodo di ritorno dell'evento sismico,  $T_R$ , o di accelerazioni di picco, PGA:

-  $I_{ag\_SL}$ , dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA;

-  $I_{TR\_SL}$ , espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica  $T_R$

$$I_{ag\_SL} = \frac{a_{g\_c}}{a_{g\_SL}} \qquad I_{TR\_SL} = \left( \frac{T_{RC\_SL}}{T_{RD\_SL}} \right)^{0.41}$$

Il  $T_{R(D)}$  e la  $a_g$  sono rispettivamente il periodo di ritorno e l'accelerazione di picco dello spettro sismico di progetto (domanda di spostamento) mentre  $T_{R(C)}$  e  $a_{gc}$  sono rispettivamente il tempo di ritorno e l'accelerazione di picco dell'evento sismico che porta la struttura al raggiungimento dello stato limite (capacità). Il primo rapporto rappresenta una scala di percezione del rischio, ma non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista l'articolazione della definizione di quest'ultime. Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di capacità e domanda.

L'indicatore di vulnerabilità sismica dato dal rapporto fra i periodi di ritorno porta ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi viene elevato ad un coefficiente " " = 0,41 ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Operativamente, la vulnerabilità si valuta variando il tempo di ritorno o la PGA, e quindi lo spettro di risposta, fintanto che non si raggiunge lo stato limite stabilito. Si riportano i risultati nella seguente tabella:

Nodo	Caso	Tr	PGA	dmax	du	Stato	Tr per dmax=du	PGA per dmax=du	Indicatori di rischio sismico	
									PGAc/PGAd	(Trc/Trd)^0,41
107	Pmassa X+	475	0,180	0,0112	0,0116	verifica	475	0,180	1	1
107	Pmassa X-	475	0,180	0,0111	0,0116	verifica	475	0,180	1	1
107	Pmassa Y+	475	0,180	0,0110	0,0132	verifica	475	0,180	1	1
107	Pmassa Y-	475	0,180	0,0110	0,0136	verifica	475	0,180	1	1
107	Pmodo X+	475	0,180	0,0097	0,0072	NON verifica	228	0,136	0,756	0,740
107	Pmodo X-	475	0,180	0,0100	0,0121	verifica	475	0,180	1	1
107	Pmodo Y+	475	0,180	0,0093	0,0084	NON verifica	361	0,162	0,9	0,894
107	Pmodo Y-	475	0,180	0,0094	0,0073	NON verifica	247	0,140	0,778	0,765

Figura 4.61: calcolo degli indici di rischio per i casi di carico considerati

L'indice di rischio della struttura che è stato come riferimento è il minore tra tutti i rapporti capacità/domanda ottenuti ed è pari a:

$$I_{ag\_SL} = 0,756 ; I_{TR\_SL} = 0,740$$

Si deduce che la struttura risulta essere sismicamente non adeguata; è necessario procedere alla realizzazione di un intervento che abbatta drasticamente l'accelerazione sulla struttura e far sì che essa lavori in campo elastico anche per la massima accelerazione prevista. Un intervento di questo tipo si può realizzare mediante l'adozione dell'isolamento sismico alla base.

## 5. ADEGUAMENTO SISMICO MEDIANTE ISOLAMENTO ALLA BASE

La scelta del tipo di intervento di adeguamento o miglioramento sismico su di un edificio esistente presenta problematiche complesse, che possono portare a soluzioni tra loro totalmente diverse, da ottimizzare in relazione alle caratteristiche del singolo edificio, in particolare:

- alla sua geometria (sviluppo planimetrico e altimetrico);
- alle caratteristiche di resistenza dei materiali;
- al livello di sicurezza della struttura esistente rispetto ai carichi verticali;
- alla sua capacità resistente, seppur minima, rispetto ai carichi orizzontali;
- alla distribuzione degli elementi non strutturali ed alla loro configurazione geometrica;
- ai dettagli costruttivi.

La valutazione di questi elementi può portare ad una scelta che vede la strategia dell'isolamento sismico vincente rispetto a soluzioni più tradizionali, qualora siano verificate alcune condizioni sulla resistenza e sulla geometria della struttura. E' opportuno, infatti, ricordare che, a differenza di una costruzione tradizionale a base fissa, la protezione sismica mediante isolamento sismico è affidata alla capacità dell'isolamento stesso di ridurre drasticamente le accelerazioni, e quindi le forze di inerzia, sulla struttura. Grazie all'isolamento, una struttura potrà essere in grado di sostenere terremoti violenti mantenendosi sostanzialmente in campo elastico, senza dover ricorrere, per evitare il collasso, alle sue capacità di deformazione inelastica. Infatti quasi sempre l'aspetto più critico in una struttura esistente, pur se progettata con le vecchie norme sismiche, è proprio l'inadeguatezza dei dettagli costruttivi e la mancanza di controllo dei meccanismi di danneggiamento (capacity design) e, dunque, l'incapacità di sostenere grandi deformazioni inelastiche.

In definitiva, in una struttura con isolamento sismico, le verifiche di resistenza sono sufficienti a garantire il necessario livello di sicurezza rispetto alle azioni sismiche, e ciò risulta particolarmente favorevole nell'adeguamento di una struttura esistente, in particolare nel caso specifico, nella quale ogni intervento volto a rimediare all'inadeguatezza dei dettagli costruttivi è complicato e costoso.

Analizzando il caso specifico dell'edificio oggetto di studio, dopo gli studi eseguiti tramite modellazione globale e analisi lineari e non lineari, è possibile mettere in rilievo i seguenti aspetti:

- la struttura possiede una non trascurabile resistenza alle azioni orizzontali che, pur se inadeguata rispetto alle azioni di progetto di una struttura a base fissa, può risultare sufficiente nel caso di una struttura a base isolata, grazie alla drastica riduzione delle forze di inerzia che l'isolamento determina;
- le caratteristiche dei materiali sono accettabili, noto comunque il periodo di costruzione e le norme del tempo, e in ogni caso si sono scongiurati meccanismi di collasso locali (le numerose lesioni presenti, passanti e non, saranno soggette all'intervento di scuci-cuci presentato al capitolo 8.1 e 8.2 del presente lavoro), per migliorare o quantomeno riportare la struttura nelle condizioni preesistenti al sisma;
- la struttura nel complesso risulta adeguata a sostenere i carichi verticali di progetto;
- l'edificio non ha strutture in adiacenza, e dunque non sono necessari adeguamenti di giunti di separazione per consentire il libero movimento della sovrastruttura isolata.

Queste condizioni rendono particolarmente favorevole l'adozione dell'isolamento sismico, in quanto prefigurano una situazione nella quale gli interventi devono essere effettuati unicamente al livello del piano terra, lasciando inalterata la parte in elevazione, ad eccezione degli interventi di riparazione locali. Dal punto di vista economico, in un edificio di dimensioni ridotte come quello nel caso studio, probabilmente l'isolamento alla base potrebbe non risultare conveniente, ma anzi risulterebbe conveniente eseguire interventi tradizionali, che richiederebbero il rafforzamento diffuso di elementi strutturali e/o l'introduzione di nuovi elementi resistenti, associata al rafforzamento delle fondazioni.

## 5.1 Progetto del sistema di isolamento

Il sistema di isolamento viene progettato in due fasi successive. Nella prima vengono valutate le caratteristiche globali di rigidità che permettono di ottenere il periodo della struttura isolata ricavato con le operazioni sin qui svolte. Nella seconda fase, la rigidità globale viene ripartita tra i diversi dispositivi di isolamento, considerando solo isolatori, considerando isolatori in gomma misti a slitte, opportunamente distribuiti in pianta in modo da minimizzare effetti torsionali parassiti, massimizzando la rigidità torsionale di insieme.

### Caratteristiche globali del sistema di isolamento

Il predimensionamento del sistema di isolamento viene effettuato sulla base delle curve di capacità ottenute dalle analisi statiche non lineari svolte sul modello della struttura a base fissa. Si individua il valore minimo del taglio alla base che assicura la permanenza in campo elastico della struttura e risalire al periodo obiettivo del sistema di isolamento. In questo modo la relativa verifica all'SLV della sovrastruttura, prevista al capitolo 7.10.6.2.1 delle NTC, risulterà automaticamente soddisfatta.

Il processo iterativo di predimensionamento è illustrato nel seguente schema a blocchi:

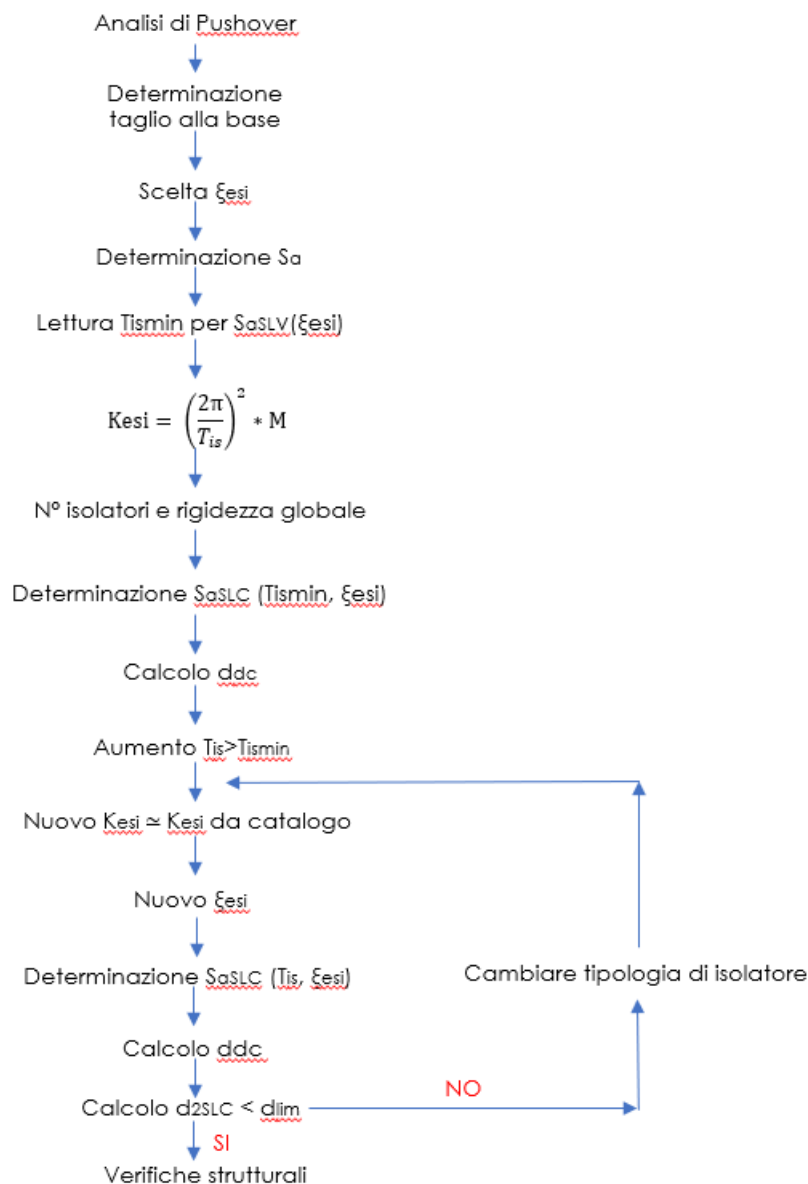


Figura 5.1: schema a blocchi riassuntivo del procedimento di dimensionamento del sistema di isolamento

Le curve di capacità che vengono prese in oggetto sono quelle relative alla distribuzione di forze di inerzia corrispondenti ad un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione, in quanto solo con queste è possibile mobilitare tutta la massa della struttura.

Vengono prese sia le curve di capacità che le corrispondenti bilineari; sulle prime si è individuato il valore del taglio e lo spostamento concomitante relativo all'escursione del primo elemento in campo plastico (perdita di linearità della curva), mentre sulle seconde si è preso come riferimento il punto corrispondente di cambio pendenza della bilineare. I risultati ottenuti sono riassunti nella seguente tabella:

Caso	Curva di capacità		Bilineare equivalente				
	V (kN)	d (m)	Sa	Sd (m)	m*	V*(kN)	d*(m)
Pmassa X+	643,09	0,0028	0,2815	0,0047	385,06	1063,35	0,0047
Pmassa X-	648,58	0,0028	0,2906	0,0049	385,06	1097,72	0,0049
Pmassa Y+	657,66	0,0028	0,3133	0,0052	385,06	1183,47	0,0052
Pmassa Y-	656,09	0,0028	0,3030	0,0050	385,06	1144,56	0,0050

**Figura 5.2:** tabella riassuntiva dei valori di taglio-spostamento in relazione al valore di plasticizzazione del primo elemento

Risulta pertanto che il valore minimo del taglio alla base, oltre al quale avviene la plasticizzazione del primo elemento, è pari a 643,09 kN.

Si procede quindi con la determinazione della resistenza della struttura rispetto alle azioni laterali. Nota la massa della struttura, tale resistenza può essere espressa in termini di accelerazione spettrale  $S_d$ , con la quale è possibile individuare le caratteristiche del sistema di isolamento tali da limitare l'accelerazione spettrale al di sotto della resistenza trovata. Il valore di  $S_d$  così calcolato è in grado di cogliere bene la resistenza della struttura appena oltre il limite elastico, trascurando le ulteriori riserve di resistenza legate al successivo impegno in campo plastico di diversi elementi strutturali. Ciò è coerente con la filosofia progettuale dell'isolamento sismico, per la quale l'impegno della struttura in campo non lineare deve essere molto limitato.

Adottando per il sistema di isolamento uno smorzamento  $\xi_{si}$  pari al 15%, si può calcolare il valore dell'ordinata dello spettro elastico allo SLV smorzato del 15%:

$$S_a = \frac{V_b}{M * \Gamma}$$

Dove:

- M: è la massa della sovrastruttura, definita come la somma della massa totale con la massa del solaio di base realizzato direttamente al di sopra del sistema di isolamento;
- $\Gamma$ : è il fattore di partecipazione modale, che per la distribuzione delle forze di inerzia adottata risulta pari a 1;
- $V_b$ : è il valore del taglio alla base prima identificato.

Per la determinazione della massa totale si fa riferimento ai dati di output del software Midas Gen, mentre per la massa del solaio di base è necessario eseguire un'analisi dei carichi per ottenere una stima della massa.

Si ipotizza quindi la realizzazione di un solaio in c.a., destinazione d'uso per civile abitazione:

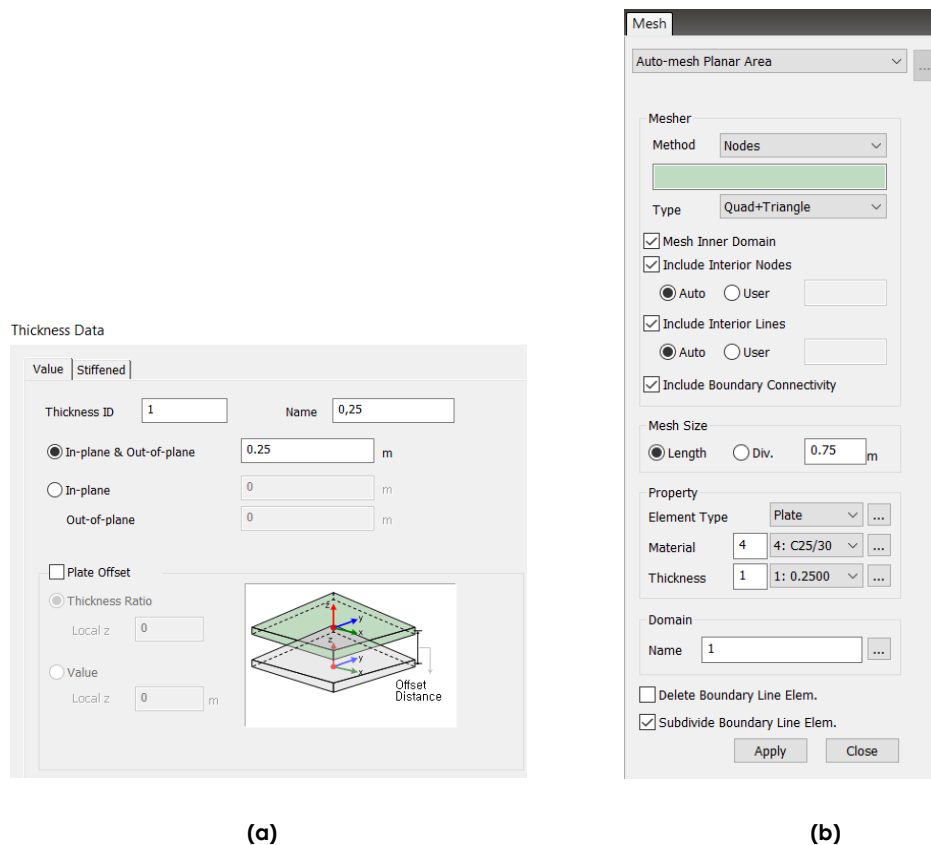
$$G1 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$G2 = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 2,00 \text{ kN/m}^2 (\psi = 0,3) = 0,60 \text{ kN/m}^2$$

Nella massa di base ( $M_{base}$ ) bisogna considerare, inoltre, la massa del grigliato di travi in c.a. (75x25).

Utilizzando pertanto il Midas Gen si è utilizzato il comando "Auto-mesh" per realizzare il solaio di base in latero-cemento al di sopra del sistema di isolamento. Per quanto riguarda il grigliato di travi si è utilizzato il comando tradizionale tramite elementi frame.



**Figura 5.3:** determinazione dello spessore del solaio di base (a) e assegnazione proprietà del mesh

Dall'analisi si ottiene pertanto:

$$M_{base} = 125,08 \text{ t}$$

Quindi:



$$M = M_{\text{tot}} + M_{\text{base}} = 507,32 \text{ t}$$

Pertanto:

$$S_a = 0,1292 \text{ g}$$

Al quale corrisponde  $T_{is,\text{min}} = 1.68$  secondi.

Fissato il periodo della struttura isolata, si determina la rigidezza equivalente del sistema di isolamento  $K_{esi}$ , nell'ipotesi che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, mediante la seguente formula:

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 * M = 7088,96 \text{ kN/m}$$

La rigidezza del sistema deve essere ripartita tra i diversi dispositivi, posizionati in modo da ridurre al minimo l'eccentricità tra centro di rigidezza del sistema d'isolamento e proiezione del baricentro delle masse dell'edificio sul piano degli isolatori; come riportato al punto 7.10.5.3.1 delle NTC 2018, tale eccentricità deve risultare inferiore al 3% della lunghezza massima dell'edificio nella direzione dell'eccentricità considerata. E' opportuno, attraverso un'attenta progettazione, rispettare comunque questo limite o, meglio, azzerare l'eccentricità, per ottenere un miglior comportamento del sistema strutturale ed un minor impegno degli isolatori disposti lungo il perimetro. Con una prima disposizione dei dispositivi si ottiene il seguente spostamento:

$$d_{dc} = \frac{S_e(T_{is}; \xi_{esi})}{\omega^2} = \frac{S_e(1,68; 15\%)}{\omega^2} = \frac{1,93}{3,74^2} = 0,136 \text{ m}$$

### Predimensionamento del sistema di isolamento

Gli isolatori devono possedere caratteristiche di rigidezza orizzontale ed essere disposti in modo tale da soddisfare le seguenti condizioni:

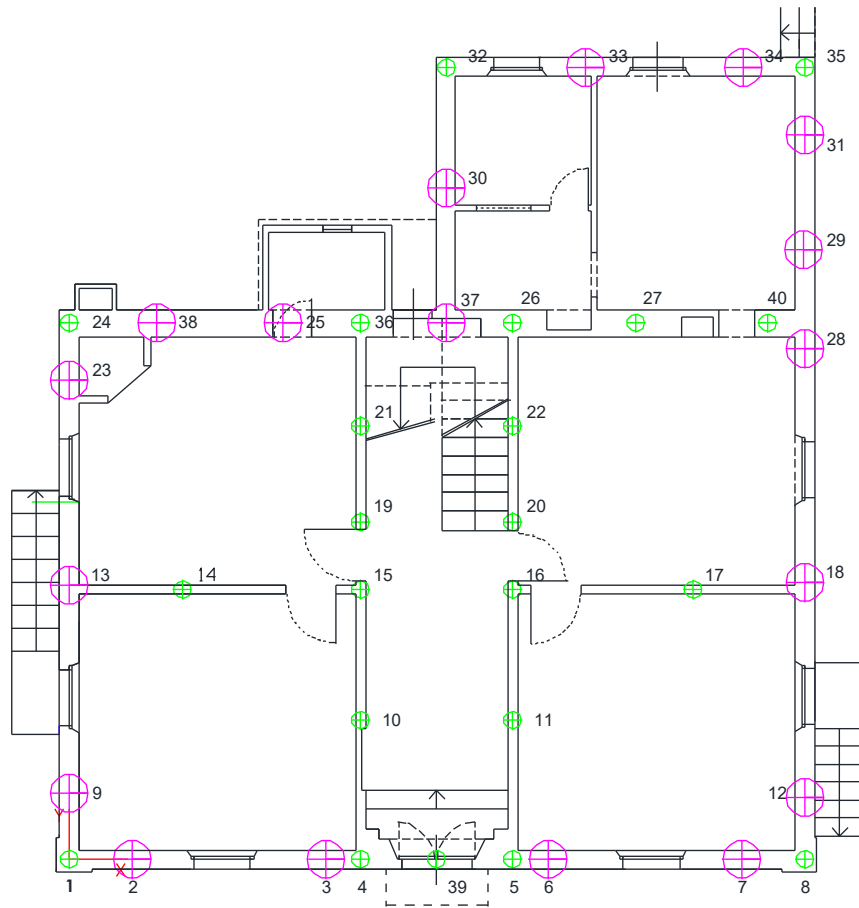
$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_i K_{e,i} = K_{esi} \\ \text{eccentricità massa - rigidezza} = d(K, G) < 3\% \end{array} \right.$$

Il dimensionamento degli isolatori elastomerici viene affrontato tenendo conto di due diversi aspetti:

- l'isolatore elastomerico dev'essere sufficientemente deformabile per permettere il raggiungimento del periodo obiettivo;
- l'isolatore dev'essere sufficientemente rigido per sostenere i carichi verticali in configurazione deformata.

Si procede pertanto utilizzando 18 isolatori elastomerici disposti lungo il perimetro esterno, in modo da aumentare la rigidezza torsionale e distribuire la rigidezza del sistema di isolamento  $K_{esi}$  su un numero minore di dispositivi; aumenta così la rigidezza  $K_{e,i}$  dei singoli isolatori in gomma, quindi diametro e spessore, fino ad ottenere valori accettabili delle deformazioni nella gomma ed il rispetto della verifica all'instabilità.

Il sistema di isolamento sarà costituito da isolatori elastomerici (la cui rigidezza è funzione dell'area in pianta e dall'altezza complessiva dell'elastomero) e da isolatori a scorrimento con basso attrito (slitte) di rigidezza trascurabile. Per semplicità costruttiva e per conseguire una maggiore rigidezza torsionale di insieme, si utilizzano una sola tipologia di isolatori elastomerici ed una tipologia di quelli a scorrimento. E' necessario pertanto eseguire un'attenta disposizione in pianta in modo tale da bilanciare gli effetti della non simmetria dell'edificio. Le rigidezze e la posizione dei singoli isolatori vengono definite per tentativi, giungendo alla soluzione seguente:



LEGENDA	
⊕	Isolatori elastomerici.
⊕	Isolatori a scorrimento (slitte).

**Figura 5.4:** Disposizione in pianta degli isolatori.

La decisione di utilizzare slitte con il solo scopo di sostenere i carichi verticali deriva dalla necessità di distribuire uniformemente gli appoggi al di sotto della struttura e di far sì che i carichi verticali agenti sul singolo isolatore e la rigidezza orizzontale che compete ad ognuno di essi siano compatibili con i valori commerciali.

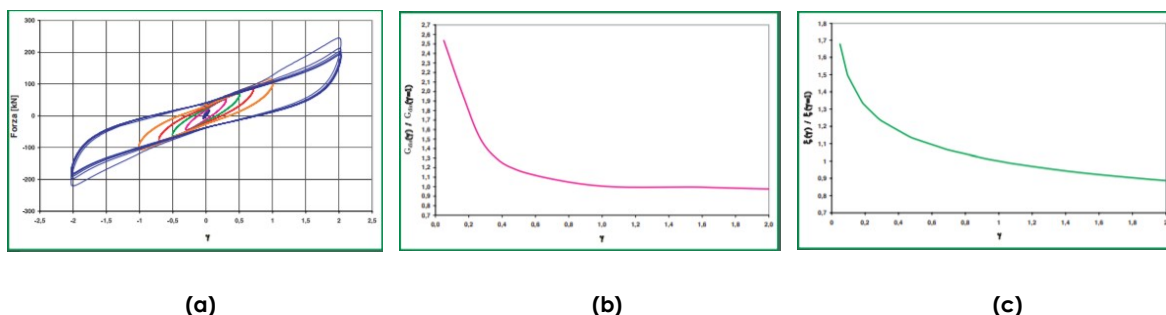
Avendo scelto di utilizzare 18 isolatori elastomerici e supponendo di farli lavorare al 150%, noto lo spostamento di calcolo si può ricavare lo spessore totale della gomma teorico:

$$t = \frac{d_{dc}}{150\%} = \frac{136}{1,5} = 90,7 \text{ mm}$$

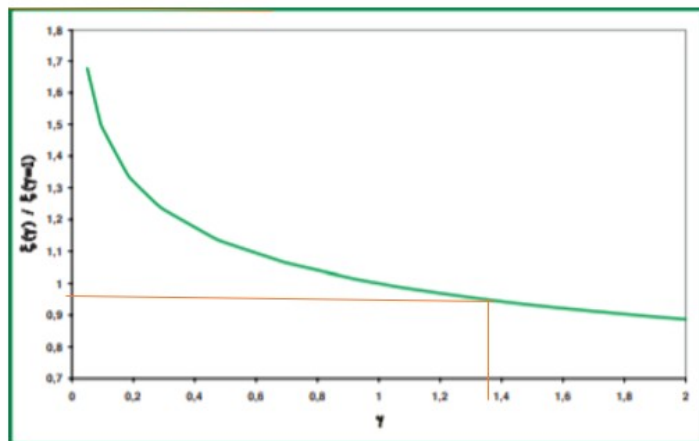
Si è scelto pertanto di utilizzare isolatori elastomerici standard prodotti dalla *FIP industriale S.p.a.* (figura 5.7), la quale offre una varietà di dispositivi catalogati in base ad una serie di caratteristiche geometriche e meccaniche degli stessi:

- carico verticale massimo sopportabile in caso di sisma;
- spostamento massimo sopportabile in caso di sisma;
- rigidità orizzontale;
- dimensioni dell'isolatore quali diametro, spessore totale della gomma, altezza totale del dispositivo comprese le piastre di ancoraggio e dimensione delle piastre;
- modulo dinamico di elasticità a taglio  $G_{din}$ ;
- coefficiente di smorzamento viscoso  $\xi$ .

Il valore di spessore commerciale che si avvicina di più a quello che ci serve è di 100 mm, pertanto gli isolatori lavorano al 136%. Utilizzando i diagrammi relativi alle caratteristiche degli isolatori elastomerici utilizzati, si ricava il nuovo coefficiente di smorzamento, leggermente più basso; per quanto riguarda il modulo di elasticità tangenziale si vede dai grafici che rimane circa costante:



**Figura 5.5:** Diagramma isteretico di un isolatore elastomerico ottenuto in prove dinamiche ad ampiezza crescente (a), variazione media del modulo dinamico equivalente a taglio ( $G_{din}$ ) in funzione della deformazione a taglio  $\gamma$  (b), variazione media del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  in funzione della deformazione a taglio  $\gamma$  (c).



**Figura 5.6:** Valutazione del nuovo coefficiente di smorzamento viscoso equivalente per via grafica.

$$\xi = 0,96 * 15\% = 14,4\%$$



**Figura 5.7:** Isolatore elastomerico della serie SI prodotto dalla FIP Industriale S.p.a.

Gli isolatori si suddividono in tre categorie in base alla tipologia di miscela utilizzata, come riportato in figura 5.8:

PROPRIETÀ	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale $G_{din}$ a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\xi$ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Figura 5.8: caratteristiche fisico-meccaniche degli isolatori in base alla tipologia di mescola

In questo caso si utilizzano isolatori elastomerici a mescola morbida (serie SI-S) con  $G_{din} = 0,4$  MPa e smorzamento viscoso  $\xi = 14,4\%$ .

### SPOSTAMENTO 200 mm

SI-S	V kN	Fzd kN	$K_e$ kN/mm	$K_v$ kN/mm	$D_g$ mm	$t_e$ mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/100	105	960	0.28	304	300	100	188	238	350	100
SI-S 350/100	250	1500	0.39	389	350	100	178	228	400	128
SI-S 400/100	590	2650	0.50	623	400	100	178	228	450	166
SI-S 450/102	900	3570	0.62	725	450	102	190	240	500	220
SI-S 500/102	1420	5550	0.77	1038	500	102	190	240	550	270
SI-S 550/105	1830	6890	0.91	1148	550	105	187	237	600	316
SI-S 600/104	2230	8750	1.09	1313	600	104	180	230	650	362
SI-S 650/108	2760	10430	1.23	1424	650	108	181	231	700	418
SI-S 700/100	3110	11370	1.54	1722	700	100	177	237	750	535
SI-S 800/100	5040	14990	2.01	2711	800	100	177	237	850	694
SI-S 900/108	6670	21220	2.36	2954	900	108	190	250	950	905
SI-S 1000/112	8390	22590	2.81	3322	1000	112	200	280	1050	1327
SI-S 1100/112	11590	27460	3.39	4577	1100	112	200	280	1150	1600
SI-S 1200/112	13570	28700	4.04	5160	1200	112	196	276	1250	1865

Figura 5.9: caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici

Legenda	
V	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in presenza di sisma corrispondente allo SLC
Fzd	Carico verticale massimo agente sull'isolatore in assenza di sisma (SLU), concomitante con rotazione 0 e spostamento orizzontale 10 mm
$K_e$	Rigidezza orizzontale equivalente
$K_v$	Rigidezza verticale
$D_g$	Diametro elastomero
$t_e$	Spessore totale gomma
h	Altezza escluse piastre di ancoraggio
H	Altezza totale incluse piastre di ancoraggio
Z	Lato piastre di ancoraggio
W	Peso isolatore escluse zanche

Figura 5.10: legenda riportante le caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori elastomerici

Al fine di garantire una maggior sicurezza nei confronti del taglio alla base limite elastico precedentemente calcolato si sceglie un periodo obiettivo leggermente superiore a quello calcolato; aumentando il periodo infatti, diminuiscono le accelerazioni e quindi le forze di inerzia sulla struttura. Inoltre si riduce la differenza di rigidezza tra il valore  $K_{e,i}$  precedentemente calcolato e quella disponibile da catalogo.

Il nuovo periodo è  $T_{is} = 1,70$  secondi.

Si può quindi calcolare nuovamente la rigidezza globale del sistema di isolamento e la rigidezza del singolo isolatore:

$$K_{esi} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 * M = 6923,15 \text{ kN/m}$$

$$K_{e,i} = \frac{K_{esi}}{n} = 385 \text{ kN/m}$$

Isolatore	xi (m)	yi (m)	tipo	Ke,i (kN/m)
1	0	0	Slitta	0
2	1	0	Elastom.	390
3	4,1	0	Elastom.	390
4	4,65	0	Slitta	0
5	7,05	0	Slitta	0
6	7,6	0	Elastom.	390
7	10,7	0	Elastom.	390
8	11,7	0	Slitta	0
9	0	1,1	Elastom.	390
10	4,65	2,25	Slitta	0
11	7,05	2,25	Slitta	0
12	11,7	1	Elastom.	390
13	0	4,4	Elastom.	390
14	1,8	4,3	Slitta	0
15	4,65	4,3	Slitta	0
16	7,05	4,3	Slitta	0
17	9,95	4,3	Slitta	0
18	11,7	4,4	Elastom.	390
19	4,65	5,4	Slitta	0
20	7,05	5,4	Slitta	0
21	4,65	6,9	Slitta	0
22	7,05	6,9	Slitta	0
23	0	7,65	Elastom.	390
24	0	8,55	Slitta	0
25	3,4	8,55	Elastom.	390
26	7,05	8,55	Slitta	0
27	9,05	8,55	Slitta	0
28	11,7	8,15	Elastom.	390
29	11,7	9,7	Elastom.	390
30	6	10,65	Elastom.	390
31	11,7	11,55	Elastom.	390
32	6	12,6	Slitta	0
33	8,25	12,6	Elastom.	390
34	10,75	12,6	Elastom.	390
35	11,7	12,6	Slitta	0
36	4,65	8,55	Slitta	0
37	6	8,55	Elastom.	390
38	1,4	8,55	Elastom.	390
39	5,85	0	Slitta	0
40	11,1	8,55	Slitta	0
<b>Xk ; Yk</b>	<b>6,54</b>	<b>6,08</b>		<b>7020</b>

Figura 5.11: coordinate e rigidezze dei dispositivi di isolamento

Con tale configurazione si ottiene:

$$\sum K_{e,i} = 6923,15 \text{ kN/m} \simeq K_{esi} = 7020 \text{ kN/m}$$



$$X_k = \frac{\sum K_{e,i} * x_i}{\sum K_{e,i}} = 6,54 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Y_k &= \frac{\sum K_{e,i} * y_i}{\sum K_{e,i}} = 6,08 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Per quanto riguarda le coordinate del baricentro delle masse, rispetto al sistema di riferimento mostrato in Figura 5.4, sono:

Story	X(m)	Y(m)	M(t)
Roof	6,13	6,15	80,46
2F	6,33	6,05	167,21
1F	6,49	6	134,56
baricentro delle masse	<b>6,34</b>	<b>6,05</b>	<b>382,23</b>

Figura 5.12: coordinate del baricentro delle masse

Pertanto:

$$X_G = \frac{\sum m_i * x_i}{\sum m_i} = 6,34 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} Y_G &= \frac{\sum K_{e,i} * y_i}{\sum K_{e,i}} = 6,05 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Da cui deriva che le verifiche sull'eccentricità massa-rigidezza possono essere così riassunte:

Coordinate	Dimensioni in pianta	d(K,G)<3%	limite	eccentricità	stato
X (m)	12	0,03	0,36	0,19	verifica
Y (m)	12,9	0,03	0,387	0,027	verifica

Figura 5.13: tabella di verifica eccentricità massa-rigidezza

Definite le rigidezze dei singoli isolatori, è necessario valutare lo spostamento; in questo predimensionamento, lo spostamento a cui facciamo riferimento è quello del centro di rigidezza  $d_{dc}$  calcolato con la seguente espressione, in corrispondenza dell'azione allo spettro SLC:

$$d_{dc} = \frac{S_e(T_{is}; \xi_{esi})}{\omega^2} = \frac{S_e(1,70; 14,4\%)}{\omega^2} = \frac{1,93}{3,70^2} = 0,139 \text{ m}$$

L'isolatore scelto lavora pertanto circa al 140% di deformazione. Questo spostamento rappresenta una stima per difetto dello spostamento massimo del singolo isolatore, a causa degli effetti torsionali accidentali d'insieme, che possono determinare incrementi dell'ordine del 20-30%. Anche l'isolatore quindi lavorerà ad una % maggiore, ma deve

sempre risultare inferiore o al limite uguale al 200% di deformazione (oltre questo limite, dalle prove sperimentali eseguite dalla ditta costruttrice si denota come i dispositivi potrebbero perdere di efficacia nel funzionamento o danneggiarsi in modo irreversibile).

### Dimensionamento degli apparecchi di appoggio

In relazione all'utilizzo degli apparecchi di appoggio si è deciso di utilizzare un altro catalogo; si sceglie di utilizzare dispositivi in acciaio PTFE  $\mu = 1\%$  prodotti dalla TEC group S.r.l.

Come accennato in precedenza, lo scopo di questo sistema di appoggio è consentire la trasmissione delle sollecitazioni dalla sovrastruttura alle strutture di sostegno, permettendo gli spostamenti secondo le direzioni del piano di appoggio. Dal punto di vista statico, tutti gli apparecchi d'appoggio si oppongono alla forza generata lungo la direttrice del carico verticale e il disco in gomma incapsulato nella base consente rotazioni intorno ad un asse qualsiasi del piano di appoggio assorbendo flessioni o cedimenti. Nel nostro caso si adotteranno appoggi del tipo mobili multidirezionali, per assicurare la possibilità di spostamento in tutte le direzioni del piano di appoggio.

Gli appoggi sono realizzati in conformità alla norma europea EN1337:2005 e provvisti di marcatura CE.

Sulla base della massima forza verticale agente, pari a circa  $N = 420\text{kN}$ , si adotta il dispositivo TD-ML-75, le cui caratteristiche tecniche sono riportate di seguito. In realtà sarebbe sufficiente un TD-ML-50 per quanto riguarda il carico verticale, ma non risulterebbe soddisfatta la verifica a spostamento.

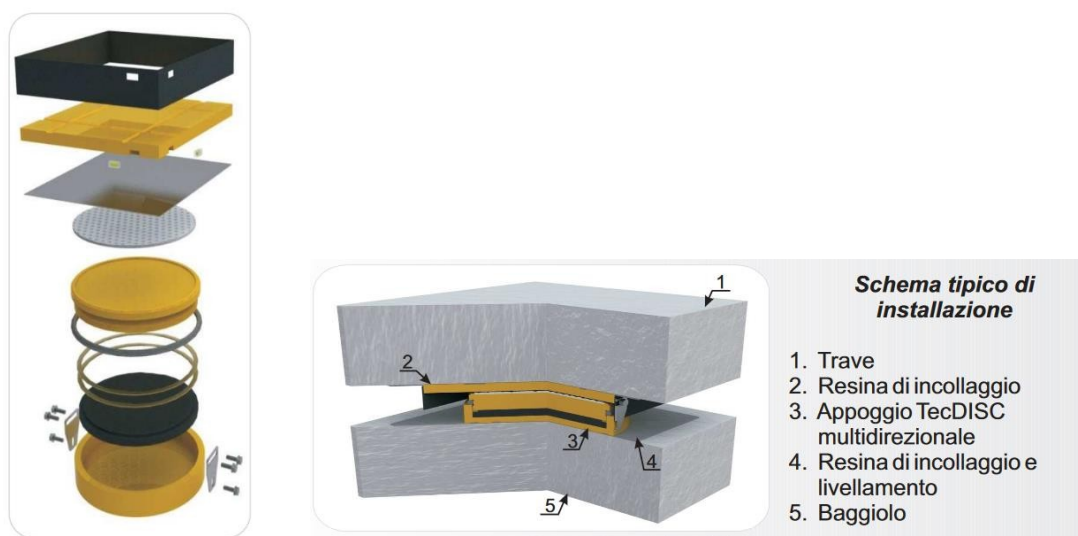


Figura 5.14: Isolatore a scorrimento della serie TD-ML multidirezionale prodotto dalla TEC group S.r.l.

Tipo	Carico vert. (kN)	Rotazione $\alpha$ (+/- gradi)	Diametro base (mm)	Altezza (mm)
TD-ML 25	250	0.85	130	75
TD-ML 50	500	0.85	170	80
TD-ML 75	750	0.85	220	80
TD-ML100	1000	0.85	220	90
TD-ML 125	1250	0.85	240	90
TD-ML 150	1500	0.85	290	90
TD-ML 175	1750	0.85	310	90
TD-ML 200	2000	0.85	340	95
TD-ML 250	2500	0.85	370	95
TD-ML 300	3000	0.85	400	105
TD-ML 350	3500	0.85	440	110
TD-ML 400	4000	0.85	470	110
TD-ML 450	4500	0.85	500	125
TD-ML 500	5000	0.85	530	125
TD-ML 600	6000	0.85	600	130
TD-ML 700	7000	0.85	650	135
TD-ML 800	8000	0.85	680	145
TD-ML 900	9000	0.85	720	165
TD-ML 1000	10000	0.85	780	165
TD-ML 1250	12500	0.85	880	175
TD-ML 1500	15000	0.85	950	200
TD-ML 1750	17500	0.85	1050	200
TD-ML 2000	20000	0.85	1100	230

Acciaio laminato a caldo S355J2 UNI EN 10025 (Fe510)

COEFFICIENTE DI POISSON	0.3
MODULO DI ELASTICITÀ	206000 N/mm <sup>2</sup>
DENSITÀ DI MASSA	7850 Kg/m <sup>3</sup>
MODULO DI TAGLIO	79230 N/mm <sup>2</sup>
CARICO UNITARIO DI ROTTURA	510 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO % A ROTTURA	23%
CARICO UNITARIO DI SNERVAMENTO	355 N/mm <sup>2</sup>
CARICO UNITARIO AMMISSIBILE	210 N/mm <sup>2</sup>

Acciaio X5NiCrMo 1712 (AISI 316)

COEFFICIENTE DI POISSON	0.3
MODULO DI ELASTICITÀ	206000 N/mm <sup>2</sup>
DENSITÀ DI MASSA	7850 Kg/m <sup>3</sup>
MODULO DI TAGLIO	79230 N/mm <sup>2</sup>
CARICO UNITARIO DI ROTTURA	490-685 N/mm <sup>2</sup>
CARICO UNITARIO DI SCOSTAMENTO DALLA PROPORZIONALITÀ	205 N/mm <sup>2</sup>
CARICO UNITARIO AMMISSIBILE	136 N/mm <sup>2</sup>

Gomma naturale (ISO 6446)

DUREZZA NOMINALE	63 +/-5 Shore A3
RESISTENZA A ROTTURA (Istruzione FF.SS. 44E)	>15.5 N/mm <sup>2</sup>
DENSITÀ DI MASSA	1200 Kg/m <sup>3</sup>
MODULO G	1 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO A ROTTURA	> 400%

Politetrafluoroetilene PTFE (EN 1337-2)

DUREZZA (UNI 4916-74)	55 Shore D3
RESISTENZA A TRAZIONE (23°)	>24 N/mm <sup>2</sup>
DENSITÀ DI MASSA	2170 Kg/m <sup>3</sup>
CARICO MASSIMO	50 N/mm <sup>2</sup>
ALLUNGAMENTO A ROTTURA (23°)	> 300%

Figura 5.15: Caratteristiche meccaniche e geometriche degli isolatori a scorrimento.

## 5.2 Modellazione della struttura isolata alla base

La modellazione della struttura isolata alla base si effettua tramite l'utilizzo del software Midas Gen; il modello si ottiene modificando quello lineare della struttura a base fissa, descritto in precedenza nel capitolo 9, con l'inserimento del sistema di isolamento, modellato coerentemente con le sue caratteristiche di deformabilità. Nel modello si distinguono pertanto la sovrastruttura ed il sistema di isolamento, mentre la sottostruttura è direttamente collegata come vincolo a terra.

### Modellazione della sottostruttura

Nel modello della struttura a base fissa si inserisce un grigliato di travi alla base della sovrastruttura, e il piano rigido di isolamento viene modellato come descritto al capitolo 5.1; in questo modo il programma mette in conto sia il peso del grigliato di travi che del solaio di base.

Il comportamento del sistema di isolamento, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, viene modellato come lineare equivalente, in quanto risultano soddisfatte le seguenti condizioni (Cap. 7.10.5.2 NTC 2018);

*a) la rigidezza equivalente del sistema di isolamento è almeno pari al 50% della rigidezza secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;*

*b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento è inferiore al 30%;*

*c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento del sistema di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione in un campo del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel campo di variabilità del progetto;*

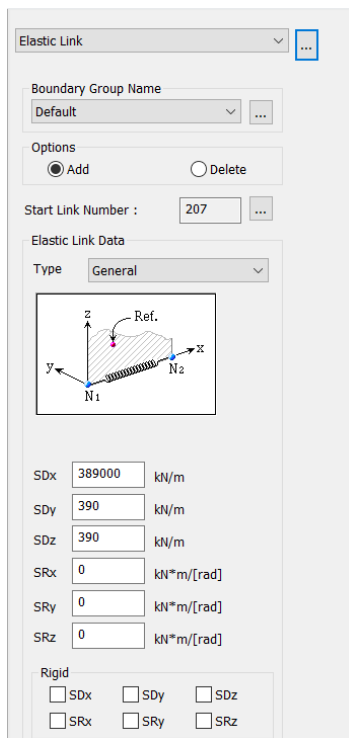
*d) l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra  $0,5d_c$  e  $d_c$ , essendo  $d_c$  lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica, è almeno pari al 2,5% del peso totale della sovrastruttura.*

Per simulare il comportamento degli isolatori elastomerici, nei riguardi della sola rigidezza (lo smorzamento è direttamente messo in conto nello spettro di risposta), sono modellati come "elastic link" tra due nodi, di cui uno incastrato ad una distanza pari a 0,228 m (pari all'altezza dell'isolatore SI-S 350/100). Per simulare invece il comportamento degli isolatori a scorrimento i nodi interessati vengono direttamente vincolati direttamente

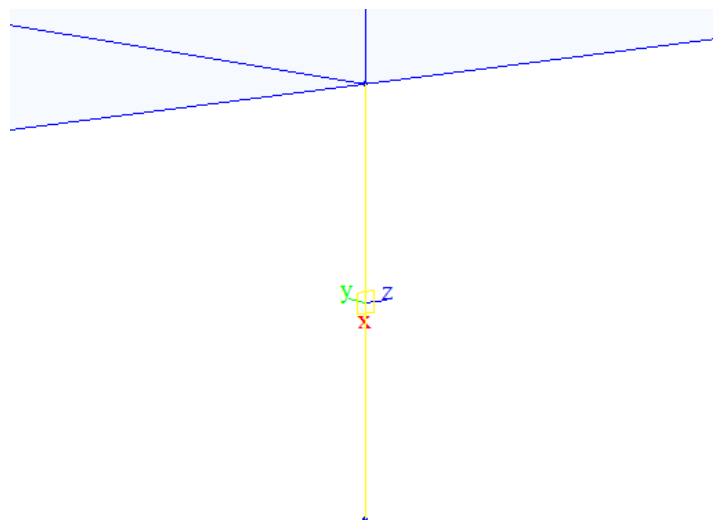
mediante appoggi di tipo "carrello", in grado di consentire gli spostamenti traslazionali (rigidezza orizzontale nulla).

La deformabilità verticale degli isolatori non viene presa in considerazione, in quanto  $K_v/K_{esi} > 800$ .

Si riporta di seguito il comando utilizzato per la modellazione tramite molle elastiche di tipo traslazionale.

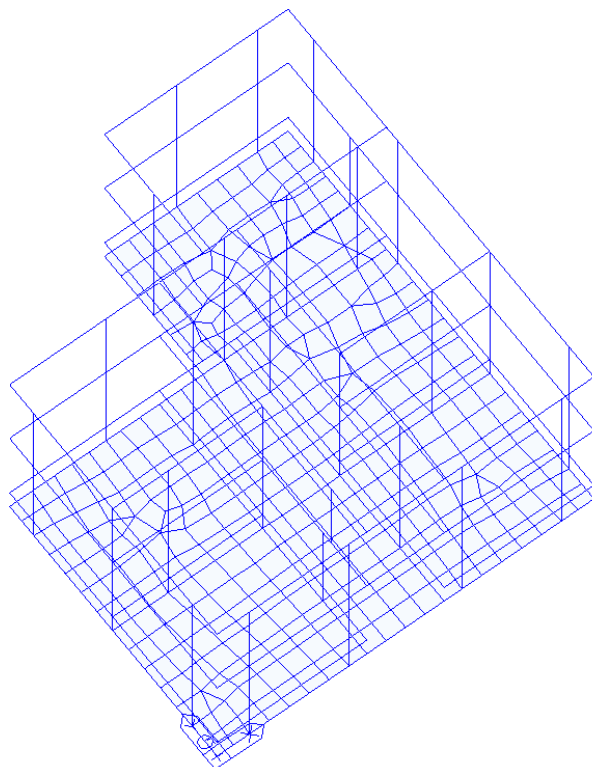


(a)

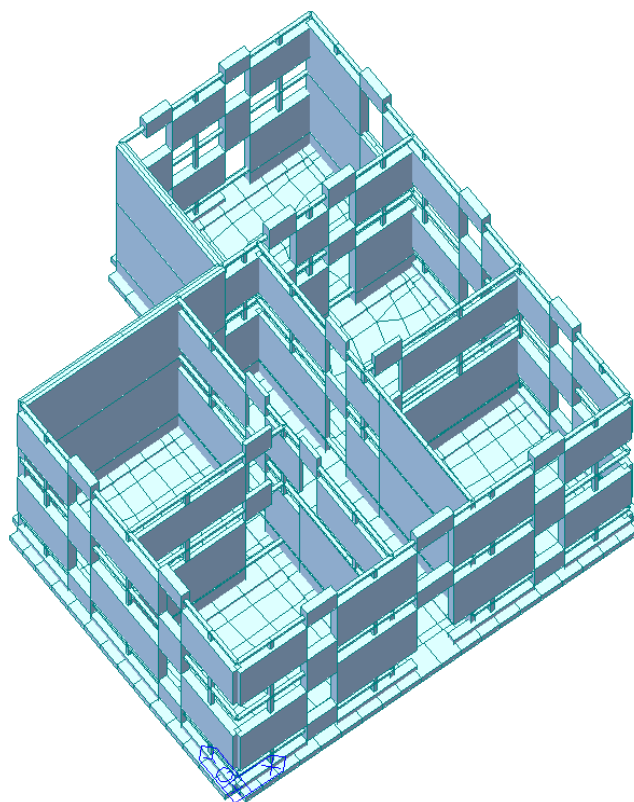


(b)

**Figura 5.16:** Finestra di Midas Gen per l'assegnazione delle proprietà degli "elastic link" (a) e vista su modello del link tra i due nodi (b)



**Figura 5.17:** Vista unifilare del modello della struttura isolata alla base



**Figura 5.18:** Vista estrusa del modello della struttura isolata alla base

### 5.3 Analisi e verifiche del sistema di isolamento

Nel caso in esame, la verifica della sovrastruttura e del sistema di isolamento si rendono effettuano mediante analisi dinamiche lineari e, sulla base dei risultati ottenuti in termini di sollecitazioni e deformazioni, le verifiche allo Stato Limite di Danno e agli Stati Limite Ultimi degli isolatori.

Si procede pertanto con l'analisi dinamica lineare (punto 7.10.5.3.2 – analisi lineare dinamica, NTC18), essendo possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento. Mediante l'analisi modale vengono determinati i modi di vibrare e, successivamente, gli effetti del sisma di riferimento derivanti dall'applicazione dello spettro di riferimento definito al punto 3.2.3.2.1 – spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC18) per lo Stato Limite considerato. Per tener conto dello smorzamento del sistema di isolamento, lo spettro elastico di riferimento viene ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8s$  mediante il fattore riduttivo  $\eta$ , calcolato per  $\xi = \xi_{esi} = 14,4\%$  (punto 7.10.5.3.2 – analisi lineare dinamica, NTC18).

Gli spostamenti degli isolatori saranno valutati con riferimento allo spettro allo SLC (7.10.6.2.2 – verifiche allo SLC, NTC18).

Gli effetti torsionali accidentali sulla sovrastruttura vengono portati in conto tramite coppie torcenti applicate al baricentro di ogni piano ( $M_{x,i}$  e  $M_{z,iY}$ ), ottenute considerando uno spostamento del centro di massa, in ogni direzione, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano, in direzione perpendicolare all'azione sismica considerata (punto 7.6.2 – criteri di modellazione della struttura e azione sismica, NTC18).

Tali coppie si ottengono dal seguente prodotto:

$$M_{z,iX} = (m_i * S_e(T_{is}, \xi_{is})) * e_{i,Y} ; M_{z,iY} = (m_i * S_e(T_{is}, \xi_{is})) * e_{i,X}$$

Dove:

- $m_i$  = massa del piano  $i$ -esimo, ottenuti come dati di output di Midas Gen;
- $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$  = accelerazione spettrale, da leggere in corrispondenza della coppia  $(T_{is}, \xi_{esi})$  nello spettro relativo allo stato limite considerato;
- $e_{i,X/Y}$  = eccentricità accidentale pari al 5% della dimensione massima dell'edificio in direzione perpendicolare all'azione sismica considerata.

## Analisi dinamica modale

L'analisi modale della struttura fornisce i risultati riassunti nella seguente tabella, che mostra i periodi relativi ai primi sei modi di vibrare e le relative masse partecipanti. I primi due modi risultano essere traslazionali, e si nota il buon disaccoppiamento raggiunto grazie alla riduzione dell'eccentricità massa-rigidezza al livello del sistema di isolamento, ottenuto mediante un'attenta disposizione degli apparecchi di isolamento; in ogni caso i periodi relativi ai primi due modi,  $T_1$  e  $T_2$  risultano maggiori di  $T_{ismin} = 1,68$  secondi. Risulta invece evidente il pressoché completo disaccoppiamento del moto rotazionale attorno all'asse Z.

MODAL PARTICIPATION MASSES													
Mode No	Period (sec)	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	1,7095	87,7046	87,7046	9,4134	9,4134	0	0	0,085	0,085	0,9463	0,9463	2,8701	2,8701
2	1,698	9,7523	97,457	90,2346	99,648	0	0	0,8776	0,9626	0,0994	1,0457	0,0036	2,8738
3	1,4317	2,5306	99,9875	0,3427	99,9907	0	0	0,0166	0,9792	0,0006	1,0463	97,1121	99,9858
4	0,1781	0,0122	99,9998	0,0001	99,9908	0,0084	0,0084	0,0487	1,0278	3,2043	4,2506	0,0001	99,9859
5	0,1664	0,0001	99,9999	0,0089	99,9997	0,0096	0,018	2,9695	3,9974	0,0095	4,2602	0,0005	99,9864
6	0,1506	0	99,9999	0,0002	99,9999	0,0024	0,0204	0,184	4,1813	0,0595	4,3197	0,0135	99,9998

Figura 5.19: Risultati dell'analisi modale della struttura con isolamento sismico

Nell'analisi modale vengono considerati i primi sei modi, sebbene i primi tre siano già largamente sufficienti per ottenere una valutazione accurata delle grandezze di progetto. Infatti la loro massa partecipante è del 99,99%.

Di seguito si riportano le prime tre forme modali della struttura isolata.

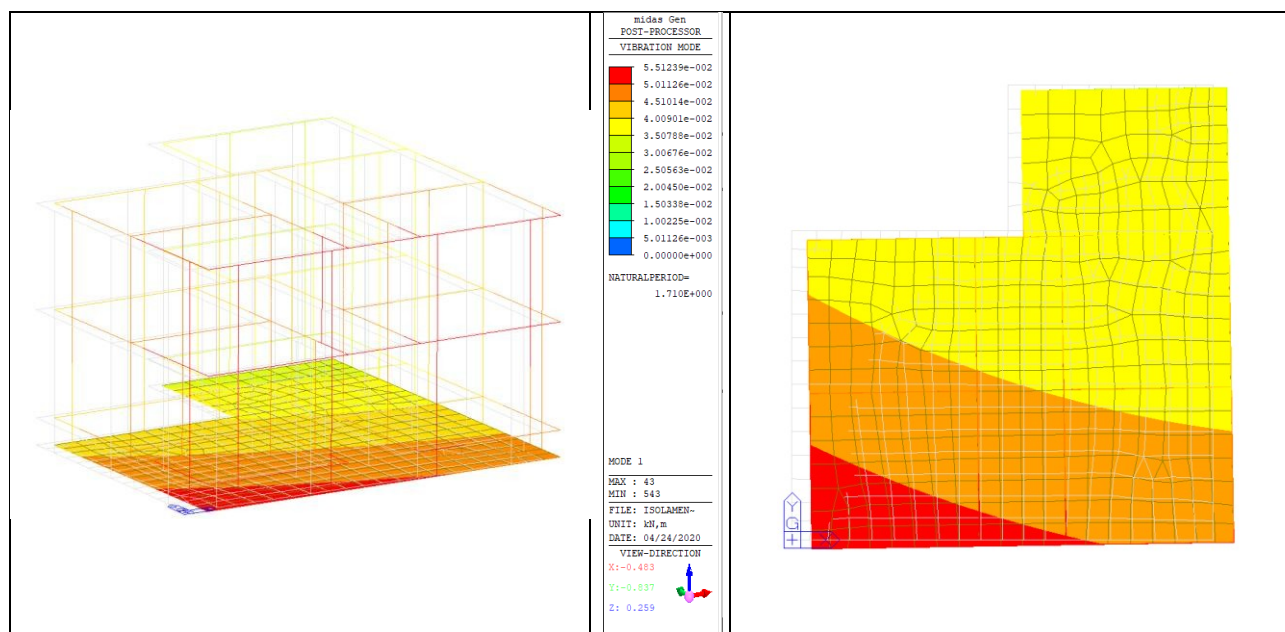


Figura 5.20: Deformata della struttura isolata relativa al 1° modo di vibrare



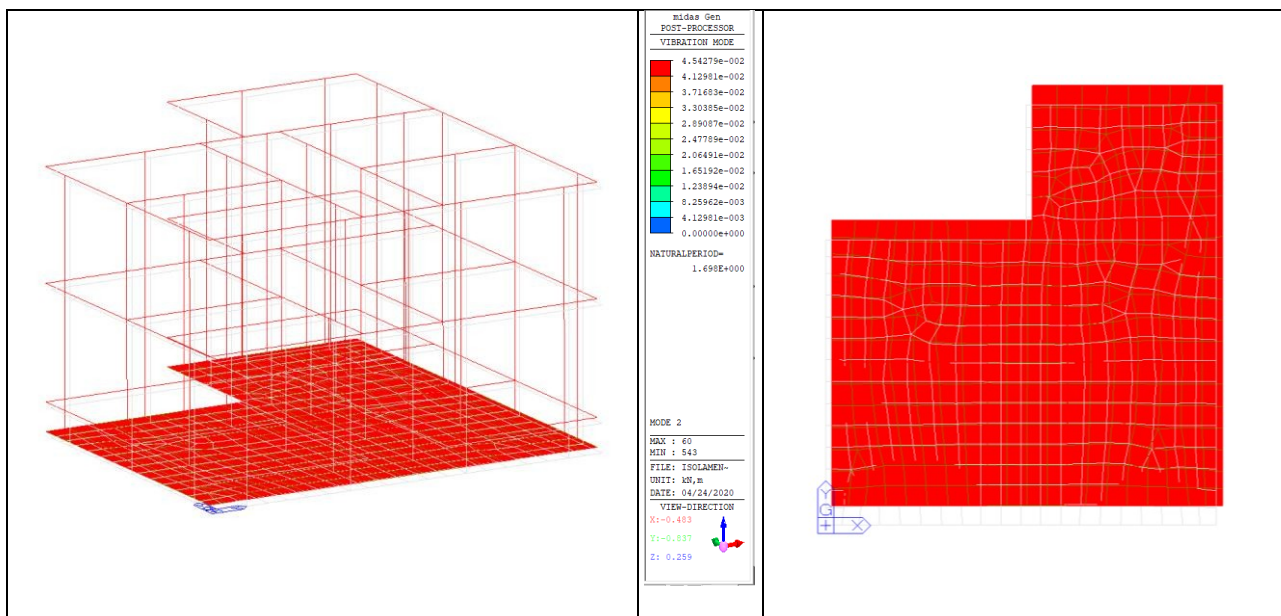


Figura 5.21: Deformata della struttura isolata relativa al 2° modo di vibrare

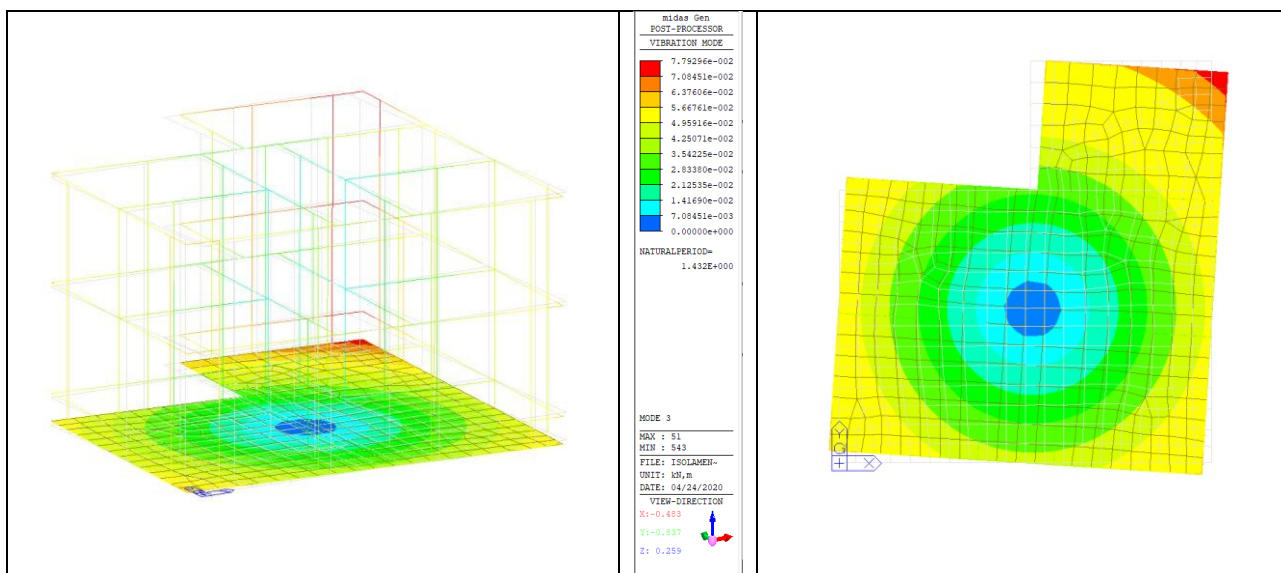


Figura 5.22: Deformata della struttura isolata relativa al 3° modo di vibrare

## Verifica dei dispositivi

La verifica dei dispositivi richiede, a questo punto, la precisa definizione delle caratteristiche geometriche e meccaniche dei singoli isolatori, con le quali si conseguono, da un lato, i valori di progetto dei parametri suddetti (rigidezza e smorzamento), dall'altro, il soddisfacimento delle verifiche di sicurezza. Nel caso specifico, utilizzando isolatori elastomerici armati di forma circolare (punto 11.9.7 – isolatori elastomerici, Circolare esplicativa), ossia costituiti da strati di elastomero alternati a lamierini di acciaio e con infiniti assi di simmetria ortogonali in pianta, i principali parametri di progetto sono:

- la rigidità a taglio (orizzontale), funzione della geometria e del numero degli strati di gomma e del tipo di elastomero (in particolare del modulo elastico tangenziale);
- lo smorzamento, funzione principalmente delle caratteristiche del materiale elastomerico, nella sua composizione e nei suoi additivi;
- la rigidità assiale (verticale), funzione degli stessi parametri che condizionano la rigidità a taglio.

La verifica analitica degli isolatori elastomerici armati è finalizzata a verificare la congruenza con i parametri di progetto detti, ad esclusione dello smorzamento, e le condizioni di sicurezza rispetto a:

- tensione di trazione negli inserti in acciaio;
- deformazione tangenziale massima nella gomma e deformazione di taglio totale;
- instabilità sotto carico assiale massimo e in condizioni deformate a taglio (massimo spostamento).

Affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento, formato all'insieme dei dispositivi d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge (punto 7.10.4.2 – dispositivi antisismici).

Per gli isolatori elastomerici, il livello di protezione richiesto allo SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLV (punto 7.10.6.1 – Verifiche agli SLE, NTC18); nel caso in esame, il livello di protezione richiesto allo SLV è da ritenersi conseguito in quanto il sistema di isolamento è verificato allo SLC (punto 7.10.6.2.1 – Verifiche allo SLV).

I dispositivi del sistema di isolamento devono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti  $d_2$  valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC (punto 7.10.6.2.2 – Verifiche allo SLC, NTC18). Per tener conto degli effetti torsionali accidentali occorre applicare a ciascun piano, e separatamente nelle due direzioni, le coppie torcenti  $M_{d,ix}$  e  $M_{d,iy}$  definite al punto 11.3 di questa relazione, che nel caso in esame assumono, allo SLC, i valori riportati di seguito:

Piano	Massa (t)	M <sub>z,i,X</sub> (SLC) (kN/m)	M <sub>z,i,Y</sub> (SLC) (kN/m)
Base	125,08	152,51	172,98
P.terra	134,56	164,07	186,09
P.primo	167,21	203,88	231,25
Copertura	80,46	98,10	111,27

**Figura 5.23:** Valori delle masse e delle coppie che portano in conto gli effetti dei torsionali accidentali allo SLC per i dispositivi

Le due componenti orizzontali dell'azione sismica di considerano agenti simultaneamente, adottando le regole di combinazione riportate al capitolo 7.3.3.1 delle NTC 2018. La componente verticale non viene presa in considerazione, come già accennato, in quanto il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  e la rigidezza equivalente orizzontale  $K_{esi}$  risulta  $>800$  e, inoltre, non si ricade nei casi specificati al capitolo 7.2.1 delle NTC 2018 per i quali occorre tener conto della componente verticale.

Considerando pertanto la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (punto 7.3.5 – risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto), gli spostamenti dei dispositivi si ottengono dalle seguenti espressioni generali:

$$\mathbf{Sisma X} = \text{Statica verticale} \pm \text{SpettroX (SLC)} \pm M_x(\text{SLC}) \pm 0,3 (\text{SpettroY (SLC)} \pm M_y(\text{SLC}))$$

$$\mathbf{Sisma Y} = \text{Statica verticale} \pm \text{SpettroY (SLC)} \pm M_y(\text{SLC}) \pm 0,3 (\text{SpettroX (SLC)} \pm M_x(\text{SLC}))$$

Così facendo si ottengono 32 combinazioni diverse. Si riporta il riassunto delle combinazioni da realizzare nella seguente tabella:

SISMA X		SISMA Y	
ENV_E1	ST.VERT. + (+Ex1 + 0,3Ey1)	ENV_E17	ST.VERT. + (+Ey1 + 0,3Ex1)
ENV_E2	ST.VERT. + (+Ex1 - 0,3Ey1)	ENV_E18	ST.VERT. + (+Ey1 - 0,3Ex1)
ENV_E3	ST.VERT. + (-Ex1 + 0,3Ey1)	ENV_E19	ST.VERT. + (-Ey1 + 0,3Ex1)
ENV_E4	ST.VERT. + (-Ex1 - 0,3Ey1)	ENV_E20	ST.VERT. + (-Ey1 - 0,3Ex1)
ENV_E5	ST.VERT. + (+Ex1 + 0,3Ey2)	ENV_E21	ST.VERT. + (+Ey1 + 0,3Ex2)
ENV_E6	ST.VERT. + (+Ex1 - 0,3Ey2)	ENV_E22	ST.VERT. + (+Ey1 - 0,3Ex2)
ENV_E7	ST.VERT. + (-Ex1 + 0,3Ey2)	ENV_E23	ST.VERT. + (-Ey1 + 0,3Ex2)
ENV_E8	ST.VERT. + (-Ex1 - 0,3Ey2)	ENV_E24	ST.VERT. + (-Ey1 - 0,3Ex2)
ENV_E9	ST.VERT. + (+Ex2 + 0,3Ey1)	ENV_E25	ST.VERT. + (+Ey2 + 0,3Ex1)
ENV_E10	ST.VERT. + (+Ex2 - 0,3Ey1)	ENV_E26	ST.VERT. + (+Ey2 - 0,3Ex1)
ENV_E11	ST.VERT. + (-Ex2 + 0,3Ey1)	ENV_E27	ST.VERT. + (-Ey2 + 0,3Ex1)
ENV_E12	ST.VERT. + (-Ex2 - 0,3Ey1)	ENV_E28	ST.VERT. + (-Ey2 - 0,3Ex1)
ENV_E13	ST.VERT. + (+Ex2 + 0,3Ey2)	ENV_E29	ST.VERT. + (+Ey2 + 0,3Ex2)
ENV_E14	ST.VERT. + (+Ex2 - 0,3Ey2)	ENV_E30	ST.VERT. + (+Ey2 - 0,3Ex2)
ENV_E15	ST.VERT. + (-Ex2 + 0,3Ey2)	ENV_E31	ST.VERT. + (-Ey2 + 0,3Ex2)
ENV_E16	ST.VERT. + (-Ex2 - 0,3Ey2)	ENV_E32	ST.VERT. + (-Ey2 - 0,3Ex2)

**Figura 5.24:** Combinazioni totali per l'azione sismica

Dove si è assunto:

$$- E_{x1} = \text{Spettro}X_{(SLC)} + Mx_{(SLC)}$$

$$- E_{x2} = \text{Spettro}X_{(SLC)} - Mx_{(SLC)}$$

$$- E_{y1} = \text{Spettro}Y_{(SLC)} + My_{(SLC)}$$

$$- E_{y2} = \text{Spettro}Y_{(SLC)} - My_{(SLC)}$$

Dall'involuppo degli spostamenti ottenuti dall'analisi nelle singole direzioni si ricava lo spostamento di progetto di un dispositivo d'isolamento  $d_E = d_E$ , corrispondente allo SLC, è dato da (punto 11.9.7 – isolatori elastomerici, Circolare esplicativa):

$$d_{e,i} = \max\left[\left((d_{E-Xx,i} + d_{rf_{tx}})^2 + (d_{E-Xy,i} + d_{rf_{ty}})^2\right)^{\frac{1}{2}}; \left((d_{E-Yx,i} + d_{rf_{tx}})^2 + (d_{E-Yy,i} + d_{rf_{ty}})^2\right)^{\frac{1}{2}}\right]$$

Dove:

-  $d_{E-Xx,i}$  ,  $d_{E-Yx,i}$  = sono gli spostamenti dell'i-esimo isolatore in direzione X ottenuti dalle analisi considerando il sisma principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;

-  $d_{E-Xy,i}$  ,  $d_{E-Yy,i}$  = sono gli spostamenti dell'i-esimo isolatore in direzione Y ottenuti dalle analisi considerando il sisma principale nelle direzioni X e Y rispettivamente;

-  $d_{rf_{tx}}$  ,  $d_{rf_{ty}}$  = sono gli spostamenti relativi tra le due facce (superiore ed inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti; nel caso oggetto di studio possono essere trascurate (sarebbero risultate non trascurabili ad esempio nel caso dei ponti).

Eseguendo una rielaborazione dei dati di output del Midas Gen, è possibile creare delle tabelle dove si riepilogano gli spostamenti di ogni singolo isolatore (elastomerico e a scorrimento) con le diverse combinazioni precedentemente illustrate, dai quali si ottengono di conseguenza i valori massimi assoluti di spostamento per ogni isolatore, in ogni direzione per ogni verso dell'azione sismica. Si predispongono pertanto un'ulteriore tabella complessiva dal quale si ottengono gli spostamenti di progetto per ogni singolo isolatore, calcolato tramite la formula sopra illustrata, e tali spostamenti ricavati dovranno risultare inferiori al massimo spostamento ammissibile dell'isolatore scelto. Si riportano pertanto suddette tabelle:

NODO 532					NODO 395				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,153605	0,031448	-	-	ENV_E1	0,153605	0,033198	-	-
ENV_E2	0,150629	-0,051135	-	-	ENV_E2	0,150629	-0,04988	-	-
ENV_E3	-0,150629	0,051135	-	-	ENV_E3	-0,15063	0,049875	-	-
ENV_E4	-0,153605	-0,031448	-	-	ENV_E4	-0,15361	-0,0332	-	-
ENV_E5	0,147058	0,038501	-	-	ENV_E5	0,147058	0,039173	-	-
ENV_E6	0,157176	-0,058188	-	-	ENV_E6	0,157176	-0,05585	-	-
ENV_E7	-0,157176	0,058188	-	-	ENV_E7	-0,15718	0,05585	-	-
ENV_E8	-0,147058	-0,038501	-	-	ENV_E8	-0,14706	-0,03917	-	-
ENV_E9	0,134366	0,052176	-	-	ENV_E9	0,134366	0,050757	-	-
ENV_E10	0,131391	-0,030407	-	-	ENV_E10	0,131391	-0,03232	-	-
ENV_E11	-0,131391	0,030407	-	-	ENV_E11	-0,13139	0,032316	-	-
ENV_E12	-0,134366	-0,052176	-	-	ENV_E12	-0,13437	-0,05076	-	-
ENV_E13	0,12782	0,059229	-	-	ENV_E13	0,12782	0,056732	-	-
ENV_E14	0,137937	-0,03746	-	-	ENV_E14	0,137937	-0,03829	-	-
ENV_E15	-0,137937	0,03746	-	-	ENV_E15	-0,13794	0,038291	-	-
ENV_E16	-0,12782	-0,059229	-	-	ENV_E16	-0,12782	-0,05673	-	-
ENV_E17	-	-	0,050594	0,134685	ENV_E17	-	-	0,050594	0,135953
ENV_E18	-	-	-0,04068	0,140591	ENV_E18	-	-	-0,04068	0,140956
ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14059	ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14096
ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,13469	ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,13595
ENV_E21	-	-	0,044822	0,140903	ENV_E21	-	-	0,044822	0,141221
ENV_E22	-	-	-0,03491	0,134373	ENV_E22	-	-	-0,03491	0,135688
ENV_E23	-	-	0,034905	-0,13437	ENV_E23	-	-	0,034905	-0,13569
ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,1409	ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14122
ENV_E25	-	-	0,028773	0,158195	ENV_E25	-	-	0,028773	0,15587
ENV_E26	-	-	-0,0625	0,164101	ENV_E26	-	-	-0,0625	0,160873
ENV_E27	-	-	0,062497	-0,1641	ENV_E27	-	-	0,062497	-0,16087
ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,1582	ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,15587
ENV_E29	-	-	0,023001	0,164414	ENV_E29	-	-	0,023001	0,161137
ENV_E30	-	-	-0,05673	0,157883	ENV_E30	-	-	-0,05673	0,155605
ENV_E31	-	-	0,056726	-0,15788	ENV_E31	-	-	0,056726	-0,15561
ENV_E32	-	-	-0,023	-0,16441	ENV_E32	-	-	-0,023	-0,16114
<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,059229</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,164414</b>	<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,056732</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,161137</b>

NODO 396					NODO 533				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,153605	0,038622	-	-	ENV_E1	0,153605	0,039584	-	-
ENV_E2	0,150629	-0,04597	-	-	ENV_E2	0,150629	-0,04528	-	-
ENV_E3	-0,15063	0,04597	-	-	ENV_E3	-0,15063	0,045277	-	-
ENV_E4	-0,15361	-0,03862	-	-	ENV_E4	-0,15361	-0,03958	-	-
ENV_E5	0,147058	0,041254	-	-	ENV_E5	0,147058	0,041624	-	-
ENV_E6	0,157176	-0,0486	-	-	ENV_E6	0,157176	-0,04732	-	-
ENV_E7	-0,15718	0,048603	-	-	ENV_E7	-0,15718	0,047317	-	-
ENV_E8	-0,14706	-0,04125	-	-	ENV_E8	-0,14706	-0,04162	-	-
ENV_E9	0,134366	0,046359	-	-	ENV_E9	0,134366	0,045578	-	-
ENV_E10	0,131391	-0,03823	-	-	ENV_E10	0,131391	-0,03928	-	-
ENV_E11	-0,13139	0,038233	-	-	ENV_E11	-0,13139	0,039283	-	-
ENV_E12	-0,13437	-0,04636	-	-	ENV_E12	-0,13437	-0,04558	-	-
ENV_E13	0,12782	0,048991	-	-	ENV_E13	0,12782	0,047618	-	-
ENV_E14	0,137937	-0,04087	-	-	ENV_E14	0,137937	-0,04132	-	-
ENV_E15	-0,13794	0,040866	-	-	ENV_E15	-0,13794	0,041323	-	-
ENV_E16	-0,12782	-0,04899	-	-	ENV_E16	-0,12782	-0,04762	-	-
ENV_E17	-	-	0,050594	0,139884	ENV_E17	-	-	0,050594	0,140582
ENV_E18	-	-	-0,04068	0,142089	ENV_E18	-	-	-0,04068	0,14229
ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14209	ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14229
ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,13988	ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,14058
ENV_E21	-	-	0,044822	0,142205	ENV_E21	-	-	0,044822	0,14238
ENV_E22	-	-	-0,03491	0,139768	ENV_E22	-	-	-0,03491	0,140491
ENV_E23	-	-	0,034905	-0,13977	ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14049
ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14221	ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14238
ENV_E25	-	-	0,028773	0,148659	ENV_E25	-	-	0,028773	0,14738
ENV_E26	-	-	-0,0625	0,150864	ENV_E26	-	-	-0,0625	0,149088
ENV_E27	-	-	0,062497	-0,15086	ENV_E27	-	-	0,062497	-0,14909
ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,14866	ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,14738
ENV_E29	-	-	0,023001	0,15098	ENV_E29	-	-	0,023001	0,149178
ENV_E30	-	-	-0,05673	0,148543	ENV_E30	-	-	-0,05673	0,14729
ENV_E31	-	-	0,056726	-0,14854	ENV_E31	-	-	0,056726	-0,14729
ENV_E32	-	-	-0,023	-0,15098	ENV_E32	-	-	-0,023	-0,14918
<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,048991</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,15098</b>	<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,149178</b>

NODO 534					NODO 406				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,153605	0,043784	-	-	ENV_E1	0,153605	0,044746	-	-
ENV_E2	0,150629	-0,04225	-	-	ENV_E2	0,150629	-0,04156	-	-
ENV_E3	-0,15063	0,042254	-	-	ENV_E3	-0,15063	0,041561	-	-
ENV_E4	-0,15361	-0,04378	-	-	ENV_E4	-0,15361	-0,04475	-	-
ENV_E5	0,147058	0,043236	-	-	ENV_E5	0,147058	0,043605	-	-
ENV_E6	0,157176	-0,04171	-	-	ENV_E6	0,157176	-0,04042	-	-
ENV_E7	-0,15718	0,041706	-	-	ENV_E7	-0,15718	0,04042	-	-
ENV_E8	-0,14706	-0,04324	-	-	ENV_E8	-0,14706	-0,04361	-	-
ENV_E9	0,134366	0,042173	-	-	ENV_E9	0,134366	0,041393	-	-
ENV_E10	0,131391	-0,04386	-	-	ENV_E10	0,131391	-0,04491	-	-
ENV_E11	-0,13139	0,043864	-	-	ENV_E11	-0,13139	0,044914	-	-
ENV_E12	-0,13437	-0,04217	-	-	ENV_E12	-0,13437	-0,04139	-	-
ENV_E13	0,12782	0,041625	-	-	ENV_E13	0,12782	0,040251	-	-
ENV_E14	0,137937	-0,04332	-	-	ENV_E14	0,137937	-0,04377	-	-
ENV_E15	-0,13794	0,043316	-	-	ENV_E15	-0,13794	0,043773	-	-
ENV_E16	-0,12782	-0,04163	-	-	ENV_E16	-0,12782	-0,04025	-	-
ENV_E17	-	-	0,050594	0,143625	ENV_E17	-	-	0,050594	0,144323
ENV_E18	-	-	-0,04068	0,143166	ENV_E18	-	-	-0,04068	0,143367
ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14317	ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14337
ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,14363	ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,14432
ENV_E21	-	-	0,044822	0,143142	ENV_E21	-	-	0,044822	0,143317
ENV_E22	-	-	-0,03491	0,143649	ENV_E22	-	-	-0,03491	0,144373
ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14365	ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14437
ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14314	ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14432
ENV_E25	-	-	0,028773	0,141798	ENV_E25	-	-	0,028773	0,140519
ENV_E26	-	-	-0,0625	0,141339	ENV_E26	-	-	-0,0625	0,139564
ENV_E27	-	-	0,062497	-0,14134	ENV_E27	-	-	0,062497	-0,13956
ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,1418	ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,14052
ENV_E29	-	-	0,023001	0,141315	ENV_E29	-	-	0,023001	0,139513
ENV_E30	-	-	-0,05673	0,141823	ENV_E30	-	-	-0,05673	0,14057
ENV_E31	-	-	0,056726	-0,14182	ENV_E31	-	-	0,056726	-0,14057
ENV_E32	-	-	-0,023	-0,14132	ENV_E32	-	-	-0,023	-0,13951
<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,143649</b>	<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,044914</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,144373</b>

NODO 535					NODO 413				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,153605	0,05192	-	-	ENV_E1	0,151811	0,031448	-	-
ENV_E2	0,150629	-0,0364	-	-	ENV_E2	0,149338	-0,05114	-	-
ENV_E3	-0,15063	0,036396	-	-	ENV_E3	-0,14934	0,051135	-	-
ENV_E4	-0,15361	-0,05192	-	-	ENV_E4	-0,15181	-0,03145	-	-
ENV_E5	0,147058	0,046358	-	-	ENV_E5	0,14637	0,038501	-	-
ENV_E6	0,157176	-0,03084	-	-	ENV_E6	0,154779	-0,05819	-	-
ENV_E7	-0,15718	0,030835	-	-	ENV_E7	-0,15478	0,058188	-	-
ENV_E8	-0,14706	-0,04636	-	-	ENV_E8	-0,14637	-0,0385	-	-
ENV_E9	0,134366	0,035575	-	-	ENV_E9	0,135821	0,052176	-	-
ENV_E10	0,131391	-0,05274	-	-	ENV_E10	0,133348	-0,03041	-	-
ENV_E11	-0,13139	0,052741	-	-	ENV_E11	-0,13335	0,030407	-	-
ENV_E12	-0,13437	-0,03558	-	-	ENV_E12	-0,13582	-0,05218	-	-
ENV_E13	0,12782	0,030013	-	-	ENV_E13	0,13038	0,059229	-	-
ENV_E14	0,137937	-0,04718	-	-	ENV_E14	0,138789	-0,03746	-	-
ENV_E15	-0,13794	0,047179	-	-	ENV_E15	-0,13879	0,03746	-	-
ENV_E16	-0,12782	-0,03001	-	-	ENV_E16	-0,13038	-0,05923	-	-
ENV_E17	-	-	0,050594	0,149522	ENV_E17	-	-	0,049294	0,134685
ENV_E18	-	-	-0,04068	0,144865	ENV_E18	-	-	-0,04105	0,140591
ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14487	ENV_E19	-	-	0,041051	-0,14059
ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,14952	ENV_E20	-	-	-0,04929	-0,13469
ENV_E21	-	-	0,044822	0,144618	ENV_E21	-	-	0,044497	0,140903
ENV_E22	-	-	-0,03491	0,149768	ENV_E22	-	-	-0,03625	0,134373
ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14977	ENV_E23	-	-	0,036254	-0,13437
ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14462	ENV_E24	-	-	-0,0445	-0,1409
ENV_E25	-	-	0,028773	0,130983	ENV_E25	-	-	0,031157	0,158195
ENV_E26	-	-	-0,0625	0,126326	ENV_E26	-	-	-0,05919	0,164101
ENV_E27	-	-	0,062497	-0,12633	ENV_E27	-	-	0,059188	-0,1641
ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,13098	ENV_E28	-	-	-0,03116	-0,1582
ENV_E29	-	-	0,023001	0,12608	ENV_E29	-	-	0,02636	0,164414
ENV_E30	-	-	-0,05673	0,131229	ENV_E30	-	-	-0,05439	0,157883
ENV_E31	-	-	0,056726	-0,13123	ENV_E31	-	-	0,054391	-0,15788
ENV_E32	-	-	-0,023	-0,12608	ENV_E32	-	-	-0,02636	-0,16441
<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,149768</b>	<b>dmax</b>	<b>0,154779</b>	<b>0,059229</b>	<b>0,059188</b>	<b>0,164414</b>

NODO 407					NODO 409				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,150429	0,039584	-	-	ENV_E1	0,150429	0,043784	-	-
ENV_E2	0,148343	-0,04528	-	-	ENV_E2	0,148343	-0,04225	-	-
ENV_E3	-0,14834	0,045277	-	-	ENV_E3	-0,14834	0,042254	-	-
ENV_E4	-0,15043	-0,03958	-	-	ENV_E4	-0,15043	-0,04378	-	-
ENV_E5	0,145839	0,041624	-	-	ENV_E5	0,145839	0,043236	-	-
ENV_E6	0,152932	-0,04732	-	-	ENV_E6	0,152932	-0,04171	-	-
ENV_E7	-0,15293	0,047317	-	-	ENV_E7	-0,15293	0,041706	-	-
ENV_E8	-0,14584	-0,04162	-	-	ENV_E8	-0,14584	-0,04324	-	-
ENV_E9	0,136942	0,045578	-	-	ENV_E9	0,136942	0,042173	-	-
ENV_E10	0,134856	-0,03928	-	-	ENV_E10	0,134856	-0,04386	-	-
ENV_E11	-0,13486	0,039283	-	-	ENV_E11	-0,13486	0,043864	-	-
ENV_E12	-0,13694	-0,04558	-	-	ENV_E12	-0,13694	-0,04217	-	-
ENV_E13	0,132352	0,047618	-	-	ENV_E13	0,132352	0,041625	-	-
ENV_E14	0,139445	-0,04132	-	-	ENV_E14	0,139445	-0,04332	-	-
ENV_E15	-0,13945	0,041323	-	-	ENV_E15	-0,13945	0,043316	-	-
ENV_E16	-0,13235	-0,04762	-	-	ENV_E16	-0,13235	-0,04163	-	-
ENV_E17	-	-	0,048292	0,140582	ENV_E17	-	-	0,048292	0,143625
ENV_E18	-	-	-0,04134	0,14229	ENV_E18	-	-	-0,04134	0,143166
ENV_E19	-	-	0,04134	-0,14229	ENV_E19	-	-	0,04134	-0,14317
ENV_E20	-	-	-0,04829	-0,14058	ENV_E20	-	-	-0,04829	-0,14363
ENV_E21	-	-	0,044246	0,14238	ENV_E21	-	-	0,044246	0,143142
ENV_E22	-	-	-0,03729	0,140491	ENV_E22	-	-	-0,03729	0,143649
ENV_E23	-	-	0,037293	-0,14049	ENV_E23	-	-	0,037293	-0,14365
ENV_E24	-	-	-0,04425	-0,14238	ENV_E24	-	-	-0,04425	-0,14314
ENV_E25	-	-	0,032994	0,14738	ENV_E25	-	-	0,032994	0,141798
ENV_E26	-	-	-0,05664	0,149088	ENV_E26	-	-	-0,05664	0,141339
ENV_E27	-	-	0,056637	-0,14909	ENV_E27	-	-	0,056637	-0,14134
ENV_E28	-	-	-0,03299	-0,14738	ENV_E28	-	-	-0,03299	-0,1418
ENV_E29	-	-	0,028948	0,149178	ENV_E29	-	-	0,028948	0,141315
ENV_E30	-	-	-0,05259	0,14729	ENV_E30	-	-	-0,05259	0,141823
ENV_E31	-	-	0,052591	-0,14729	ENV_E31	-	-	0,052591	-0,14182
ENV_E32	-	-	-0,02895	-0,14918	ENV_E32	-	-	-0,02895	-0,14132
<b>dmax</b>	<b>0,152932</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,056637</b>	<b>0,149178</b>	<b>dmax</b>	<b>0,152932</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,056637</b>	<b>0,143649</b>

NODO 414					NODO 475				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Xy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,151811	0,05192	-	-	ENV_E1	0,146081	0,031448	-	-
ENV_E2	0,149338	-0,0364	-	-	ENV_E2	0,145213	-0,05114	-	-
ENV_E3	-0,14934	0,036396	-	-	ENV_E3	-0,14521	0,051135	-	-
ENV_E4	-0,15181	-0,05192	-	-	ENV_E4	-0,14608	-0,03145	-	-
ENV_E5	0,14637	0,046358	-	-	ENV_E5	0,144171	0,038501	-	-
ENV_E6	0,154779	-0,03084	-	-	ENV_E6	0,147123	-0,05819	-	-
ENV_E7	-0,15478	0,030835	-	-	ENV_E7	-0,14712	0,058188	-	-
ENV_E8	-0,14637	-0,04636	-	-	ENV_E8	-0,14417	-0,0385	-	-
ENV_E9	0,135821	0,035575	-	-	ENV_E9	0,140467	0,052176	-	-
ENV_E10	0,133348	-0,05274	-	-	ENV_E10	0,139599	-0,03041	-	-
ENV_E11	-0,13335	0,052741	-	-	ENV_E11	-0,1396	0,030407	-	-
ENV_E12	-0,13582	-0,03558	-	-	ENV_E12	-0,14047	-0,05218	-	-
ENV_E13	0,13038	0,030013	-	-	ENV_E13	0,138557	0,059229	-	-
ENV_E14	0,138789	-0,04718	-	-	ENV_E14	0,141509	-0,03746	-	-
ENV_E15	-0,13879	0,047179	-	-	ENV_E15	-0,14151	0,03746	-	-
ENV_E16	-0,13038	-0,03001	-	-	ENV_E16	-0,13856	-0,05923	-	-
ENV_E17	-	-	0,049294	0,149522	ENV_E17	-	-	0,045141	0,134685
ENV_E18	-	-	-0,04105	0,144865	ENV_E18	-	-	-0,04225	0,140591
ENV_E19	-	-	0,041051	-0,14487	ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14059
ENV_E20	-	-	-0,04929	-0,14952	ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,13469
ENV_E21	-	-	0,044497	0,144618	ENV_E21	-	-	0,043457	0,140903
ENV_E22	-	-	-0,03625	0,149768	ENV_E22	-	-	-0,04056	0,134373
ENV_E23	-	-	0,036254	-0,14977	ENV_E23	-	-	0,040563	-0,13437
ENV_E24	-	-	-0,0445	-0,14462	ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,1409
ENV_E25	-	-	0,031157	0,130983	ENV_E25	-	-	0,038774	0,158195
ENV_E26	-	-	-0,05919	0,126326	ENV_E26	-	-	-0,04861	0,164101
ENV_E27	-	-	0,059188	-0,12633	ENV_E27	-	-	0,048614	-0,1641
ENV_E28	-	-	-0,03116	-0,13098	ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,1582
ENV_E29	-	-	0,02636	0,12608	ENV_E29	-	-	0,03709	0,164414
ENV_E30	-	-	-0,05439	0,131229	ENV_E30	-	-	-0,04693	0,157883
ENV_E31	-	-	0,054391	-0,13123	ENV_E31	-	-	0,04693	-0,15788
ENV_E32	-	-	-0,02636	-0,12608	ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,16441
<b>dmax</b>	<b>0,154779</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,059188</b>	<b>0,149768</b>	<b>dmax</b>	<b>0,147123</b>	<b>0,059229</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,164414</b>



NODO 411					NODO 468				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,146081	0,034458	-	-	ENV_E1	0,146081	0,039584	-	-
ENV_E2	0,145213	-0,04897	-	-	ENV_E2	0,145213	-0,04528	-	-
ENV_E3	-0,14521	0,048968	-	-	ENV_E3	-0,14521	0,045277	-	-
ENV_E4	-0,14608	-0,03446	-	-	ENV_E4	-0,14608	-0,03958	-	-
ENV_E5	0,144171	0,039656	-	-	ENV_E5	0,144171	0,041624	-	-
ENV_E6	0,147123	-0,05417	-	-	ENV_E6	0,147123	-0,04732	-	-
ENV_E7	-0,14712	0,054167	-	-	ENV_E7	-0,14712	0,047317	-	-
ENV_E8	-0,14417	-0,03966	-	-	ENV_E8	-0,14417	-0,04162	-	-
ENV_E9	0,140467	0,049736	-	-	ENV_E9	0,140467	0,045578	-	-
ENV_E10	0,139599	-0,03369	-	-	ENV_E10	0,139599	-0,03928	-	-
ENV_E11	-0,1396	0,03369	-	-	ENV_E11	-0,1396	0,039283	-	-
ENV_E12	-0,14047	-0,04974	-	-	ENV_E12	-0,14047	-0,04558	-	-
ENV_E13	0,138557	0,054934	-	-	ENV_E13	0,138557	0,047618	-	-
ENV_E14	0,141509	-0,03889	-	-	ENV_E14	0,141509	-0,04132	-	-
ENV_E15	-0,14151	0,038889	-	-	ENV_E15	-0,14151	0,041323	-	-
ENV_E16	-0,13856	-0,05493	-	-	ENV_E16	-0,13856	-0,04762	-	-
ENV_E17	-	-	0,045141	0,136866	ENV_E17	-	-	0,045141	0,140582
ENV_E18	-	-	-0,04225	0,141219	ENV_E18	-	-	-0,04225	0,14229
ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14122	ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14229
ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,13687	ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,142058
ENV_E21	-	-	0,043457	0,141449	ENV_E21	-	-	0,043457	0,14238
ENV_E22	-	-	-0,04056	0,136636	ENV_E22	-	-	-0,04056	0,140491
ENV_E23	-	-	0,040563	-0,13664	ENV_E23	-	-	0,040563	-0,14049
ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,14145	ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,14238
ENV_E25	-	-	0,038774	0,154195	ENV_E25	-	-	0,038774	0,14738
ENV_E26	-	-	-0,04861	0,158548	ENV_E26	-	-	-0,04861	0,149088
ENV_E27	-	-	0,048614	-0,15855	ENV_E27	-	-	0,048614	-0,14909
ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,1542	ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,14738
ENV_E29	-	-	0,03709	0,158778	ENV_E29	-	-	0,03709	0,149178
ENV_E30	-	-	-0,04693	0,153965	ENV_E30	-	-	-0,04693	0,14729
ENV_E31	-	-	0,04693	-0,15397	ENV_E31	-	-	0,04693	-0,14729
ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,15878	ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,14918
<b>dmax</b>	<b>0,147123</b>	<b>0,054934</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,158778</b>	<b>dmax</b>	<b>0,147123</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,149178</b>

NODO 480					NODO 412				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,146081	0,043784	-	-	ENV_E1	0,146081	0,04877	-	-
ENV_E2	0,145213	-0,04225	-	-	ENV_E2	0,145213	-0,03866	-	-
ENV_E3	-0,14521	0,042254	-	-	ENV_E3	-0,14521	0,038664	-	-
ENV_E4	-0,14608	-0,04378	-	-	ENV_E4	-0,14608	-0,04877	-	-
ENV_E5	0,144171	0,043236	-	-	ENV_E5	0,144171	0,045149	-	-
ENV_E6	0,147123	-0,04171	-	-	ENV_E6	0,147123	-0,03504	-	-
ENV_E7	-0,14712	0,041706	-	-	ENV_E7	-0,14712	0,035043	-	-
ENV_E8	-0,14417	-0,04324	-	-	ENV_E8	-0,14417	-0,04515	-	-
ENV_E9	0,140467	0,042173	-	-	ENV_E9	0,140467	0,038129	-	-
ENV_E10	0,139599	-0,04386	-	-	ENV_E10	0,139599	-0,04931	-	-
ENV_E11	-0,1396	0,043864	-	-	ENV_E11	-0,1396	0,049305	-	-
ENV_E12	-0,14047	-0,04217	-	-	ENV_E12	-0,14047	-0,03813	-	-
ENV_E13	0,138557	0,041625	-	-	ENV_E13	0,149855	0,042776	-	-
ENV_E14	0,141509	-0,04332	-	-	ENV_E14	0,141509	-0,04568	-	-
ENV_E15	-0,14151	0,043316	-	-	ENV_E15	-0,14151	0,045684	-	-
ENV_E16	-0,13856	-0,04163	-	-	ENV_E16	-0,13856	-0,03451	-	-
ENV_E17	-	-	0,045141	0,143625	ENV_E17	-	-	0,045141	0,147239
ENV_E18	-	-	-0,04225	0,143166	ENV_E18	-	-	-0,04225	0,144207
ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14317	ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14421
ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,14363	ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,14724
ENV_E21	-	-	0,043457	0,143142	ENV_E21	-	-	0,043457	0,144047
ENV_E22	-	-	-0,04056	0,143649	ENV_E22	-	-	-0,04056	0,1474
ENV_E23	-	-	0,040563	-0,14365	ENV_E23	-	-	0,040563	-0,1474
ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,14314	ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,14405
ENV_E25	-	-	0,038774	0,141798	ENV_E25	-	-	0,038774	0,13517
ENV_E26	-	-	-0,04861	0,141339	ENV_E26	-	-	-0,04861	0,132138
ENV_E27	-	-	0,048614	-0,14134	ENV_E27	-	-	0,048614	-0,13214
ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,1418	ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,13517
ENV_E29	-	-	0,03709	0,141315	ENV_E29	-	-	0,03709	0,131977
ENV_E30	-	-	-0,04693	0,141823	ENV_E30	-	-	-0,04693	0,13533
ENV_E31	-	-	0,04693	-0,14182	ENV_E31	-	-	0,04693	-0,13533
ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,14132	ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,13198
<b>dmax</b>	<b>0,147123</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,143649</b>	<b>dmax</b>	<b>0,149855</b>	<b>0,049305</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,1474</b>



NODO 479					NODO 587				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,146081	0,05192	-	-	ENV_E1	0,144156	0,039584	-	-
ENV_E2	0,145213	-0,0364	-	-	ENV_E2	0,143827	-0,04528	-	-
ENV_E3	-0,14521	0,036396	-	-	ENV_E3	-0,14383	0,045277	-	-
ENV_E4	-0,14608	-0,05192	-	-	ENV_E4	-0,14416	-0,03958	-	-
ENV_E5	0,144171	0,046358	-	-	ENV_E5	0,143432	0,041624	-	-
ENV_E6	0,147123	-0,03084	-	-	ENV_E6	0,144551	-0,04732	-	-
ENV_E7	-0,14712	0,030835	-	-	ENV_E7	-0,14455	0,047317	-	-
ENV_E8	-0,14417	-0,04636	-	-	ENV_E8	-0,14343	-0,04162	-	-
ENV_E9	0,140467	0,035575	-	-	ENV_E9	0,142028	0,045578	-	-
ENV_E10	0,139599	-0,05274	-	-	ENV_E10	0,141699	-0,03928	-	-
ENV_E11	-0,1396	0,052741	-	-	ENV_E11	-0,1417	0,039283	-	-
ENV_E12	-0,14047	-0,03558	-	-	ENV_E12	-0,14203	-0,04558	-	-
ENV_E13	0,138557	0,030013	-	-	ENV_E13	0,141304	0,047618	-	-
ENV_E14	0,141509	-0,04718	-	-	ENV_E14	0,142423	-0,04132	-	-
ENV_E15	-0,14151	0,047179	-	-	ENV_E15	-0,14242	0,041323	-	-
ENV_E16	-0,13856	-0,03001	-	-	ENV_E16	-0,1413	-0,04762	-	-
ENV_E17	-	-	0,045141	0,149522	ENV_E17	-	-	0,043746	0,140582
ENV_E18	-	-	-0,04225	0,144865	ENV_E18	-	-	-0,04265	0,14229
ENV_E19	-	-	0,042247	-0,14487	ENV_E19	-	-	0,042649	-0,14229
ENV_E20	-	-	-0,04514	-0,14952	ENV_E20	-	-	-0,04375	-0,14058
ENV_E21	-	-	0,043457	0,144618	ENV_E21	-	-	0,043108	0,14238
ENV_E22	-	-	-0,04056	0,149768	ENV_E22	-	-	-0,04201	0,140491
ENV_E23	-	-	0,040563	-0,14977	ENV_E23	-	-	0,042011	-0,14049
ENV_E24	-	-	-0,04346	-0,14462	ENV_E24	-	-	-0,04311	-0,14238
ENV_E25	-	-	0,038774	0,130983	ENV_E25	-	-	0,041332	0,14738
ENV_E26	-	-	-0,04861	0,126326	ENV_E26	-	-	-0,04506	0,149088
ENV_E27	-	-	0,048614	-0,12633	ENV_E27	-	-	0,045062	-0,14909
ENV_E28	-	-	-0,03877	-0,13098	ENV_E28	-	-	-0,04133	-0,14738
ENV_E29	-	-	0,03709	0,12608	ENV_E29	-	-	0,040694	0,149178
ENV_E30	-	-	-0,04693	0,131229	ENV_E30	-	-	-0,04442	0,14729
ENV_E31	-	-	0,04693	-0,13123	ENV_E31	-	-	0,044424	-0,14729
ENV_E32	-	-	-0,03709	-0,12608	ENV_E32	-	-	-0,04069	-0,14918
<b>dmax</b>	<b>0,147123</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,048614</b>	<b>0,149768</b>	<b>dmax</b>	<b>0,144551</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,045062</b>	<b>0,149178</b>

NODO 588					NODO 408				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,144156	0,043784	-	-	ENV_E1	0,141077	0,039584	-	-
ENV_E2	0,143827	-0,04225	-	-	ENV_E2	0,14161	-0,04528	-	-
ENV_E3	-0,14383	0,042254	-	-	ENV_E3	-0,14161	0,045277	-	-
ENV_E4	-0,14416	-0,04378	-	-	ENV_E4	-0,14108	-0,03958	-	-
ENV_E5	0,143432	0,043236	-	-	ENV_E5	0,14225	0,041624	-	-
ENV_E6	0,144551	-0,04171	-	-	ENV_E6	0,140436	-0,04732	-	-
ENV_E7	-0,14455	0,041706	-	-	ENV_E7	-0,14044	0,047317	-	-
ENV_E8	-0,14343	-0,04324	-	-	ENV_E8	-0,14225	-0,04162	-	-
ENV_E9	0,142028	0,042173	-	-	ENV_E9	0,144525	0,045578	-	-
ENV_E10	0,141699	-0,04386	-	-	ENV_E10	0,145059	-0,03928	-	-
ENV_E11	-0,1417	0,043864	-	-	ENV_E11	-0,14506	0,039283	-	-
ENV_E12	-0,14203	-0,04217	-	-	ENV_E12	-0,14453	-0,04558	-	-
ENV_E13	0,141304	0,041625	-	-	ENV_E13	0,145699	0,047618	-	-
ENV_E14	0,142423	-0,04332	-	-	ENV_E14	0,143885	-0,04132	-	-
ENV_E15	-0,14242	0,043316	-	-	ENV_E15	-0,14389	0,041323	-	-
ENV_E16	-0,1413	-0,04163	-	-	ENV_E16	-0,1457	-0,04762	-	-
ENV_E17	-	-	0,043746	0,143625	ENV_E17	-	-	0,041514	0,140582
ENV_E18	-	-	-0,04265	0,143166	ENV_E18	-	-	-0,04329	0,14229
ENV_E19	-	-	0,042649	-0,14317	ENV_E19	-	-	0,043292	-0,14229
ENV_E20	-	-	-0,04375	-0,14363	ENV_E20	-	-	-0,04151	-0,14058
ENV_E21	-	-	0,043108	0,143142	ENV_E21	-	-	0,042549	0,14238
ENV_E22	-	-	-0,04201	0,143649	ENV_E22	-	-	-0,04433	0,140491
ENV_E23	-	-	0,042011	-0,14365	ENV_E23	-	-	0,044327	-0,14049
ENV_E24	-	-	-0,04311	-0,14314	ENV_E24	-	-	-0,04255	-0,14238
ENV_E25	-	-	0,041332	0,141798	ENV_E25	-	-	0,045426	0,14738
ENV_E26	-	-	-0,04506	0,141339	ENV_E26	-	-	-0,03938	0,149088
ENV_E27	-	-	0,045062	-0,14134	ENV_E27	-	-	0,03938	-0,14909
ENV_E28	-	-	-0,04133	-0,1418	ENV_E28	-	-	-0,04543	-0,14738
ENV_E29	-	-	0,040694	0,141315	ENV_E29	-	-	0,046461	0,149178
ENV_E30	-	-	-0,04442	0,141823	ENV_E30	-	-	-0,04042	0,14729
ENV_E31	-	-	0,044424	-0,14182	ENV_E31	-	-	0,040415	-0,14729
ENV_E32	-	-	-0,04069	-0,14132	ENV_E32	-	-	-0,04646	-0,14918
<b>dmax</b>	<b>0,144551</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,045062</b>	<b>0,143649</b>	<b>dmax</b>	<b>0,145699</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,046461</b>	<b>0,149178</b>

NODO 410					NODO 399				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,141077	0,043784	-	-	ENV_E1	0,140394	0,031448	-	-
ENV_E2	0,14161	-0,04225	-	-	ENV_E2	0,141119	-0,05114	-	-
ENV_E3	-0,14161	0,042254	-	-	ENV_E3	-0,14112	0,051135	-	-
ENV_E4	-0,14108	-0,04378	-	-	ENV_E4	-0,14039	-0,03145	-	-
ENV_E5	0,14225	0,043236	-	-	ENV_E5	0,141988	0,038501	-	-
ENV_E6	0,140436	-0,04171	-	-	ENV_E6	0,139525	-0,05819	-	-
ENV_E7	-0,14044	0,041706	-	-	ENV_E7	-0,13953	0,058188	-	-
ENV_E8	-0,14225	-0,04324	-	-	ENV_E8	-0,14199	-0,0385	-	-
ENV_E9	0,144525	0,042173	-	-	ENV_E9	0,145079	0,052176	-	-
ENV_E10	0,145059	-0,04386	-	-	ENV_E10	0,145803	-0,03041	-	-
ENV_E11	-0,14506	0,043864	-	-	ENV_E11	-0,1458	0,030407	-	-
ENV_E12	-0,14453	-0,04217	-	-	ENV_E12	-0,14508	-0,05218	-	-
ENV_E13	0,145699	0,041625	-	-	ENV_E13	0,146673	0,059229	-	-
ENV_E14	0,143885	-0,04332	-	-	ENV_E14	0,144209	-0,03746	-	-
ENV_E15	-0,14389	0,043316	-	-	ENV_E15	-0,14421	0,03746	-	-
ENV_E16	-0,1457	-0,04163	-	-	ENV_E16	-0,14667	-0,05923	-	-
ENV_E17	-	-	0,041514	0,143625	ENV_E17	-	-	0,041019	0,134685
ENV_E18	-	-	-0,04329	0,143166	ENV_E18	-	-	-0,04343	0,140591
ENV_E19	-	-	0,043292	-0,14317	ENV_E19	-	-	0,043434	-0,14059
ENV_E20	-	-	-0,04151	-0,14363	ENV_E20	-	-	-0,04102	-0,13469
ENV_E21	-	-	0,042549	0,143142	ENV_E21	-	-	0,042425	0,140903
ENV_E22	-	-	-0,04433	0,143649	ENV_E22	-	-	-0,04484	0,134373
ENV_E23	-	-	0,044327	-0,14365	ENV_E23	-	-	0,04484	-0,13437
ENV_E24	-	-	-0,04255	-0,14314	ENV_E24	-	-	-0,04243	-0,1409
ENV_E25	-	-	0,045426	0,141798	ENV_E25	-	-	0,046333	0,158195
ENV_E26	-	-	-0,03938	0,141339	ENV_E26	-	-	-0,03812	0,164101
ENV_E27	-	-	0,03938	-0,14134	ENV_E27	-	-	0,038121	-0,1641
ENV_E28	-	-	-0,04543	-0,1418	ENV_E28	-	-	-0,04633	-0,1582
ENV_E29	-	-	0,046461	0,141315	ENV_E29	-	-	0,047738	0,164414
ENV_E30	-	-	-0,04042	0,141823	ENV_E30	-	-	-0,03953	0,157883
ENV_E31	-	-	0,040415	-0,14182	ENV_E31	-	-	0,039526	-0,15788
ENV_E32	-	-	-0,04646	-0,14132	ENV_E32	-	-	-0,04774	-0,16441
<b>dmax</b>	<b>0,145699</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,046461</b>	<b>0,143649</b>	<b>dmax</b>	<b>0,146673</b>	<b>0,059229</b>	<b>0,047738</b>	<b>0,164414</b>

NODO 539					NODO 586				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,138644	0,031448	-	-	ENV_E1	0,138644	0,037485	-	-
ENV_E2	0,139859	-0,05114	-	-	ENV_E2	0,139859	-0,04679	-	-
ENV_E3	-0,13986	0,051135	-	-	ENV_E3	-0,13986	0,046789	-	-
ENV_E4	-0,13864	-0,03145	-	-	ENV_E4	-0,13864	-0,03749	-	-
ENV_E5	0,141317	0,038501	-	-	ENV_E5	0,141317	0,040818	-	-
ENV_E6	0,137187	-0,05819	-	-	ENV_E6	0,137187	-0,05012	-	-
ENV_E7	-0,13719	0,058188	-	-	ENV_E7	-0,13719	0,050122	-	-
ENV_E8	-0,14132	-0,0385	-	-	ENV_E8	-0,14132	-0,04082	-	-
ENV_E9	0,146498	0,052176	-	-	ENV_E9	0,146498	0,047281	-	-
ENV_E10	0,147712	-0,03041	-	-	ENV_E10	0,147712	-0,03699	-	-
ENV_E11	-0,14771	0,030407	-	-	ENV_E11	-0,14771	0,036992	-	-
ENV_E12	-0,1465	-0,05218	-	-	ENV_E12	-0,1465	-0,04728	-	-
ENV_E13	0,14917	0,059229	-	-	ENV_E13	0,14917	0,050614	-	-
ENV_E14	0,14504	-0,03746	-	-	ENV_E14	0,14504	-0,04033	-	-
ENV_E15	-0,14504	0,03746	-	-	ENV_E15	-0,14504	0,040326	-	-
ENV_E16	-0,14917	-0,05923	-	-	ENV_E16	-0,14917	-0,05061	-	-
ENV_E17	-	-	0,039751	0,134685	ENV_E17	-	-	0,039751	0,13906
ENV_E18	-	-	-0,0438	0,140591	ENV_E18	-	-	-0,0438	0,141851
ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14059	ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14185
ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,13469	ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,13906
ENV_E21	-	-	0,042107	0,140903	ENV_E21	-	-	0,042107	0,141999
ENV_E22	-	-	-0,04616	0,134373	ENV_E22	-	-	-0,04616	0,138912
ENV_E23	-	-	0,046156	-0,13437	ENV_E23	-	-	0,046156	-0,13891
ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,1409	ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,142
ENV_E25	-	-	0,048659	0,158195	ENV_E25	-	-	0,048659	0,150171
ENV_E26	-	-	-0,03489	0,164101	ENV_E26	-	-	-0,03489	0,152962
ENV_E27	-	-	0,034892	-0,1641	ENV_E27	-	-	0,034892	-0,15296
ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,1582	ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,15017
ENV_E29	-	-	0,051015	0,164414	ENV_E29	-	-	0,051015	0,15311
ENV_E30	-	-	-0,03725	0,157883	ENV_E30	-	-	-0,03725	0,150024
ENV_E31	-	-	0,037248	-0,15788	ENV_E31	-	-	0,037248	-0,15002
ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,16441	ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,15311
<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,059229</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,164414</b>	<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,050614</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,15311</b>

NODO 540					NODO 430				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,138644	0,043784	-	-	ENV_E1	0,138644	0,046496	-	-
ENV_E2	0,139859	-0,04225	-	-	ENV_E2	0,139859	-0,0403	-	-
ENV_E3	-0,13986	0,042254	-	-	ENV_E3	-0,13986	0,040301	-	-
ENV_E4	-0,13864	-0,04378	-	-	ENV_E4	-0,13864	-0,0465	-	-
ENV_E5	0,141317	0,043236	-	-	ENV_E5	0,141317	0,044276	-	-
ENV_E6	0,137187	-0,04171	-	-	ENV_E6	0,137187	-0,03808	-	-
ENV_E7	-0,13719	0,041706	-	-	ENV_E7	-0,13719	0,038082	-	-
ENV_E8	-0,14132	-0,04324	-	-	ENV_E8	-0,14132	-0,04428	-	-
ENV_E9	0,146498	0,042173	-	-	ENV_E9	0,146498	0,039974	-	-
ENV_E10	0,147712	-0,04386	-	-	ENV_E10	0,147712	-0,04682	-	-
ENV_E11	-0,14771	0,043864	-	-	ENV_E11	-0,14771	0,046823	-	-
ENV_E12	-0,1465	-0,04217	-	-	ENV_E12	-0,1465	-0,03997	-	-
ENV_E13	0,14917	0,041625	-	-	ENV_E13	0,14917	0,037754	-	-
ENV_E14	0,14504	-0,04332	-	-	ENV_E14	0,14504	-0,0446	-	-
ENV_E15	-0,14504	0,043316	-	-	ENV_E15	-0,14504	0,044604	-	-
ENV_E16	-0,14917	-0,04163	-	-	ENV_E16	-0,14917	-0,03775	-	-
ENV_E17	-	-	0,039751	0,143625	ENV_E17	-	-	0,039751	0,145591
ENV_E18	-	-	-0,0438	0,143166	ENV_E18	-	-	-0,0438	0,143732
ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14317	ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14373
ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,14363	ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,14359
ENV_E21	-	-	0,042107	0,143142	ENV_E21	-	-	0,042107	0,143634
ENV_E22	-	-	-0,04616	0,143649	ENV_E22	-	-	-0,04616	0,145689
ENV_E23	-	-	0,046156	-0,14365	ENV_E23	-	-	0,046156	-0,14569
ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14314	ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14363
ENV_E25	-	-	0,048659	0,141798	ENV_E25	-	-	0,048659	0,138193
ENV_E26	-	-	-0,03489	0,141339	ENV_E26	-	-	-0,03489	0,136335
ENV_E27	-	-	0,034892	-0,14134	ENV_E27	-	-	0,034892	-0,13634
ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,1418	ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,13819
ENV_E29	-	-	0,051015	0,141315	ENV_E29	-	-	0,051015	0,136237
ENV_E30	-	-	-0,03725	0,141823	ENV_E30	-	-	-0,03725	0,138291
ENV_E31	-	-	0,037248	-0,14182	ENV_E31	-	-	0,037248	-0,13829
ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,14132	ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,13624
<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,043864</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,143649</b>	<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,046823</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,145689</b>

NODO 486					NODO 493				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,139476	0,05192	-	-	ENV_E1	0,136042	0,05192	-	-
ENV_E2	0,140457	-0,0364	-	-	ENV_E2	0,137985	-0,0364	-	-
ENV_E3	-0,14046	0,036396	-	-	ENV_E3	-0,13799	0,036396	-	-
ENV_E4	-0,13948	-0,05192	-	-	ENV_E4	-0,13604	-0,05192	-	-
ENV_E5	0,141636	0,046358	-	-	ENV_E5	0,140318	0,046358	-	-
ENV_E6	0,138297	-0,03084	-	-	ENV_E6	0,133709	-0,03084	-	-
ENV_E7	-0,1383	0,030835	-	-	ENV_E7	-0,13371	0,030835	-	-
ENV_E8	-0,14164	-0,04636	-	-	ENV_E8	-0,14032	-0,04636	-	-
ENV_E9	0,145824	0,035575	-	-	ENV_E9	0,148608	0,035575	-	-
ENV_E10	0,146805	-0,05274	-	-	ENV_E10	0,150552	-0,05274	-	-
ENV_E11	-0,14681	0,052741	-	-	ENV_E11	-0,15055	0,052741	-	-
ENV_E12	-0,14582	-0,03558	-	-	ENV_E12	-0,14861	-0,03558	-	-
ENV_E13	0,147984	0,030013	-	-	ENV_E13	0,152884	0,030013	-	-
ENV_E14	0,144645	-0,04718	-	-	ENV_E14	0,146276	-0,04718	-	-
ENV_E15	-0,14465	0,047179	-	-	ENV_E15	-0,14628	0,047179	-	-
ENV_E16	-0,14798	-0,03001	-	-	ENV_E16	-0,15288	-0,03001	-	-
ENV_E17	-	-	0,040354	0,149522	ENV_E17	-	-	0,037865	0,149522
ENV_E18	-	-	-0,04363	0,144865	ENV_E18	-	-	-0,04434	0,144865
ENV_E19	-	-	0,043626	-0,14487	ENV_E19	-	-	0,044343	-0,14487
ENV_E20	-	-	-0,04035	-0,14952	ENV_E20	-	-	-0,03787	-0,14952
ENV_E21	-	-	0,042258	0,144618	ENV_E21	-	-	0,041635	0,144618
ENV_E22	-	-	-0,04553	0,149768	ENV_E22	-	-	-0,04811	0,149768
ENV_E23	-	-	0,045531	-0,14977	ENV_E23	-	-	0,048113	-0,14977
ENV_E24	-	-	-0,04226	-0,14462	ENV_E24	-	-	-0,04164	-0,14462
ENV_E25	-	-	0,047554	0,130983	ENV_E25	-	-	0,052118	0,130983
ENV_E26	-	-	-0,03643	0,126326	ENV_E26	-	-	-0,03009	0,126326
ENV_E27	-	-	0,036426	-0,12633	ENV_E27	-	-	0,03009	-0,12633
ENV_E28	-	-	-0,04755	-0,13098	ENV_E28	-	-	-0,05212	-0,13098
ENV_E29	-	-	0,049459	0,12608	ENV_E29	-	-	0,055888	0,12608
ENV_E30	-	-	-0,03833	0,131229	ENV_E30	-	-	-0,03386	0,131229
ENV_E31	-	-	0,03833	-0,13123	ENV_E31	-	-	0,03386	-0,13123
ENV_E32	-	-	-0,04946	-0,12608	ENV_E32	-	-	-0,05589	-0,12608
<b>dmax</b>	<b>0,147984</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,049459</b>	<b>0,149768</b>	<b>dmax</b>	<b>0,152884</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,055888</b>	<b>0,149768</b>

NODO 401					NODO 489				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,135101	0,041946	-	-	ENV_E1	0,133395	0,05192	-	-
ENV_E2	0,137308	-0,04358	-	-	ENV_E2	0,13608	-0,0364	-	-
ENV_E3	-0,13731	0,043577	-	-	ENV_E3	-0,13608	0,036396	-	-
ENV_E4	-0,1351	-0,04195	-	-	ENV_E4	-0,1334	-0,05192	-	-
ENV_E5	0,139957	0,04253	-	-	ENV_E5	0,139302	0,046358	-	-
ENV_E6	0,132452	-0,04416	-	-	ENV_E6	0,130173	-0,03084	-	-
ENV_E7	-0,13245	0,044161	-	-	ENV_E7	-0,13017	0,030835	-	-
ENV_E8	-0,13996	-0,04253	-	-	ENV_E8	-0,1393	-0,04636	-	-
ENV_E9	0,149371	0,043663	-	-	ENV_E9	0,150754	0,035575	-	-
ENV_E10	0,151578	-0,04186	-	-	ENV_E10	0,153439	-0,05274	-	-
ENV_E11	-0,15158	0,04186	-	-	ENV_E11	-0,15344	0,052741	-	-
ENV_E12	-0,14937	-0,04366	-	-	ENV_E12	-0,15075	-0,03558	-	-
ENV_E13	0,154227	0,044247	-	-	ENV_E13	0,156661	0,030013	-	-
ENV_E14	0,146722	-0,04244	-	-	ENV_E14	0,147532	-0,04718	-	-
ENV_E15	-0,14672	0,042444	-	-	ENV_E15	-0,14753	0,047179	-	-
ENV_E16	-0,15423	-0,04425	-	-	ENV_E16	-0,15666	-0,03001	-	-
ENV_E17	-	-	0,037183	0,142294	ENV_E17	-	-	0,035947	0,149522
ENV_E18	-	-	-0,044539	0,142783	ENV_E18	-	-	-0,0449	0,144865
ENV_E19	-	-	0,044539	-0,14278	ENV_E19	-	-	0,044895	-0,14487
ENV_E20	-	-	-0,037183	-0,14229	ENV_E20	-	-	-0,03595	-0,14952
ENV_E21	-	-	0,041464	0,142809	ENV_E21	-	-	0,041155	0,144618
ENV_E22	-	-	-0,04882	0,142268	ENV_E22	-	-	-0,0501	0,149768
ENV_E23	-	-	0,04882	-0,14227	ENV_E23	-	-	0,050103	-0,14977
ENV_E24	-	-	-0,041464	-0,14281	ENV_E24	-	-	-0,04116	-0,14462
ENV_E25	-	-	0,053369	0,14424	ENV_E25	-	-	0,055636	0,130983
ENV_E26	-	-	-0,028354	0,144729	ENV_E26	-	-	-0,02521	0,126326
ENV_E27	-	-	0,028354	-0,14473	ENV_E27	-	-	0,025206	-0,12633
ENV_E28	-	-	-0,053369	-0,14424	ENV_E28	-	-	-0,05564	-0,13098
ENV_E29	-	-	0,05765	0,144755	ENV_E29	-	-	0,060844	0,12608
ENV_E30	-	-	-0,032635	0,144214	ENV_E30	-	-	-0,03041	0,131229
ENV_E31	-	-	0,032635	-0,14421	ENV_E31	-	-	0,030414	-0,13123
ENV_E32	-	-	-0,05765	-0,14476	ENV_E32	-	-	-0,06084	-0,12608
<b>dmax</b>	<b>0,154227</b>	<b>0,044247</b>	<b>0,05765</b>	<b>0,144755</b>	<b>dmax</b>	<b>0,156661</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,060844</b>	<b>0,149768</b>

NODO 537					NODO 402				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,131558	0,041946	-	-	ENV_E1	0,131558	0,045883	-	-
ENV_E2	0,134757	-0,04358	-	-	ENV_E2	0,134757	-0,04074	-	-
ENV_E3	-0,13476	0,043577	-	-	ENV_E3	-0,13476	0,040742	-	-
ENV_E4	-0,13156	-0,04195	-	-	ENV_E4	-0,13156	-0,04588	-	-
ENV_E5	0,138597	0,04253	-	-	ENV_E5	0,138597	0,044041	-	-
ENV_E6	0,127718	-0,04416	-	-	ENV_E6	0,127718	-0,0389	-	-
ENV_E7	-0,12772	0,044161	-	-	ENV_E7	-0,12772	0,0389	-	-
ENV_E8	-0,1386	-0,04253	-	-	ENV_E8	-0,1386	-0,04404	-	-
ENV_E9	0,152244	0,043663	-	-	ENV_E9	0,152244	0,04047	-	-
ENV_E10	0,155443	-0,04186	-	-	ENV_E10	0,155443	-0,04616	-	-
ENV_E11	-0,15544	0,04186	-	-	ENV_E11	-0,15544	0,046155	-	-
ENV_E12	-0,15224	-0,04366	-	-	ENV_E12	-0,15224	-0,04047	-	-
ENV_E13	0,159283	0,044247	-	-	ENV_E13	0,159283	0,038628	-	-
ENV_E14	0,148404	-0,04244	-	-	ENV_E14	0,148404	-0,04431	-	-
ENV_E15	-0,1484	0,042444	-	-	ENV_E15	-0,1484	0,044313	-	-
ENV_E16	-0,15928	-0,04425	-	-	ENV_E16	-0,15928	-0,03863	-	-
ENV_E17	-	-	0,034616	0,142294	ENV_E17	-	-	0,034616	0,145147
ENV_E18	-	-	-0,04528	0,142783	ENV_E18	-	-	-0,04528	0,143605
ENV_E19	-	-	0,045279	-0,14278	ENV_E19	-	-	0,045279	-0,14361
ENV_E20	-	-	-0,03462	-0,14229	ENV_E20	-	-	-0,03462	-0,14515
ENV_E21	-	-	0,040821	0,142809	ENV_E21	-	-	0,040821	0,143523
ENV_E22	-	-	-0,05149	0,142268	ENV_E22	-	-	-0,05149	0,145228
ENV_E23	-	-	0,051485	-0,14227	ENV_E23	-	-	0,051485	-0,14523
ENV_E24	-	-	-0,04082	-0,14281	ENV_E24	-	-	-0,04082	-0,14352
ENV_E25	-	-	0,058078	0,14424	ENV_E25	-	-	0,058078	0,139007
ENV_E26	-	-	-0,02182	0,144729	ENV_E26	-	-	-0,02182	0,137465
ENV_E27	-	-	0,021816	-0,14473	ENV_E27	-	-	0,021816	-0,13747
ENV_E28	-	-	-0,05808	-0,14424	ENV_E28	-	-	-0,05808	-0,13901
ENV_E29	-	-	0,064284	0,144755	ENV_E29	-	-	0,064284	0,137383
ENV_E30	-	-	-0,02802	0,144214	ENV_E30	-	-	-0,02802	0,139089
ENV_E31	-	-	0,028022	-0,14421	ENV_E31	-	-	0,028022	-0,13909
ENV_E32	-	-	-0,06428	-0,14476	ENV_E32	-	-	-0,06428	-0,13738
<b>dmax</b>	<b>0,159283</b>	<b>0,044247</b>	<b>0,064284</b>	<b>0,144755</b>	<b>dmax</b>	<b>0,159283</b>	<b>0,046155</b>	<b>0,064284</b>	<b>0,145228</b>

NODO 403					NODO 536				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,131558	0,050258	-	-	ENV_E1	0,131558	0,05192	-	-
ENV_E2	0,134757	-0,03759	-	-	ENV_E2	0,134757	-0,0364	-	-
ENV_E3	-0,13476	0,037593	-	-	ENV_E3	-0,13476	0,036396	-	-
ENV_E4	-0,13156	-0,05026	-	-	ENV_E4	-0,13156	-0,05192	-	-
ENV_E5	0,138597	0,04572	-	-	ENV_E5	0,138597	0,046358	-	-
ENV_E6	0,127718	-0,03306	-	-	ENV_E6	0,127718	-0,03084	-	-
ENV_E7	-0,12772	0,033056	-	-	ENV_E7	-0,12772	0,030835	-	-
ENV_E8	-0,1386	-0,04572	-	-	ENV_E8	-0,1386	-0,04636	-	-
ENV_E9	0,152244	0,036923	-	-	ENV_E9	0,152244	0,035575	-	-
ENV_E10	0,155443	-0,05093	-	-	ENV_E10	0,155443	-0,05274	-	-
ENV_E11	-0,15544	0,050927	-	-	ENV_E11	-0,15544	0,052741	-	-
ENV_E12	-0,15224	-0,03692	-	-	ENV_E12	-0,15224	-0,03558	-	-
ENV_E13	0,159283	0,032386	-	-	ENV_E13	0,159283	0,030013	-	-
ENV_E14	0,148404	-0,04639	-	-	ENV_E14	0,148404	-0,04718	-	-
ENV_E15	-0,1484	0,04639	-	-	ENV_E15	-0,1484	0,047179	-	-
ENV_E16	-0,15928	-0,03239	-	-	ENV_E16	-0,15928	-0,03001	-	-
ENV_E17	-	-	0,034616	0,148317	ENV_E17	-	-	0,034616	0,149522
ENV_E18	-	-	-0,04528	0,144518	ENV_E18	-	-	-0,04528	0,144865
ENV_E19	-	-	0,045279	-0,14452	ENV_E19	-	-	0,045279	-0,14487
ENV_E20	-	-	-0,03462	-0,14832	ENV_E20	-	-	-0,03462	-0,14952
ENV_E21	-	-	0,040821	0,144317	ENV_E21	-	-	0,040821	0,144618
ENV_E22	-	-	-0,05149	0,148518	ENV_E22	-	-	-0,05149	0,149768
ENV_E23	-	-	0,051485	-0,14852	ENV_E23	-	-	0,051485	-0,14977
ENV_E24	-	-	-0,04082	-0,14432	ENV_E24	-	-	-0,04082	-0,14462
ENV_E25	-	-	0,058078	0,133193	ENV_E25	-	-	0,058078	0,130983
ENV_E26	-	-	-0,02182	0,129393	ENV_E26	-	-	-0,02182	0,126326
ENV_E27	-	-	0,021816	-0,12939	ENV_E27	-	-	0,021816	-0,12633
ENV_E28	-	-	-0,05808	-0,13319	ENV_E28	-	-	-0,05808	-0,13098
ENV_E29	-	-	0,064284	0,129192	ENV_E29	-	-	0,064284	0,12608
ENV_E30	-	-	-0,02802	0,133394	ENV_E30	-	-	-0,02802	0,131229
ENV_E31	-	-	0,028022	-0,13339	ENV_E31	-	-	0,028022	-0,13123
ENV_E32	-	-	-0,06428	-0,12919	ENV_E32	-	-	-0,06428	-0,12608
<b>dmax</b>	<b>0,159283</b>	<b>0,050927</b>	<b>0,064284</b>	<b>0,148518</b>	<b>dmax</b>	<b>0,159283</b>	<b>0,052741</b>	<b>0,064284</b>	<b>0,149768</b>

NODO 541					NODO 538				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,138644	0,039584	-	-	ENV_E1	0,138644	0,041946	-	-
ENV_E2	0,139859	-0,04528	-	-	ENV_E2	0,139859	-0,04358	-	-
ENV_E3	-0,13986	0,045277	-	-	ENV_E3	-0,13986	0,043577	-	-
ENV_E4	-0,13864	-0,03958	-	-	ENV_E4	-0,13864	-0,04195	-	-
ENV_E5	0,141317	0,041624	-	-	ENV_E5	0,141317	0,04253	-	-
ENV_E6	0,137187	-0,04732	-	-	ENV_E6	0,137187	-0,04416	-	-
ENV_E7	-0,13719	0,047317	-	-	ENV_E7	-0,13719	0,044161	-	-
ENV_E8	-0,14132	-0,04162	-	-	ENV_E8	-0,14132	-0,04253	-	-
ENV_E9	0,146498	0,045578	-	-	ENV_E9	0,146498	0,043663	-	-
ENV_E10	0,147712	-0,03928	-	-	ENV_E10	0,147712	-0,04186	-	-
ENV_E11	-0,14771	0,039283	-	-	ENV_E11	-0,14771	0,04186	-	-
ENV_E12	-0,1465	-0,04558	-	-	ENV_E12	-0,1465	-0,04366	-	-
ENV_E13	0,14917	0,047618	-	-	ENV_E13	0,14917	0,044247	-	-
ENV_E14	0,14504	-0,04132	-	-	ENV_E14	0,14504	-0,04244	-	-
ENV_E15	-0,14504	0,041323	-	-	ENV_E15	-0,14504	0,042444	-	-
ENV_E16	-0,14917	-0,04762	-	-	ENV_E16	-0,14917	-0,04425	-	-
ENV_E17	-	-	0,039751	0,140582	ENV_E17	-	-	0,039751	0,142294
ENV_E18	-	-	-0,0438	0,14229	ENV_E18	-	-	-0,0438	0,142783
ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14229	ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14278
ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,14058	ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,14229
ENV_E21	-	-	0,042107	0,14238	ENV_E21	-	-	0,042107	0,142809
ENV_E22	-	-	-0,04616	0,140491	ENV_E22	-	-	-0,04616	0,142268
ENV_E23	-	-	0,046156	-0,14049	ENV_E23	-	-	0,046156	-0,14227
ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14238	ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14281
ENV_E25	-	-	0,048659	0,14738	ENV_E25	-	-	0,048659	0,14424
ENV_E26	-	-	-0,03489	0,149088	ENV_E26	-	-	-0,03489	0,144729
ENV_E27	-	-	0,034892	-0,14909	ENV_E27	-	-	0,034892	-0,14473
ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,14738	ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,14424
ENV_E29	-	-	0,051015	0,149178	ENV_E29	-	-	0,051015	0,144755
ENV_E30	-	-	-0,03725	0,14729	ENV_E30	-	-	-0,03725	0,144214
ENV_E31	-	-	0,037248	-0,14729	ENV_E31	-	-	0,037248	-0,14421
ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,14918	ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,14476
<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,047618</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,149178</b>	<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,044247</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,144755</b>

NODO 585					NODO 592				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,138644	0,033898	-	-	ENV_E1	0,153605	0,041684	-	-
ENV_E2	0,139859	-0,04937	-	-	ENV_E2	0,150629	-0,04377	-	-
ENV_E3	-0,13986	0,049371	-	-	ENV_E3	-0,15063	0,043765	-	-
ENV_E4	-0,13864	-0,0339	-	-	ENV_E4	-0,15361	-0,04168	-	-
ENV_E5	0,141317	0,039441	-	-	ENV_E5	0,147058	0,04243	-	-
ENV_E6	0,137187	-0,05492	-	-	ENV_E6	0,157176	-0,04451	-	-
ENV_E7	-0,13719	0,054915	-	-	ENV_E7	-0,15718	0,044511	-	-
ENV_E8	-0,14132	-0,03944	-	-	ENV_E8	-0,14706	-0,04243	-	-
ENV_E9	0,146498	0,05019	-	-	ENV_E9	0,134366	0,043876	-	-
ENV_E10	0,147712	-0,03308	-	-	ENV_E10	0,131391	-0,04157	-	-
ENV_E11	-0,14771	0,033079	-	-	ENV_E11	-0,13139	0,041574	-	-
ENV_E12	-0,1465	-0,05019	-	-	ENV_E12	-0,13437	-0,04388	-	-
ENV_E13	0,14917	0,055733	-	-	ENV_E13	0,12782	0,044621	-	-
ENV_E14	0,14504	-0,03862	-	-	ENV_E14	0,137937	-0,04232	-	-
ENV_E15	-0,14504	0,038623	-	-	ENV_E15	-0,13794	0,04232	-	-
ENV_E16	-0,14917	-0,05573	-	-	ENV_E16	-0,12782	-0,04462	-	-
ENV_E17	-	-	0,039751	0,13646	ENV_E17	-	-	0,050594	0,142103
ENV_E18	-	-	-0,0438	0,141102	ENV_E18	-	-	-0,04068	0,142728
ENV_E19	-	-	0,0438	-0,1411	ENV_E19	-	-	0,040677	-0,14273
ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,13646	ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,1421
ENV_E21	-	-	0,042107	0,141348	ENV_E21	-	-	0,044822	0,142761
ENV_E22	-	-	-0,04616	0,136215	ENV_E22	-	-	-0,03491	0,14207
ENV_E23	-	-	0,046156	-0,13622	ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14207
ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14135	ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,14276
ENV_E25	-	-	0,048659	0,154939	ENV_E25	-	-	0,028773	0,144589
ENV_E26	-	-	-0,03489	0,159581	ENV_E26	-	-	-0,0625	0,145214
ENV_E27	-	-	0,034892	-0,15958	ENV_E27	-	-	0,062497	-0,14521
ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,15494	ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,14459
ENV_E29	-	-	0,051015	0,159827	ENV_E29	-	-	0,023001	0,145247
ENV_E30	-	-	-0,03725	0,154694	ENV_E30	-	-	-0,05673	0,144556
ENV_E31	-	-	0,037248	-0,15469	ENV_E31	-	-	0,056726	-0,14456
ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,15983	ENV_E32	-	-	-0,023	-0,14525
<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,055733</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,159827</b>	<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,044621</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,145247</b>

NODO 431					NODO 397				
COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)	COMB	dE-Xx (m)	dE-Yy (m)	dE-Yx (m)	dE-Yy (m)
ENV_E1	0,138644	0,050345	-	-	ENV_E1	0,153605	0,05017	-	-
ENV_E2	0,139859	-0,03753	-	-	ENV_E2	0,150629	-0,03766	-	-
ENV_E3	-0,13986	0,03753	-	-	ENV_E3	-0,15063	0,037656	-	-
ENV_E4	-0,13864	-0,05035	-	-	ENV_E4	-0,15361	-0,05017	-	-
ENV_E5	0,141317	0,045754	-	-	ENV_E5	0,147058	0,045687	-	-
ENV_E6	0,137187	-0,03294	-	-	ENV_E6	0,157176	-0,03317	-	-
ENV_E7	-0,13719	0,032939	-	-	ENV_E7	-0,15718	0,033172	-	-
ENV_E8	-0,14132	-0,04575	-	-	ENV_E8	-0,14706	-0,04569	-	-
ENV_E9	0,146498	0,036852	-	-	ENV_E9	0,134366	0,036994	-	-
ENV_E10	0,147712	-0,05102	-	-	ENV_E10	0,131391	-0,05083	-	-
ENV_E11	-0,14771	0,051023	-	-	ENV_E11	-0,13139	0,050832	-	-
ENV_E12	-0,1465	-0,03685	-	-	ENV_E12	-0,13437	-0,03699	-	-
ENV_E13	0,14917	0,032261	-	-	ENV_E13	0,12782	0,032511	-	-
ENV_E14	0,14504	-0,04643	-	-	ENV_E14	0,137937	-0,04635	-	-
ENV_E15	-0,14504	0,046432	-	-	ENV_E15	-0,13794	0,046349	-	-
ENV_E16	-0,14917	-0,03226	-	-	ENV_E16	-0,12782	-0,03251	-	-
ENV_E17	-	-	0,039751	0,14838	ENV_E17	-	-	0,050594	0,148254
ENV_E18	-	-	-0,0438	0,144536	ENV_E18	-	-	-0,04068	0,144499
ENV_E19	-	-	0,0438	-0,14454	ENV_E19	-	-	0,040677	-0,1445
ENV_E20	-	-	-0,03975	-0,14838	ENV_E20	-	-	-0,05059	-0,14825
ENV_E21	-	-	0,042107	0,144333	ENV_E21	-	-	0,044822	0,144301
ENV_E22	-	-	-0,04616	0,148584	ENV_E22	-	-	-0,03491	0,148452
ENV_E23	-	-	0,046156	-0,14858	ENV_E23	-	-	0,034905	-0,14845
ENV_E24	-	-	-0,04211	-0,14433	ENV_E24	-	-	-0,04482	-0,1443
ENV_E25	-	-	0,048659	0,133076	ENV_E25	-	-	0,028773	0,133309
ENV_E26	-	-	-0,03489	0,129232	ENV_E26	-	-	-0,0625	0,129555
ENV_E27	-	-	0,034892	-0,12923	ENV_E27	-	-	0,062497	-0,12956
ENV_E28	-	-	-0,04866	-0,13308	ENV_E28	-	-	-0,02877	-0,13331
ENV_E29	-	-	0,051015	0,129028	ENV_E29	-	-	0,023001	0,129356
ENV_E30	-	-	-0,03725	0,13328	ENV_E30	-	-	-0,05673	0,133508
ENV_E31	-	-	0,037248	-0,13328	ENV_E31	-	-	0,056726	-0,13351
ENV_E32	-	-	-0,05102	-0,12903	ENV_E32	-	-	-0,023	-0,12936
<b>dmax</b>	<b>0,14917</b>	<b>0,051023</b>	<b>0,051015</b>	<b>0,148584</b>	<b>dmax</b>	<b>0,157176</b>	<b>0,050832</b>	<b>0,062497</b>	<b>0,148452</b>

**Figura 5.25:** Tabelle riepilogative degli spostamenti degli isolatori per tutte le 32 combinazioni

Isolatore	Nodo	Tipo	SISMA X		SISMA Y		dE=d2 (mm)
			dE-xx (mm)	dE-xy (mm)	dE-yx (mm)	dE-yy (mm)	
1	532	Slitta	160	59	63	164	176
2	395	Elastom.	157	57	63	161	173
3	396	Elastom.	157	49	63	151	164
4	533	Slitta	157	48	63	149	164
5	534	Slitta	157	44	63	144	163
6	406	Elastom.	157	45	63	144	163
7	397	Elastom.	157	51	63	148	165
8	535	Slitta	157	53	63	150	166
9	413	Elastom.	155	59	59	164	174
10	407	Slitta	153	48	57	149	160
11	409	Slitta	153	44	57	144	159
12	414	Elastom.	155	53	59	150	164
13	475	Elastom.	147	59	49	164	171
14	411	Slitta	147	55	49	159	166
15	468	Slitta	147	48	49	149	157
16	480	Slitta	147	44	49	144	153
17	412	Slitta	150	49	49	147	158
18	479	Elastom.	147	53	49	150	158
19	587	Slitta	145	48	45	149	156
20	588	Slitta	145	44	45	144	152
21	408	Slitta	146	48	46	149	156
22	410	Slitta	146	44	46	144	152
23	399	Elastom.	147	49	48	164	171
24	539	Slitta	149	59	51	164	172
25	586	Elastom.	149	51	51	153	161
26	540	Slitta	149	44	51	144	155
27	430	Slitta	149	47	51	146	156
28	486	Elastom.	148	53	49	150	158
29	493	Elastom.	153	53	56	150	162
30	401	Elastom.	154	44	58	145	160
31	489	Elastom.	157	53	61	150	166
32	537	Slitta	159	44	64	145	165
33	402	Elastom.	159	46	64	145	166
34	403	Elastom.	159	51	64	149	167
35	536	Slitta	159	53	64	150	168
36	541	Slitta	149	48	51	149	157
37	538	Elastom.	149	44	51	145	155
38	585	Elastom.	149	56	51	160	168
39	592	Slitta	157	45	63	145	163
40	431	Slitta	149	51	51	149	157

**Figura 5.26:** Spostamenti ottenuti dalle analisi e spostamento di progetto per i dispositivi allo SLC

Per quanto riguarda le verifiche dei dispositivi allo SLC, le caratteristiche fondamentali di progetto degli isolatori elastomerici armati sono, oltre alla forma in pianta che per l'isolatore scelto è circolare:

A = area della superficie dello strato di elastomero (non confinata);

A' = l'area della superficie della gomma confinata dai lamierini in acciaio

$D$  = diametro della singola piastra di acciaio in isolatori circolari;

$L$  = superficie laterale libera del singolo strato di elastomero per la parte confinata dalle piastre in acciaio;

$t_e$  = somma degli spessori dei singoli strati di elastomero;

In funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore, si definiscono due grandezze che giocano un ruolo fondamentale sulla rigidezza e resistenza verticale e sulla stabilità sotto carico verticale: i fattori di forma, definiti al punto 11.9.7 delle NTC18. Essi sono definiti come:

-  $S_1 = A'/L$  = fattore di forma primario;

-  $S_2 = D/t_e$  = fattore di forma secondario.

Gli isolatori elastomerici, oltre a possedere le caratteristiche di rigidezza di progetto, devono soddisfare anche le verifiche di sicurezza allo SLC alla trazione nell'acciaio, alla deformazione tangenziale nella gomma, all'instabilità complessiva dell'isolatore, riportate nella Circolare esplicativa al capitolo 11.9.7, nel quale si definiscono le seguenti grandezze:

-  $\gamma_c$  = deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione;

-  $\gamma_s$  = deformazione di taglio nell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;

-  $\gamma_a$  = deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare;

-  $\gamma_t$  = deformazione di taglio totale di progetto;

-  $V_{cr}$  = carico verticale critico per isolatori circolari;

- tensione negli inserti di acciaio;

- deformazione degli isolatori;

- instabilità.

Si riportano di seguito le tabelle riportanti i valori di  $\gamma_a$  per ogni isolatore elastomerico, intesi come le rotazioni angolari massime attorno agli assi  $x$  e  $y$ , necessari per la valutazione del coefficiente  $\gamma_a$  precedentemente esposto:



NODO 395			
COMB	y		
ENV_E1	-5,5E-05	0,000438	0,000441
ENV_E2	0,000012	0,000458	0,000458
ENV_E3	-0,00029	-0,00025	0,000381
ENV_E4	-0,00022	-0,00023	0,000318
ENV_E5	-6,3E-05	0,000426	0,000431
ENV_E6	0,00002	0,000469	0,000469
ENV_E7	-0,0003	-0,00026	0,000394
ENV_E8	-0,00021	-0,00022	0,000305
ENV_E9	-7,7E-05	0,000404	0,000411
ENV_E10	-9E-06	0,000425	0,000425
ENV_E11	-0,00027	-0,00022	0,000343
ENV_E12	-0,0002	-0,0002	0,000279
ENV_E13	-8,4E-05	0,000393	0,000402
ENV_E14	-2E-06	0,000436	0,000436
ENV_E15	-0,00028	-0,00023	0,000357
ENV_E16	-0,00019	-0,00018	0,000266
ENV_E17	-0,00022	0,000174	0,000277
ENV_E18	-0,00029	-3,2E-05	0,000288
ENV_E19	0,00001	0,000241	0,000241
ENV_E20	-0,00006	0,000035	6,95E-05
ENV_E21	-0,00022	0,000164	0,000276
ENV_E22	-0,00028	-2,2E-05	0,000281
ENV_E23	0,000003	0,000231	0,000231
ENV_E24	-5,4E-05	0,000045	7,03E-05
ENV_E25	-0,00024	0,000136	0,000276
ENV_E26	-0,00031	-0,00007	0,000319
ENV_E27	0,000034	0,000279	0,000281
ENV_E28	-3,6E-05	0,000073	8,14E-05
ENV_E29	-0,00025	0,000126	0,000277
ENV_E30	-0,0003	-0,00006	0,00031
ENV_E31	0,000028	0,000269	0,00027
ENV_E32	-2,9E-05	0,000083	8,79E-05
max			<b>0,000469</b>

NODO 396			
COMB	y		
ENV_E1	-5,4E-05	0,00025	0,000256
ENV_E2	-9E-06	0,000207	0,000207
ENV_E3	0,000015	-0,00051	0,000512
ENV_E4	0,000061	-0,00055	0,000557
ENV_E5	-5,5E-05	0,000239	0,000245
ENV_E6	-8E-06	0,000218	0,000218
ENV_E7	0,000014	-0,00052	0,000523
ENV_E8	0,000061	-0,00054	0,000547
ENV_E9	-5,6E-05	0,000218	0,000225
ENV_E10	-0,00001	0,000175	0,000175
ENV_E11	0,000016	-0,00048	0,00048
ENV_E12	0,000062	-0,00052	0,000526
ENV_E13	-5,6E-05	0,000207	0,000214
ENV_E14	-9E-06	0,000186	0,000186
ENV_E15	0,000016	-0,00049	0,000491
ENV_E16	0,000062	-0,00051	0,000516
ENV_E17	-8,4E-05	0,000033	9,02E-05
ENV_E18	-6,3E-05	-0,0002	0,000205
ENV_E19	0,000069	-0,00011	0,000129
ENV_E20	0,00009	-0,00034	0,00035
ENV_E21	-8,4E-05	0,000024	8,74E-05
ENV_E22	-6,3E-05	-0,00019	0,000196
ENV_E23	0,000069	-0,00012	0,000138
ENV_E24	0,00009	-0,00033	0,00034
ENV_E25	-8,5E-05	-3E-06	8,51E-05
ENV_E26	-6,4E-05	-0,00023	0,000241
ENV_E27	0,000071	-7,3E-05	0,000102
ENV_E28	0,000091	-0,0003	0,000314
ENV_E29	-8,6E-05	-1,3E-05	8,7E-05
ENV_E30	-6,4E-05	-0,00022	0,000231
ENV_E31	0,00007	-8,2E-05	0,000108
ENV_E32	0,000092	-0,00029	0,000306
max			<b>0,000557</b>

NODO 406			
COMB	y		
ENV_E1	0,000011	0,000504	0,000504
ENV_E2	0,000058	0,000545	0,000548
ENV_E3	-5,4E-05	-0,00026	0,000267
ENV_E4	-7E-06	-0,00022	0,000219
ENV_E5	0,000011	0,000492	0,000492
ENV_E6	0,000058	0,000557	0,000556
ENV_E7	-5,4E-05	-0,00027	0,000277
ENV_E8	-7E-06	-0,00021	0,000207
ENV_E9	0,00001	0,00047	0,00047
ENV_E10	0,000057	0,000512	0,000515
ENV_E11	-5,3E-05	-0,00023	0,000233
ENV_E12	-6E-06	-0,00019	0,000185
ENV_E13	0,00001	0,000459	0,000459
ENV_E14	0,000057	0,000523	0,000526
ENV_E15	-5,4E-05	-0,00024	0,000244
ENV_E16	-6E-06	-0,00017	0,000174
ENV_E17	-6,7E-05	0,000187	0,000199
ENV_E18	-8,6E-05	-4,2E-05	9,57E-05
ENV_E19	0,00009	0,000327	0,000339
ENV_E20	0,00007	0,000098	0,00012
ENV_E21	-6,7E-05	0,000177	0,000189
ENV_E22	-8,6E-05	-3,2E-05	9,18E-05
ENV_E23	0,00009	0,000317	0,00033
ENV_E24	0,000071	0,000108	0,000129
ENV_E25	-6,8E-05	0,000149	0,000164
ENV_E26	-8,7E-05	-0,00008	0,000118
ENV_E27	0,000091	0,000365	0,000376
ENV_E28	0,000072	0,000136	0,000154
ENV_E29	-6,8E-05	0,000139	0,000155
ENV_E30	-8,7E-05	-0,00007	0,000112
ENV_E31	0,000091	0,000355	0,000366
ENV_E32	0,000072	0,000146	0,000163
max			<b>0,00056</b>

NODO 397			
COMB	y		
ENV_E1	-0,0003	0,000236	0,000379
ENV_E2	-0,00023	0,000217	0,000313
ENV_E3	-5,5E-05	-0,00045	0,000452
ENV_E4	0,000015	-0,00047	0,000469
ENV_E5	-0,00029	0,000225	0,000367
ENV_E6	-0,00023	0,000228	0,000325
ENV_E7	-4,9E-05	-0,00046	0,000463
ENV_E8	0,000009	-0,00046	0,000458
ENV_E9	-0,00028	0,000204	0,000345
ENV_E10	-0,00021	0,000184	0,000277
ENV_E11	-7,4E-05	-0,00042	0,000423
ENV_E12	-4E-06	-0,00044	0,000436
ENV_E13	-0,00027	0,000193	0,000334
ENV_E14	-0,00021	0,000195	0,00029
ENV_E15	-6,8E-05	-0,00043	0,000433
ENV_E16	-0,00001	-0,00043	0,000425
ENV_E17	-0,00029	0,000019	0,000295
ENV_E18	-0,00022	-0,00019	0,00029
ENV_E19	-5,9E-05	-4,6E-05	7,48E-05
ENV_E20	0,000013	-0,00025	0,000252
ENV_E21	-0,00029	0,00001	0,000289
ENV_E22	-0,00023	-0,00018	0,000288
ENV_E23	-5,4E-05	-5,6E-05	7,78E-05
ENV_E24	0,000007	-0,00024	0,000242
ENV_E25	-0,00027	-1,7E-05	0,000274
ENV_E26	-0,0002	-0,00022	0,0003
ENV_E27	-8,1E-05	-9E-06	8,15E-05
ENV_E28	-8E-06	-0,00022	0,000215
ENV_E29	-0,00027	-2,7E-05	0,000269
ENV_E30	-0,00021	-0,00021	0,000297
ENV_E31	-7,5E-05	-1,9E-05	7,74E-05
ENV_E32	-1,4E-05	-0,00021	0,000205
max			<b>0,000469</b>

NODO 413			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00019	0,000215	0,000286
ENV_E2	0,000002	0,000288	0,000288
ENV_E3	-0,00026	-8,5E-05	0,000271
ENV_E4	-6,8E-05	-1,2E-05	6,91E-05
ENV_E5	-0,0002	0,000207	0,000289
ENV_E6	0,000016	0,000295	0,000295
ENV_E7	-0,00027	-9,3E-05	0,000287
ENV_E8	-5,3E-05	-5E-06	5,32E-05
ENV_E9	-0,00023	0,000193	0,0003
ENV_E10	-4,1E-05	0,000266	0,000269
ENV_E11	-0,00022	-6,4E-05	0,000224
ENV_E12	-2,5E-05	0,000009	2,66E-05
ENV_E13	-0,00025	0,000186	0,000308
ENV_E14	-2,6E-05	0,000273	0,000274
ENV_E15	-0,00023	-7,1E-05	0,00024
ENV_E16	-1,1E-05	0,000017	2,02E-05
ENV_E17	-0,00043	0,000025	0,000434
ENV_E18	-0,00045	-6,5E-05	0,000459
ENV_E19	0,000199	0,000268	0,000334
ENV_E20	0,000178	0,000178	0,000252
ENV_E21	-0,00045	0,000018	0,000446
ENV_E22	-0,00044	-5,9E-05	0,000445
ENV_E23	0,000186	0,000261	0,00032
ENV_E24	0,000191	0,000184	0,000265
ENV_E25	-0,00048	0	0,000481
ENV_E26	-0,0005	-0,00009	0,00051
ENV_E27	0,000247	0,000292	0,000382
ENV_E28	0,000226	0,000202	0,000303
ENV_E29	-0,00049	-6E-06	0,000494
ENV_E30	-0,00049	-8,3E-05	0,000497
ENV_E31	0,000234	0,000286	0,00037
ENV_E32	0,000239	0,000209	0,000317
max			<b>0,00051</b>

NODO 414			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00027	0,00007	0,000278
ENV_E2	-7,2E-05	-2E-06	7,2E-05
ENV_E3	-0,0002	-0,00022	0,000295
ENV_E4	0,000002	-0,00029	0,000293
ENV_E5	-0,00026	0,000064	0,000265
ENV_E6	-8,3E-05	0,000005	8,32E-05
ENV_E7	-0,00018	-0,00023	0,000293
ENV_E8	-0,00001	-0,00029	0,000287
ENV_E9	-0,00024	0,000051	0,00024
ENV_E10	-3,8E-05	-0,00002	4,29E-05
ENV_E11	-0,00023	-0,0002	0,000306
ENV_E12	-3,2E-05	-0,00028	0,000277
ENV_E13	-0,00022	0,000045	0,000228
ENV_E14	-0,00005	-1,4E-05	5,19E-05
ENV_E15	-0,00022	-0,00021	0,000302
ENV_E16	-4,3E-05	-0,00027	0,000271
ENV_E17	-0,00047	0,000051	0,000476
ENV_E18	-0,00045	-3,6E-05	0,000452
ENV_E19	0,000184	-0,00019	0,000262
ENV_E20	0,000206	-0,00027	0,000343
ENV_E21	-0,00046	0,000046	0,000465
ENV_E22	-0,00046	-3,1E-05	0,000462
ENV_E23	0,000194	-0,00019	0,000274
ENV_E24	0,000196	-0,00027	0,000333
ENV_E25	-0,00044	0,00003	0,000436
ENV_E26	-0,00041	-5,7E-05	0,000417
ENV_E27	0,000146	-0,00017	0,000221
ENV_E28	0,000168	-0,00025	0,000304
ENV_E29	-0,00043	0,000024	0,000426
ENV_E30	-0,00042	-5,2E-05	0,000426
ENV_E31	0,000156	-0,00017	0,000231
ENV_E32	0,000158	-0,00025	0,000294
max			<b>0,000476</b>

NODO 475			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00015	0,000035	0,000157
ENV_E2	0,000072	0,000045	8,49E-05
ENV_E3	-0,00011	-0,00043	0,00044
ENV_E4	0,000115	-0,00042	0,000433
ENV_E5	-0,00017	0,000033	0,000172
ENV_E6	0,000088	0,000046	9,93E-05
ENV_E7	-0,00013	-0,00043	0,000446
ENV_E8	0,000131	-0,00042	0,000435
ENV_E9	-0,0002	0,00003	0,000201
ENV_E10	0,000026	0,000039	4,69E-05
ENV_E11	-6,4E-05	-0,00042	0,000426
ENV_E12	0,000161	-0,00041	0,000442
ENV_E13	-0,00022	0,000028	0,000217
ENV_E14	0,000042	0,000041	5,87E-05
ENV_E15	-0,00008	-0,00042	0,00043
ENV_E16	0,000177	-0,00041	0,000447
ENV_E17	-0,0004	-0,00014	0,000424
ENV_E18	-0,00039	-0,00028	0,000476
ENV_E19	0,00035	-0,00011	0,000366
ENV_E20	0,000363	-0,00025	0,000438
ENV_E21	-0,00042	-0,00014	0,000438
ENV_E22	-0,00037	-0,00027	0,000464
ENV_E23	0,000336	-0,00011	0,000353
ENV_E24	0,000377	-0,00024	0,000449
ENV_E25	-0,00045	-0,00014	0,000476
ENV_E26	-0,00044	-0,00028	0,000523
ENV_E27	0,000403	-0,0001	0,000415
ENV_E28	0,000415	-0,00024	0,000479
ENV_E29	-0,00047	-0,00015	0,000489
ENV_E30	-0,00043	-0,00028	0,000511
ENV_E31	0,000389	-0,0001	0,000402
ENV_E32	0,000429	-0,00024	0,00049
max			<b>0,000523</b>

NODO 479			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00011	0,000434	0,000447
ENV_E2	0,00012	0,000426	0,000443
ENV_E3	-0,00015	-4,8E-05	0,000154
ENV_E4	0,000079	-5,6E-05	9,68E-05
ENV_E5	-9,4E-05	0,000432	0,000442
ENV_E6	0,000108	0,000427	0,00044
ENV_E7	-0,00013	-4,9E-05	0,000143
ENV_E8	0,000068	-5,4E-05	8,68E-05
ENV_E9	-7,1E-05	0,000429	0,000435
ENV_E10	0,000154	0,000422	0,000449
ENV_E11	-0,00018	-4,3E-05	0,000185
ENV_E12	0,000045	-5,1E-05	6,8E-05
ENV_E13	-5,9E-05	0,000428	0,000432
ENV_E14	0,000142	0,000423	0,000446
ENV_E15	-0,00017	-4,5E-05	0,000174
ENV_E16	0,000033	-0,00005	5,99E-05
ENV_E17	-0,00038	0,000274	0,00047
ENV_E18	-0,00039	0,000129	0,000415
ENV_E19	0,000368	0,000249	0,000444
ENV_E20	0,000356	0,000104	0,000371
ENV_E21	-0,00037	0,000273	0,000461
ENV_E22	-0,0004	0,000131	0,000425
ENV_E23	0,000378	0,000247	0,000452
ENV_E24	0,000346	0,000105	0,000362
ENV_E25	-0,00033	0,000269	0,000436
ENV_E26	-0,00036	0,000124	0,000376
ENV_E27	0,000329	0,000254	0,000416
ENV_E28	0,000317	0,000109	0,000335
ENV_E29	-0,00033	0,000268	0,000427
ENV_E30	-0,00037	0,000126	0,000386
ENV_E31	0,000339	0,000252	0,000422
ENV_E32	0,000306	0,000111	0,000326
max			<b>0,00047</b>

NODO 399			
COMB	y		
ENV_E1	-4,8E-05	0,000116	0,000126
ENV_E2	0,000126	0,000128	0,00018
ENV_E3	0,000122	-0,00016	0,000197
ENV_E4	0,000296	-0,00014	0,000329
ENV_E5	-6,1E-05	0,000117	0,000132
ENV_E6	0,000139	0,000127	0,000188
ENV_E7	0,000109	-0,00015	0,000189
ENV_E8	0,000309	-0,00014	0,000341
ENV_E9	-8,7E-05	0,000118	0,000147
ENV_E10	0,000088	0,00013	0,000157
ENV_E11	0,00016	-0,00016	0,000224
ENV_E12	0,000334	-0,00015	0,000365
ENV_E13	-0,0001	0,000119	0,000155
ENV_E14	0,000101	0,000129	0,000164
ENV_E15	0,000147	-0,00016	0,000214
ENV_E16	0,000348	-0,00015	0,000377
ENV_E17	-0,00019	0,000008	0,000192
ENV_E18	-0,00014	-7,3E-05	0,000159
ENV_E19	0,000389	0,000046	0,000392
ENV_E20	0,00044	-3,6E-05	0,000441
ENV_E21	-0,0002	0,000009	0,000204
ENV_E22	-0,00013	-7,4E-05	0,00015
ENV_E23	0,000377	0,000046	0,00038
ENV_E24	0,000451	-3,6E-05	0,000452
ENV_E25	-0,00024	0,00001	0,000236
ENV_E26	-0,00019	-7,1E-05	0,000198
ENV_E27	0,000432	0,000044	0,000434
ENV_E28	0,000483	-3,8E-05	0,000484
ENV_E29	-0,00025	0,000011	0,000247
ENV_E30	-0,00017	-7,2E-05	0,000187
ENV_E31	0,000421	0,000044	0,000423
ENV_E32	0,000495	-3,8E-05	0,000496
max			<b>0,000496</b>

NODO 586			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00016	-0,00026	0,000305
ENV_E2	-0,00011	-0,00019	0,00022
ENV_E3	-8,5E-05	-0,00084	0,000839
ENV_E4	-0,00003	-0,00077	0,000768
ENV_E5	-0,00017	-0,00026	0,000306
ENV_E6	-0,00011	-0,00019	0,00022
ENV_E7	-8,8E-05	-0,00083	0,000838
ENV_E8	-2,8E-05	-0,00077	0,00077
ENV_E9	-0,00017	-0,00025	0,000306
ENV_E10	-0,00012	-0,00019	0,00022
ENV_E11	-7,7E-05	-0,00084	0,000844
ENV_E12	-2,2E-05	-0,00077	0,000772
ENV_E13	-0,00017	-0,00025	0,000306
ENV_E14	-0,00011	-0,00019	0,000219
ENV_E15	-0,00008	-0,00084	0,000842
ENV_E16	-0,00002	-0,00077	0,000774
ENV_E17	-0,0002	-0,00054	0,000575
ENV_E18	-0,00018	-0,00071	0,000733
ENV_E19	-1,7E-05	-0,00031	0,000314
ENV_E20	0,000006	-0,00049	0,000487
ENV_E21	-0,0002	-0,00054	0,000574
ENV_E22	-0,00017	-0,00071	0,000735
ENV_E23	-1,9E-05	-0,00031	0,000314
ENV_E24	0,000009	-0,00049	0,000489
ENV_E25	-0,00021	-0,00053	0,000573
ENV_E26	-0,00019	-0,00071	0,00073
ENV_E27	-8E-06	-0,00032	0,00032
ENV_E28	0,000015	-0,00049	0,000493
ENV_E29	-0,00021	-0,00053	0,000572
ENV_E30	-0,00018	-0,00071	0,000731
ENV_E31	-0,00001	-0,00032	0,000319
ENV_E32	0,000018	-0,00049	0,000494
max			<b>0,000844</b>

NODO 486			
COMB	y		
ENV_E1	-3,9E-05	0,000545	0,000546
ENV_E2	0,00022	0,00058	0,00062
ENV_E3	-0,00013	-0,00016	0,000208
ENV_E4	0,00013	-0,00013	0,000182
ENV_E5	-2,5E-05	0,000552	0,000553
ENV_E6	0,000206	0,000574	0,00061
ENV_E7	-0,00012	-0,00016	0,000194
ENV_E8	0,000116	-0,00013	0,000177
ENV_E9	0,000002	0,000564	0,000564
ENV_E10	0,000261	0,000599	0,000653
ENV_E11	-0,00017	-0,00018	0,000249
ENV_E12	0,000089	-0,00015	0,000171
ENV_E13	0,000016	0,000571	0,000571
ENV_E14	0,000247	0,000593	0,000642
ENV_E15	-0,00016	-0,00018	0,000235
ENV_E16	0,000075	-0,00015	0,00017
ENV_E17	-0,00037	0,000257	0,000454
ENV_E18	-0,0004	0,000044	0,000403
ENV_E19	0,000491	0,000373	0,000617
ENV_E20	0,000464	0,000161	0,000491
ENV_E21	-0,00036	0,000262	0,000446
ENV_E22	-0,00041	0,000039	0,000415
ENV_E23	0,000504	0,000379	0,000631
ENV_E24	0,000452	0,000155	0,000478
ENV_E25	-0,00033	0,000278	0,000429
ENV_E26	-0,00035	0,000066	0,00036
ENV_E27	0,000445	0,000352	0,000567
ENV_E28	0,000418	0,000139	0,000441
ENV_E29	-0,00032	0,000284	0,000424
ENV_E30	-0,00037	0,00006	0,000372
ENV_E31	0,000457	0,000357	0,00058
ENV_E32	0,000405	0,000134	0,000427
max			<b>0,000653</b>

NODO 493			
COMB	y		
ENV_E1	-2,1E-05	0,000164	0,000165
ENV_E2	-1,6E-05	0,000203	0,000204
ENV_E3	-8,1E-05	-0,00023	0,000241
ENV_E4	-7,5E-05	-0,00019	0,000202
ENV_E5	-2,1E-05	0,000169	0,00017
ENV_E6	-1,6E-05	0,000198	0,000199
ENV_E7	-8,1E-05	-0,00022	0,000236
ENV_E8	-7,5E-05	-0,00019	0,000207
ENV_E9	-2,2E-05	0,000179	0,00018
ENV_E10	-1,6E-05	0,000218	0,000219
ENV_E11	-0,00008	-0,00024	0,000255
ENV_E12	-7,5E-05	-0,0002	0,000216
ENV_E13	-2,2E-05	0,000184	0,000185
ENV_E14	-1,6E-05	0,000213	0,000214
ENV_E15	-0,00008	-0,00024	0,00025
ENV_E16	-7,5E-05	-0,00021	0,000221
ENV_E17	-4,8E-05	-1,8E-05	5,13E-05
ENV_E18	-6,6E-05	-0,00014	0,00015
ENV_E19	-0,00003	0,000111	0,000115
ENV_E20	-4,8E-05	-6E-06	4,84E-05
ENV_E21	-4,8E-05	-1,4E-05	0,00005
ENV_E22	-6,6E-05	-0,00014	0,000155
ENV_E23	-0,00003	0,000116	0,00012
ENV_E24	-4,8E-05	-0,00001	4,9E-05
ENV_E25	-4,9E-05	-1E-06	4,9E-05
ENV_E26	-6,7E-05	-0,00012	0,000137
ENV_E27	-0,00003	0,000095	9,96E-05
ENV_E28	-4,8E-05	-2,3E-05	5,32E-05
ENV_E29	-4,9E-05	0,000003	4,91E-05
ENV_E30	-6,6E-05	-0,00012	0,00014
ENV_E31	-0,00003	0,000099	0,000103
ENV_E32	-4,7E-05	-2,7E-05	5,42E-05
max			<b>0,000255</b>

NODO 401			
COMB	Y		
ENV_E1	-0,00023	0,000108	0,00025
ENV_E2	0,000174	0,000118	0,00021
ENV_E3	-0,00031	-0,00015	0,000343
ENV_E4	0,000092	-0,00014	0,000167
ENV_E5	-0,00023	0,000111	0,000253
ENV_E6	0,000175	0,000115	0,000209
ENV_E7	-0,00031	-0,00015	0,000342
ENV_E8	0,000093	-0,00014	0,00017
ENV_E9	-0,00023	0,000117	0,000257
ENV_E10	0,000171	0,000127	0,000213
ENV_E11	-0,00031	-0,00016	0,000343
ENV_E12	0,000095	-0,00015	0,000176
ENV_E13	-0,00023	0,00012	0,000259
ENV_E14	0,000172	0,000124	0,000212
ENV_E15	-0,00031	-0,00016	0,000343
ENV_E16	0,000096	-0,00015	0,000179
ENV_E17	-0,00023	0,000006	0,000721
ENV_E18	-0,00075	-7,1E-05	0,000748
ENV_E19	0,000611	0,00004	0,000612
ENV_E20	0,000587	-3,7E-05	0,000588
ENV_E21	-0,00072	0,000009	0,000722
ENV_E22	-0,00074	-7,4E-05	0,000748
ENV_E23	0,00061	0,000042	0,000611
ENV_E24	0,000588	-0,00004	0,000589
ENV_E25	-0,00072	0,000016	0,000724
ENV_E26	-0,00075	-6,1E-05	0,000751
ENV_E27	0,000615	0,00003	0,000616
ENV_E28	0,00059	-4,7E-05	0,000592
ENV_E29	-0,00073	0,000019	0,000725
ENV_E30	-0,00075	-6,4E-05	0,000751
ENV_E31	0,000614	0,000033	0,000615
ENV_E32	0,000591	-0,00005	0,000593
max			<b>0,000615</b>

NODO 489			
COMB	Y		
ENV_E1	-3,9E-05	-1,5E-05	4,18E-05
ENV_E2	0,000127	0,000042	0,000134
ENV_E3	-5,1E-05	-0,00032	0,000328
ENV_E4	0,000114	-0,00027	0,00029
ENV_E5	-3,1E-05	-9E-06	3,23E-05
ENV_E6	0,000119	0,000035	0,000124
ENV_E7	-4,3E-05	-0,00032	0,000321
ENV_E8	0,000106	-0,00027	0,000293
ENV_E9	-1,6E-05	0,00003	1,63E-05
ENV_E10	0,00015	0,00006	0,000162
ENV_E11	-7,4E-05	-0,00034	0,00035
ENV_E12	0,000091	-0,00029	0,000299
ENV_E13	-8E-06	0,00009	1,2E-05
ENV_E14	0,000142	0,000054	0,000152
ENV_E15	-6,6E-05	-0,00034	0,000342
ENV_E16	0,000083	-0,00029	0,000304
ENV_E17	-0,00024	-0,00019	0,000303
ENV_E18	-0,00024	-0,00028	0,00037
ENV_E19	0,000315	0	0,000315
ENV_E20	0,000312	-9,3E-05	0,000326
ENV_E21	-0,00023	-0,00018	0,000294
ENV_E22	-0,00025	-0,00029	0,000379
ENV_E23	0,000322	0,00005	0,000322
ENV_E24	0,000305	-9,8E-05	0,00032
ENV_E25	-0,00023	-0,00017	0,00027
ENV_E26	-0,00021	-0,00026	0,000338
ENV_E27	0,000289	-2,1E-05	0,00029
ENV_E28	0,000285	-0,00011	0,000307
ENV_E29	-0,0002	-0,00016	0,000261
ENV_E30	-0,00022	-0,00027	0,000346
ENV_E31	0,000296	-1,5E-05	0,000296
ENV_E32	0,000278	-0,00012	0,000302
max			<b>0,000379</b>

NODO 402			
COMB	Y		
ENV_E1	0,000189	0,000362	0,000408
ENV_E2	0,000193	0,000363	0,000411
ENV_E3	0,000058	-0,00032	0,000324
ENV_E4	0,000062	-0,00032	0,000324
ENV_E5	0,000192	0,000374	0,00042
ENV_E6	0,00019	0,000351	0,000399
ENV_E7	0,000061	-0,00031	0,000313
ENV_E8	0,000059	-0,00033	0,000335
ENV_E9	0,000198	0,000398	0,000445
ENV_E10	0,000202	0,0004	0,000448
ENV_E11	0,000048	-0,00036	0,000358
ENV_E12	0,000053	-0,00035	0,000358
ENV_E13	0,000201	0,00041	0,000457
ENV_E14	0,000199	0,000387	0,000435
ENV_E15	0,000051	-0,00034	0,000347
ENV_E16	0,000049	-0,00037	0,000369
ENV_E17	0,000138	0,000122	0,000184
ENV_E18	0,000098	-8,2E-05	0,000128
ENV_E19	0,000152	0,000127	0,000198
ENV_E20	0,000113	-7,8E-05	0,000137
ENV_E21	0,00014	0,000133	0,000193
ENV_E22	0,000096	-9,3E-05	0,000134
ENV_E23	0,000155	0,000138	0,000208
ENV_E24	0,00011	-8,8E-05	0,000141
ENV_E25	0,000148	0,000163	0,00022
ENV_E26	0,000109	-4,1E-05	0,000116
ENV_E27	0,000142	0,000086	0,000166
ENV_E28	0,000102	-0,00012	0,000157
ENV_E29	0,000151	0,000174	0,00023
ENV_E30	0,000106	-5,2E-05	0,000118
ENV_E31	0,000145	0,000097	0,000174
ENV_E32	0,0001	-0,00013	0,000163
max			<b>0,000457</b>

NODO 403			
COMB	y		
ENV_E1	0,000173	0,000151	0,00023
ENV_E2	0,000202	0,000168	0,000263
ENV_E3	0,000046	-0,00046	0,000463
ENV_E4	0,000074	-0,00044	0,00045
ENV_E5	0,000176	0,000162	0,000239
ENV_E6	0,000198	0,000157	0,000253
ENV_E7	0,000049	-0,00045	0,000453
ENV_E8	0,000071	-0,00046	0,000461
ENV_E9	0,000183	0,000183	0,000259
ENV_E10	0,000212	0,0002	0,000291
ENV_E11	0,000036	-0,00049	0,000495
ENV_E12	0,000064	-0,00048	0,000481
ENV_E13	0,000186	0,000194	0,000269
ENV_E14	0,000208	0,000189	0,000281
ENV_E15	0,000039	-0,00048	0,000485
ENV_E16	0,000061	-0,00049	0,000492
ENV_E17	0,000095	-8,4E-05	0,000127
ENV_E18	0,000057	-0,00027	0,000273
ENV_E19	0,00019	-2,6E-05	0,000192
ENV_E20	0,000152	-0,00021	0,000259
ENV_E21	0,000098	-7,4E-05	0,000123
ENV_E22	0,000054	-0,00028	0,000282
ENV_E23	0,000193	-1,7E-05	0,000194
ENV_E24	0,000149	-0,00022	0,000266
ENV_E25	0,000106	-4,7E-05	0,000116
ENV_E26	0,000068	-0,00023	0,000241
ENV_E27	0,000179	-6,3E-05	0,00019
ENV_E28	0,000141	-0,00025	0,000284
ENV_E29	0,000109	-3,7E-05	0,000115
ENV_E30	0,000065	-0,00024	0,000249
ENV_E31	0,000182	-5,3E-05	0,00019
ENV_E32	0,000138	-0,00026	0,000291
max			<b>0,000495</b>

NODO 538			
COMB	y		
ENV_E1	-0,00012	0,000065	0,000133
ENV_E2	-0,00014	0,00005	0,000152
ENV_E3	-0,00018	0,000059	0,000185
ENV_E4	-0,0002	0,000044	0,000208
ENV_E5	-0,00012	0,000065	0,000132
ENV_E6	-0,00014	0,00005	0,000152
ENV_E7	-0,00017	0,00006	0,000184
ENV_E8	-0,0002	0,000044	0,000208
ENV_E9	-0,00011	0,000066	0,000131
ENV_E10	-0,00014	0,000051	0,00015
ENV_E11	-0,00018	0,000059	0,000187
ENV_E12	-0,00021	0,000044	0,00021
ENV_E13	-0,00011	0,000066	0,00013
ENV_E14	-0,00014	0,00005	0,000151
ENV_E15	-0,00018	0,000059	0,000187
ENV_E16	-0,00021	0,000043	0,00021
ENV_E17	-0,0001	0,000081	0,000132
ENV_E18	-0,00012	0,000079	0,000145
ENV_E19	-0,0002	0,00003	0,000199
ENV_E20	-0,00021	0,000028	0,000216
ENV_E21	-0,0001	0,000081	0,000131
ENV_E22	-0,00012	0,000079	0,000146
ENV_E23	-0,0002	0,00003	0,000198
ENV_E24	-0,00022	0,000028	0,000217
ENV_E25	-0,0001	0,000082	0,00013
ENV_E26	-0,00012	0,00008	0,000143
ENV_E27	-0,0002	0,000029	0,000201
ENV_E28	-0,00022	0,000028	0,000219
ENV_E29	-0,0001	0,000082	0,00013
ENV_E30	-0,00012	0,00008	0,000144
ENV_E31	-0,0002	0,00003	0,000201
ENV_E32	-0,00022	0,000028	0,00022
max			<b>0,00022</b>

NODO 585			
COMB	y		
ENV_E1	0,000179	0,000065	0,00019
ENV_E2	0,000161	0,000024	0,000163
ENV_E3	0,000269	0,000588	0,000647
ENV_E4	0,000251	0,000547	0,000602
ENV_E5	0,00018	0,000062	0,00019
ENV_E6	0,000159	0,000026	0,000161
ENV_E7	0,000271	0,000586	0,000646
ENV_E8	0,00025	0,000549	0,000603
ENV_E9	-0,00017	-0,00025	0,000306
ENV_E10	0,000164	0,000017	0,000165
ENV_E11	0,000266	0,000595	0,000652
ENV_E12	0,000248	0,000554	0,000607
ENV_E13	0,000183	0,000055	0,000191
ENV_E14	0,000163	0,000019	0,000164
ENV_E15	0,000267	0,000593	0,00065
ENV_E16	0,000247	0,000556	0,000608
ENV_E17	0,000231	0,000296	0,000375
ENV_E18	0,000259	0,000453	0,000522
ENV_E19	0,000172	0,000159	0,000234
ENV_E20	0,000199	0,000316	0,000373
ENV_E21	0,000232	0,000294	0,000375
ENV_E22	0,000257	0,000455	0,000523
ENV_E23	0,000173	0,000157	0,000234
ENV_E24	0,000198	0,000318	0,000375
ENV_E25	0,000235	0,000288	0,000372
ENV_E26	0,000263	0,000445	0,000517
ENV_E27	0,000168	0,000167	0,000237
ENV_E28	0,000195	0,000324	0,000378
ENV_E29	0,000236	0,000286	0,000371
ENV_E30	0,000261	0,000447	0,000518
ENV_E31	0,000169	0,000165	0,000236
ENV_E32	0,000194	0,000326	0,000379
max			<b>0,000652</b>

Figura 5.27: Tabelle riepilogative delle rotazioni angolari degli isolatori elastomerici per tutte le 32 combinazioni

ISOLATORI ELASTOMERICI SIS-350/100								
V (kN)	Fzd (kN)	Ke (kN/mm)	Kv (kN/mm)	Dg=bmin	te (mm)	h (mm)	H (mm)	Z (mm)
250	1500	0,39	389	350	100	178	228	400
W (kg)	Gdin ( $\gamma=1$ )	$\Delta D$ (mm)	Dpiastra (mm)	n°strati	ti (mm)	L (mmq)	A' (mmq)	A (mmq)
128	0,4	20	330	20	5	5181	85487	96163

**Figura 5.28:** Caratteristiche degli isolatori elastomerici SIS-350/100

ISOLATORI ELASTOMERICI SIS-350/100

N°	df=dz (mm)	φ	Ar (mmq)	S1	S2	Vrmin (kN)	Vmax (kN)	$m_{max}$	Ya	Yc	Ys	Yt	VSLE (kN)	Vcr (kN)	Vcr/Vmax
2	173	2,039	31206,6	16,5	3,3	0,5	70,5	0,00047	0,038	0,001	1,729	1,768	98,8	720,9	10,23
3	164	2,098	33594,2	16,5	3,3	2,4	17,2	0,00056	0,046	0,000	1,645	1,691	58,1	776,0	45,12
6	163	2,106	33922,8	16,5	3,3	13	68,6	0,00056	0,046	0,000	1,633	1,679	58,8	783,6	11,42
7	165	2,094	33420,7	16,5	3,3	10,2	73	0,00047	0,038	0,000	1,651	1,690	98,9	772,0	10,58
9	174	2,029	30812,9	16,5	3,3	4	95,3	0,00051	0,042	0,001	1,743	1,785	108,8	711,8	7,47
12	164	2,103	33782,6	16,5	3,3	150,5	224,3	0,00048	0,039	0,002	1,638	1,679	107,4	780,4	3,48
13	171	2,051	31692,0	16,5	3,3	30,4	108,8	0,00052	0,042	0,001	1,712	1,755	150,1	732,1	6,73
18	158	2,144	35514,6	16,5	3,3	216,7	349,7	0,00047	0,038	0,002	1,578	1,619	150,4	820,4	2,35
23	171	2,053	31772,0	16,5	3,3	28,8	148,2	0,0005	0,041	0,001	1,709	1,751	134,9	733,9	4,95
25	161	2,120	34510,6	16,5	3,3	202,5	248	0,00084	0,069	0,002	1,613	1,683	184,9	797,2	3,21
28	158	2,144	35514,6	16,5	3,3	97,8	256,6	0,00065	0,053	0,002	1,578	1,633	98,9	820,4	3,20
29	162	2,116	34325,4	16,5	3,3	91,8	147,8	0,00025	0,020	0,001	1,619	1,641	68,4	792,9	5,36
30	160	2,128	34831,6	16,5	3,3	164,5	284,4	0,000615	0,050	0,002	1,602	1,654	199,9	804,6	2,83
31	166	2,089	33241,2	16,5	3,3	134,6	179,8	0,00038	0,031	0,001	1,657	1,689	84,5	767,9	4,27
33	166	2,091	33293,7	16,5	3,3	56,1	203,1	0,00046	0,038	0,001	1,655	1,694	161,1	769,1	3,79
34	167	2,081	32877,9	16,5	3,3	183,3	128,7	0,0005	0,041	0,001	1,670	1,712	101,8	759,5	5,90
37	155	2,161	36223,3	16,5	3,3	2,7	7,3	0,00022	0,018	0,000	1,554	1,572	19,8	836,8	114,62
38	168	2,074	32607,1	16,5	3,3	5,4	75,8	0,00065	0,053	0,001	1,679	1,733	81,7	753,2	9,94

**Figura 5.29:** Risultati delle verifiche allo SLC degli isolatori elastomerici

ISOLATORI A SCORRIMENTO TD-ML 75				
V (kN)	Rotazione	Dbase (mm)	Altezza (mm)	Abase (mq)
750	0,85	220	80	0,038

**Figura 5.30:** Caratteristiche degli isolatori a scorrimento TD-ML 75

ISOLATORI A SCORRIMENTO TD-ML 75									
N°	$\mu$ (%)	dE=d2 (mm)	dmax=1,2*d2	VSLE (kN)	Vmin (kN)	Vmax (kN)	Ateflon (mq)	$\sigma_{SLE}$ (MPa)	$\sigma_{max}$ (MPa)
1	1	176	211	65,7	59,9	75,6	0,038	1,7	2,0
4	1	164	197	153,4	7,6	214,8	0,038	4,0	5,7
5	1	163	196	159,1	37,7	44,8	0,038	4,2	1,2
8	1	166	199	61,7	2,7	3,5	0,038	1,6	0,1
10	1	160	192	191	147,9	244,6	0,038	5,0	6,4
11	1	159	191	206,3	220,4	261	0,038	5,4	6,9
14	1	166	200	288,4	159,5	328,4	0,038	7,6	8,6
15	1	157	188	109,3	186,4	388,3	0,038	2,9	10,2
16	1	153	184	117	157,2	197,5	0,038	3,1	5,2
17	1	158	189	277,9	191	265,8	0,038	7,3	7,0
19	1	156	187	24,5	7,2	22,2	0,038	0,6	0,6
20	1	152	182	19,7	4	16,9	0,038	0,5	0,4
21	1	156	187	198,5	177,1	223,1	0,038	5,2	5,9
22	1	152	183	112	52,1	84,1	0,038	2,9	2,2
24	1	172	206	40,9	28,6	109,5	0,038	1,1	2,9
26	1	155	186	185,6	204,1	230,1	0,038	4,9	6,1
27	1	156	187	127,1	62,5	130,7	0,038	3,3	3,4
32	1	165	198	45,6	23	88,6	0,038	1,2	2,3
35	1	168	201	82,5	193,4	205,5	0,038	2,2	5,4
36	1	157	189	80	135,5	144,9	0,038	2,1	3,8
39	1	163	196	58,5	10,8	44,8	0,038	1,5	1,2
40	1	157	189	279,4	297,4	332,6	0,038	7,4	8,8

**Figura 5.31:** Risultati delle verifiche allo SLC degli isolatori a scorrimento

E' consigliato che i valori di  $S_1$  e  $S_2$  siano non inferiori a 12 e 3 rispettivamente, per limitare la deformabilità verticale degli isolatori e il rischio che non sia soddisfatta la verifica all'instabilità dell'isolatore; inoltre è necessario che  $G_m$  ricada nell'intervallo 0,35-1,50 Mpa. Per tutti gli isolatori è verificata la condizione  $V \geq 0$ , cioè assenza di trazione, come richiesto al punto 7.10.6.2 – Verifica degli stati limite ultimi, NTC18. Nelle tabelle è anche riportato il valore del carico verticale agente sul dispositivo determinato dalla combinazione frequente dei carichi, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio.

Si sottolinea infine che l'idoneità all'impiego deve essere accertata mediante "prove di accettazione dei materiali", "prove di qualificazione dei dispositivi" e "prove di accettazione sui dispositivi", descritte nel capitolo 11.9 – Dispositivi antisismici, eseguite e certificate da laboratori ufficiali, ai sensi dell'art.20 della legge 1086/71, dotati delle necessarie attrezzature e della specifica competenza ed operanti in regime di qualità (punto 11.9.3 – procedure di accettazione, NTC18).

## 5.4 Analisi dinamica non lineare (time history analysis)

Al fine di ottenere una maggior sicurezza nei confronti dei risultati ottenuti sui valori degli spostamenti degli isolatori elastomerici, si sceglie di eseguire anche un'analisi dinamica non lineare.

Come riportato al capitolo 7.3.4.1 delle NTC, l'analisi non lineare dinamica consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno. Ciascuna storia temporale (accelerogramma) descrive una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica; l'insieme delle tre componenti (due orizzontali, ortogonali tra loro, e una verticale) costituisce un gruppo di storie temporali del moto del terreno. Gli accelerogrammi possono essere artificiali, naturali o simulati e devono essere opportunamente selezionati e scalati, come indicato nei capitoli 3.2.3.6 delle NTC e della Circolare esplicativa.

Si generano pertanto n°3 accelerogrammi artificiali tramite il programma SIMQUAKE del Prof. Gelfi, andando ad inserire le caratteristiche del sito oggetto di studio.

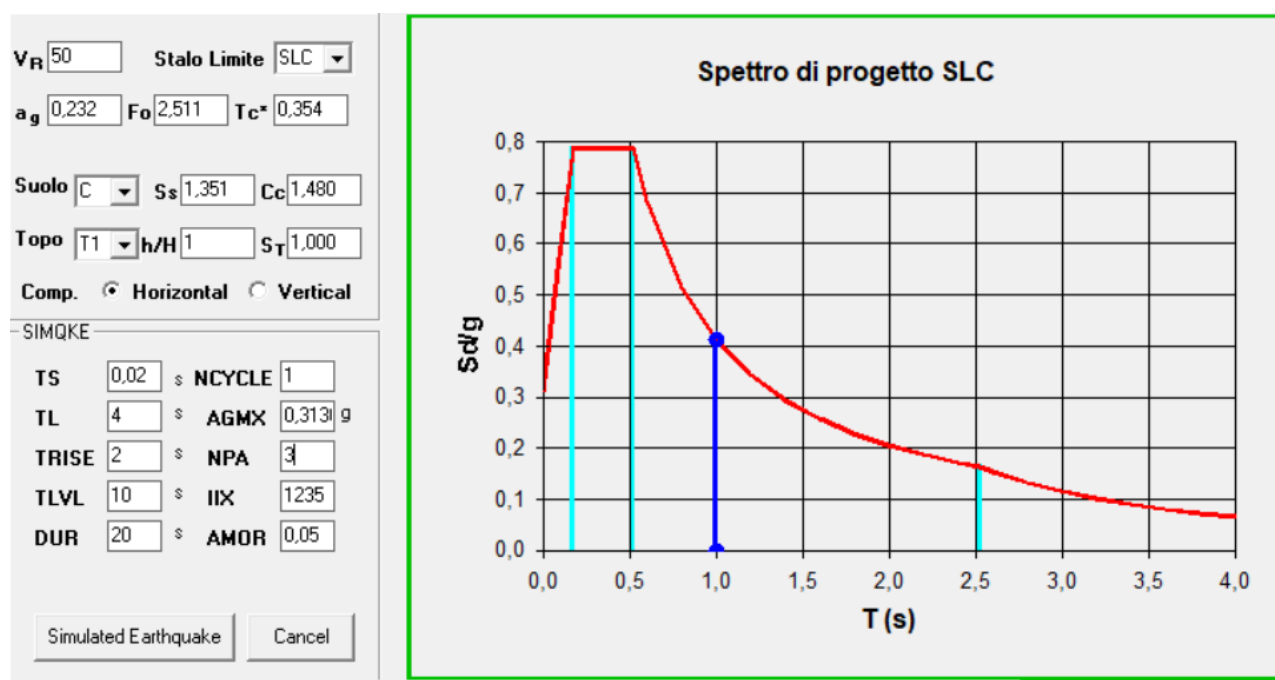


Figura 5.32: Finestra programma SIMQUAKE per generazione accelerogrammi artificiali

Come riportato dalla normativa, in assenza di studi specifici la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi associato alla storia deve avere una durata di 10 s e deve essere preceduta e seguita da tratti di ampiezza crescente da zero e

decescente a zero, in modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s. Nel caso specifico, si è preferito adottare per semplicità una durata di 20 s. Gli accelerogrammi artificiali devono avere peraltro uno spettro di risposta elastico coerente con lo spettro di risposta adottato nella progettazione.

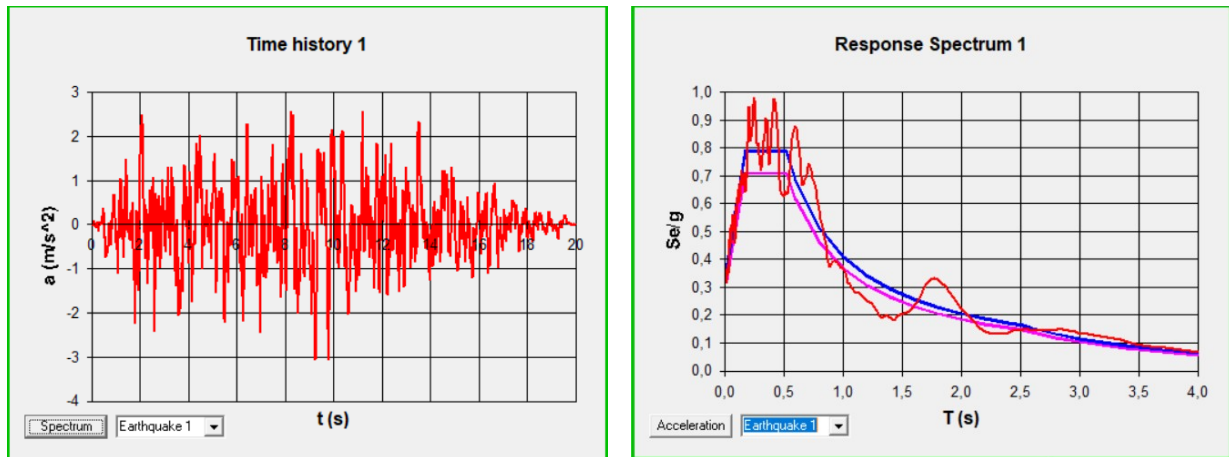


Figura 5.33: Prima storia temporale per il sito di riferimento, con accelerogramma e spettro di risposta.

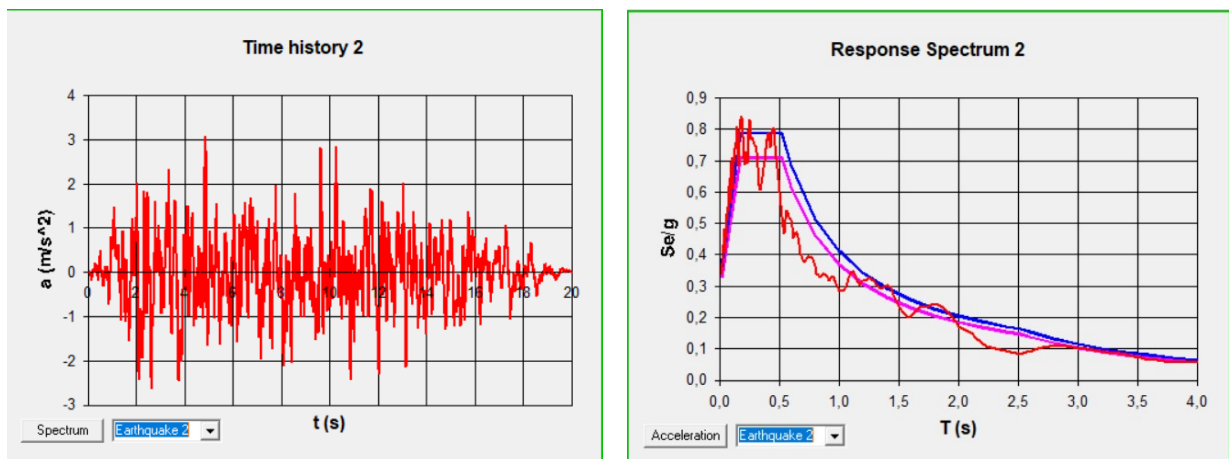
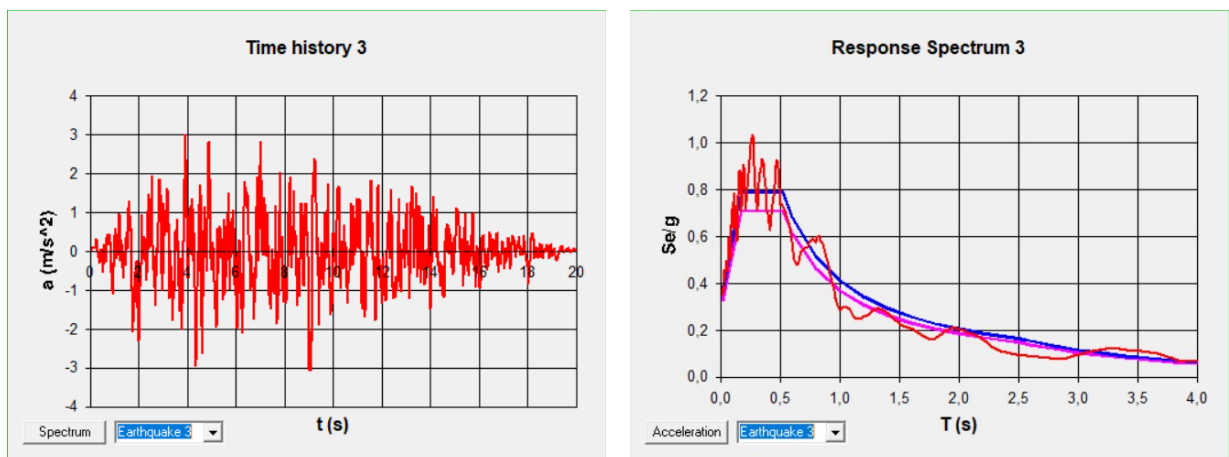


Figura 5.34: Seconda storia temporale per il sito di riferimento, con accelerogramma e spettro di risposta.

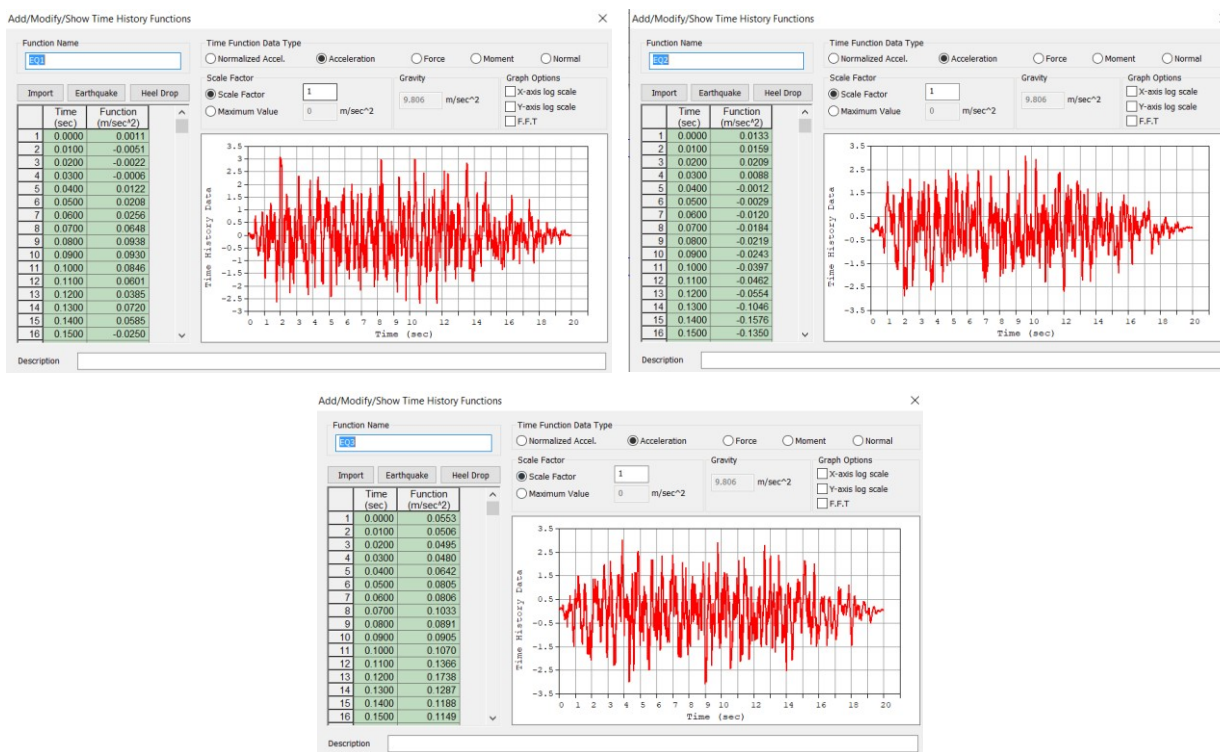




**Figura 5.35:** Terza storia temporale per il sito di riferimento, con accelerogramma e spettro di risposta.

Tuttavia non è possibile utilizzare direttamente questi accelerogrammi in quanto la velocità finale del terremoto è diversa da zero, e questo comporta spostamenti residui non trascurabili che porterebbero ad una deviazione dei risultati e che non è possibile correggere a posteriori. Pertanto è necessario eseguire una correzione sugli accelerogrammi mediante la correzione della linea base (essendo lo spostamento l'integrale doppio dell'accelerazione, automaticamente risulterà corretto anche lo spostamento e lo spostamento finale risulterà pari a zero), utilizzando tre linee di codice in Matlab.

Ora è possibile importare i dati relativi agli accelerogrammi corretti in Midas Gen:



**Figura 5.36:** Accelerogrammi artificiali corretti in Midas Gen (EQ1, EQ2, EQ3)

Definite le storie temporali, si passa all'assegnazione delle proprietà non lineari agli isolatori. Si definisce quindi una legge elasto-plastica incrudente partendo dalle caratteristiche lineari, fino alla definizione dei parametri di interesse, definendone pertanto il ciclo isteretico:

- $F_y$  = forza necessaria per lo snervamento;
- $K_1$  = rigidezza dell'isolatore nel tratto elastico;

- K2 = rigidezza dell'isolatore nel tratto post elastico.

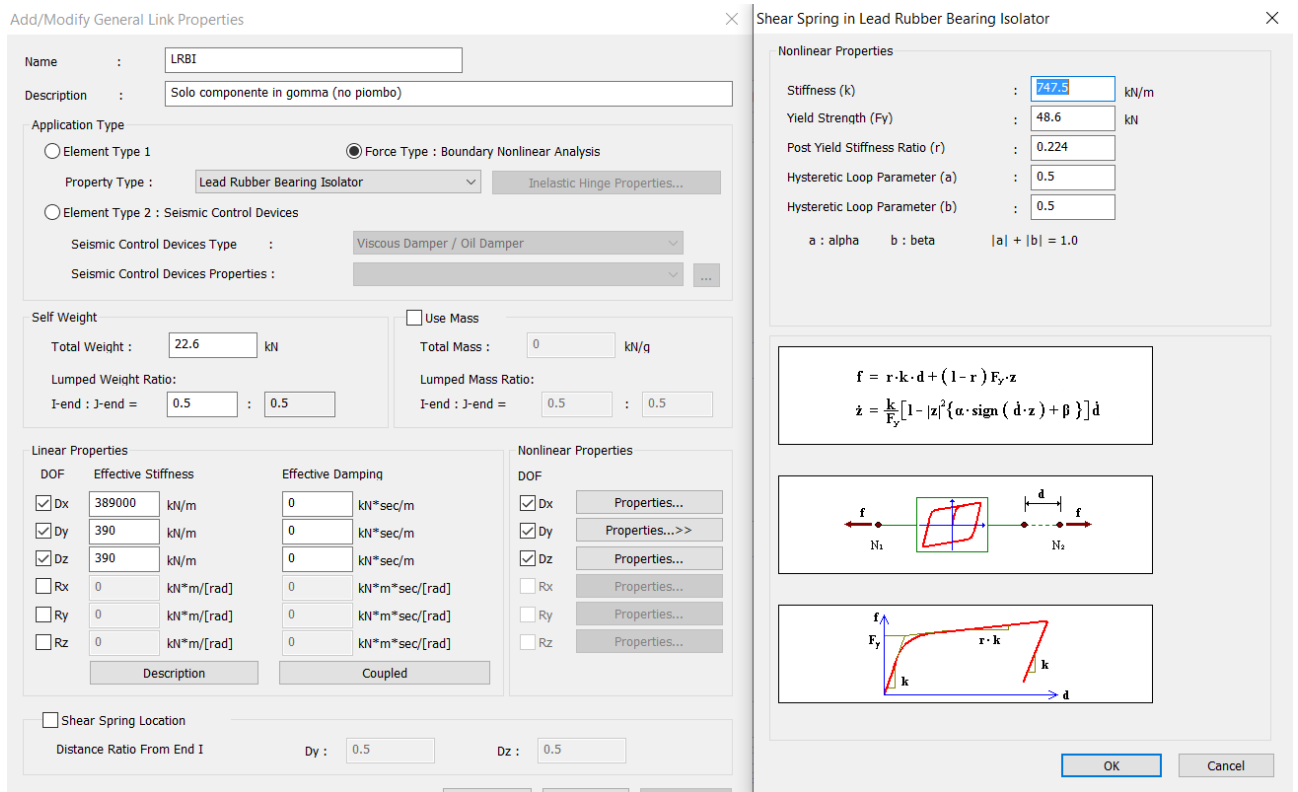


Figura 5.37: Attribuzione delle proprietà non lineari degli isolatori in Midas Gen

Il passo successivo è quello di andare a definire i casi di carico: avendo tre accelerogrammi, come riportato anche dalla normativa si vanno a definire tre casi di carico andando a combinare gli accelerogrammi lungo X e Y tutti diversi tra loro, in modo che nessun accelerogramma ricada nella medesima direzione per più di una volta, come riportato di seguito:

TIME HISTORY		
TH	X	Y
TH1	EQ1	EQ2
TH2	EQ2	EQ3
TH3	EQ3	EQ1

Figura 5.38: Casi di carico per l'analisi di time history

Si vanno a definire pertanto i casi di carico (denominati TH1, TH2, TH3) su Midas Gen, eseguendo un'analisi non lineare per integrazione diretta che restituisca i risultati al secondo.

**Figura 5.39:** Definizione dei casi di carico per l'analisi di time history

Nei sistemi non lineari, lo smorzamento deve essere necessariamente espresso attraverso una matrice. Questa è la stessa situazione che si verifica durante un terremoto ad alta intensità, perché la risposta può superare anche di molto il limite elastico, come nel caso specifico. In questo caso la matrice di rigidezza varia nel tempo e le equazioni del moto devono essere integrate direttamente. La matrice di smorzamento può essere determinata a partire dai rapporti di smorzamento modali. E' opportuno infatti che lo smorzamento viscoso sia assunto costante durante il moto, anche se la risposta supera il limite elastico.

Si adotta il metodo dello smorzamento alla Rayleigh, dove si assume che la matrice di smorzamento può esprimersi attraverso la relazione

$$C = \beta K$$

e per la proprietà di ortogonalità dei modi rispetto alla matrice di rigidezza si ha:

$$C_n = \beta K_n = \beta \omega_n^2 M_n$$

Che, dividendo per  $M_n$  si ottiene

$$\xi_n = \frac{\beta}{2} * \omega_n$$

$$\beta = \frac{\xi_n}{\Pi} * T$$

Ottenendo quindi i valori di  $\beta$  per le varie storie temporali, con lo smorzamento pari al 5% e i periodi relativi al quarto, quinto e sesto modo di vibrare (struttura isolata).

Generati i casi di carico, essi andranno a definire le accelerazioni al suolo combinando gli accelerogrammi lungo X e Y come riportato in tabella di figura 5.38, utilizzando il comando apposito su Midas Gen denominato "ground acceleration".

Per i risultati che ci interessano, i dati di input inseriti possono essere sufficienti, ma Il Midas Gen offre molte altre opzioni di input per eseguire diverse metodologie di analisi dinamiche non lineari. Eseguendo pertanto l'analisi, si estrapolano i risultati degli spostamenti per ogni singolo isolatore e vengono riordinati nelle tabelle seguenti:

NODO 395		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.080089	0.118944
TH2	0.125077	0.101453
TH3	0.115619	0.099903
<b>dmax</b>	<b>0.125077</b>	<b>0.118944</b>

NODO 396		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.080089	0.113828
TH2	0.125077	0.094123
TH3	0.115619	0.093862
<b>dmax</b>	<b>0.125077</b>	<b>0.113828</b>

NODO 406		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.080089	0.108214
TH2	0.125077	0.094906
TH3	0.115619	0.087041
<b>dmax</b>	<b>0.125077</b>	<b>0.108214</b>

NODO 397		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.080089	0.103985
TH2	0.125077	0.097691
TH3	0.115619	0.080999
<b>dmax</b>	<b>0.125077</b>	<b>0.103985</b>

NODO 413		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.079197	0.12065
TH2	0.124655	0.103818
TH3	0.113071	0.101852
<b>dmax</b>	<b>0.124655</b>	<b>0.12065</b>

NODO 414		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.079197	0.104967
TH2	0.124655	0.098619
TH3	0.113071	0.079051
<b>dmax</b>	<b>0.124655</b>	<b>0.104967</b>

NODO 475		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.076709	0.12065
TH2	0.123475	0.103818
TH3	0.104989	0.101852
<b>dmax</b>	<b>0.123475</b>	<b>0.12065</b>

NODO 479		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.076709	0.104967
TH2	0.123475	0.098619
TH3	0.104989	0.079051
<b>dmax</b>	<b>0.123475</b>	<b>0.104967</b>

NODO 399		
Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.075019	0.12065
TH2	0.122556	0.103818
TH3	0.097164	0.101852
<b>dmax</b>	<b>0.122556</b>	<b>0.12065</b>

NODO 586			NODO 486			NODO 493		
Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.074706	0.114898	TH1	0.074835	0.104967	TH1	0.074546	0.104967
TH2	0.122316	0.09566	TH2	0.12243	0.098619	TH2	0.12196	0.098619
TH3	0.094802	0.095128	TH3	0.095924	0.079051	TH3	0.093182	0.079051
<b>dmax</b>	<b>0.122316</b>	<b>0.114898</b>	<b>dmax</b>	<b>0.12243</b>	<b>0.104967</b>	<b>dmax</b>	<b>0.12196</b>	<b>0.104967</b>

NODO 401			NODO 489			NODO 402		
Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.074535	0.110746	TH1	0.074576	0.104967	TH1	0.074699	0.107185
TH2	0.121863	0.093475	TH2	0.12171	0.098619	TH2	0.121546	0.095487
TH3	0.092618	0.090159	TH3	0.091594	0.079051	TH3	0.090492	0.085774
<b>dmax</b>	<b>0.121863</b>	<b>0.110746</b>	<b>dmax</b>	<b>0.12171</b>	<b>0.104967</b>	<b>dmax</b>	<b>0.121546</b>	<b>0.107185</b>

NODO 403			NODO 538			NODO 585		
Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)	Time history	dx (m)	dy (m)
TH1	0.074699	0.104032	TH1	0.074706	0.110746	TH1	0.074706	0.118271
TH2	0.121546	0.097737	TH2	0.122316	0.093475	TH2	0.122316	0.100507
TH3	0.090492	0.080902	TH3	0.094802	0.090159	TH3	0.094802	0.099123
<b>dmax</b>	<b>0.121546</b>	<b>0.104032</b>	<b>dmax</b>	<b>0.122316</b>	<b>0.110746</b>	<b>dmax</b>	<b>0.122316</b>	<b>0.118271</b>

Figura 5.40: Tabelle riepilogative degli spostamenti degli isolatori per diverse time history

Isolatore	Nodo	Tipo	dx (mm)	dy (mm)	dE=d2 (mm)
2	395	Elastom.	125	119	173
3	396	Elastom.	125	114	169
6	406	Elastom.	125	108	165
7	397	Elastom.	125	104	163
9	413	Elastom.	125	121	174
12	414	Elastom.	125	105	163
13	475	Elastom.	123	121	173
18	479	Elastom.	123	105	162
23	399	Elastom.	123	121	173
25	586	Elastom.	122	115	168
28	486	Elastom.	122	105	161
29	493	Elastom.	122	105	161
30	401	Elastom.	122	111	165
31	489	Elastom.	122	105	161
33	402	Elastom.	122	107	162
34	403	Elastom.	122	104	160
37	538	Elastom.	122	111	165
38	585	Elastom.	122	118	170

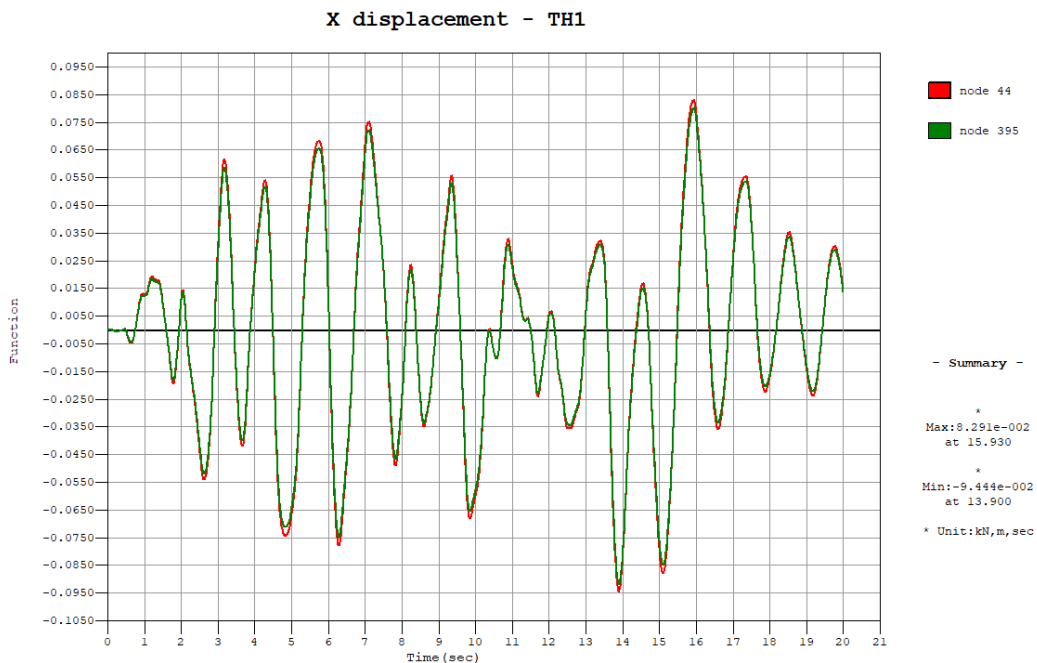
Figura 5.41: Spostamenti ottenuti dalle analisi non lineari e spostamento di progetto per i dispositivi

Si vede che gli spostamenti ottenuti risultano essere perfettamente in linea con quelli ottenuti dalle analisi lineari e che risultano comunque minori dello spostamento massimo ammissibile per l'isolatore. Si riporta il confronto tra i risultati di spostamento degli isolatori elastomerici ottenuti nelle analisi lineari e non lineari:

Confronto spostamento di progetto d2									
Isolatore	2	3	6	7	9	12	13	18	23
Lineare	173	164	163	165	174	164	171	158	171
Non lineare	173	169	165	163	174	163	173	162	173
	25	28	29	30	31	33	34	37	38
	161	158	162	160	166	166	167	155	168
	168	161	161	165	161	162	160	165	170

Figura 5.42: Tabella finale di confronto dei risultati ottenuti dalle analisi lineari e non lineari

In ultimo si riportano i diagrammi relativi alle time history degli spostamenti relativi all'isolatore n°2 (nodo 395) per i casi di carico analizzati, sia nel dominio del tempo che delle frequenze, impostando come punti di confronto il solaio di base (immediatamente al di sopra dell'isolatore) con il solaio di copertura.



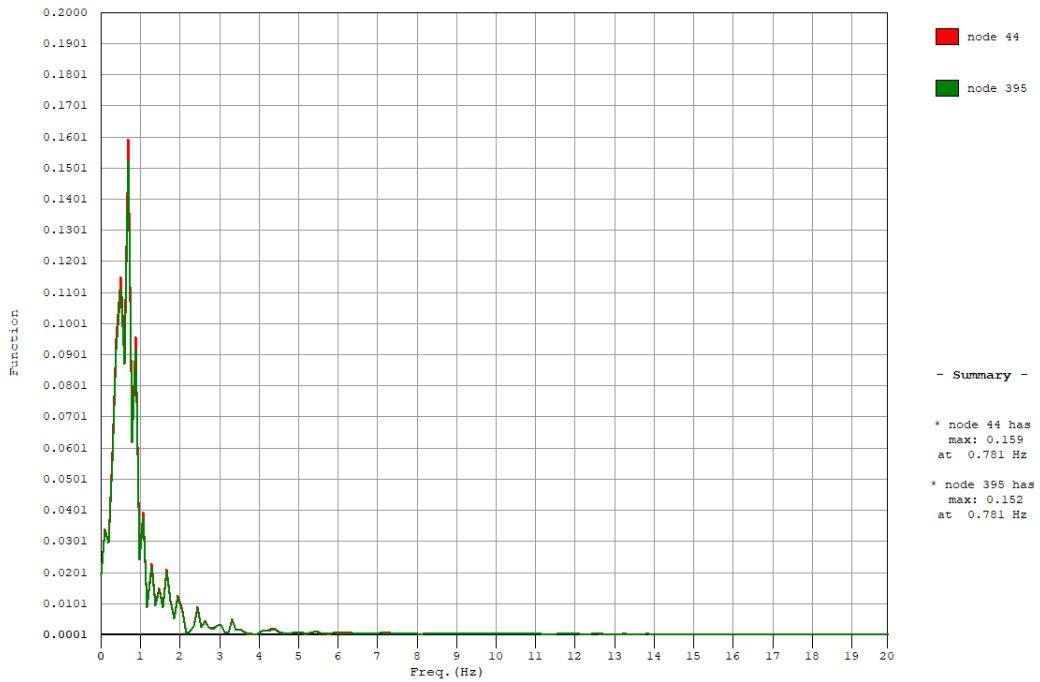
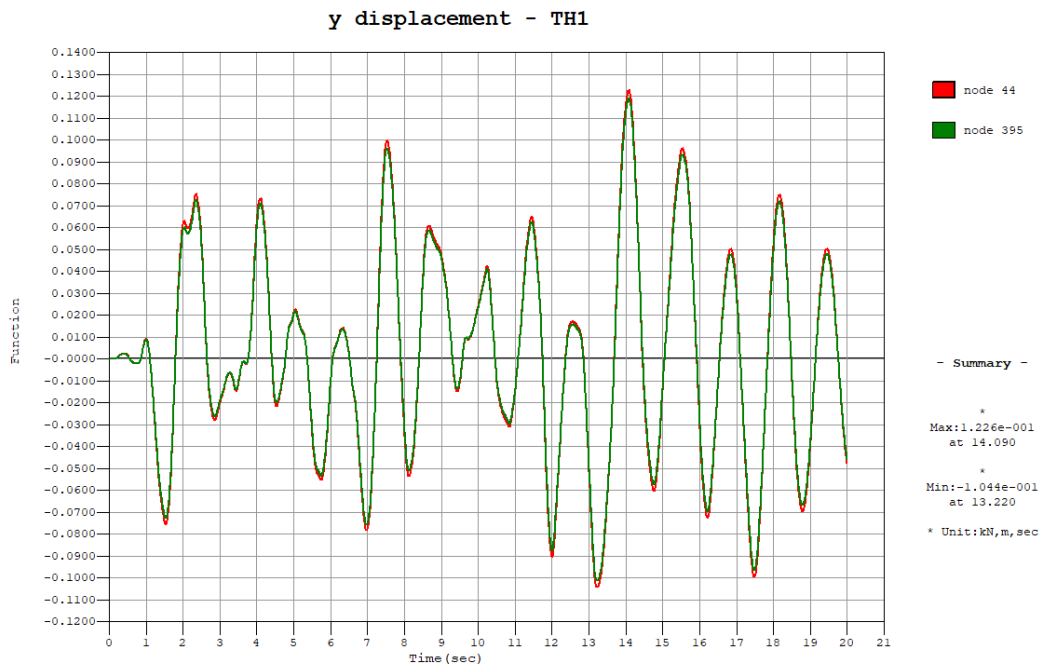


Figura 5.43: Time history 1 di spostamento in X dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze



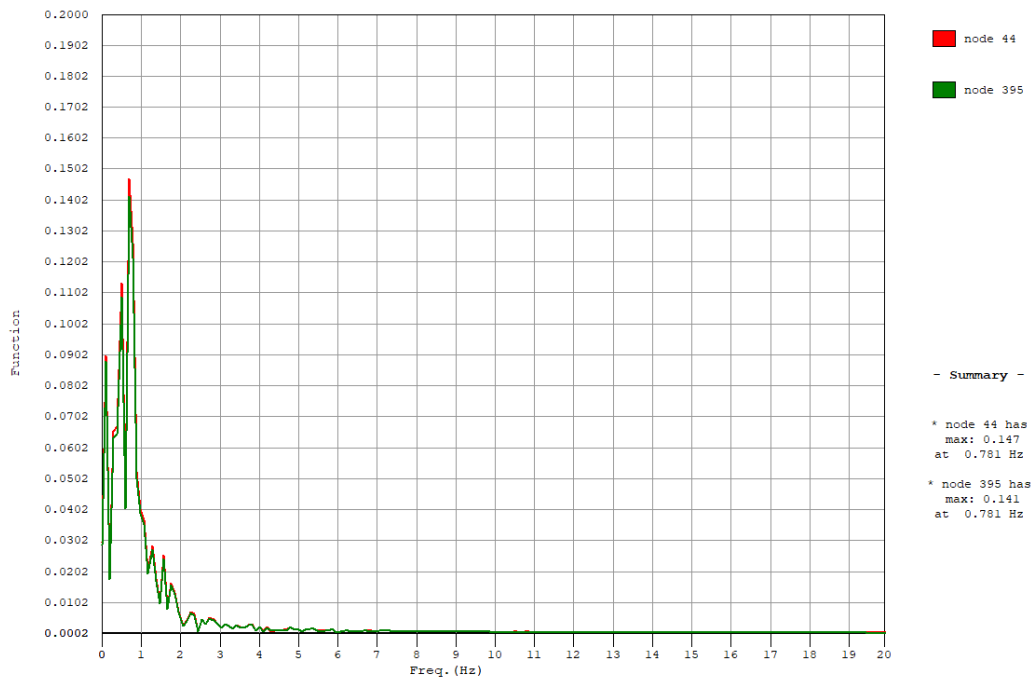
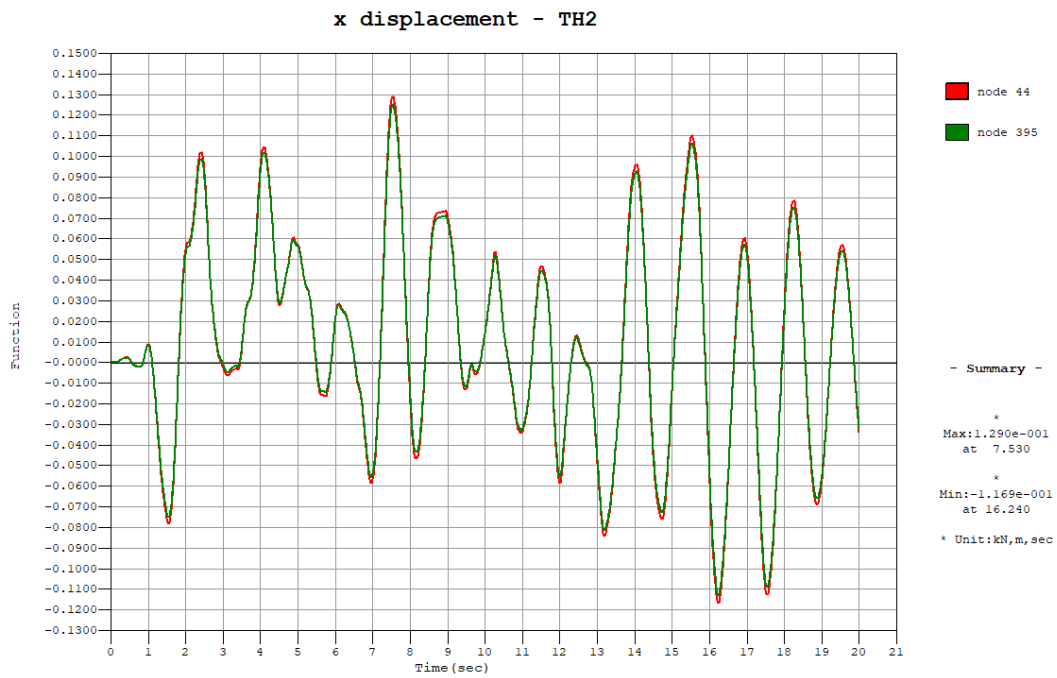


Figura 5.44: Time history 1 di spostamento in Y dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze





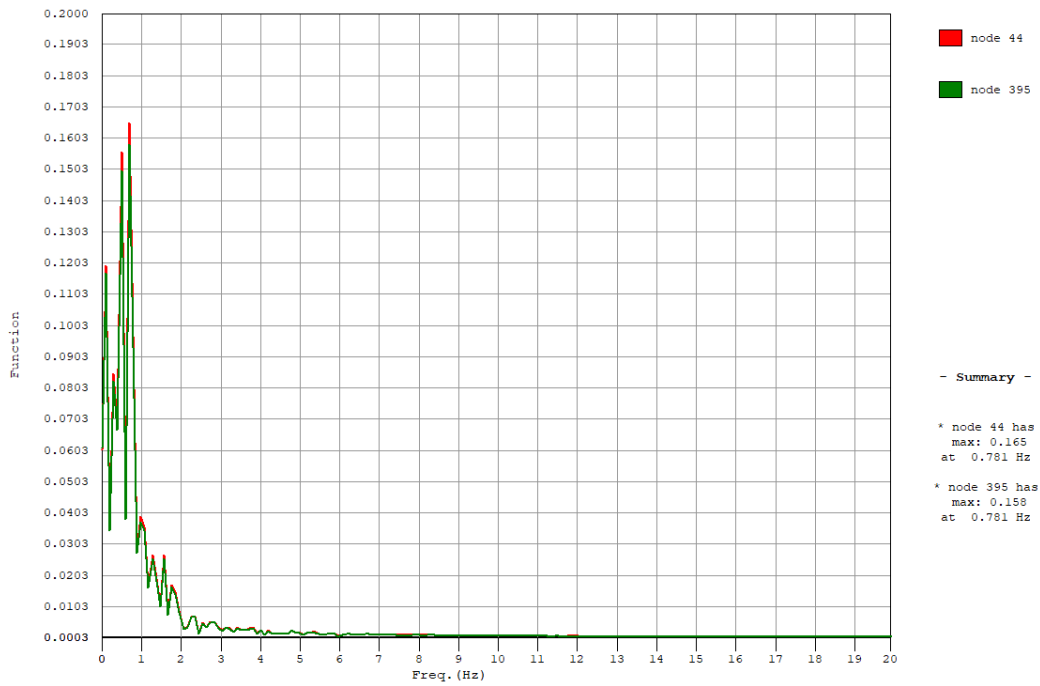
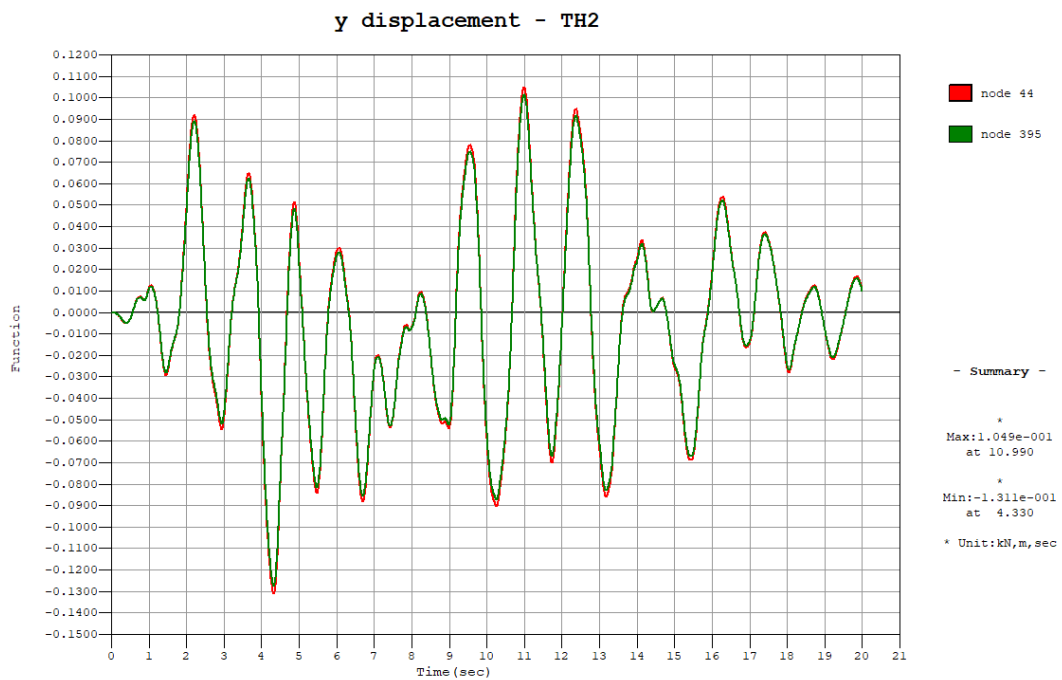


Figura 5.45: Time history 2 di spostamento in X dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze



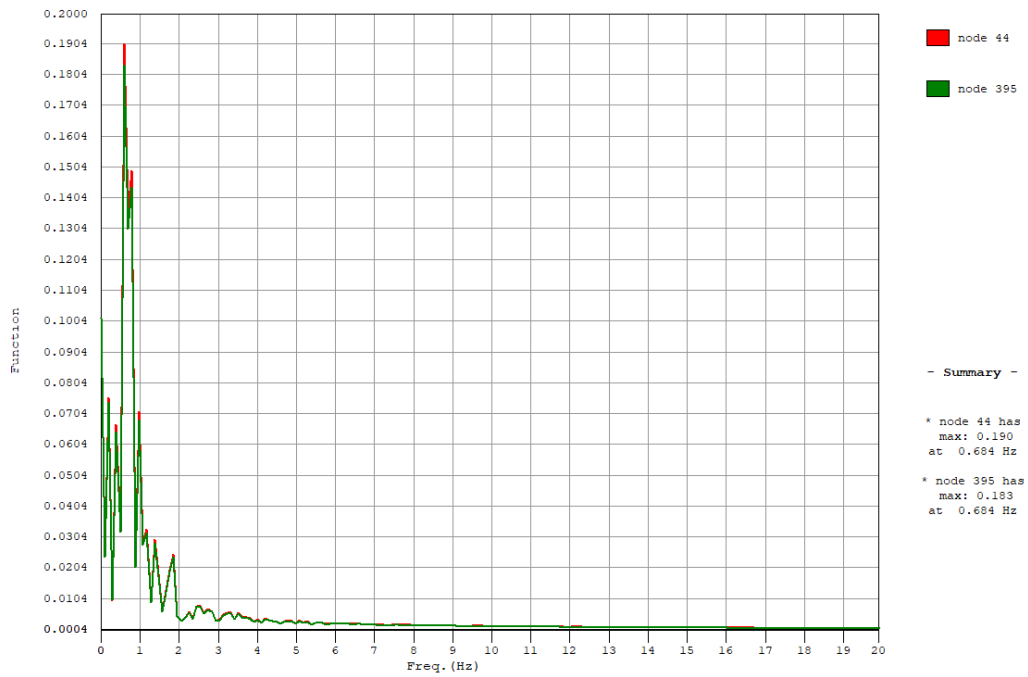
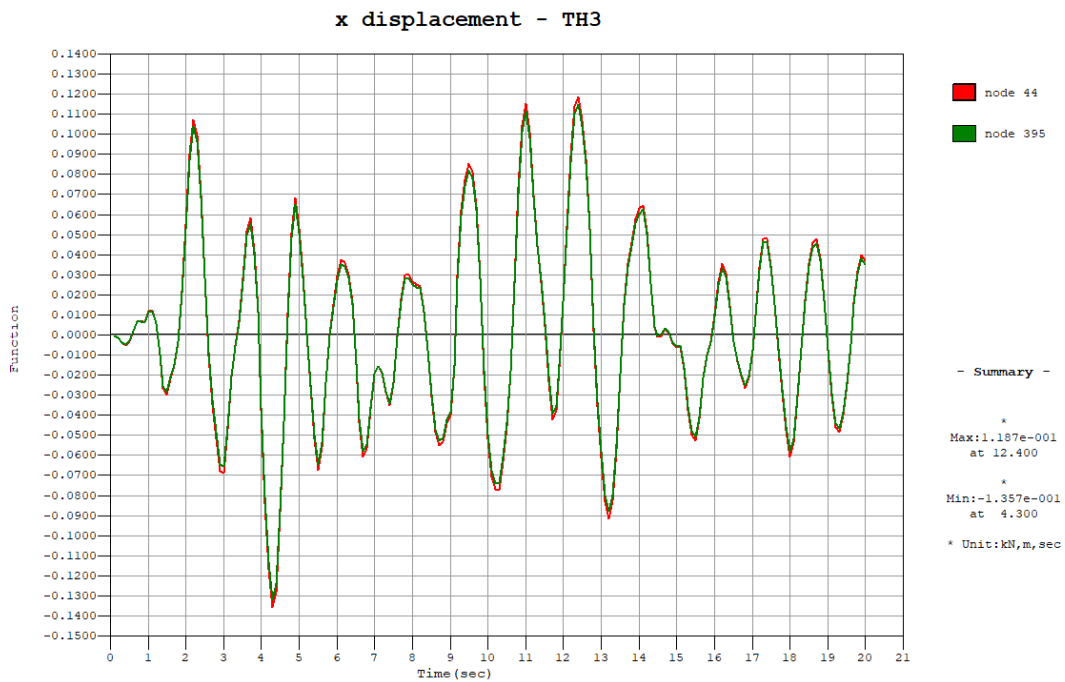


Figura 5.46: Time history 2 di spostamento in Y dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze



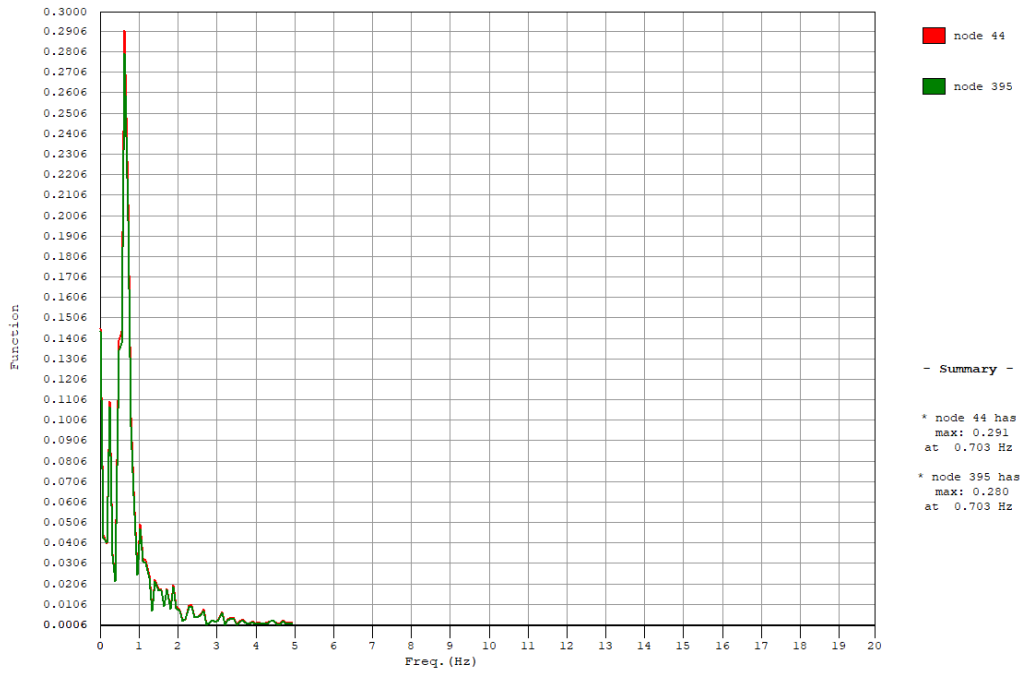
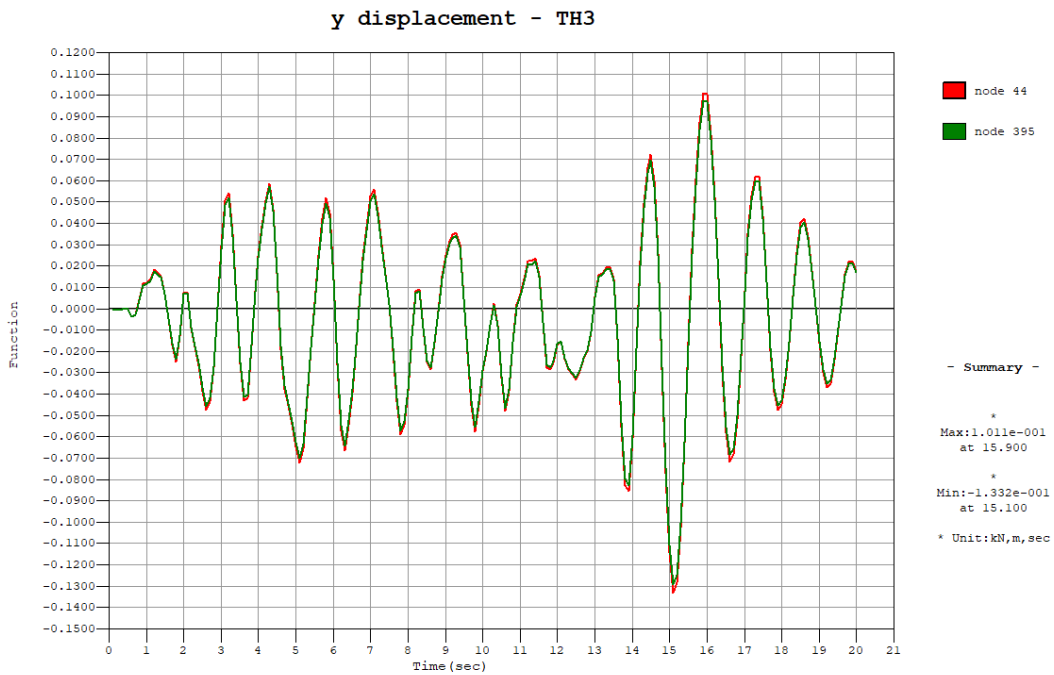


Figura 5.47: Time history 3 di spostamento in X dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze



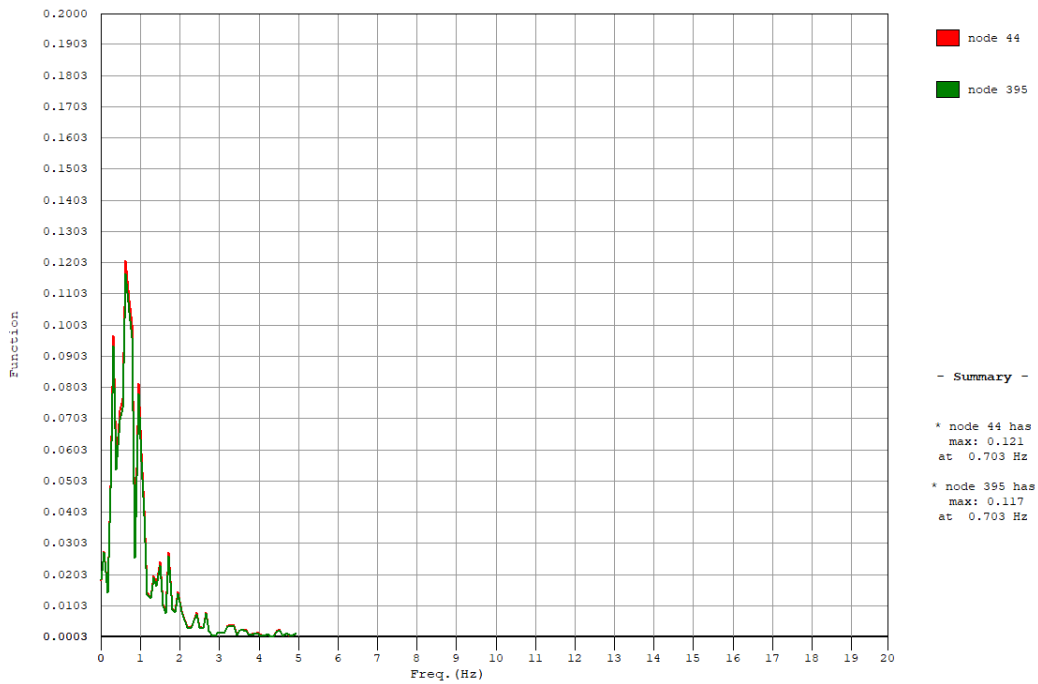
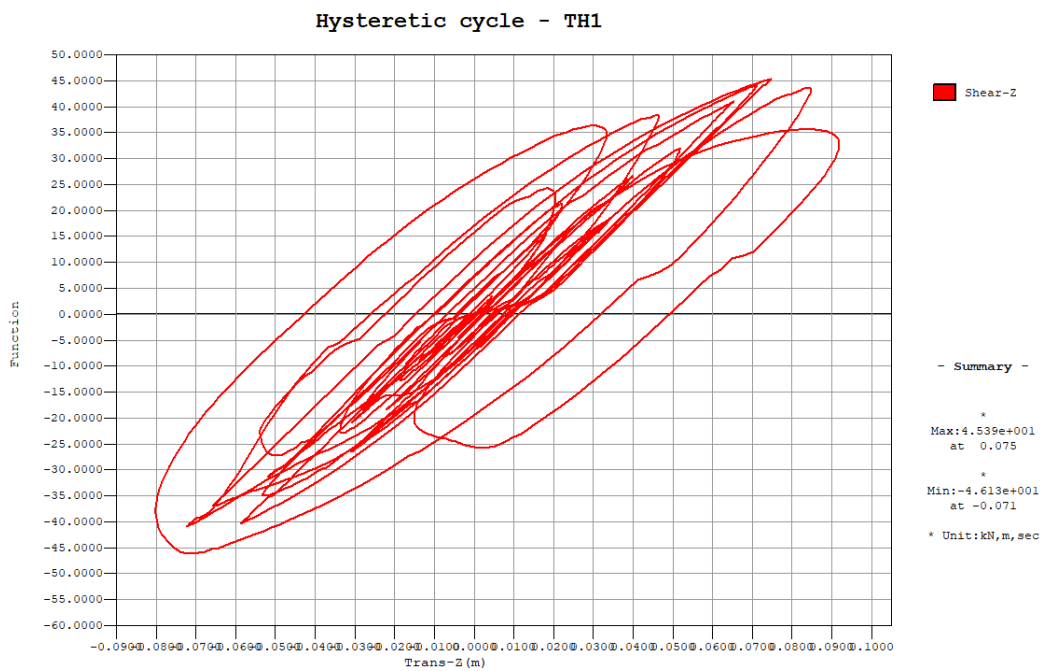
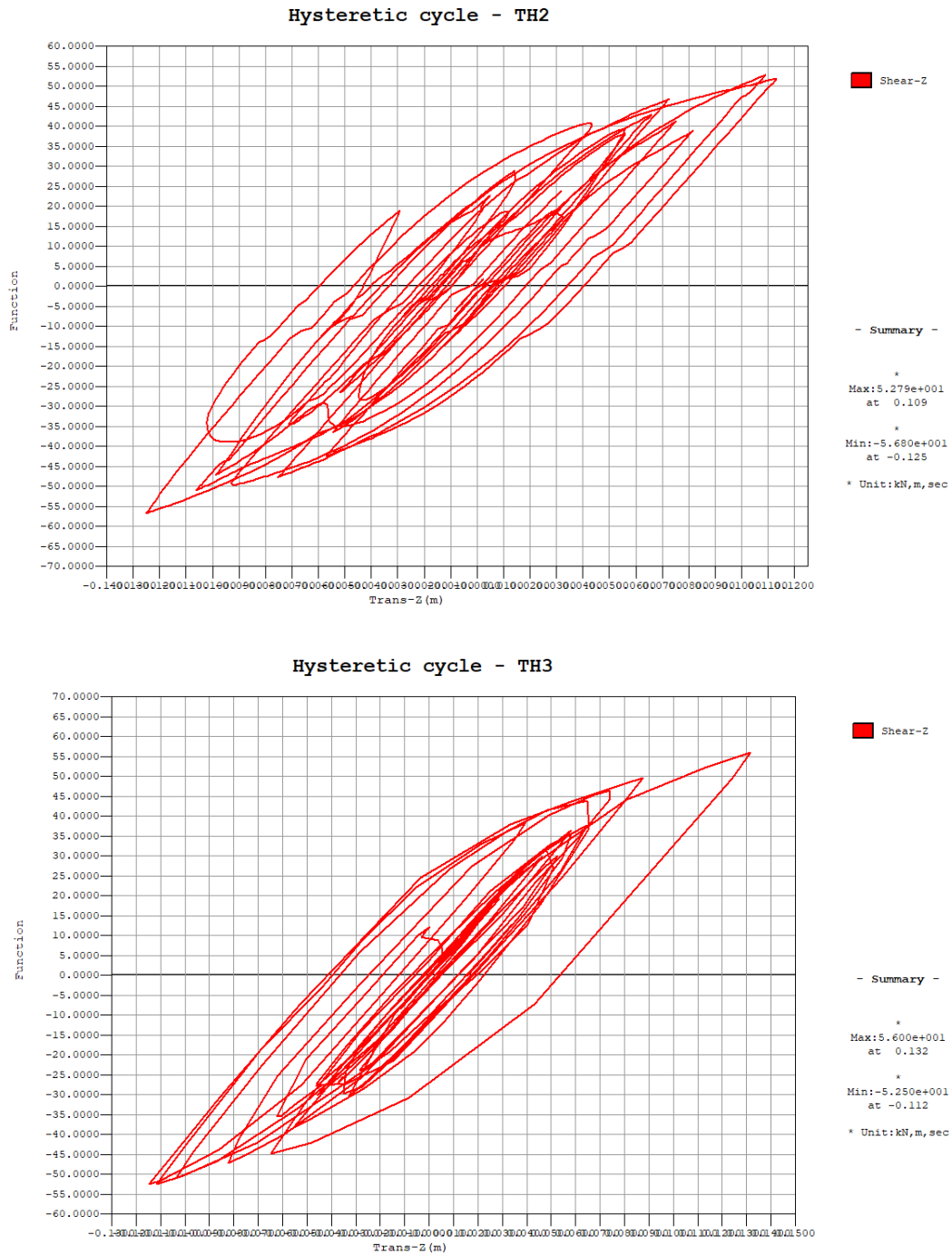


Figura 5.47: Time history 3 di spostamento in Y dell'isolatore considerato, dominio del tempo e delle frequenze

Si riportano inoltre i grafici relativi ai cicli isteretici per le diverse time history dell'isolatore preso ad esempio:





**Figura 5.48:** Cicli isteretici dell'isolatore N°2 (nodo 395) formati per le diverse time history

I cicli isteretici che ne derivano risultano ben definiti, specialmente il terzo ciclo che ricalca molto bene quello teorico.

## 5.5 Giunti e connessioni non strutturali

Ai fini di un corretto funzionamento del sistema di isolamento e per evitare danni per urto tra la sovrastruttura isolata e parti non isolate della stessa struttura o strutture adiacenti, è necessario che la struttura possa muoversi liberamente fino ai massimi spostamenti previsti allo SLC (punto 7.10.4.4 – controllo degli spostamenti relativi al terreno ed alle costruzioni circostanti, Circolare Esplicativa). Inoltre gli ampi movimenti previsti alla base debbono essere tali da non pregiudicare la funzionalità degli impianti (SLD) o condizioni di pericolo per le tubazioni che trasportano fluidi pericolosi, in caso di azione sismica allo SLC.

Facendo riferimento allo SLC, nel caso in esame sono previsti giunti di separazione tra la sovrastruttura e il muro di sostegno che circonda l'edificio. L'ampiezza dei giunti di separazione dovrà essere almeno pari al massimo spostamento allo SLC degli isolatori. Tale spostamento può essere ricavato dalla tabella di figura 5.26, tenendo conto che si è assunto che gli spostamenti  $d_x$  e  $d_{fy}$  siano nulli. Si ricava pertanto che la minima ampiezza del giunto è pari al valore massimo di  $d_2$  di suddetta tabella, dunque pari a 176 mm. In definitiva si può assumere, prudenzialmente ed in relazione ad incrementi di costo del tutto trascurabili, un'ampiezza pari a 250 mm in entrambe le direzioni.

Per quanto riguarda i tubi per il trasporto di fluidi pericolosi, lo spostamento da considerare è il massimo che si ottiene in una qualsiasi direzione e andrebbe valutato in corrispondenza dei punti di passaggio dalla struttura fissa a quella isolata. In assenza di tale informazione, sarà opportuno porsi nelle condizioni più cautelative ed assumere il valore calcolato per i dispositivi di isolamento.

## 5.6 Realizzazione dell'intervento: inserimento del sistema di isolamento alla base

La procedura di inserimento del sistema di isolamento è basata sulla tecnica della scucitura per conci, modificata al fine di minimizzare i rischi associati a tale lavorazione. Il piano di isolamento è interposto tra il piano interrato e il piano terra, pertanto è necessario eseguire un taglio all'interno della muratura per posizionare i dispositivi di isolamento; inoltre come già descritto si realizzerà un grigliato di travi 25x75 al di sopra del sistema di isolamento ed una platea nervata in cls, per creare il solaio di base.

E' stata prevista la realizzazione di due cordoli in breccia secondo le fasi di seguito descritte:

- asportazione di una porzione interna del setto murario (dimensioni da valutarsi in relazione alle dimensioni del setto);
- realizzazione di due fori  $\varnothing 16/20$ ;
- inserimento di barre longitudinali correnti inferiori e superiori ed alloggio delle armature trasversali nei fori;
- applicazione del foglio in polistirolo come cassaforma e getto del calcestruzzo caratterizzato da lavorabilità S5;
- esecuzione della prima fase nella parte esterna del setto, inserimento di barre correnti inferiori e superiori, piegatura delle barre trasversali e getto del cordolo esterno;

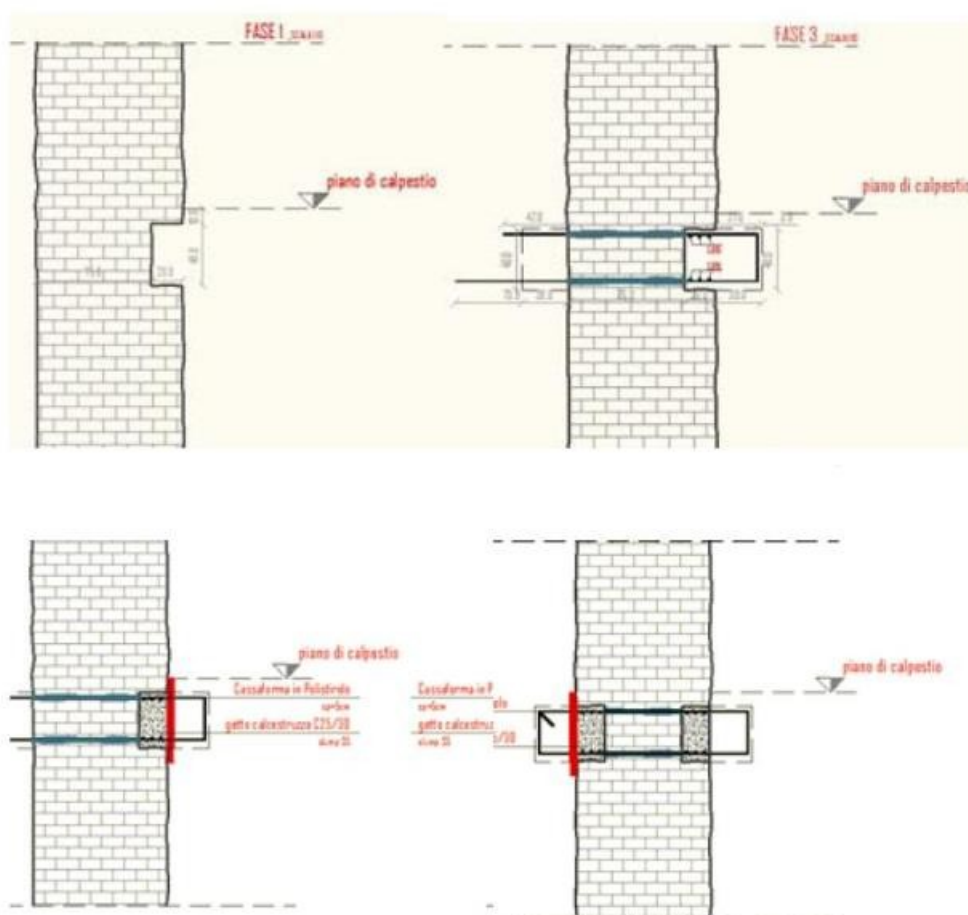
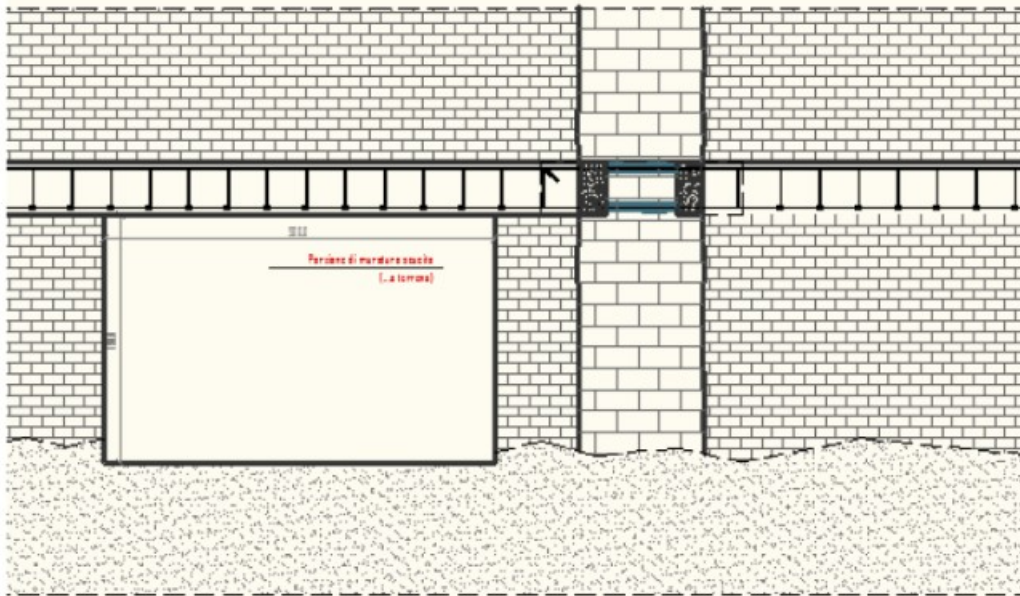


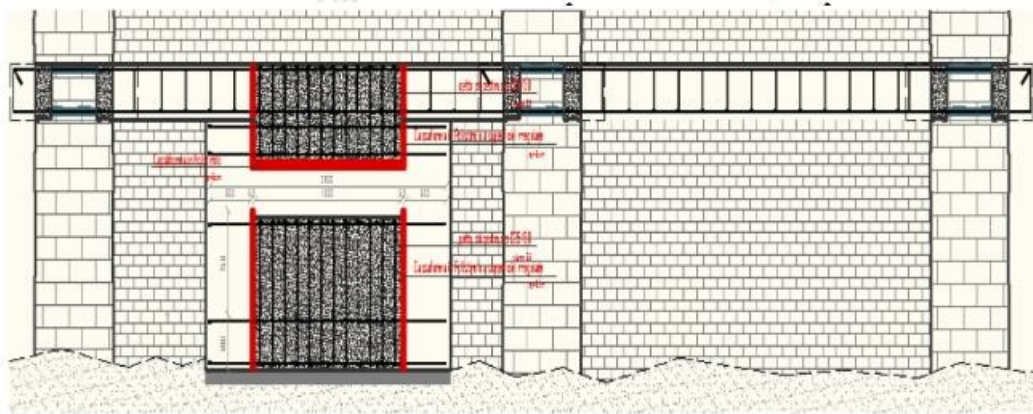
Figura 5.49: Fasi di realizzazione dei cordoli in breccia

- scavo della muratura sottostante



**Figura 5.50:** Esempio di realizzazione del vano dovuto all'eliminazione di un concio

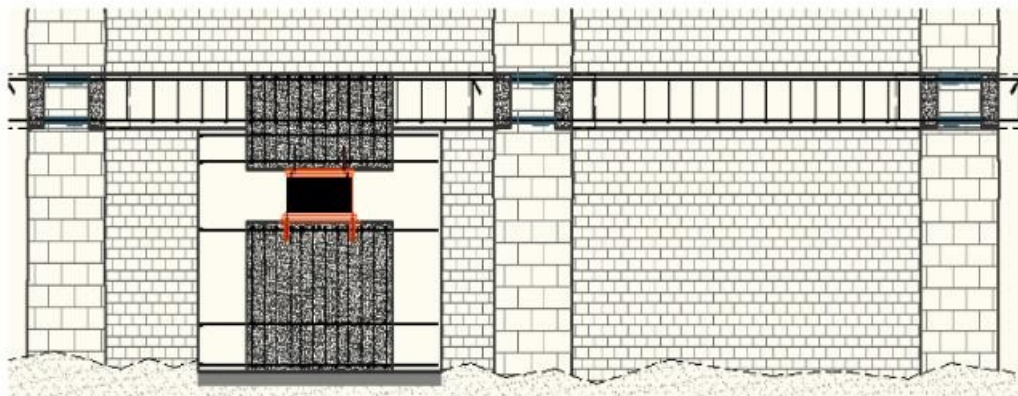
- inserimento di gabbie di armatura preventivamente costituite e getto del cordolo superiore per concii che inglobi i due preventivamente costituiti;
- getto per concii del cordolo inferiore (trave di fondazione);



**Figura 5.51:** Illustrazione di una realizzazione tipo della fondazione superiore e inferiore

- inserimento degli isolatori nelle posizioni desiderate, completando il sistema con le opere di finitura strettamente connesse.



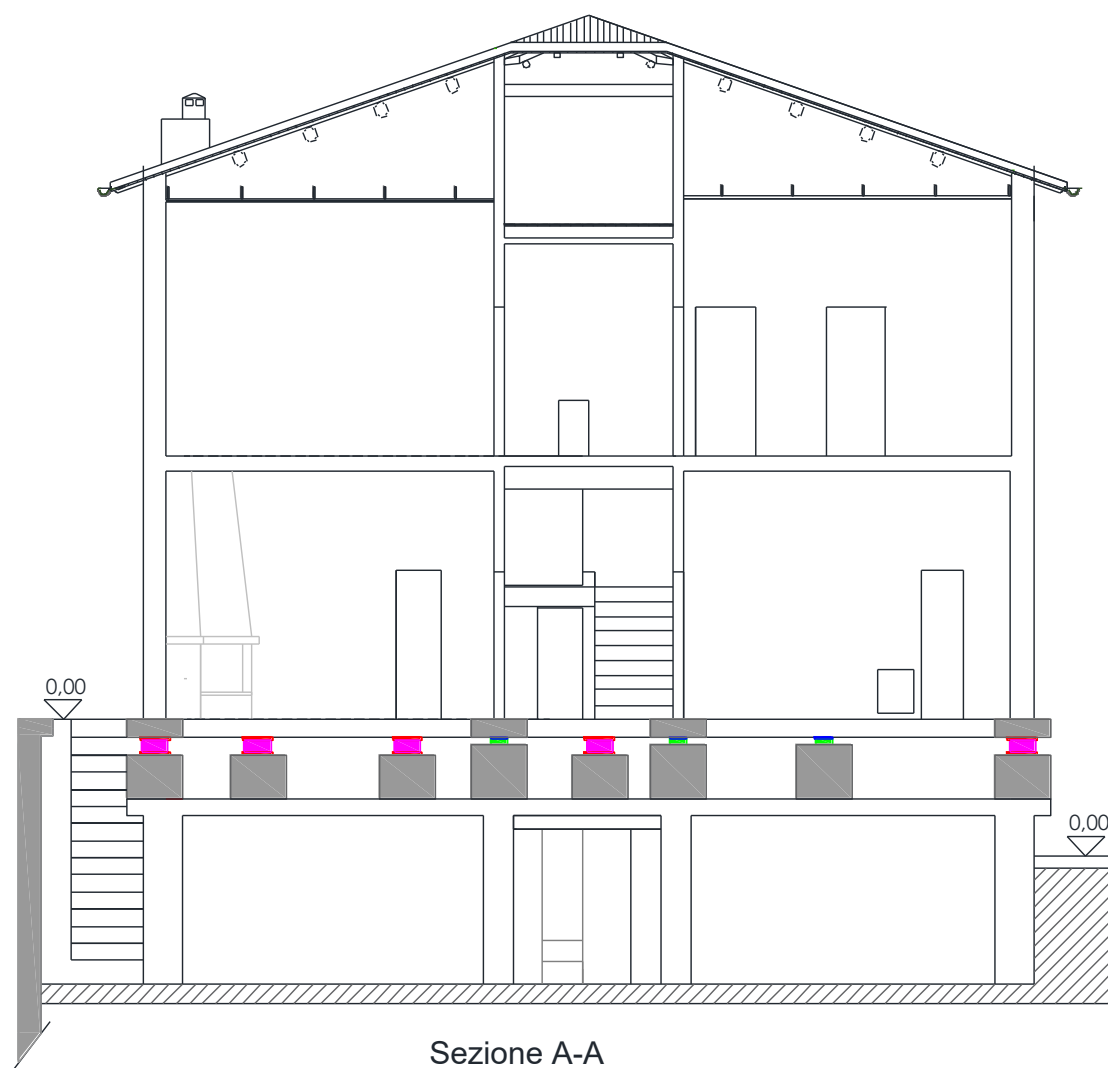


**Figura 5.52:** Fase di inserimento degli isolatori e messa in carico

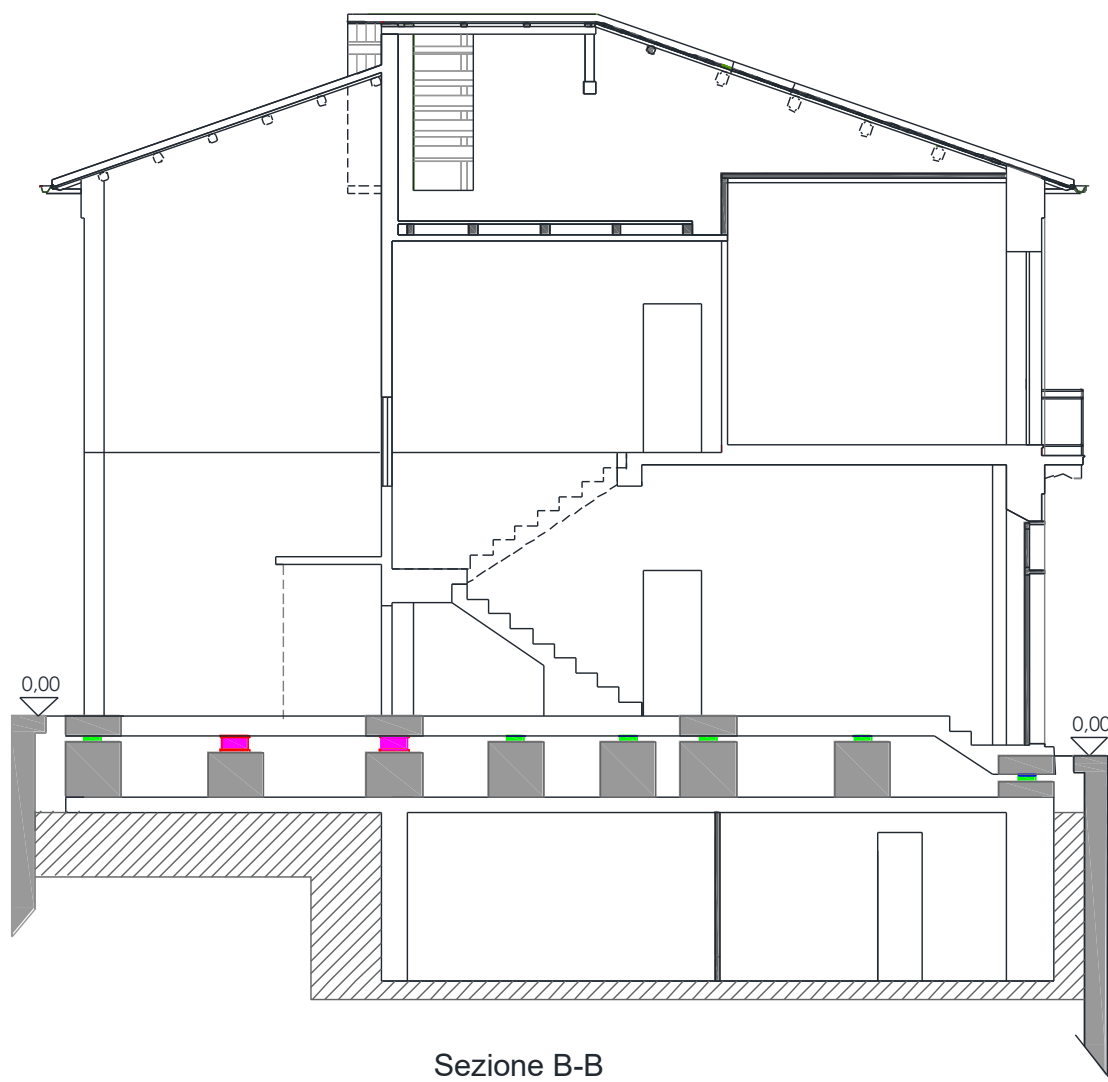
Si ricorda che è necessario eseguire il getto della platea nervata, che andrà a costituire il solaio di base (a livello delle travi di fondazione) di 25 cm.

Per disconnettere la struttura dal terreno circostante, viene realizzato, prima di iniziare l'intervento di inserimento degli isolatori, uno sbancamento di terreno adeguato. Successivamente si realizza un muro di contenimento in calcestruzzo armato dal quale si realizza a sbalzo un marciapiede che colleghi la struttura al terreno circostante. In questo modo l'intercapedine ottenuta al di fuori dei setti perimetrali consente di facilitare le lavorazioni sulla muratura, tra le quali il taglio della stessa, la realizzazione del grigliato e del solaio di base. Inoltre tale intercapedine viene utilizzata anche per interventi futuri sul sistema di isolamento, quali manutenzione di tipo ordinario e sostituzione dei dispositivi. Nella realizzazione delle travi a sbalzo dal muro di contenimento, si deve tenere in conto il fatto che la struttura deve rimanere disconnessa dalle strutture circostanti non isolate, tra le quali il muro stesso e il terreno. E' necessario quindi realizzare un giunto tra il marciapiede e la struttura di dimensioni 250 mm, maggiore rispetto allo spostamento massimo della struttura quantificato in 200 mm, come illustrato più specificatamente nel capitolo precedente 11.4. Infine si vede necessario procedere con un approfondimento del piano di posa delle fondazioni di una quantità pari all'altezza complessiva del sistema di isolamento interposto tra il piano seminterrato ed il piano terra.

Si riporta di seguito la vista in sezione dell'edificio con il sistema di isolamento finito.



**Figura 5.53:** Sezione A-A dell'edificio dopo l'intervento di adeguamento sismico mediante isolamento alla base



**Figura 5.54:** Sezione B-B dell'edificio dopo l'intervento di adeguamento sismico mediante isolamento alla base

## CONCLUSIONI

A seguito degli eventi sismici avvenuti nel 2016, numerosi sono gli edifici che hanno riscontrato danni più o meno gravi, molti dei quali dovuti a carenze come quelle analizzate nel caso studio qui presentato. Lo studio eseguito su questo edificio ha messo in evidenza i problemi tipici di strutture in muratura senza i dovuti accorgimenti sismici, esponendoli ad un grado elevato di vulnerabilità sismica. Esistono molteplici sistemi per contrastare l'azione sismica, per eseguire un miglioramento o un adeguamento sismico: per il primo caso troviamo ad esempio il sistema di tiranti diffuso (utili per garantire il comportamento scatolare limitando il ribaltamento delle pareti fuori dal piano), irrigidimento degli impalcati, telaio di cerchiatura delle aperture, iniezione o consolidamento dei piedritti esili e molti altri. Tra gli interventi di adeguamento troviamo ad esempio i sistemi di dissipazione viscosi, visco-elastici o isteretici, sistemi di controventamento o, come quello utilizzato in questo studio, un sistema di isolamento.

La scelta di quest'ultimo rimane sicuramente il mezzo più efficace di contrasto all'azione sismica, perché come visto si effettua un disaccoppiamento del moto del terreno da quello dell'edificio in elevazione: la realizzazione risulta più semplice nel caso degli edifici di nuova costruzione piuttosto che in quelli esistenti. L'analisi dell'edificio pre-intervento e post-intervento ha evidenziato l'efficacia di questo sistema già dai risultati dell'analisi modale mostrando un completo disaccoppiamento dei modi di vibrare già al terzo modo. Inoltre, la buona corrispondenza dei risultati di spostamento dell'analisi dinamica non lineare con le analisi lineari ci offrono un margine più ampio sull'affidabilità dei risultati; inoltre l'extrapolazione dei grafici di spostamento tra i punti individuati ci indicano come i drift di piano siano molto limitati, pertanto il sistema di isolamento funziona in maniera corretta.

Ovviamente, affinché il sistema di isolamento funzioni correttamente anche nel reale e sia duraturo, è necessaria una corretta posa in opera eseguendo in maniera accurata tutte le fasi previste ed il soddisfacimento delle verifiche allo SLC, oltre ad un preciso piano di manutenzione ordinario e/o straordinario, nel caso si verifichi un evento sismico di rilevante entità. Per ultimo, ma non meno importante, eseguire correttamente tutte le opere strettamente connesse, come ad esempio la realizzazione dei collegamenti tra la sovrastruttura e le parti fisse e degli impianti flessibili.

Dal punto di vista economico, tale soluzione risulterebbe svantaggiosa per un edificio di tali dimensioni (è consigliato per edifici di dimensioni maggiori), non soltanto per il costo del sistema di isolamento in sé, ma specialmente per l'onere realizzativo richiesto, oltre al doversi rivolgere ad imprese specializzate.

## RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- CSPFEA, *Engineering Solutions* – Software Midas Gen
- P. Gelfi – Software SimQuake
- Ingegneria Soft – Software Spettri Win
- CSLP – Software Spettri NTC ver.1.03
- *Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni (NTC2018)*
- *Circolare esplicativa, istruzioni per l'applicazione delle NTC2018*
- M. Dolce, F.C. Ponzo, A. Di Cesare, G. Arleo - *Progetto di Edifici con Isolamento Sismico*, seconda edizione – IUSS Press
- G. Cangi, M. Carboni, A. De Maria – *Analisi strutturale per il recupero antisismico* – dei
- A. Salvatori, D. Pedicone – *Applicazione delle tecniche di isolamento sismico ad edifici in muratura* – 2011
- F. Gara – *Dispense del corso di Riabilitazione strutturale*
- F. Gara – *Dispense del corso di Strutture speciali*
- L. Ragni – *Dispense del corso di Ingegneria sismica*
- FIP Industriale, *isolatori elastomerici serie SI* – Scheda tecnica
- TEC Group, *dispositivi in acciaio PTFE, apparecchi di appoggio* – Scheda tecnica

## **RINGRAZIAMENTI**

Ringrazio innanzitutto la mia famiglia, che mi ha permesso di intraprendere questo percorso di studi con un sostegno economico e morale.

Ringrazio i miei compagni e specialmente il mio gruppo di studio, che durante questi anni hanno condiviso con me le intense ore di studio per la preparazione degli esami, giornate interminabili dentro le aule dell'università.

Ringrazio i miei amici che, seppur studenti di facoltà diverse, ci siamo spesso trovati nella stessa situazione di preparazione degli esami più disparati.

Ringrazio la mia ragazza Chaima che, al mio fianco, sta accompagnandomi verso questo importante traguardo, ma anche un importantissimo inizio e punto di partenza.

Ringrazio infine me stesso che, nonostante le molte difficoltà, tra momenti di delusione e di gioia, ho trovato sempre la forza di andare avanti e di portare a compimento questa bellissima esperienza, che sicuramente mi ha formato dal punto di vista professionale, ma ancor di più nell'accrescere la fiducia in me stesso, permettendomi di tirare fuori risorse che pensavo di non possedere.