



Aedes.PCM 2023

PROGETTAZIONE DI COSTRUZIONI IN MURATURA

Analisi strutturale di costruzioni in muratura secondo la Normativa Tecnica vigente

Esempi Applicativi 2/3

Ultima revisione di questo documento: 02.05.2023

Tutti i diritti sono riservati, anche di riproduzione parziale, a norma di legge e delle convenzioni internazionali. Nessuna parte di questo volume può essere riprodotta in qualsiasi forma o mezzo elettronico o meccanico, per alcun uso, senza il permesso scritto della AEDES Software per Ingegneria Civile.

© 1997-2023 AEDES Software per Ingegneria Civile

Via F. Aporti 32 - 56028 SAN MINIATO (PI)

Tel.: +39 0571 401073

E-mail: info@aedes.it - Internet: www.aedes.it

AVVERTENZE E CONDIZIONI D'USO

La AEDES Software si riserva il diritto di apportare miglioramenti o modifiche al programma PCM, descritto nella documentazione ad esso associata, in qualsiasi momento e senza preavviso.

Il software e la documentazione allegata, anche se curati con scrupolosa attenzione, non possono comportare specifiche responsabilità di AEDES per involontari errori o inesattezze: pertanto, l'utilizzatore è tenuto a controllare l'esattezza e la completezza del materiale utilizzato. Le correzioni relative ad eventuali errori tipografici saranno incluse nelle versioni di aggiornamento.

PCM è di esclusiva proprietà della AEDES e viene concesso in uso non esclusivo secondo i termini e le condizioni riportati nel contratto di licenza d'uso. L'Utente non avrà diritto ad utilizzare PCM fino a quando non avrà sottoscritto la suddetta licenza d'uso.

L'Utente è responsabile della scelta di PCM al fine del raggiungimento dei risultati voluti, nonché dell'installazione, dell'uso dello stesso e dei relativi risultati.

Le sole garanzie fornite dalla AEDES in merito a PCM sono quelle riportate nella licenza d'uso. La AEDES non garantisce che le funzioni contenute in PCM soddisfino le esigenze dell'Utente o funzionino in tutte le combinazioni che possono essere scelte per l'uso da parte dell'Utente.

I nomi dei prodotti citati nella documentazione di PCM possono essere marchi di fabbrica o marchi registrati dalle rispettive Società.

PIANO DELL'OPERA

- 1.** Esempi di apprendimento, descritti in dettaglio, volti ad apprendere le modalità di input/modifica dei dati e di consultazione dei risultati ottenuti dall'analisi
- 2.** Esempi applicativi rappresentativi di casi reali, nei quali vengono evidenziate le specificità di ogni caso esaminato
- 3.** Esempi di apprendimento per Elementi Costruttivi Storici e monumentali (edifici storici, chiese, torri)
- 4.** Esempi applicativi per Elementi Costruttivi Storici e monumentali

INDICE

INTRODUZIONE	5
Organizzazione dei file	6
Fasi operative e punti principali	7
2. Esempi applicativi rappresentativi di casi reali	8
02_001_Esempio A5	9
Generalità.....	9
Modellazione architettonica	11
Modellazione strutturale.....	23
Risultati delle analisi	34
Modellazione cinematica	39
02_002_Parete_Gubbio	45
Generalità.....	45
Modellazione architettonica e cinematica	46
02_003_EsempioA3	59
Generalità.....	59
Modellazione architettonica	64
Modellazione cinematica	68
02_004_Aggregato_PianiSfalsati	81
Generalità.....	81
Modellazione architettonica	82
Modellazione strutturale.....	89
Risultati delle analisi	90
Modellazione cinematica	93
02_005_Aggregato_USTestata	95
02_006_Edificio7692	100
Generalità.....	100
Modellazione edificio globale.....	103
Modellazione cinematica	105
Modellazione strutturale.....	113
Risultati delle analisi	116
Modellazione per sottostrutture.....	125
Classificazione sismica	134
02_007_Struttura_mista	136

Generalità.....	136
Modellazione strutturale.....	138
Risultati delle analisi	144
Rinforzo con sistema ©Edilcam	147
02_008_Struttura_Muratura_Armata/Ordinaria.....	154
Generalità.....	154
02_009_Edificio_Alto.....	169
Generalità.....	169
Modellazione strutturale.....	170
Risultati delle analisi	173
02_010_Fienile.....	180
Generalità.....	180
Modellazione strutturale.....	182
Risultati delle analisi	183
02_011_AppendiceH.....	187
02_012_Consolidamento_FRP/FRCM.....	205
02_013_EdificioBIM.....	212
02_014_AggregatoIFC.....	216
02_015_Miglioramento.....	221
02_016_Edificio_piani_sfalsati.....	228

INTRODUZIONE

La versione 2023 del software Aedes propone una revisione completa della manualistica dedicata agli Esempi Applicativi di PCM, finalizzati all'apprendimento delle procedure di modellazione ed analisi strutturale. L'opera è organizzata in tre volumi: esempi di apprendimento, esempi applicativi rappresentativi di casi reali, esempi specifici per Elementi Costruttivi Storici e monumentali (edifici storici, chiese, torri).

Come noto, la casistica degli edifici in muratura è estremamente varia: edifici nuovi in muratura ordinaria o in muratura armata, spesso con presenza di telai in calcestruzzo armato; edifici esistenti: storici, monumentali, edilizia residenziale di pregio o ordinaria, edilizia scolastica e più generale destinata ad usi pubblici (caserme, stazioni ferroviarie, ecc.), villette isolate, edifici in aggregato, su piani sfalsati, in pendio, consolidati con varie tecniche, danneggiati dai terremoti...

La grande varietà di queste strutture costituisce un'avvincente sfida per i Progettisti che si occupano di analisi di edifici esistenti, sia nel campo della valutazione di vulnerabilità statica e sismica, sia nell'ambito degli interventi di consolidamento.

Costruire una biblioteca 'universale' di casi è un compito quasi proibitivo: tuttavia, molte procedure sono comuni a tutte le tipologie. Il software Aedes può fare riferimento ad una lunga esperienza, avvalendosi direttamente e indirettamente di tanti contributi: professori universitari, progettisti strutturali, ingegneri programmatori, professionisti del settore e gli stessi Utenti del software.

I casi applicativi sono inoltre un riferimento per studiare le implicazioni di nuove tecniche di indagine, quali i metodi di ottimizzazione strutturale: in tale ambito, Aedes 2023 introduce l'Analisi Parametrica, dedicata alle gestione delle incertezze, sia nella valutazione dell'esistente che nella definizione dello stato di progetto, secondo un percorso originale di Ricerca e proponendo strumenti all'avanguardia.

Nelle pagine che seguono non può esservi alcuna pretesa di proporre un contenuto esaustivo, ma attraverso l'esame di alcuni esempi significativi ma relativamente semplici è possibile conoscere molti aspetti di queste tipologie di edifici, fino a maturare una capacità di sintesi personale con la quale potrà essere affrontato un nuovo, diverso caso professionale.

Consigliamo di affiancare la lettura del Manuale degli Esempi Applicativi all'apertura dei files associati, allegati al software, esplorando le varie proprietà, anche quelle non direttamente descritte in questo documento. Parallelamente, il Manuale di PCM, contenente la descrizione dettagliata dei comandi del software, fornisce una base di riferimento per una piena consapevolezza del significato dei diversi parametri strutturali.

La documentazione prodotta da Aedes Software contiene il fondamentale contributo degli ingegneri ed architetti collaboratori: grazie ad Alessio Francioso, Giuseppe Barbagallo, Giuseppe Basile, Chiara Pampaloni, che con entusiasmo e professionalità svolgono le attività di progettazione e di supporto del software Aedes.

Grazie anche al lettore per l'attenzione, e buon lavoro.

Ing. Francesco Pugi
AEDES Software

Organizzazione dei file

I file degli esempi applicativi forniti a corredo di Aedes.PCM sono organizzati nei seguenti gruppi:

1. Esempi di apprendimento, con descrizione dettagliata dei passi di modellazione e di analisi.
2. Esempi applicativi, riferiti a edifici rappresentativi dei casi reali. Per ogni esempio viene fornita una descrizione sintetica delle varie fasi di modellazione e analisi, con approfondimenti dedicati ai punti caratteristici dell'esempio.
3. Esempi di apprendimento per Elementi Costruttivi Storici e monumentali
4. Esempi applicativi per edifici monumentali.

Nella codifica dei nomi dei file:

- i primi due caratteri indicano il gruppo (01, 02, 03, 04);
- le tre cifre seguenti indicano il numero progressivo dell'esempio (001, 002, ...);
- la parte finale contiene un cenno sintetico alla natura del progetto.

Nella descrizione dell'esempio sono riportati eventuali file di riferimento disponibili nella cartella associata al file di esempio.

In generale la descrizione si articola in tre fasi operative: modellazione architettonica, modellazione strutturale, esecuzione dell'analisi e consultazione dei risultati.

Negli esempi di apprendimento (gruppi 01, 03) le fasi di modellazione e analisi vengono svolte in dettaglio e consentono all'Utente, passo dopo passo, la rigenerazione dell'esempio.

Negli esempi applicativi (gruppi 02, 04) le fasi di modellazione e analisi vengono presentate in modo sintetico, con approfondimenti riguardanti le specificità di ogni singolo esempio.

A seguire sono riportati i punti principali che caratterizzano le tre fasi operative. Alcuni punti sono comuni a tutti i progetti, altri intervengono in dipendenza dalle caratteristiche specifiche del progetto. Dove opportuno, richiami teorici integrano la descrizione dell'esempio.

Fasi operative e punti principali

A. Modellazione architettonica

- definizione piani e dati generali di progetto;
- definizione materiali;
- definizione delle sezioni di elementi non in muratura;
- costruzione del modello: muri con aperture, travi di fondazione, travi e pilastri in c.a., solai piani, solai a falda;
- definizione della stratigrafia e assegnazione del terreno alle travi di fondazione;
- definizione (ove opportuno) dei paramenti.

B. Modellazione strutturale

- generazione del modello strutturale;
- introduzione di eventuali elementi aggiuntivi (aste, nodi);
- definizione dei vincoli interni ed esterni e dei carichi;
- definizione dell'Azione sismica (ubicazione del sito, risposta sismica locale, stati limite, fattori di comportamento) e dei Parametri di calcolo;
- generazione del modello cinematico e definizione dei singoli cinematismi.

C. Esecuzione analisi e consultazione risultati

- esecuzione dell'analisi strutturale;
- consultazione dei risultati (sollecitazioni e deformazioni delle aste, verifiche di sicurezza e indicatori di rischio sismico);
- generazione della relazione di calcolo;
- consultazione dei risultati dell'analisi cinematica;
- esecuzione della classificazione sismica.

2. ESEMPI APPLICATIVI RAPPRESENTATIVI DI CASI REALI

02_001_Esempio A5

File di riferimento:

02_001_EsempioA5

File ausiliari per input:

A5_PianoSeminterrato.dxf

A5_PianoTerra.dxf

A5_PianoPrimo.dxf

Parole chiave:

- INPUT CON FILE DXF PER RIFERIMENTO
- PIANI SFALSATI

Canale YouTube AEDES:

PCM 2019 Tutorial

<https://www.youtube.com/playlist?list=PLDCbaMKXCTHlpls57Cq2-BdHUXqCfLVbe>

GENERALITÀ

In questo capitolo si illustreranno la modellazione ed i risultati dell'analisi globale e cinematica di un edificio in muratura a due piani fuori terra più un interrato. L'esempio è riportato nel volume *MANUALE DELLE MURATURE STORICHE: Analisi e conoscenza del costruito storico in muratura*, *Direttore Scientifico* Antonio Borri, *Autori* Emanuele del Monte, Barbara Ortolani, Andrea Vignoli *a cura di* Chiara Donà (Ed. DEI-Tipografia Del Genio Civile, Roma, 2011).

L'edificio in esame ha una forma rettangolare con dimensioni esterne in pianta di circa 24.15m x 11.15m, mentre risulta interrato solo per una parte avente dimensioni 24.15m x 7.60m. Si evidenzia quindi l'irregolarità in altezza e la presenza di piani di fondazione sfalsati.

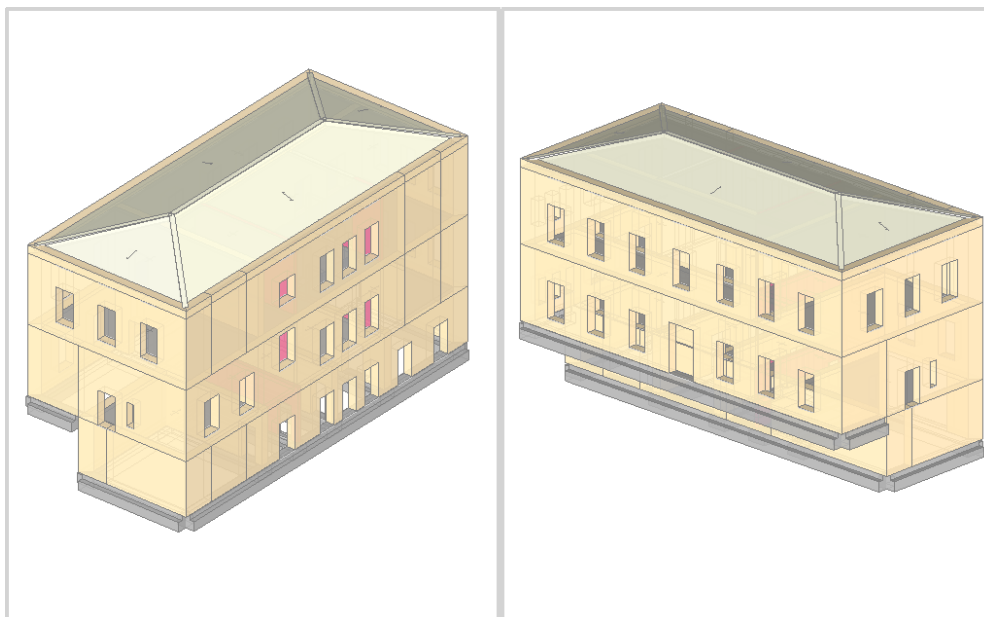


Figura 2-1: Assonometrie Sud-Ovest e Nord-Ovest rappresentative dell'edificio

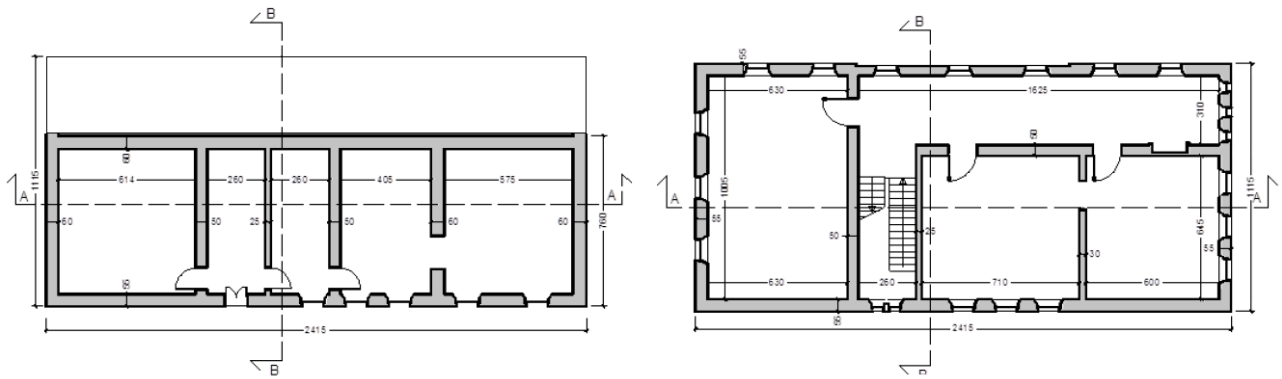
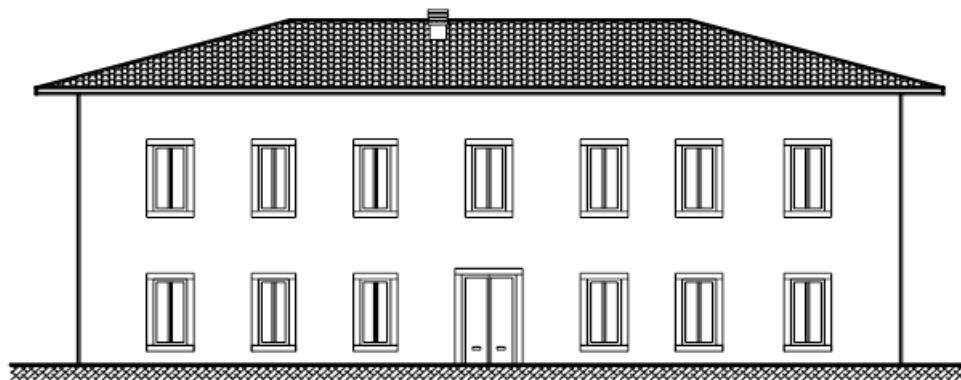
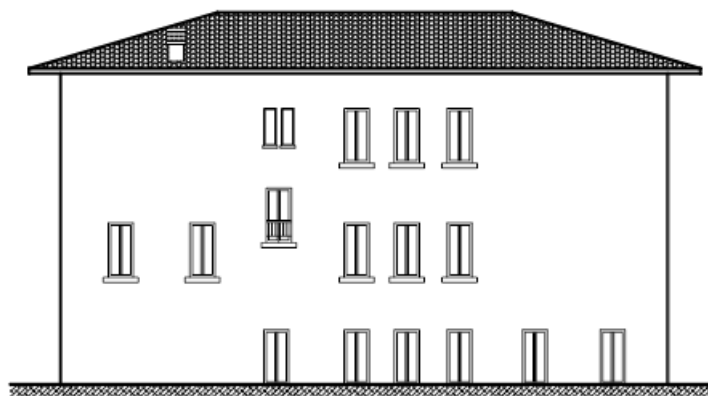


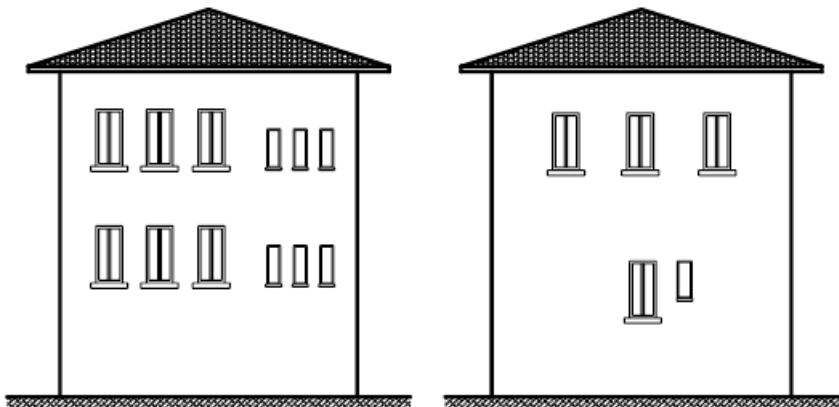
Figura 2-2: Pianta dell'interrato (a sinistra) e Pianta del piano tipo (a destra)



Prospetto sud



Prospetto nord



Prospetti est e ovest

Figura 2-3: Prospetti dell'edificio in esame

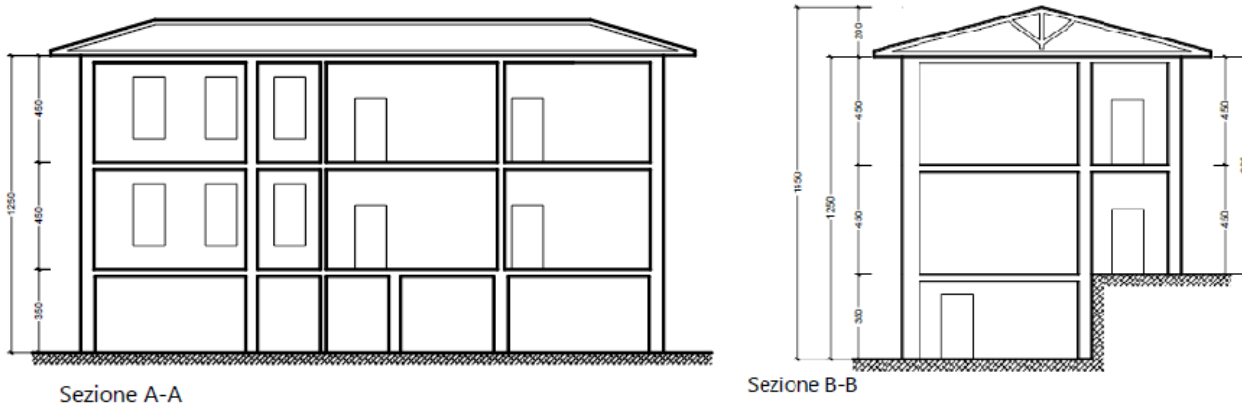


Figura 2-4:: Sezioni dell'edificio in esame

MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

Dopo aver aperto PCM, si inizia ad impostare il "**Modello Architettonico**", che riguarderà la creazione di Muri, Aperture, Travi e Solai rappresentativi dell'edificio: in questo caso, l'Input avverrà sfruttando i dxf delle piante da utilizzare come sottofondo.

Come primo passo si impostano le proprietà di ogni piano. Dal Navigatore sulla sinistra, si apre la finestra "**Gestione Piani**": trattandosi di un edificio a due elevazioni fuori terra più un seminterrato, sarà necessario definire quattro piani (seminterrato + due piani + copertura). Si denominano i piani come "*Piano Seminterrato*", "*Piano Terra*", "*Piano Primo*" e "*Copertura*", così da individuarli con più semplicità.

Per l'esempio in esame, i piani hanno le seguenti altezze:

- Piano Interrato: $H=3.50\text{m}$;
- Piano Terra: $H=4.50\text{m}$;
- Piano Primo: $H=4.50\text{m}$;
- Copertura: $H=2.00\text{m}$.

Poiché ci si vuole concentrare sui risultati in fase sismica, si decide di trascurare l'Azione del Vento per tutti i piani, ponendo su "No" le relative proprietà.

N.B: a favore di sicurezza, le altezze dei piani sono considerate comprensive dello spessore del solaio di interpiano. Per la copertura inclinata, in questo esempio si inserisce la quota massima del colmo, gestendo poi le inclinazioni degli elementi architettonici attraverso la modifica delle loro proprietà (Δh con valori negativi).

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome Piano Seminterrato Colore Red Elementi 21 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 0.000 Altezza 3.500 ▼ Vento Vento +X No Vento +Y No Vento -X No Vento -Y No > Pressione del vento
Piano Seminterrato	
Piano Terra	
Piano Primo	
Copertura	

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome Piano Terra Colore 255; 255; 0 Elementi 18 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 3.500 Altezza 4.500 ▼ Vento Vento +X No Vento +Y No Vento -X No Vento -Y No
Piano Seminterrato	
Piano Terra	
Piano Primo	
Copertura	

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome Piano Primo Colore 144; 238; 144 Elementi 19 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 8.000 Altezza 4.500 ▼ Vento Vento +X No Vento +Y No Vento -X No Vento -Y No
Piano Seminterrato	
Piano Terra	
Piano Primo	
Copertura	

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome Copertura Colore 173; 216; 230 Elementi 17 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 12.500 Altezza 2.000 ▼ Vento Vento +X No Vento +Y No Vento -X No Vento -Y No
Piano Seminterrato	
Piano Terra	
Piano Primo	
Copertura	

Figura 2-5: Gestione Piani: inserimento altezze dei vari piani

È consigliabile impostare i materiali già da questa fase, aprendo la finestra **"Materiali"**, e modificando/aggiungendo le tipologie desiderate.

In questo esempio, sono presenti **due tipologie di Murature esistenti**, più in specifico, seguendo la classificazione secondo NTC2018, tab. C8.5.1, si aggiungono i seguenti materiali:

- **Pietrame disordinata**: tale tipologia riguarda la maggior parte delle murature perimetrali e interne; in tal caso, si vuole considerare inoltre una caratteristica migliorativa dettata dalla presenza di **"Malta buona"**: dalla finestra Materiali è possibile osservare che il coefficiente correttivo per questo tipo di caratteristica migliorativa vale 1.5, inoltre in fondo alla finestra, cliccando il link **"Anteprima proprietà di calcolo"** si aprirà una finestra di dialogo in cui, attivando il check sulla proprietà desiderata, si può valutare l'incremento dei valori resistenti per quella data tipologia di muratura.

N.B.: tale procedura costituisce solo un'anteprima dei valori di resistenza; per poterli effettivamente utilizzare nel calcolo, è necessario selezionare tutti gli elementi in muratura dal Modello Strutturale, e dal gruppo **"Caratteristiche costruttive"** della finestra delle proprietà impostare **"Malta Buona=Sì"**.

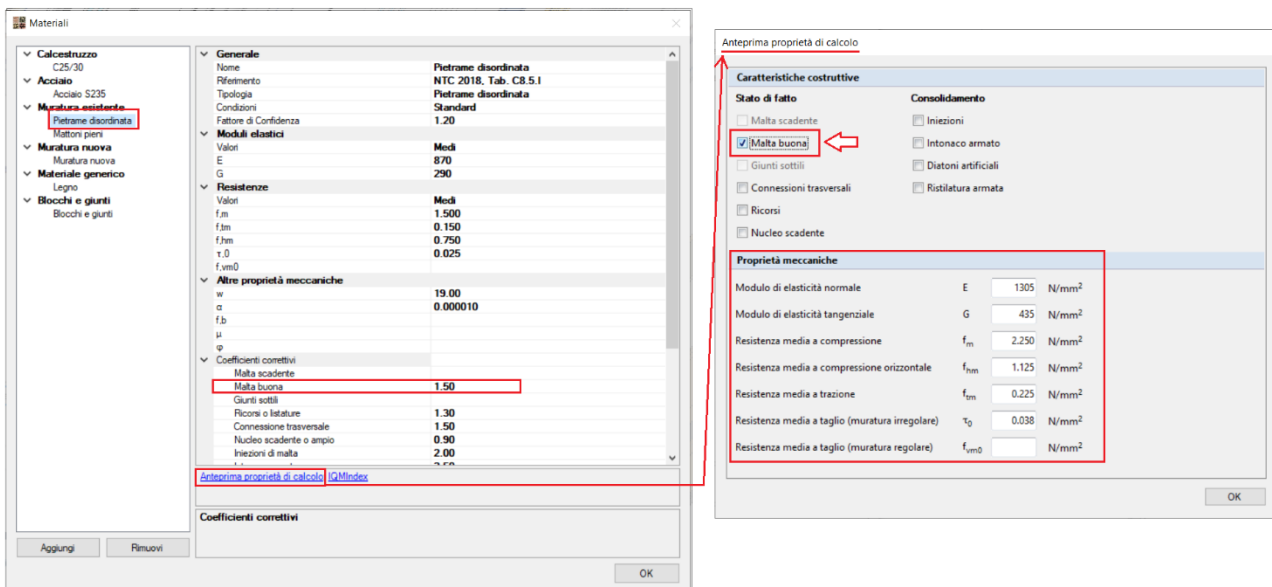


Figura 2-6: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietrame disordinata"

- **Mattoni pieni**: tale tipologia sarà applicata ad alcune pareti di spina interne.

Si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC2 per entrambe le tipologie** (da cui un Fattore di confidenza FC=1.20 e **conseguenti valori medi sia per le Resistenze che per i Moduli Elastici**).

Per una miglior distinzione del materiale a livello visivo, si modificano inoltre i colori rappresentativi dei materiali sia nelle finestre 2D che 3D, selezionando un colore violetto per i Mattoni Pieni.

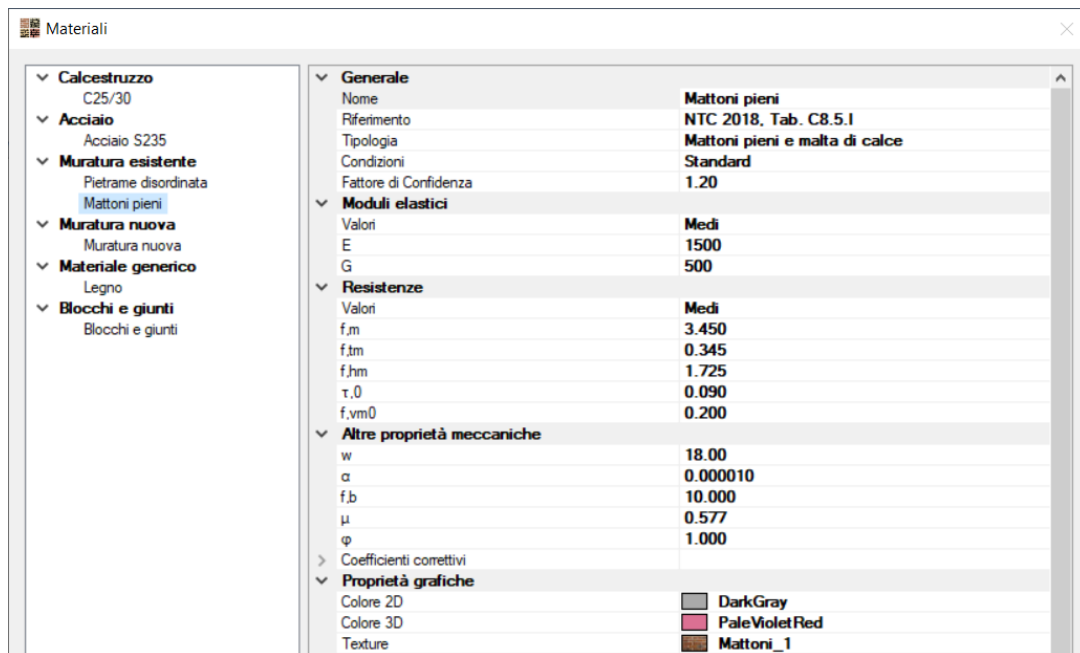


Figura 2-7: Finestra Materiali: definizione tipologia "Mattoni pieni"

Dopo aver definito la gestione dei piani e dei materiali, attivando ogni piano dal Navigatore sulla sinistra e ponendosi nella finestra in Pianta, attraverso il comando "Disegno" si importa il file dxf relativo al piano da realizzare.

È utile attivare la visualizzazione con due finestre affiancate, in modo da avere a fianco la vista 3D, per controllare meglio che l'Input sia stato effettuato correttamente (per attivare/disattivare tale vista rapidamente, F3 da tastiera).

Ogni file dxf inserito apparirà contestualmente nel Navigatore sulla sinistra della schermata di PCM nella sezione "Disegni", distinto per nome in base al piano d'appartenenza: dalla finestra delle proprietà può essere visualizzato o nascosto nelle diverse finestre 2D e/o 3D in base alle esigenze, oppure può essere modificata la scala di rappresentazione se è stato disegnato in scala diversa da metri (in PCM l'unità di misura è in metri). Inoltre, è consigliabile che l'origine degli assi coincida con un punto notevole del fabbricato (corrispondente a uno spigolo o a una linea verticale di riferimento, che sarà sempre lo stesso anche per gli altri dxf). Per visualizzare gli assi rapidamente, F4 da tastiera.

Si segue la stessa procedura di importazione dei dxf anche per gli altri piani in elevazione.

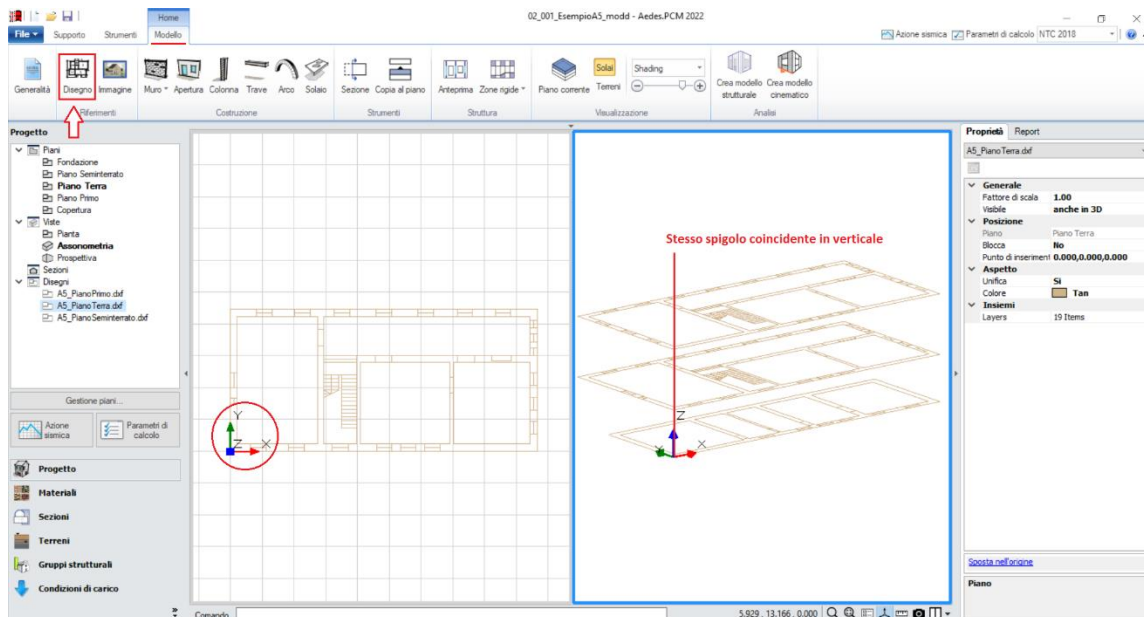


Figura 2-8: Importazione dei dxf ai vari piani e controllo del loro allineamento in altezza

Tramite il comando "**Muro**" si inseriscono quindi le murature perimetrali, utilizzando il sottocomando "**Muro Rapido**", che tramite tracciamento grafico permette di riconoscere le murature e il loro spessore indicato dal dxf sottostante. In ogni caso, dalla finestra delle proprietà sulla destra si possono modificare liberamente le loro caratteristiche base come *Materiale*, *Allineamento* e *Spessore*. Una volta creati tutti i muri principali, tramite il comando "**Raccorda**" della scheda "Strumenti" si procede a raccordare tutte le murature negli angoli. Risulta inoltre possibile estendere la lunghezza di un muro alla parete ortogonale tramite lo **spostamento dei grip di selezione esterni** del muro da estendere, mantenendo come regola generale l'intersezione tra muri nelle loro linee medie per ottenere un corretto ammorsamento dei link rigidi in fase strutturale.

Si completa la modellazione del Piano Interrato inserendo le **Aperture** interne ed esterne, cliccando su "**Punto Iniziale**" e "**Punto Finale**", seguendo quanto riportato dalla larghezza del dxf sottostante e distinguendo le porte dalle finestre tramite le proprietà "**Altezza**" e "**Distanza da base**".

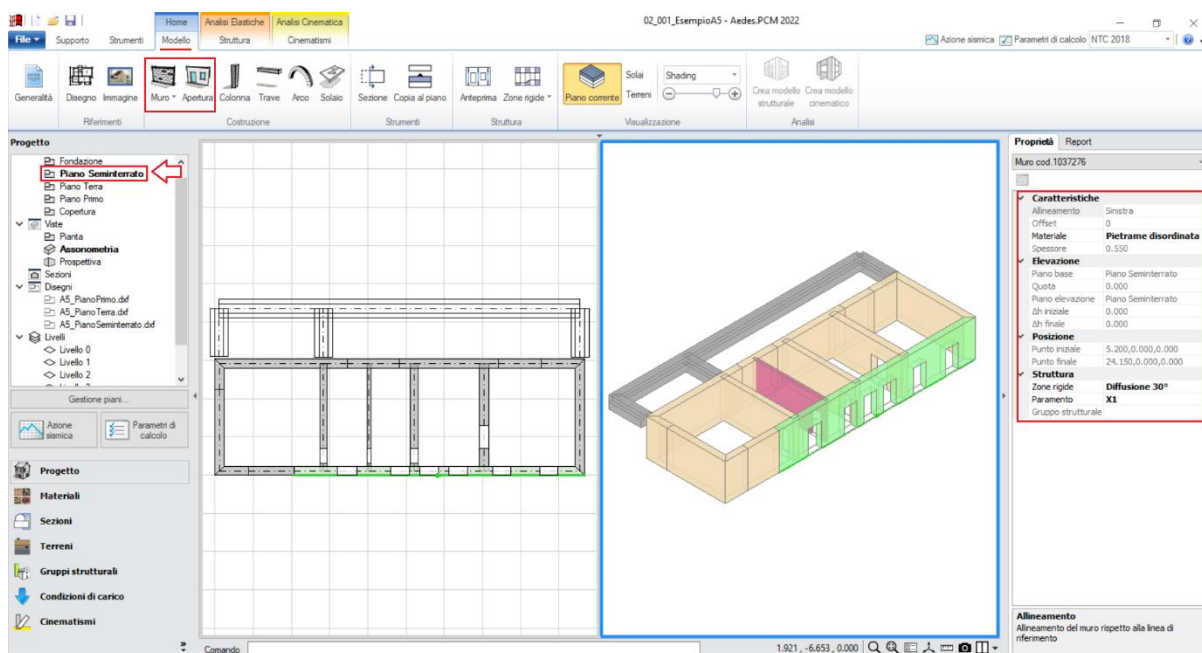


Figura 2-9: Disegno dei Muri e delle Aperture sulla base del dxf sottostante, esempio per Piano Seminterrato

Si può quindi completare la modellazione del Piano Seminterrato inserendo i solai: tramite l'apposito comando "**Solaio**", nella vista "**Pianta**" cliccando direttamente col mouse nei punti interni alle aree chiuse delle singole maglie verranno generati in automatico i campi di solai.

Successivamente, si agirà sulle caratteristiche parametriche degli oggetti Solaio appena creati per qualificarne la geometria corretta ed inserire i carichi.

Più in specifico, sia per i solai del Piano Interrato che per quelli del Piano Terra si imposteranno le seguenti proprietà:

- **Tipologia: Solaio piano.**
- **Direzione principale: 90°**, per rappresentare che l'orditura è lungo Y;
- **Carichi:** si suppone di considerare **2.05 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **1.95 kN/m²** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **2.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Variable Cat.C**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE);
- **Distribuzione Trasversale: 30%**, per considerare che una percentuale di carico pari al 30% gravi sui muri ortogonali all'orditura dei solai.

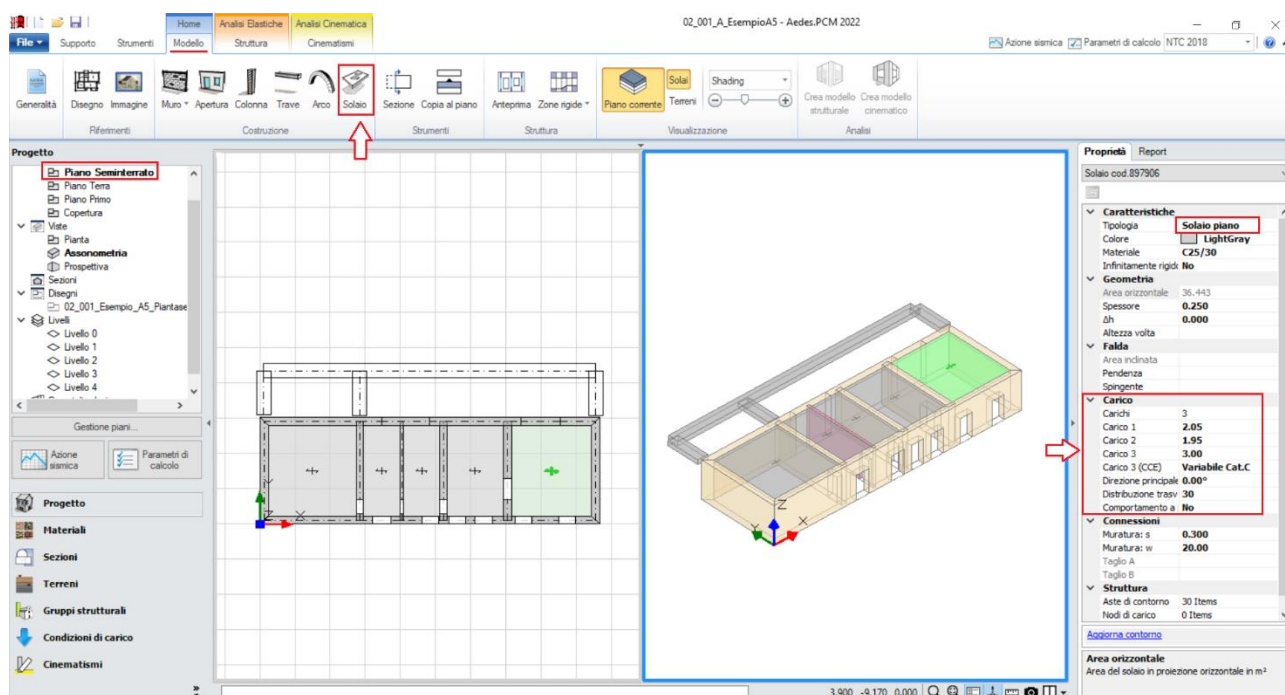


Figura 1-10: Inserimento dei solai al Piano Interrato

Si procede allo stesso modo per la modellazione dei piani superiori, di seguito per promemoria si riassumono i passi da seguire:

- disegno di Muri e definizione univoca "Paramenti", proprietà utile in fase di successiva Pushover;
- disegno delle Aperture;
- disegno di Travi, dove necessarie a suddividere campi di solai con diversa direzione;
- inserimento dei solai e definizione dei carichi.

Nei casi in cui il piano superiore abbia la stessa forma planimetrica del piano sottostante (come tra piano terra e piano primo, e tra piano primo e copertura), è consigliabile utilizzare il comando "**Copia al Piano**", che permette di copiare rapidamente al piano superiore le murature selezionate. Successivamente si agirà raccordando e/o modificando i grip di estensione per perfezionare le connessioni fra angoli ed intersezioni.

Per i solai di sottotetto si imposteranno le seguenti proprietà:

- **Tipologia: Solaio piano**.
- **Direzione principale: 90°** , per rappresentare che l'orditura è lungo Y;
- **Carichi**: si suppone di considerare **2.05 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **0.30 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **0.50 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Variabile Cat.H**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE);
- **Distribuzione Trasversale: 30%** , per considerare che una percentuale di carico pari al 30% gravi sui muri ortogonali all'orditura dei solai.

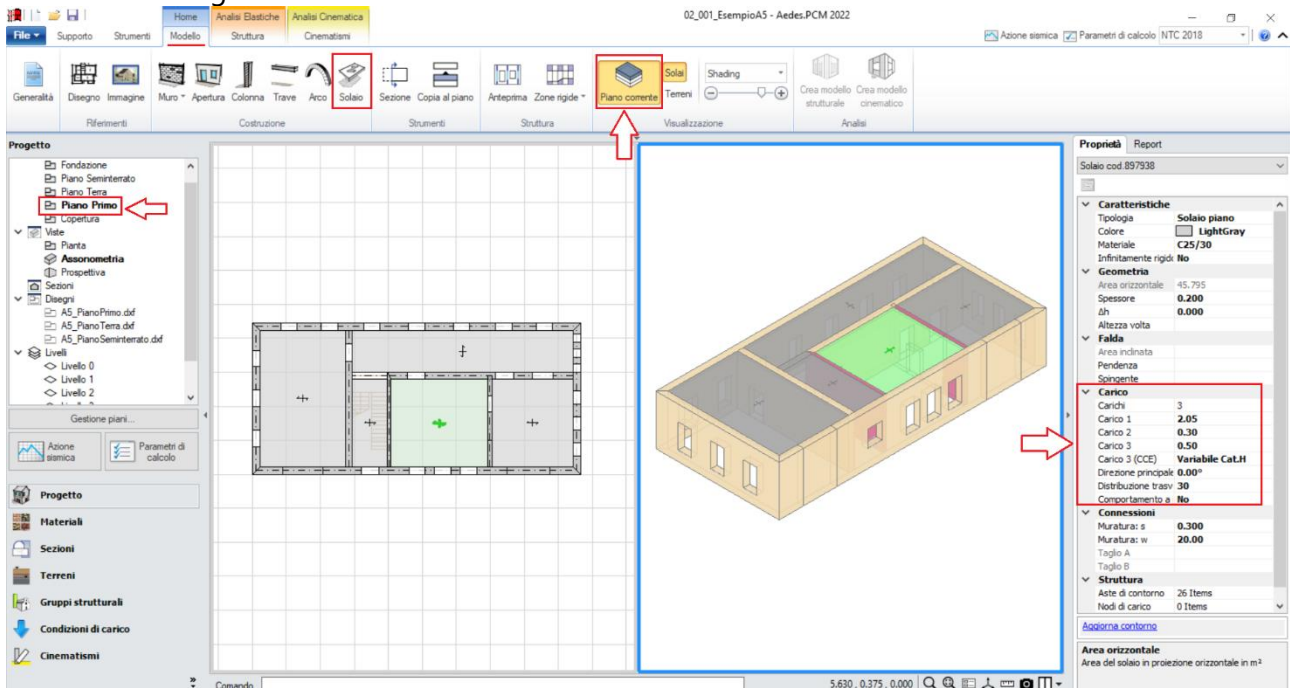


Figura 1-11: Inserimento dei solai al Piano Primo (impalcato di sottotetto)

In questo caso la copertura è costruita attraverso capriate in legno, ma la modellazione architettonica avverrà solo inserendo le falde inclinate delimitate dalle murature perimetrali e da travi di colmo e displuvio, gestite opportunamente attraverso la modifica delle proprietà " Δh Iniziale" e/o " Δh Finale".

Per le falde di copertura si imposteranno le seguenti proprietà:

- **Tipologia: Falda**. Apparirà una linea di riferimento in un bordo del solaio, con un segmento centrale che rappresenta il verso di salita della falda stessa: per una corretta gestione dell'inclinazione, tale linea andrà adeguata graficamente spostando col mouse i suoi grip sul lato corretto.
- **Direzione principale: 0°** oppure **90°** , in base alla direzione di inclinazione della falda;
- **Carichi**: si suppone di considerare **1.55 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **0.60 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **1.25 kN/m^2** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Neve**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE).

Al piano "Copertura", si selezioneranno successivamente tutte le aperture, modificando le loro proprietà con "Distanza da base=0" ed "Altezza=0": le aperture "nulle" in tal caso consentiranno di mantenere anche al piano di copertura la stessa suddivisione con i maschi sottostanti, evitando così la generazione di maschi tozzi ed eccessivamente rigidi in corrispondenza di aperture sottostanti.

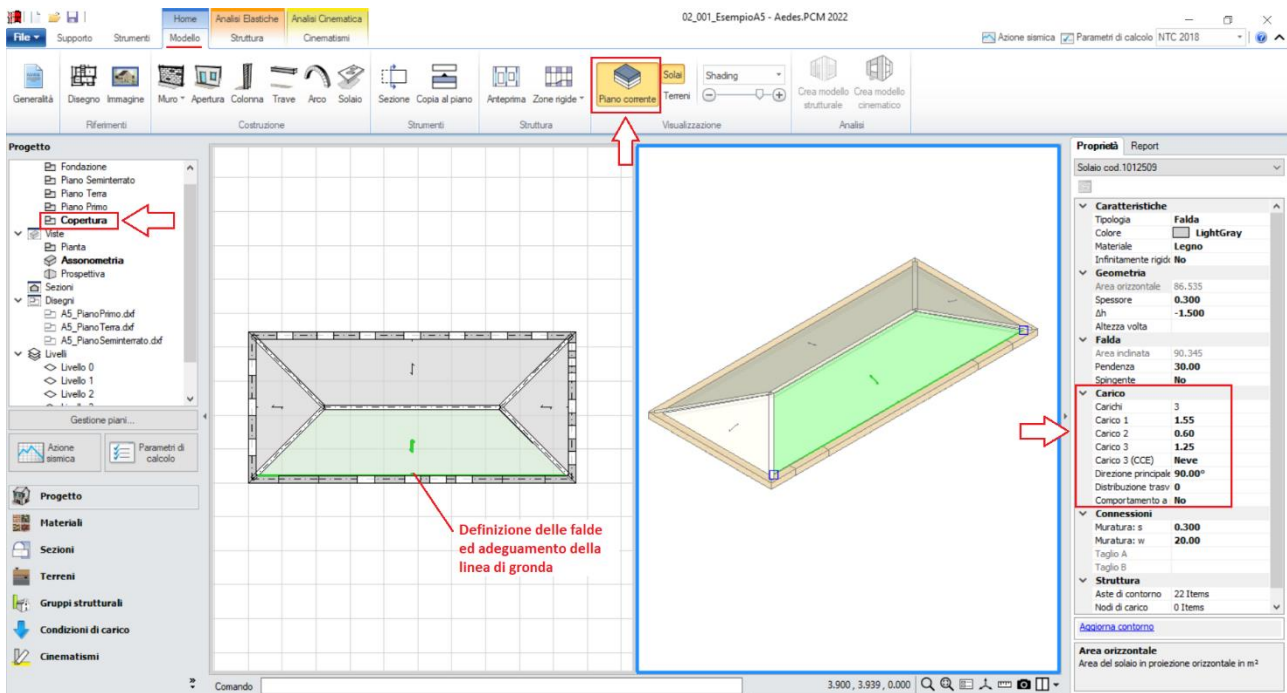


Figura 1-12: Inserimento delle falde di copertura

N.B.: a conclusione della generazione di tutte le murature di ogni singolo piano, è consigliabile controllare la loro suddivisione, per evitare la generazione di muri lunghi ed ottenere una più idonea trasmissione dei carichi in verticale: si utilizzerà il comando "**Spezza**" della scheda "**Strumenti**", selezionando le pareti da interrompere, e cliccando due volte sul punto dove spezzarle.

Dopo aver completato la modellazione di tutti i piani, è possibile creare il reticolo delle Travi di Fondazione: in questo esempio, l'edificio presenta due livelli sfalsati. Andrà posta pertanto particolare attenzione alla definizione delle travi di fondazione sia a quota "zero" che "sfalsata".

Partendo dalle travi a quota "zero", si attiva tramite doppio click dal Navigatore il piano "**Fondazione**", che diventa il piano attivo (in grassetto): sempre dal Navigatore, selezionando (singolo click) il "**Piano Seminterrato**" ed impostando dalla finestra "**Proprietà**" la caratteristica "**Riferimento=Si**", nella vista in pianta si può notare una traccia delle murature presenti al piano superiore, campita con un tratteggio: questo aiuterà nel tracciamento delle travi.

In tal caso, si considerano fondazioni a travi rovesce, aprendo la finestra "**Sezioni**", "**Gestione Sezioni**", si aggiungerà pertanto una nuova tipologia di sezione "a T", avente base rettangolare con dimensioni 1200 x 600 ed anima 600x300.

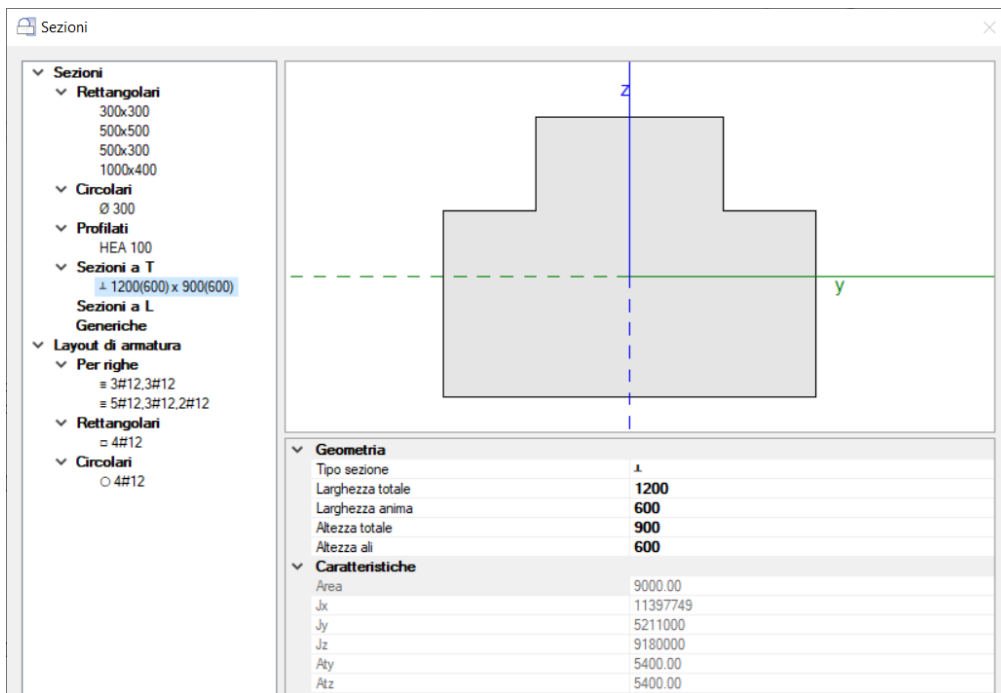


Figura 1-13: Finestra "Sezioni": aggiunta sezione a T 1200(600) x 900(600) da assegnare alle travi di fondazione

Tramite l'apposito comando "**Trave**", seguendo la traccia del piano superiore, si inseriscono le travi di fondazione selezionando nodo iniziale e finale:

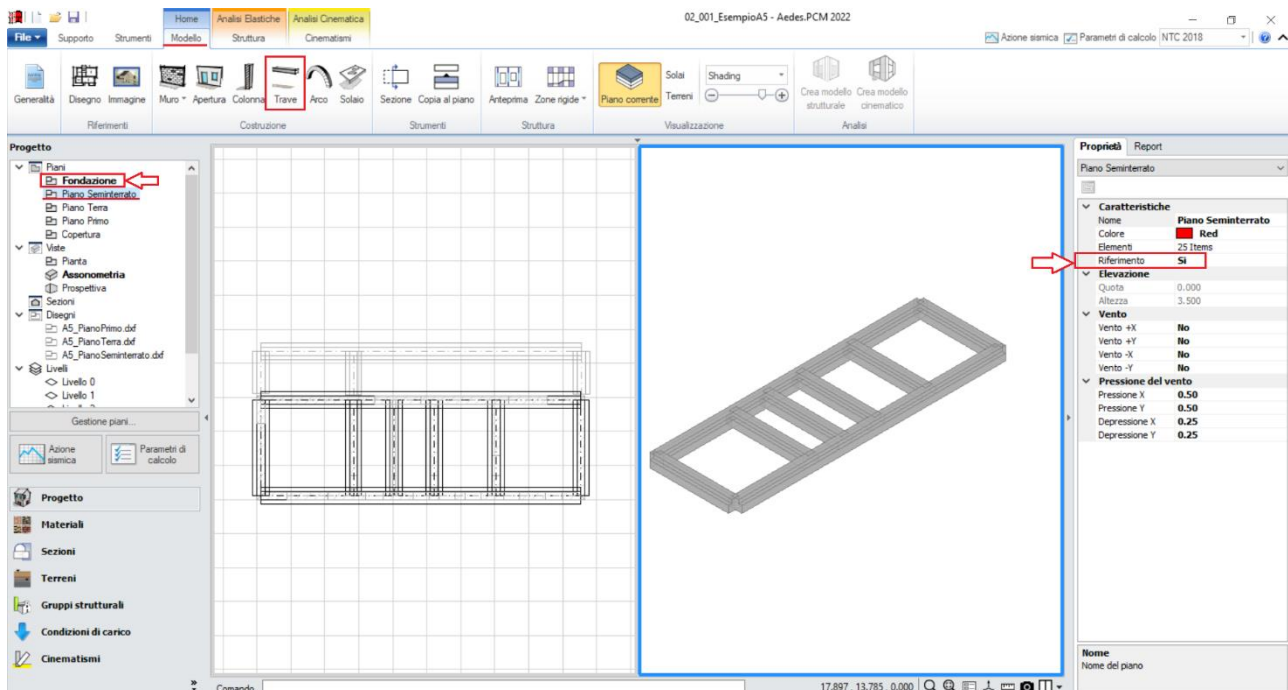


Figura 1-14: Inserimento Travi rovesce di Fondazione in c.a. (C25/30)

N.B.: Non risulta necessario interrompere le travi di fondazione in corrispondenza delle aperture: infatti l'oggetto trave sarà suddiviso in automatico nel modello strutturale, distinguendo in tal modo le parti di fondazioni rigide (quando direttamente sottostanti i maschi murari) da quelle deformabili (sotto le aperture).

A questo punto, si possono creare le travi di fondazione al livello sfalsato: in modo simile a quanto appena descritto, tramite doppio click dal Navigatore si attiva questa volta il "**Piano Seminterrato**": sempre dal Navigatore, selezionando (singolo click) il "**Piano Terra**" ed impostando dalla finestra "**Proprietà**" la caratteristica "**Riferimento=Si**", nella vista in pianta si può notare la traccia delle murature presenti al piano superiore, campita con un tratteggio: si disegneranno le travi sulla base di questa traccia, adottando la stessa sezione per travi rovesce vista in precedenza.

N.B.: in caso di piani di fondazione a quota sfalsata, non bisogna collegare le fondazioni sfalsate con le murature provenienti dal piano sottostante, al fine di evitare la creazione di link rigidi fra livelli diversi in fase strutturale.

Inoltre, risulta necessario selezionare queste travi ed impostare dalla finestra delle proprietà la caratteristica "**Posizione= In fondazione**" affinché in fase di calcolo possano essere considerate aste su suolo alla Winkler, come tutte le fondazioni a quota zero.

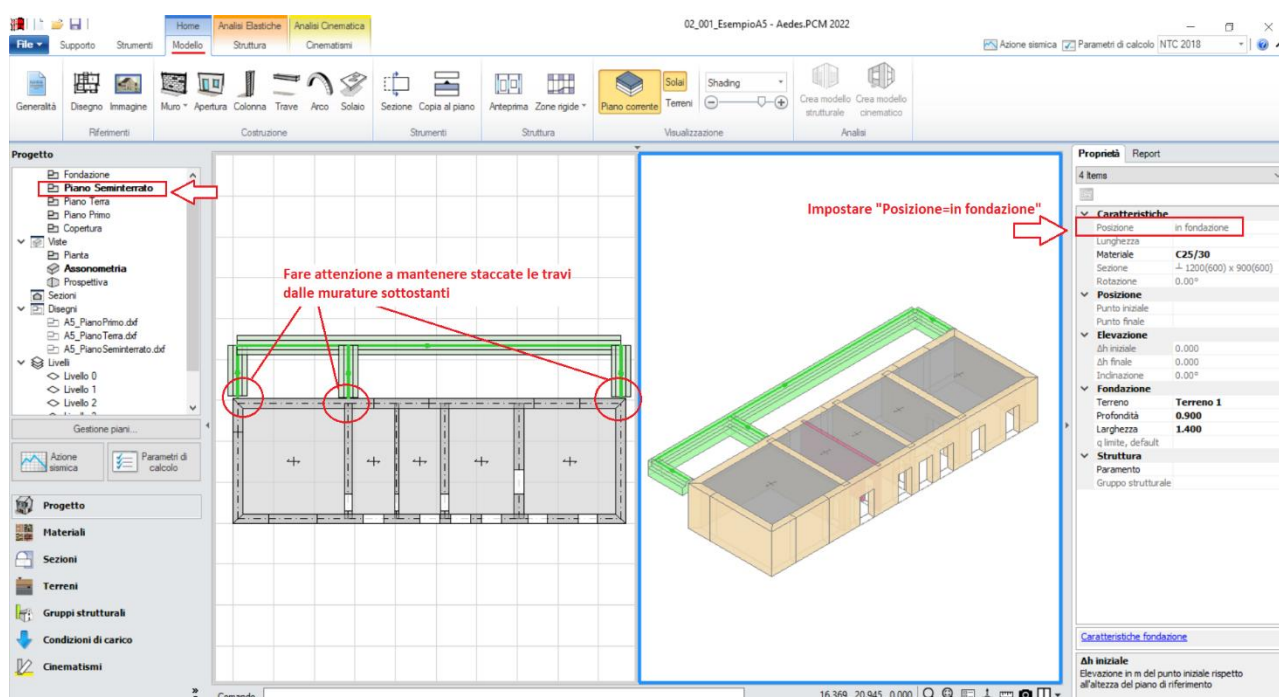


Figura 1-15: Modifiche da effettuare per le travi di fondazione a quota sfalsata

Una volta sistemati gli aspetti relativi alla creazione grafica delle travi di fondazione, è necessario impostare già da questa fase alcuni aspetti in termini "**geotecnici**" in input: più in specifico, in questo caso dopo aver selezionato tutte le travi di fondazione create dalla finestra delle proprietà si impostano le seguenti caratteristiche:

- **Terreno:** scegliendo la tipologia di terreno fra quelle inserite nella finestra "**Terreni**";
- **Profondità** (del piano di Posa) = **0.90m**;
- **Larghezza** (del piano di Posa) = **1.40m**.

In questo esempio, la **Profondità** coincide con l'altezza totale della sezione delle travi rovesce; la **Larghezza** si considera aumentata di +20cm rispetto alla base della sezione, per simulare un allargamento dell'impronta di appoggio della trave (ad es. da magrone, quindi 1.40m anziché 1.20m).

Considerando un sottofondo stratificato con livelli orizzontali, lo sfalsamento in quota delle fondazioni comporta il dover considerare due tipologie di terreno diverse, caratterizzati dalle stesse caratteristiche di resistenza del terreno, ma da una differente stratigrafia come sotto mostrato:

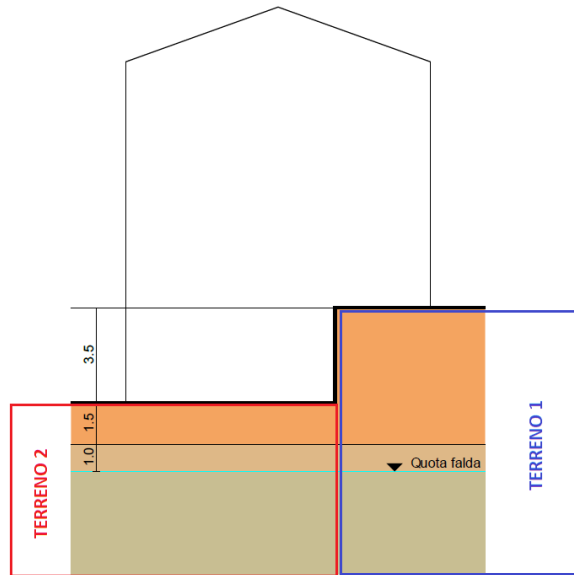


Figura 1-16: Modello geotecnico del terreno

Terreni

Terreni

- Terreno 1
- Terreno 2

Piano campagna

Quota falda

Generale

Nome: Terreno 1

Condizioni: Drenate

Profondità falda: 6.00

Nome

Nome del terreno

Strati

Colore	h	γ_{sat}	γ_{sat}	ϕ'	c'	c_u	G
SandyBrown	5.00	18.50	20.00	27.0	0.010		
BurlyWood	6.00	19.00	20.50	33.0	0.000		

Figura 1-17: Finestra "Terreni" e caratteristiche geotecniche del "Terreno 1"

Terreni

Terreni

- Terreno 1
- Terreno 2

Piano campagna

Quota falda

Generale

Nome: Terreno 2

Condizioni: Drenate

Profondità falda: 2.50

Nome

Nome del terreno

Strati

Colore	h	γ_{sat}	γ_{sat}	ϕ'	c'	c_u	G
SandyBrown	1.50	18.50	20.00	27.0	0.010		
BurlyWood	6.00	19.00	20.50	33.0	0.000		

Figura 1-18: Finestra "Terreni" e caratteristiche geotecniche del "Terreno 2"

Dopo aver definito le due tipologie di terreno, dalla finestra delle proprietà si imposterà pertanto "Terreno=Terreno1" per le fondazioni a quota più alta, e "Terreno= Terreno 2" per quelle a quota zero:

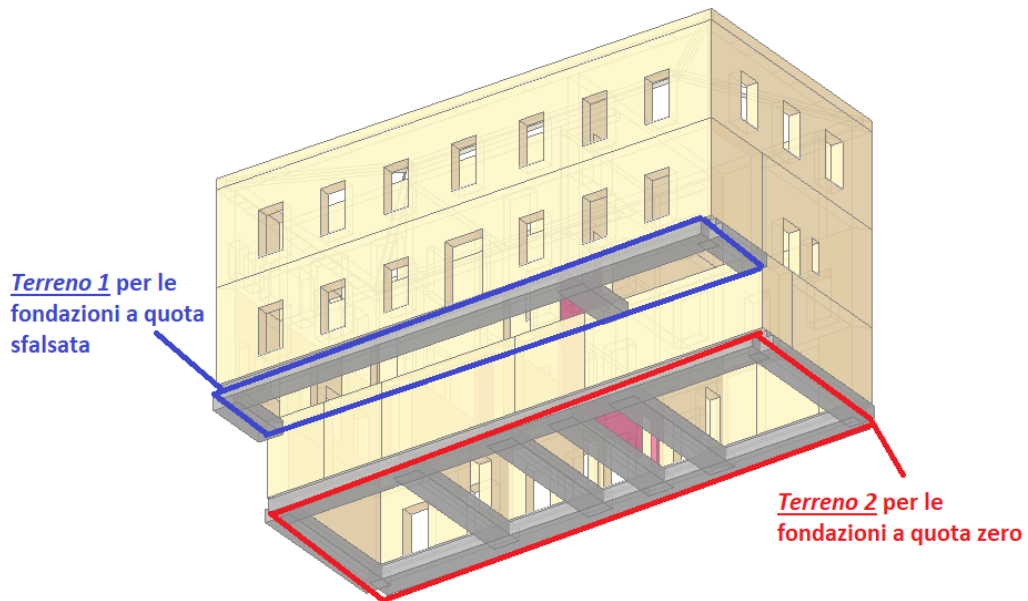


Figura 1-19: Assegnazione della corretta tipologia di terreno in base alle quote sfalsate

Il modello architettonico a questo punto è completo, e si può passare alla successiva fase di modellazione strutturale:

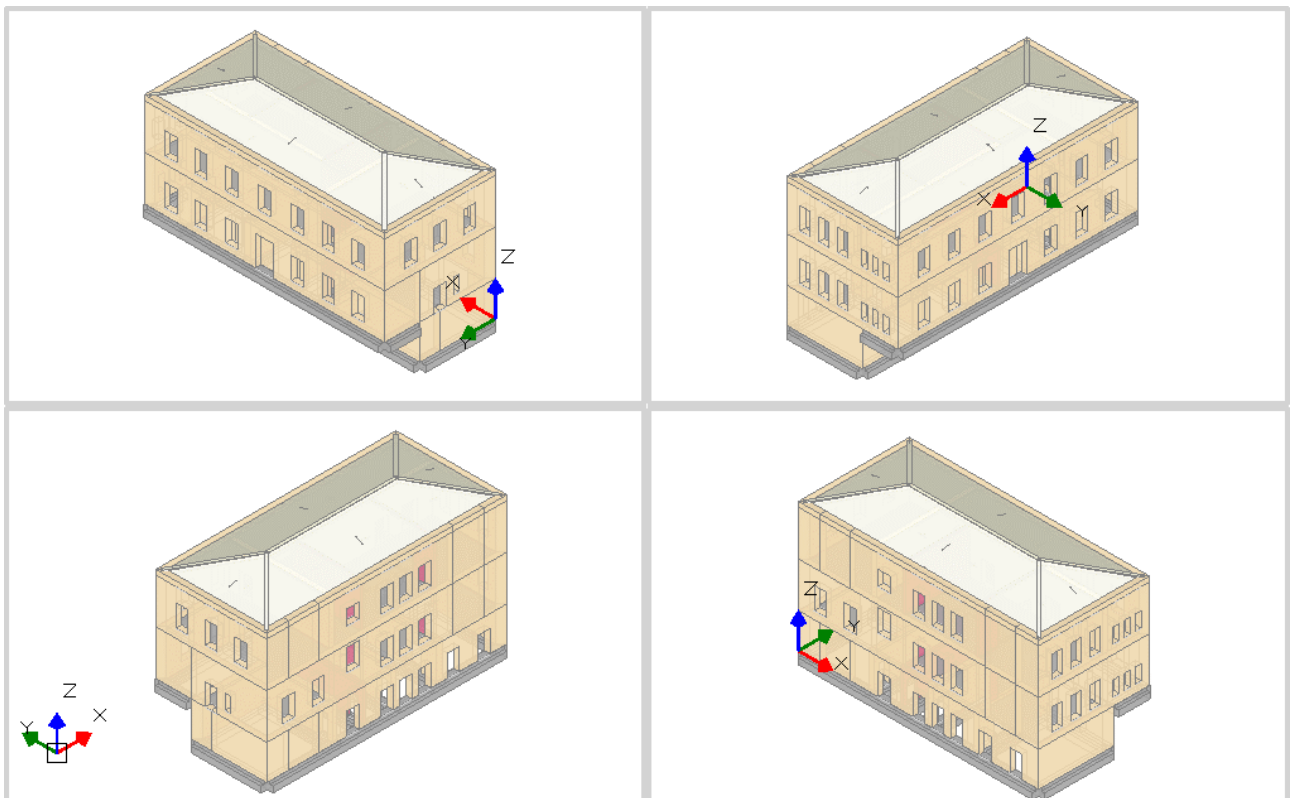


Figura 1-20: Assonometrie del Modello Architettonico completo

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Dopo aver concluso la creazione del Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Strutturale" del gruppo "Analisi" della Barra Multifunzione verrà generato il "**Modello Strutturale**", ovvero un ambiente dove l'edificio in muratura viene rappresentato da un insieme di elementi monodimensionali orizzontali e verticali (**Aste**), fra loro collegati nei **Nodi**.

Di default, si attiverà la visualizzazione per "Tipologia": attivando la legenda (tasto rapido F11 da tastiera) si potranno distinguere le Aste presenti nel modello individuando subito in base alla colorazione maschi, strisce e sottofinestra, travi e colonne:

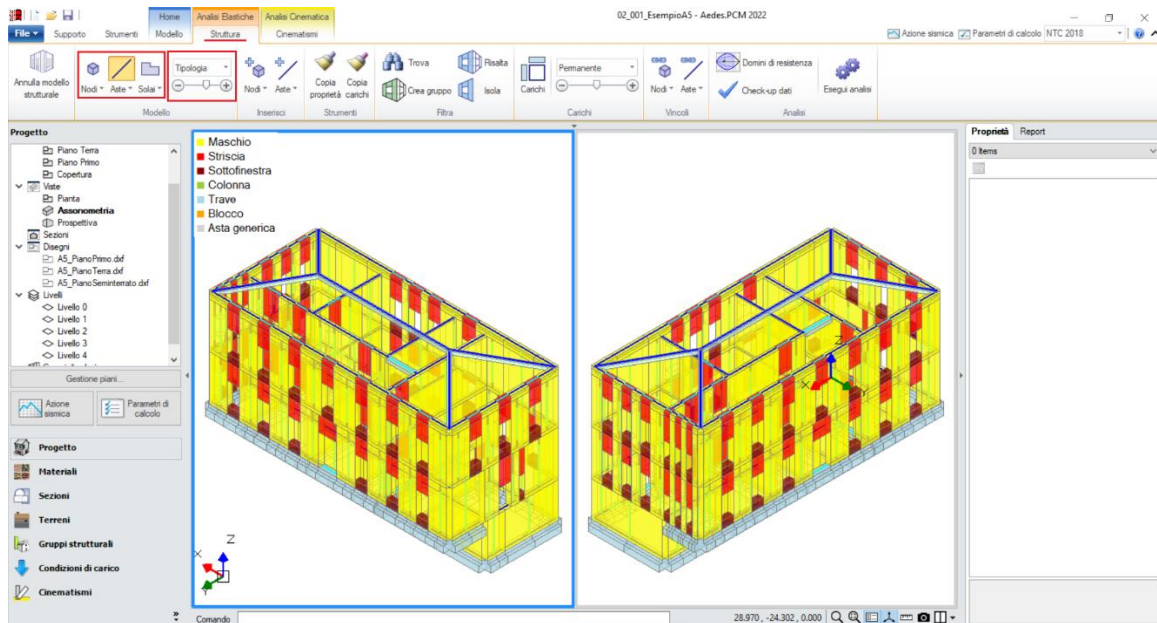


Figura 2-21: Modello Strutturale: Vista per "Tipologia"

In alternativa alla vista per "Tipologia", è possibile scegliere la vista per "Materiale" (in base ai materiali presenti), per "Piano" (distinguendo la colorazione per Piani) oppure per "Oggetto" (personalizzata dall'utente):

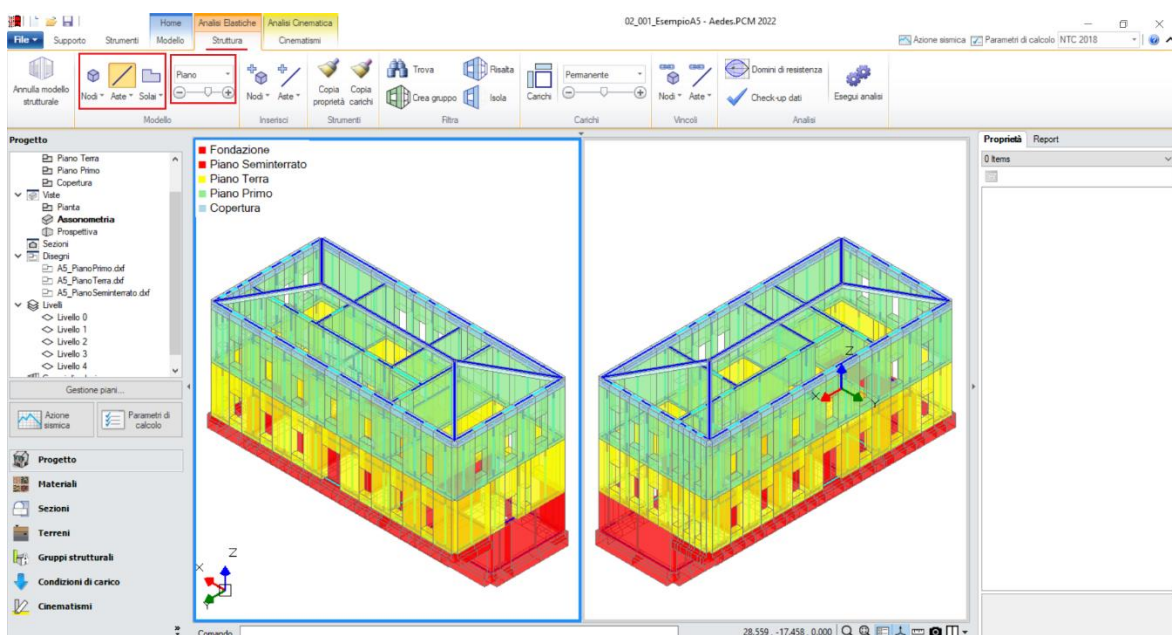


Figura 2-22: Modello Strutturale: Vista per "Piano"

N.B.: Il modello strutturale è strettamente correlato a quanto disegnato in ambiente architettonico: per questo motivo una volta generato il modello strutturale le modifiche di carattere geometrico sono impedito, in quanto non si avrebbe altrimenti una corretta corrispondenza. Per modificare la geometria (ad esempio, le dimensioni di un'apertura), bisognerà prima annullare il Modello Strutturale, attraverso l'apposito comando, poi condurre le modifiche desiderate e successivamente rigenerarlo. Rigenerando il modello strutturale, sarà comunque possibile mantenere le proprietà strutturali degli elementi che non sono state interessate dalle modifiche effettuate in ambiente architettonico.

In ambiente strutturale, un primo passaggio necessario è la qualifica della Rigidezza degli Impalcati: questa impostazione viene gestita nel Navigatore sulla sinistra di PCM, selezionando ogni "**Livello**" singolarmente e modificandone le caratteristiche "*Impalcato rigido*" nella finestra delle proprietà sulla destra.

Per l'edificio in esame, si considereranno **tutti i Livelli Rigidi** (impostando la proprietà "*Impalcato rigido=Si*" sia in direzione X che in Y) **escluso il Livello di Copertura** ("*Impalcato rigido=No*").

Di default, una volta generato il modello strutturale tutti i Livelli sono "Rigidi": bisognerà pertanto modificare solo il Livello 4, rendendolo "Non Rigido":

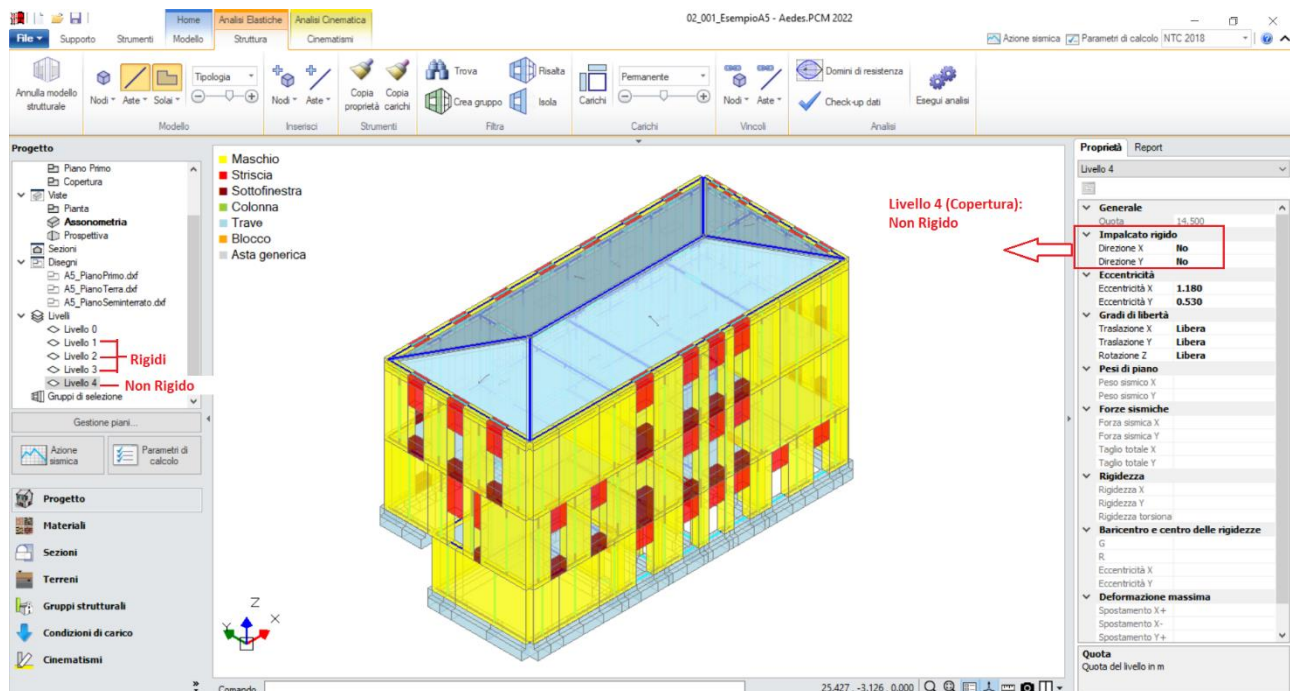


Figura 2-23: Impostazione del Livello 4 come Impalcato Deformabile

Considerare un Livello Rigido significa vincolare tutti i nodi ad un nodo baricentrico (Master) con una relazione cosiddetta del tipo "Master-Slave", ovvero un vincolo cinematico tale da impedire spostamenti relativi dei nodi in direzione X e/o in direzione Y.

Al contrario, un Livello Deformabile ha la caratteristica di mantenere ogni massa vibrante localmente nei nodi senza legame Master-Slave come sopra descritto.

Dopo aver impostato la rigidezza degli impalcati, è possibile scegliere quale comportamento assegnare alle fasce: considerato che tutti gli impalcati eccetto la copertura sono rigidi in quanto latero-cementizi con soletta collaborante, si ipotizza di considerare le **strisce come elementi di accoppiamento collaboranti** (vincolo di incastro-incastro), da sottoporre quindi a verifica considerando un cordolo in c.a. armato con 3Φ12: la presenza del cordolo può essere tradotta inserendo, fra le proprietà delle strisce, un valore di Resistenza a Trazione pari a:

$$T = A \cdot f_{ym} = 339 \text{ mm}^2 \cdot (450 \text{ MPa} / \text{FC}=1.20) = \mathbf{127 \text{ kN}}$$

Per applicare rapidamente tale caratteristica a tutte le strisce, è utile sfruttare il comando "Trova", applicando un filtro per "Tipologia", in modo da selezionare tutti e soli gli elementi Striscia tramite il comando "Risalta":

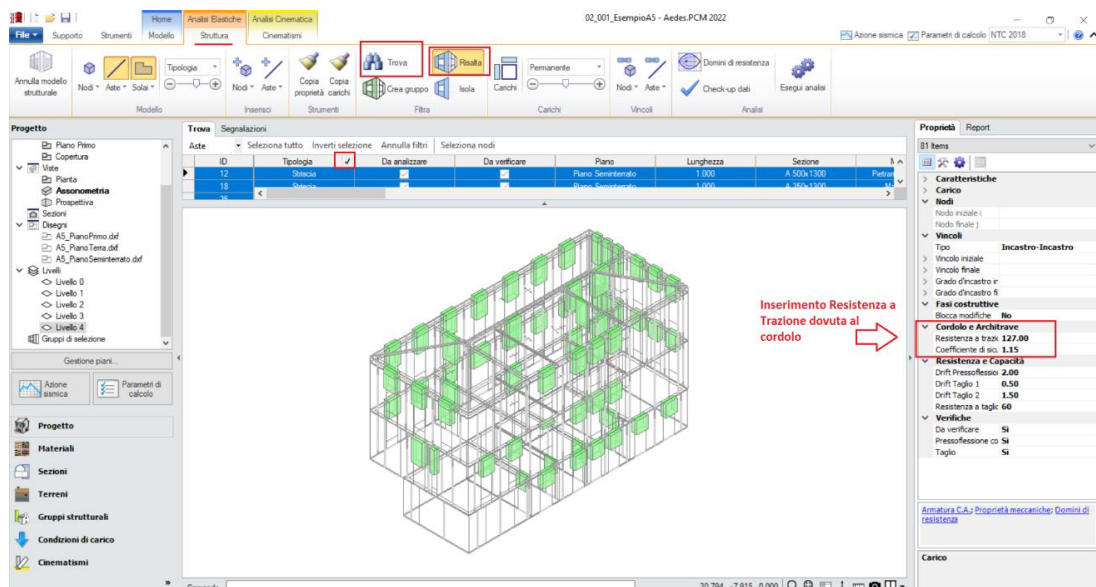


Figura 2-24: Inserimento della Resistenza a Trazione per le strisce (elementi collaboranti)

Con procedura simile, si selezionano successivamente i **sottofinestra**, impostando per queste aste un vincolamento del tipo cerniera-cerniera (liberando solo la componente di rotazione complanare y), e si escludono dalle verifiche (proprietà "Verifica=No").

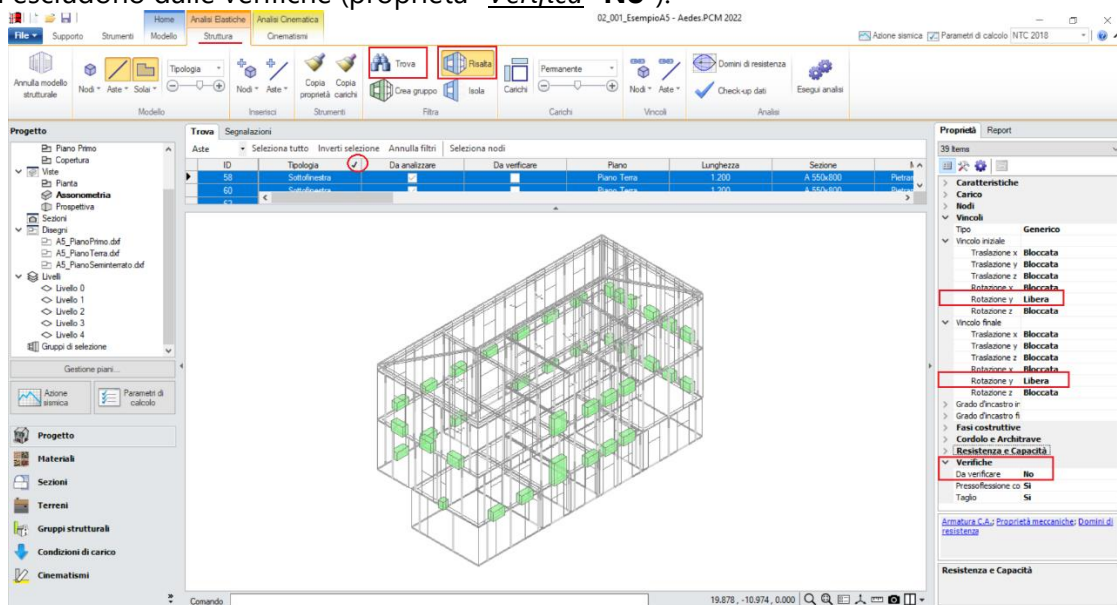


Figura 2-25: Vincolamento dei sottofinestra (bielle, elementi non collaboranti) e loro esclusione dalle verifiche

Selezionando tutti gli elementi in muratura dal comando "Trova", si imposta inoltre la proprietà "**Rigidezza Fessurata=50%**": questo significa adottare per essi uno schema di comportamento trilineare, che prevede la riduzione della rigidezza in fase di Analisi Sismica al momento in cui, per ogni elemento, la sua sezione viene parzializzata prima della plasticizzazione completa.

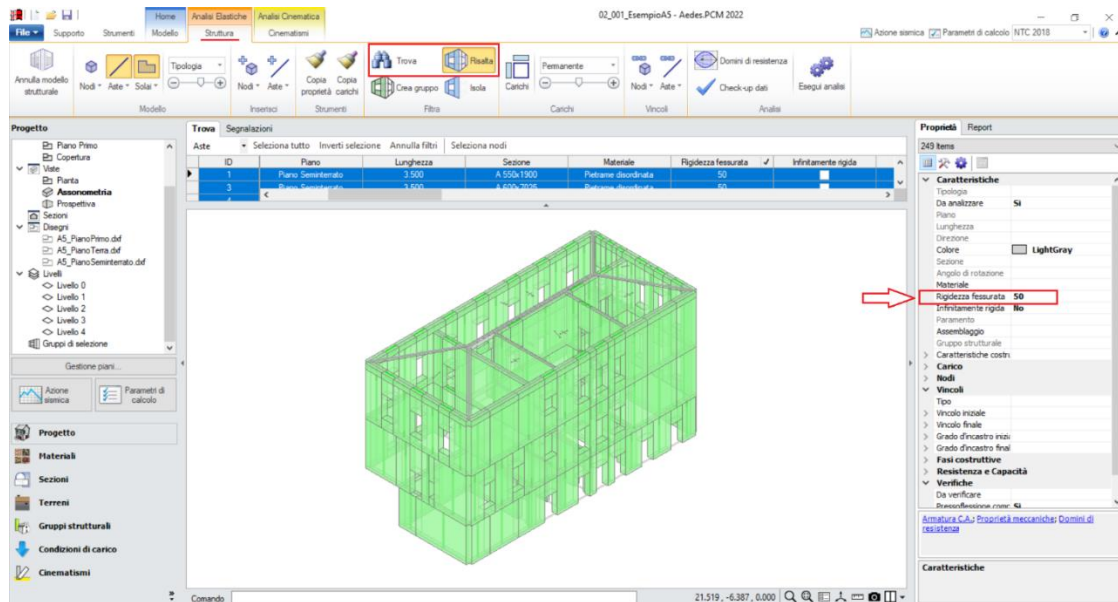


Figura 2-26: Impostazione della Rigidezza fessurata=50%

Per quanto riguarda la copertura, è possibile effettuare ragionamenti su alcune ipotesi che appaiono opportune per avvicinarsi maggiormente al comportamento fisico reale dell'edificio.

In merito alle travi diagonali di displuivo, per simulare degli appoggi in corrispondenza delle murature, si modifica il loro vincolamento in "Cerniera-Incastro" dalla finestra delle proprietà; inoltre, selezionando anche la trave di colmo, si imposta la proprietà "Infinitamente Rigida=Si" per evitare che possano subire deformazioni eccessive, considerato anche il materiale legno di cui sono costituite.

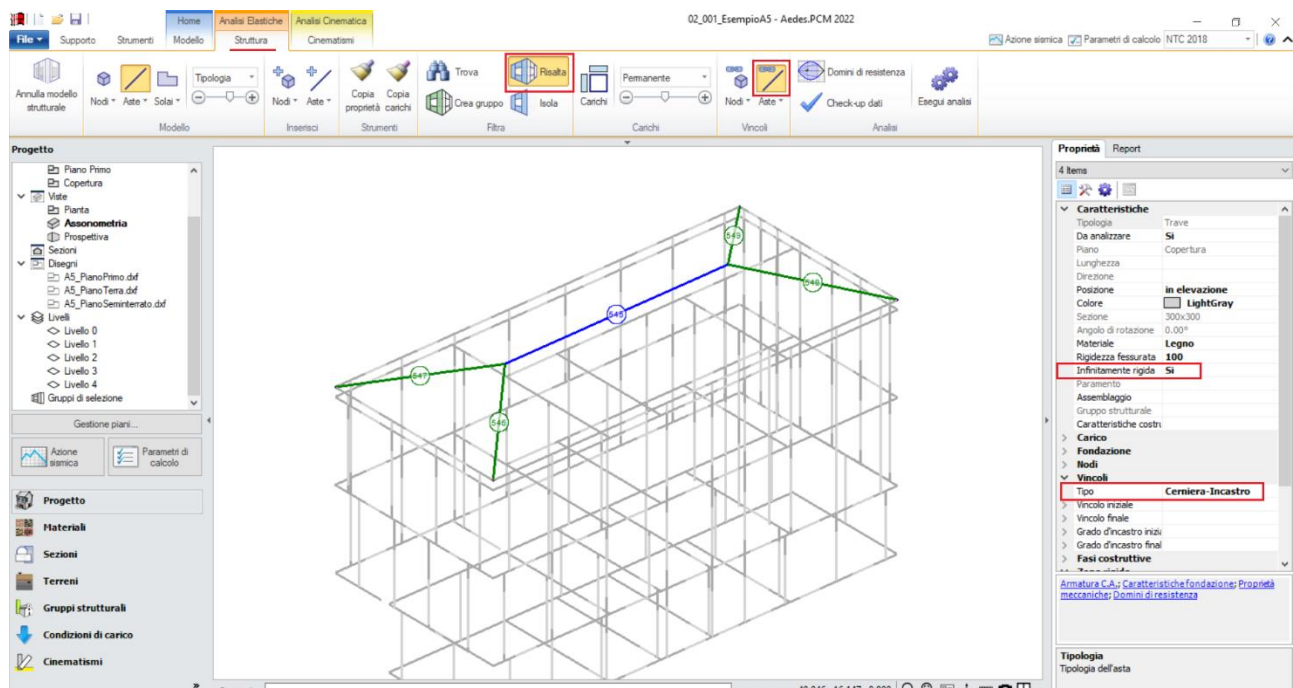


Figura 2-27: Travi di copertura infinitamente rigide; puntoni inclinati vincolati come "Cerniera-Incastro"

Poiché inoltre l'edificio reale presenta delle capriate intermedie a sostegno della copertura, si può tenere conto del loro effetto agendo sulle proprietà delle falde. Più in specifico, selezionando le due falde con sviluppo longitudinale ed escludendo dall'elenco delle aste perimetrali caricate sia la trave di colmo che i puntoni diagonali: questa scelta redistribuisce il carico di queste falde solo sulle murature di contorno perimetrali, evitando in tal modo sovrastime di carichi e simulando la distribuzione tipica delle capriate anche se non modellate. Mettendo in risalto quindi le travi di copertura e le falde, ed attivando gli ID delle Aste, selezionando singolarmente le due falde più grandi si potrà cliccare sulla proprietà "Aste di contorno", e cliccare su "Rimuovi" in corrispondenza degli ID delle travi diagonali e di colmo:

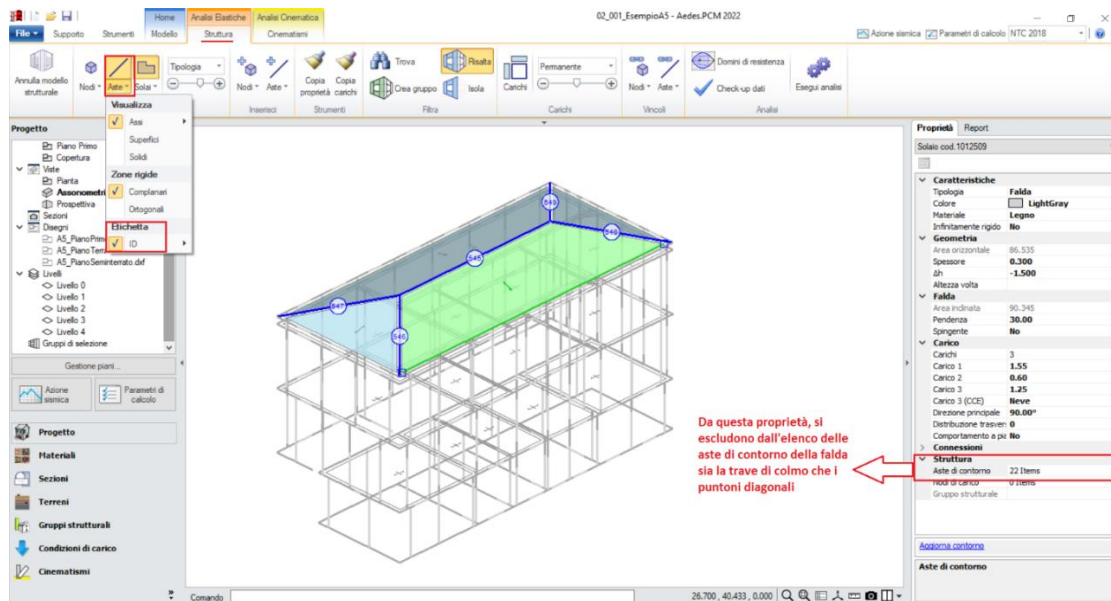


Figura 2-28: Modifica della distribuzione dei carichi delle falde longitudinali per simulazione presenza capriate

A questo punto, risulta compiutamente definito anche il Modello Strutturale. Prima di passare alla successiva fase di Analisi, si consiglia di impostare i parametri relativi all'"**Azione Sismica**" ed i "**Parametri di Calcolo**".

Nella finestra "Azione Sismica", a partire dalle coordinate del sito da inserire (espresse nel sistema ED50), in automatico il software calcola tutti i parametri per la definizione dello Spettro Elastico e di Progetto, calcolato in base al fattore di comportamento q .

Il modello in esame si basa sui parametri sismici impostati sul comune di Ancona (AN):

Longitudine: 13.518910, Latitudine: 43.615830

Categoria di Sottosuolo: B

Fattore di comportamento: $q=2.25$ (da formulazione normativa, edificio non regolare in altezza).

Nella finestra "Parametri di Calcolo", si decideranno le impostazioni inerenti più in specifico alle analisi e verifiche da condurre.

Per il caso in esame, oltre all'Analisi Modale (sempre condotta in automatico), verrà eseguita:

- l'Analisi Statica Non Sismica;
- l'Analisi Dinamica Modale, orientata alla verifica a pressoflessione ortogonale con azioni convenzionali;
- l'Analisi Pushover, scegliendo le distribuzioni "A" ed "E", con un incremento di Taglio di 50 kN per essere adeguato all'edificio in esame (scheda "Pushover(1)"), con Momento Torrente.

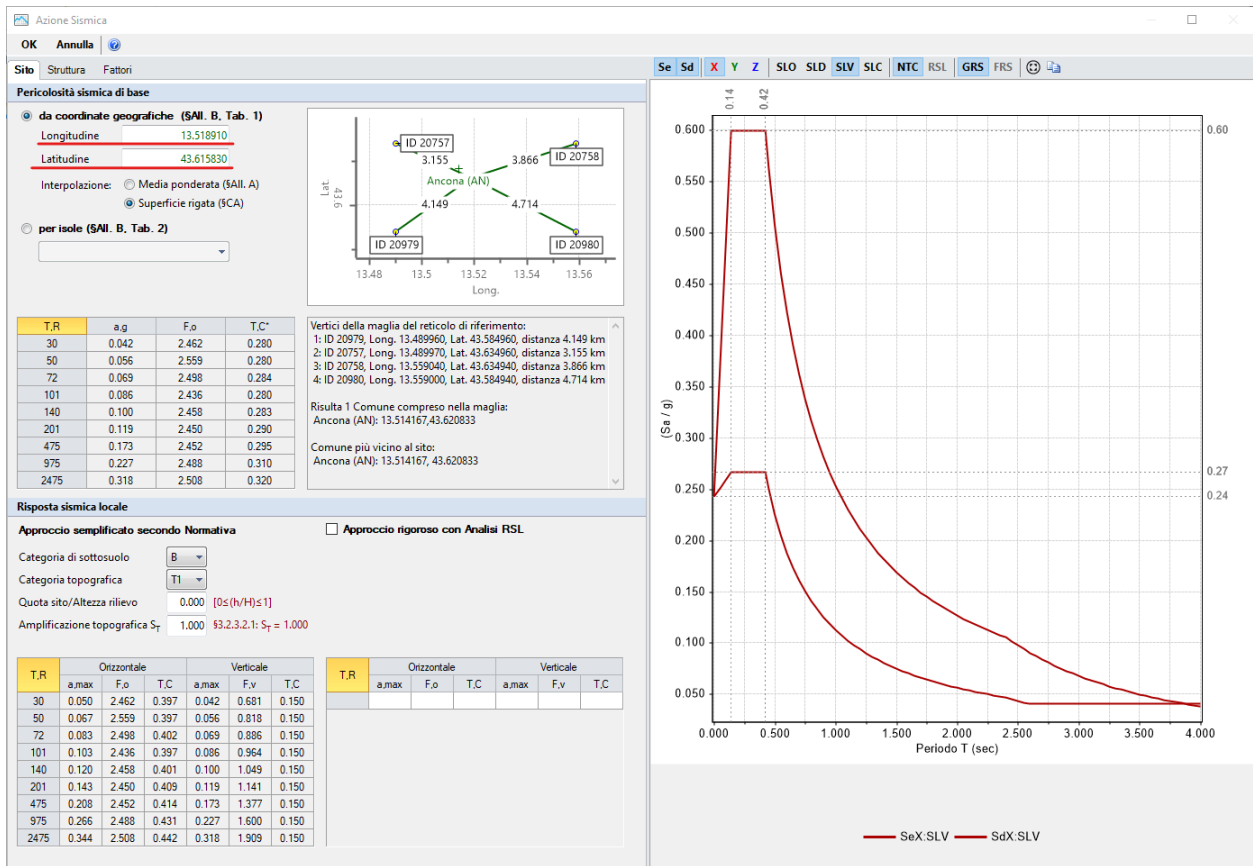


Figura 2-29: Azione Sismica: inserimento coordinate del sito

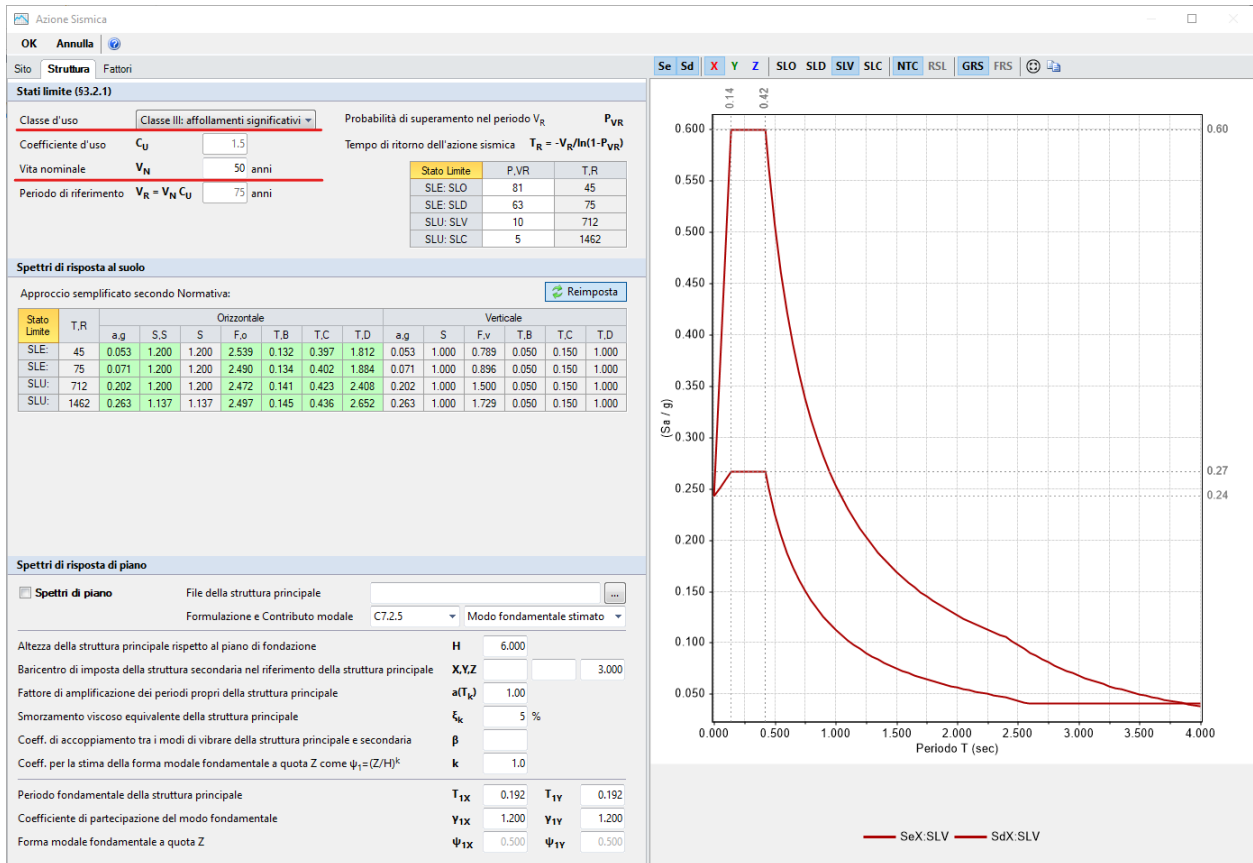


Figura 2-30: Azione Sismica: Vita Nominale e Classe d'Uso, con tabella dei Parametri di Spettro

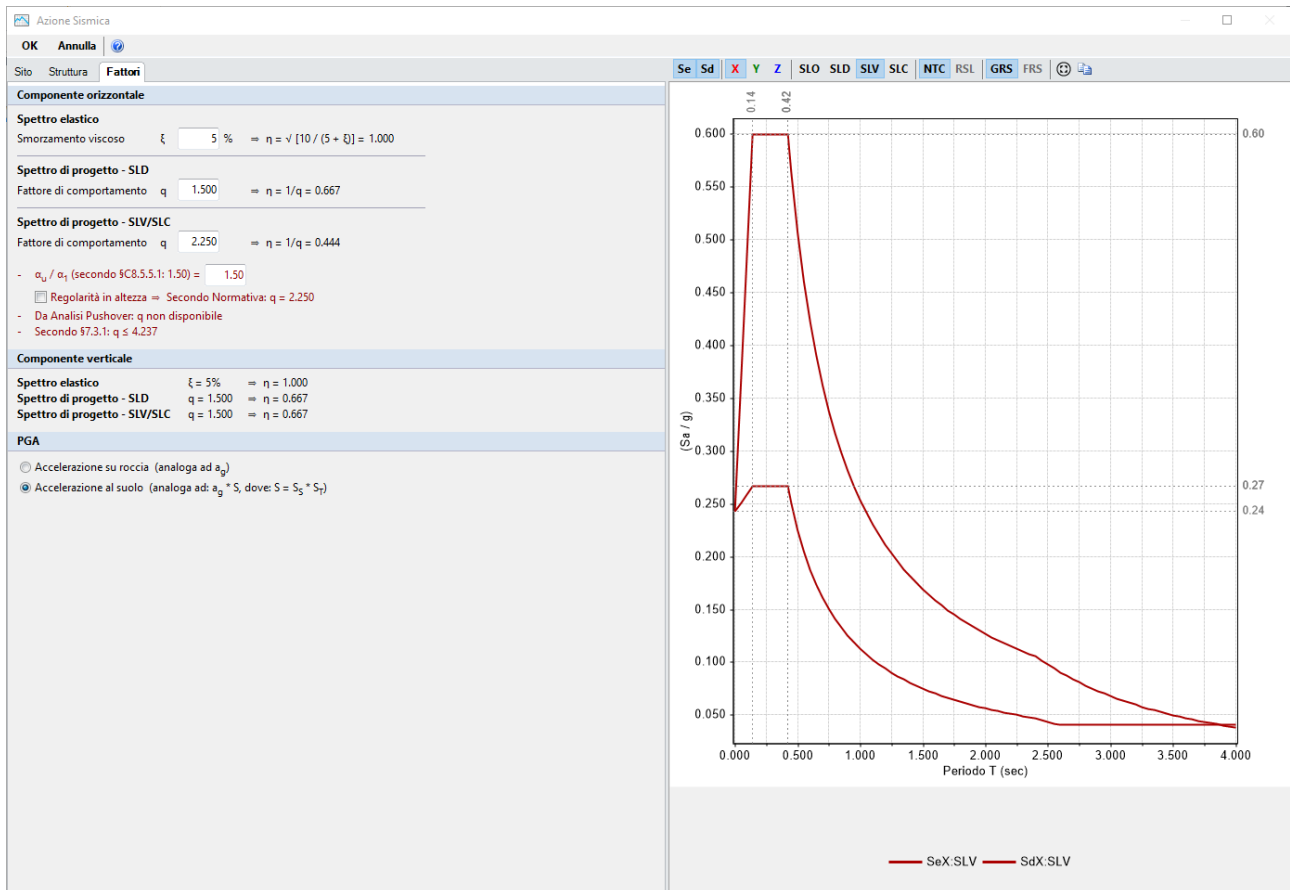


Figura 2-31: Azione Sismica: Definizione Fattore di Comportamento

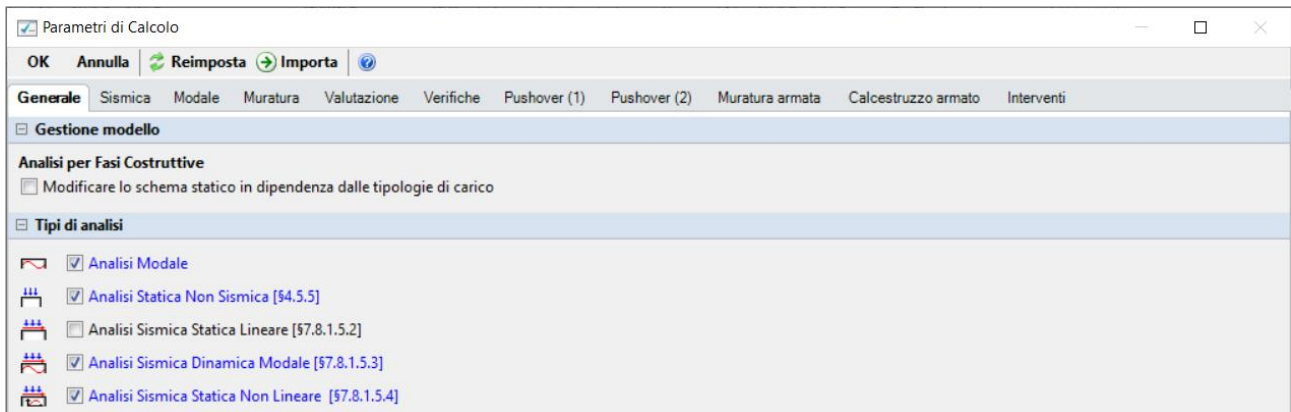


Figura 2-32: Parametri di calcolo: Tipologia di Analisi da eseguire

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale **Sismica** Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Direzione sismica e quote di riferimento

Angolo tra sistema di riferimento globale XY e direzioni sismiche X'Y' $\alpha = 0$ ($-90^\circ < \alpha < 90^\circ$, + se antiorario)

Altezza della costruzione a partire dal piano di fondazione (m) H = 14.500 **Inserire l'altezza della costruzione**

Quota di inizio degli effetti sismici (m) $H_s = 0.000$

In caso di sisma verticale considerare sempre il 100% degli effetti

Analisi Sismiche Lineari

Direzioni di analisi X Y Z

Combinazione delle componenti

Radice quadrata della somma dei quadrati Sommare ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nelle altre direzioni [§7.3.5]

Ignorare gli effetti dei momenti torcenti dovuti all'eccentricità accidentale [§7.2.6]

Ignorare l'amplificazione degli spostamenti con fattore μ nel calcolo delle tensioni sul terreno [§7.3.3.3]

Eseguire le verifiche di sicurezza anche per le combinazioni ($N_{min}, T/M_{max}$), ($N_{max}, T/M_{min}$)

Analisi Sismica Statica Lineare

Periodo principale T_1

$T_{1X} = 0.320$ sec, $T_{1Y} = 0.448$ sec

$T_1 = C_1 * H^{3/4}$, dove $C_1 = 0.050 \Rightarrow T_1 = 0.372$ sec [§C7.3.3.2]

$\lambda = 1.00$ nella definizione delle forze sismiche [§7.3.3.2]

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità [§7]: $S_d(T_1) = 0.07$ g

Figura 2-33: Parametri di calcolo: Scheda Sismica

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica **Modale** Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Numero di modi da calcolare

Un numero di modi pari a: 50

Numero di modi da considerare

Tutti i modi calcolati

Un numero di modi pari a: 3

Tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%

Un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%

Tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% [§7.3.3.1]

Metodo di combinazione dei modi

SRSS (radice quadrata della somma dei quadrati)

CQC (combinazione quadratica completa) [§7.3.3.1]

Figura 2-34: Parametri di calcolo: Scheda "Modale"

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale **Muratura** Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Tipo di edificio

Muratura

Muratura Ordinaria Muratura Armata con Progettazione in Capacità [§7.8.1.7]

Edificio

Edificio Nuovo con verifica di Robustezza [§3.1.1]

Edificio Esistente

Coefficienti parziali di sicurezza

In analisi statica [§4.5.6.1] γ_{M1} =

In analisi sismica [§7.8.1.1] γ_{M2} = (secondo normativa: $\gamma_{M2} \geq 0.8\gamma_{M1}$, $\gamma_{M2} \geq 2.00$)

Maschi murari

Contributo rigidezza trasversale

Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui

Link orizzontali rigidi anche fuori piano

Comportamento muratura

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [§4.1.2.1.2.1]

Stress block $M_U = (I^2 t \sigma_0 / 2) * [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_{cd})]$ [§7.8.2.2.1]

Parabola-Rettangolo ϵ_{m2} = ϵ_{mu} = (‰) M_U da dominio di resistenza N-M

Triangolo-Rettangolo ϵ_{m3} = ϵ_{mu} = (‰) M_U da dominio di resistenza N-M

Figura 2-35: Parametri di calcolo: Scheda "Muratura"

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura **Valutazione** Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Stati limite

Stati limite da considerare: SLO SLD SLV Edificio esistente, Classe d'uso III: obbligatorio SLV [§8.3, §7.3.6]

Valutazione della sicurezza per edifici esistenti

Intervento di adeguamento [§8.4.3] o stato attuale di un intervento di miglioramento

$\zeta_E \geq$

File analisi cinematica (eventuale):

Stato di progetto di un intervento di miglioramento [§8.4.2]

$\zeta_E \geq$ $\Delta\zeta_E \geq$

File stato attuale:

File stato di progetto, analisi cinematica (eventuale):

ζ_E indicatore di rischio sismico dato dal rapporto tra azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche. L'azione sismica adottata come parametro di confronto per la definizione di ζ_E è l'accelerazione al suolo PGA = ag S.

Figura 2-36: Parametri di calcolo: Scheda "Valutazione"

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione **Verifiche** Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Per maschi murari

Verifica in sommità nelle Analisi Lineari:
 in nessun caso in tutti i piani, tranne l'ultimo in tutti i casi

PressoFlessione Planare

Considerare la Flessione solo nei maschi con snellezza (h/l) superiore a

Taglio per Scorrimento

Modalità di calcolo della zona reagente
 Distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)] Zona reagente a pressoflessione (in caso di comportamento parabola-rettangolo o triangolo-rettangolo)

Maschi in muratura ordinaria: prescindere in ogni caso dalla parzializzazione

PressoFlessione Ortogonale

Analisi Statica [§4.5.6.2]
 Con azioni da modello di calcolo 3D
 Metodo semplificato [§4.5.5, §4.5.6.2] (ipotesi di parete incernierata a livello dei piani)

Analisi Sismiche Lineari [§7.8.2.2.3]
 Con azioni da modello di calcolo 3D
 Con azioni convenzionali [§7.2.3] (forze equivalenti per elementi non strutturali)

Analisi Pushover [§7.8.2.2.3]
 Con azioni da modello di calcolo 3D

Eseguire le Verifiche solo in mezzeria

Riduzione della resistenza per gli effetti di instabilità
 Considerare sempre eccentricità minima (h/200)

Resistenza del Terreno

Verifica di capacità portante del terreno
 Considerare effetti dell'eccentricità del carico

Verifica di scorrimento sul piano di posa
 Condizioni drenate $R = V \tan(\delta_k)$ Angolo di attrito terreno-struttura δ_k (°) =
 Condizioni non drenate $R = A c_u$ Adesione tra terreno e struttura c_u (N/mm²) =

Figura 2-37: Parametri di calcolo: Scheda "Verifiche"

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche **Pushover (1)** Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Distribuzioni di forze [§7.3.4.2]

Gruppo 1: distribuzioni principali
 (A) **Lineare**: proporzionale alle forze statiche
 (B) **Unimodale**: forze corrispondenti al primo modo di vibrare
 (C) **Dinamica**: corrispondente alle forze in analisi dinamica lineare

Gruppo 2: distribuzioni secondarie
 (D) **Multimodale**: corrispondente ad una forma modale equivalente
 (E) **Uniforme**: forze proporzionali alle masse
 (F) **Unimodale adattiva**
 (G) **Dinamica adattiva**
 (H) **Multimodale adattiva**

Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) considerare le forze da: spettro elastico spettro di progetto

Fattore di partecipazione modale [§7.3.4.2]

$\Gamma = \frac{\phi^T M \tau}{\phi^T M \phi}$ $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$

$\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze uniforme (E)
 $\Gamma < 1.00 \rightarrow (\Gamma = 1.00, m^* = \text{massa sismica totale})$
 Normalizzare ϕ sempre rispetto al baricentro del piano di controllo

Incremento di taglio. Direzione di analisi

Incremento di taglio (kN)

Direzione e verso di analisi
 + X* + Y* - X* - Y*

Eccentricità accidentale
 Curve senza momento torcente aggiuntivo
 Curve con momento torcente aggiuntivo

Analisi bidirezionale
 Curve senza combinazione direzionale
 Curve con combinazione direzionale

Sisma verticale
 Curve senza componente verticale
 Curve con componente verticale

Punto di controllo

Baricentro del piano (n° piani = 4)
 Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
 Nodi

Figura 2-38: Parametri di calcolo, scheda "Pushover(1)"

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) **Pushover (2)** Muratura armata Calcestruzzo armato Interventi

Comportamento degli elementi strutturali

Maschi murari

- Non eseguire verifiche a sforzo normale di trazione
- Ignorare caduta di taglio per crisi a pressoflessione ortogonale

Deformazione angolare limite:

- Controllo drift ultimo con fattore snellezza (H_0 / D)
- Controllo duttilità (multiplo della deformazione al limite elastico)

Fasce di piano (strisce, sottofinestra)

- Comportamento bilineare
- Comportamento multilineare

Fondazioni

- Ignorare aste su suolo elastico in Analisi Pushover

Modalità di calcolo

Spostamento ultimo a SLU

Spostamento corrispondente ad un taglio alla base residuo pari a %

- rispetto al massimo relativo
- rispetto al massimo assoluto
- rispetto al massimo assoluto, considerando l'ultima configurazione equilibrata

Sistema bilineare equivalente

Tratto elastico passante per il punto con taglio pari a T_{max}

Tratto plastico della curva di capacità

- calcolato analiticamente
- stimato sullo spostamento residuo di una parete
- stimato sullo spostamento residuo dei vari piani

Altro

- Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi

Figura 2-39: Parametri di calcolo, scheda "Pushover(2)"

RISULTATI DELLE ANALISI

Dopo aver richiesto l'esecuzione delle Analisi dal relativo comando **"Esegui Analisi"**, si consultano i risultati ottenuti, partendo innanzitutto dall'Analisi Modale, per valutare il corretto andamento delle deformate modali, conoscere i periodi di vibrazione e le masse partecipanti.

Ad analisi eseguita, è possibile consultarne i risultati sia graficamente nell'apposita finestra **"Risultati"**, **"Modale"**, che a livello numerico nella finestra **"Report"**.

Risulta utile attivare la visualizzazione con due finestre (in Pianta ed in Assonometria), in modo da visualizzare la deformata sia vista dall'alto che in 3D:

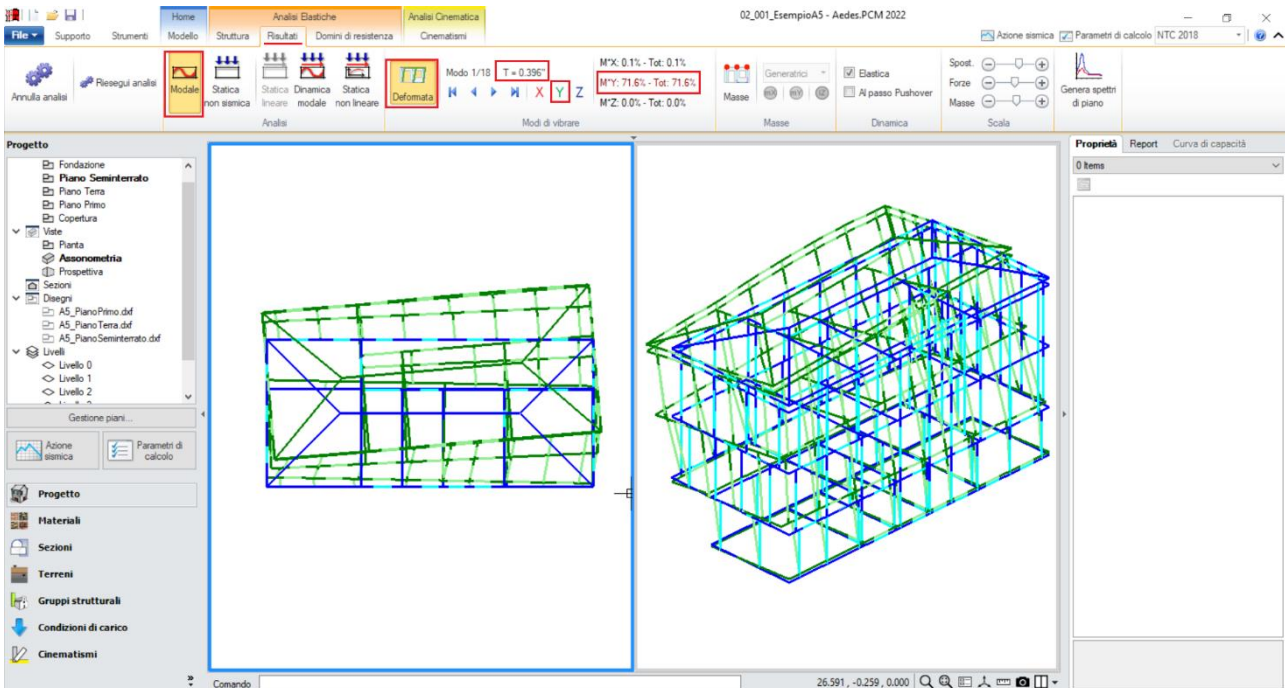


Figura 2-40: Modo principale in Y: Periodo 0.396 sec e Massa Partecipante 72%

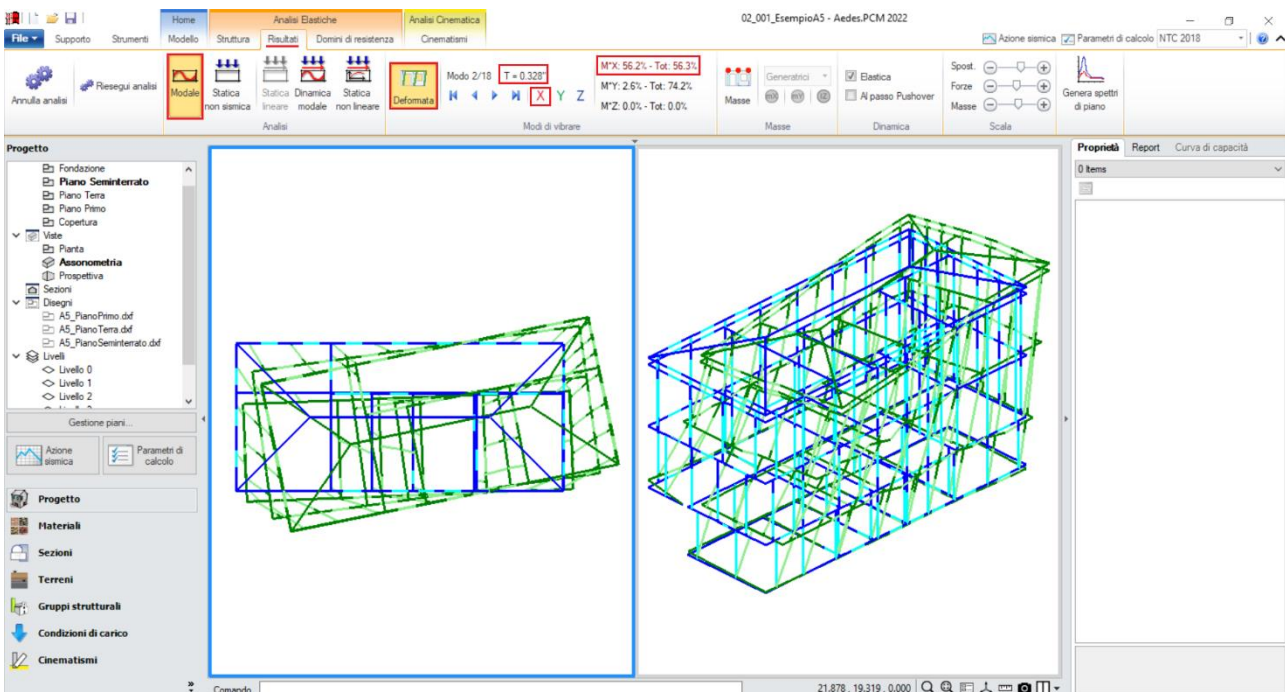


Figura 2-41: Modo principale in X: Periodo 0.328 sec e Massa Partecipante 56%

Le deformate modali sono coerenti, la struttura si deforma senza particolari anomalie. Si segnala tuttavia una significativa influenza in termini rototraslazionali nelle deformate dei modi principali. Il primo modo principale è il n.1 in direzione Y, con periodo di 0.396s e massa partecipante 72%. Il secondo modo principale è il n.2 in direzione X, con periodo di 0.328s e massa partecipante 56%. Anche attivando anche la visualizzazione delle Masse, sia "Generate" (per piani rigidi) che "Generatrici" (per piani deformabili) si può controllare se ci siano anomalie: in tal caso, la proporzione fra i livelli mostra correttamente come il Piano Primo sia quello dotato di massa maggiore, rispetto al più piccolo piano seminterrato o al meno caricato piano sottotetto:

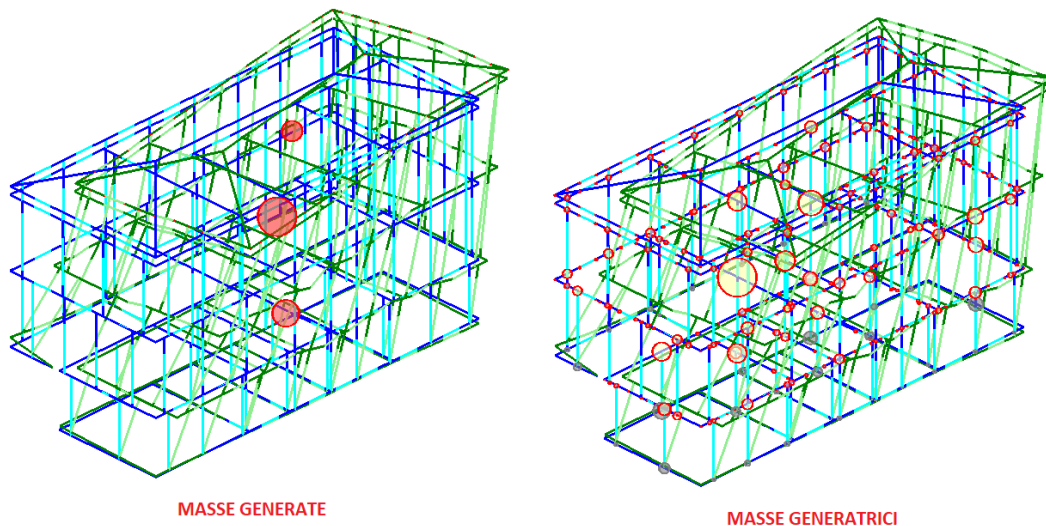


Figura 2-42: Visualizzazione delle Masse Generate in Analisi Modale

Passando ai risultati dell'**Analisi Statica Non Sismica**, è importante controllare che l'andamento dello Sforzo Normale risulti coerente, ovvero crescente dalla sommità alla base dei maschi murari: è consigliabile anche mantenere attiva la Legenda (F11 da tastiera) per una rapida conferma dei range di valori; è importante valutare l'andamento in particolare della "Combinazione Sismica", in quanto fornisce le sollecitazioni e le deformazioni del passo iniziale di ogni curva analizzata in Pushover

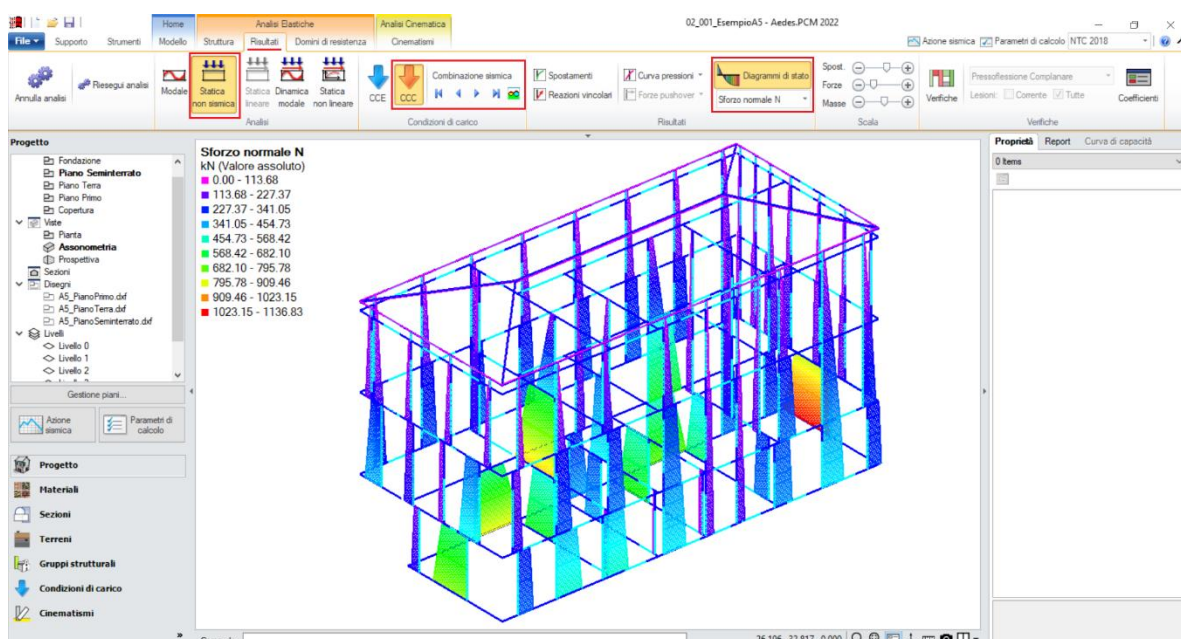


Figura 2-43: Analisi Statica Non Sismica: Andamento dello Sforzo Normale (per Combinazione Sismica)

Altrettanto importante, nei casi come questo in cui siano presenti travi di fondazione, valutare le tensioni sul terreno; in questo caso, non si riscontrano picchi anomali di tensione sul terreno:

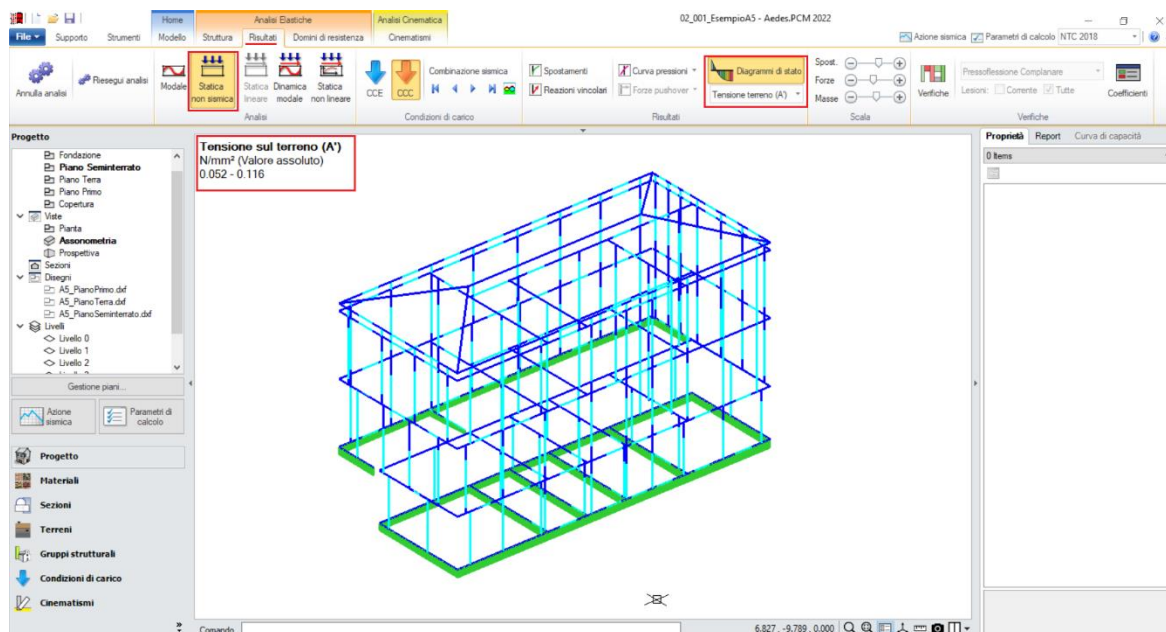


Figura 2-44: Analisi Statica Non Sismica: Tensioni sul Terreno

Una volta confermata la correttezza della modellazione tra Modale e Statica, è possibile passare all'approfondimento dei risultati derivanti dall'Analisi Pushover: si valuta dapprima l'intero fascio di curve analizzate, controllando che l'andamento generale sia coerente con la forma tipica "a scalini" di una curva incrementale di spinta. In tal caso, sono state calcolate sedici curve (otto in +/-X, in rosso; ed otto in +/-Y, in verde), ed il loro andamento è corretto:

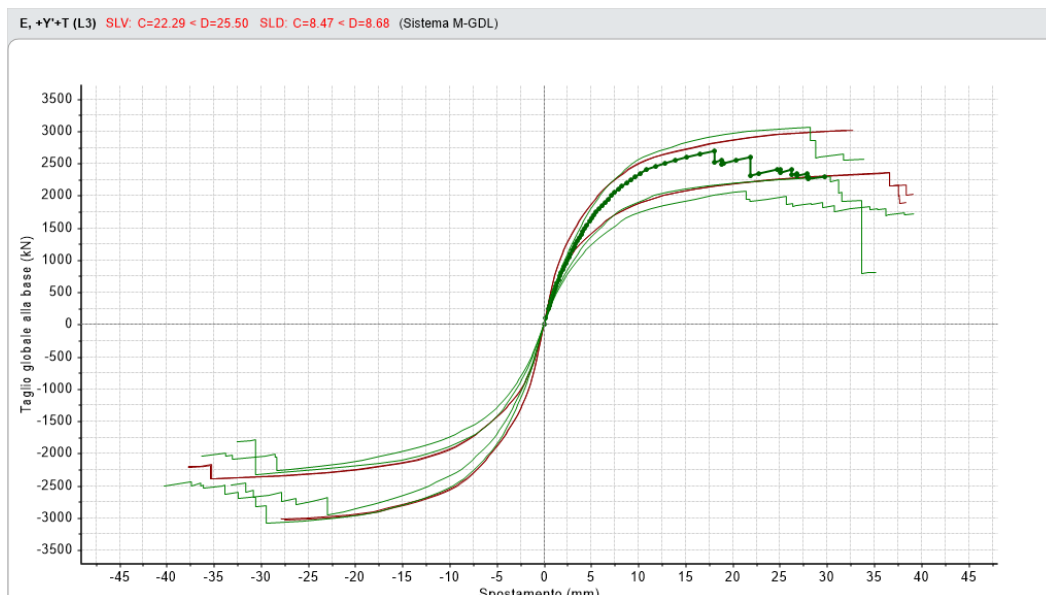


Figura 2-45: Analisi Pushover: Fascio di curve calcolate, in direzione +/-X e +/-Y

Tutte le curve risultano ampiamente verificate: tornando alla scheda "Risultati", dalla scheda "Curva di Capacità" è possibile visualizzare in basso a destra la curva selezionata: attivando la visualizzazione delle "Verifiche" e della Legenda (F11 da tastiera rapidamente), è possibile scorrere passo per passo la curva attiva, controllando lo stato di deformazione e/o plasticizzazioni progressive delle aste, capendo pertanto il movimento della struttura a seguito delle forze incrementali:

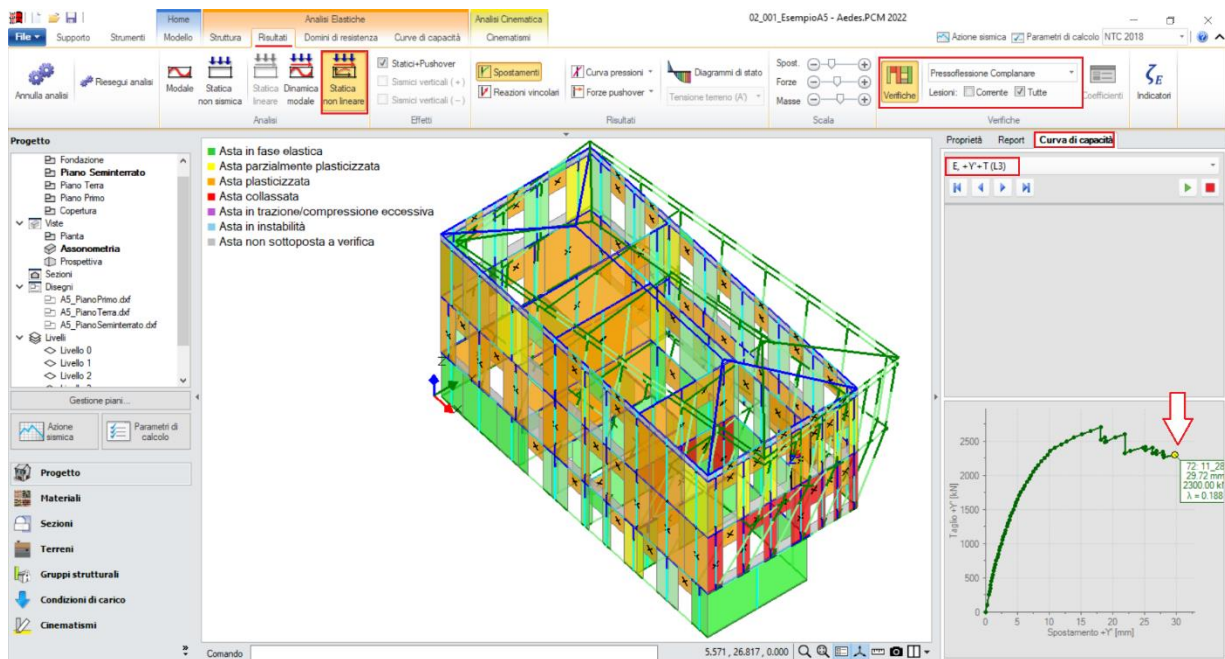


Figura 2-46: Analisi Pushover: Consultazione delle verifiche al passo, esempio per Curva E + Y + T

Un'altra utile informazione riguarda l'approfondimento di carattere testuale sulla generazione delle curve: questo può essere richiesto dalla scheda "Report", "Storia Evolutiva". Nella finestra si aprirà un documento testuale contenente tutta la progressione delle plasticizzazioni e l'elenco delle aste degradate in successione, nonché la "Causa del termine di costruzione della curva di capacità": in questo caso, la curva relativa alla distribuzione E, in direzione Y, con momento torcente, è la meno verificata ed è stata interrotta in quanto "Tutti i maschi murari del paramento Y3 al piano 2 sono collassati sotto azioni complanari": questo andamento è coerente anche con gli spostamenti, che come si vede in tale direzione sono amplificati dagli effetti torcenti, comportando effetti negativi proprio sul paramento Y3 che è il prospetto di chiusura in corrispondenza dei massimi spostamenti:

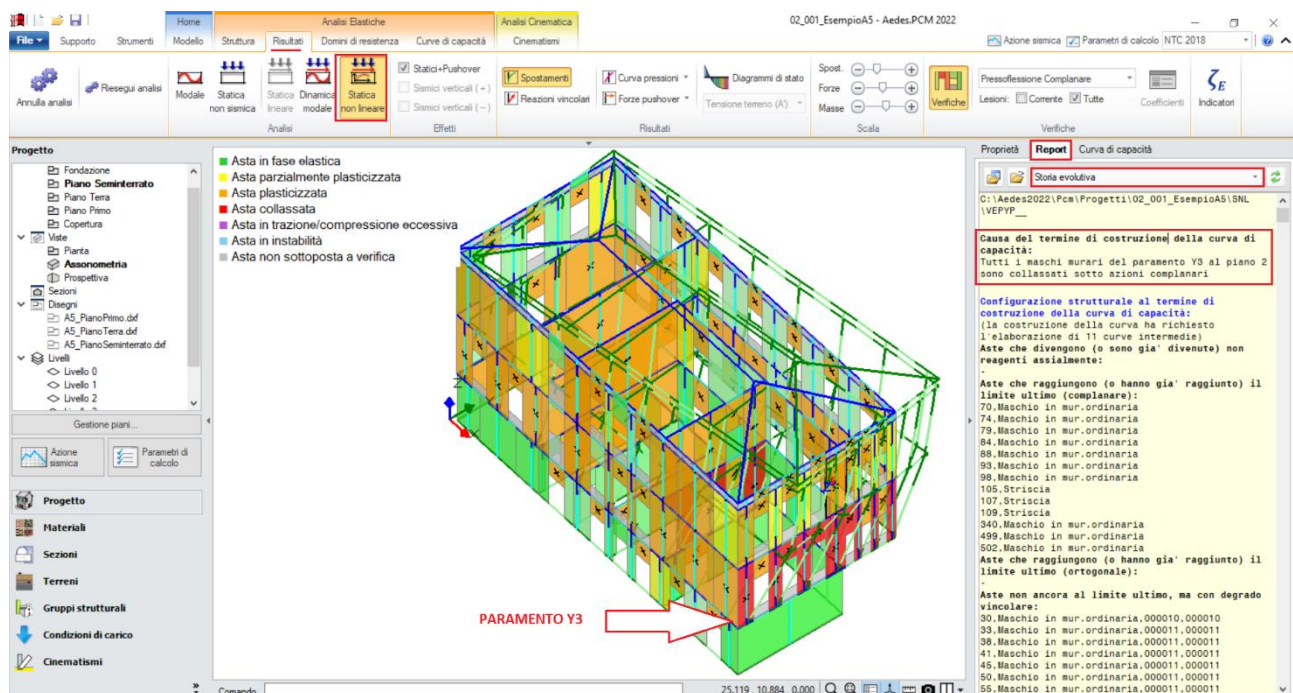


Figura 2-47: Analisi Pushover: Consultazione della Storia Evolutiva, esempio per Curva E + Y + T

Risulta interessante in questo esempio completare il quadro delle verifiche anche con ***L'Analisi Dinamica Modale***, in questo caso orientata principalmente alle verifiche in fondazione: attivando la visualizzazione delle Tensioni sul Terreno e della Legenda, si può notare come la verifica risulti **soddisfatta** (dal comando "**Coefficienti**", l'Indicatore di Rischio raggiunto è $\zeta_E=0.84 \geq 0.8$ per come impostato nei Parametri di Calcolo): si osserva tuttavia che, in corrispondenza delle fondazioni più esterne della parte di edificio a quota sfalsata, alcune tensioni superino il valore di $q_{lim}=0.630$ MPa (sempre consultabile nella finestra delle proprietà sulla destra).

La massima tensione sul terreno sollecitante vale infatti $\sigma=0.193$ MPa se si considera l'intera base della trave di fondazione ("**Tensione terreno (A)**"); vale invece $\sigma=0.241$ MPa considerando la base ridotta a seguito dell'eccentricità dei carichi ("**Tensione terreno (A')**"):

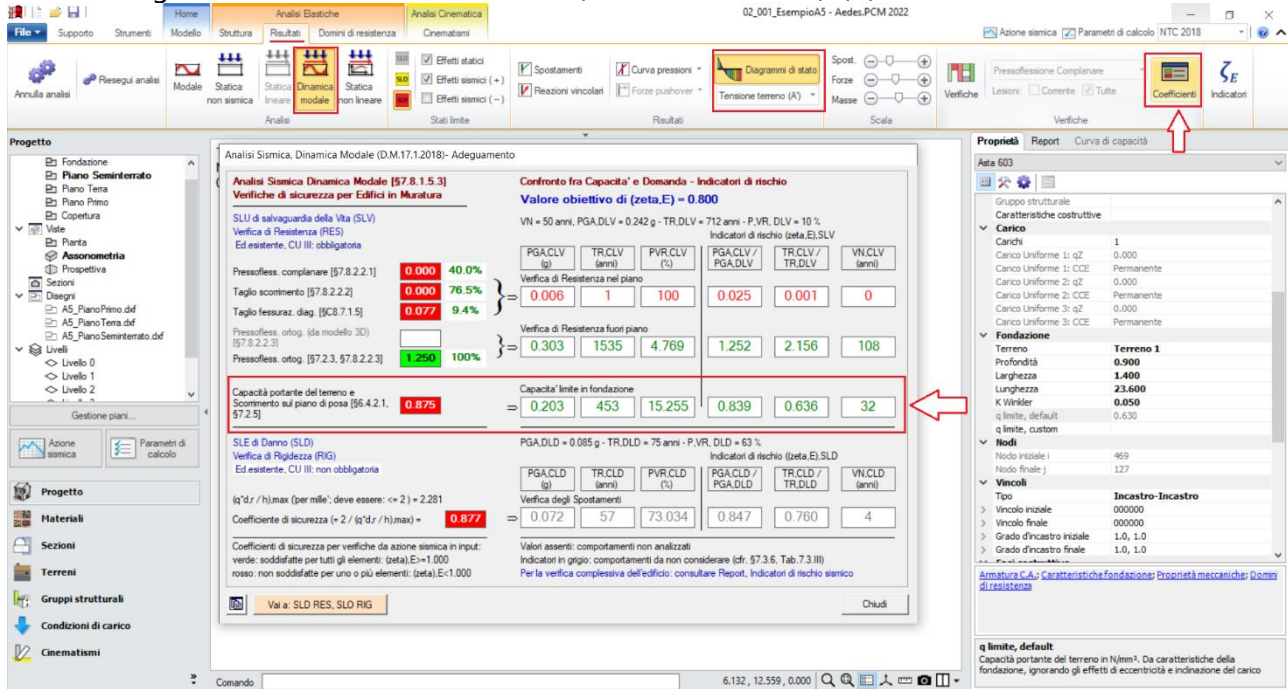


Figura 2-48: Analisi Dinamica Modale: Indicatore di rischio per verifiche geotecniche

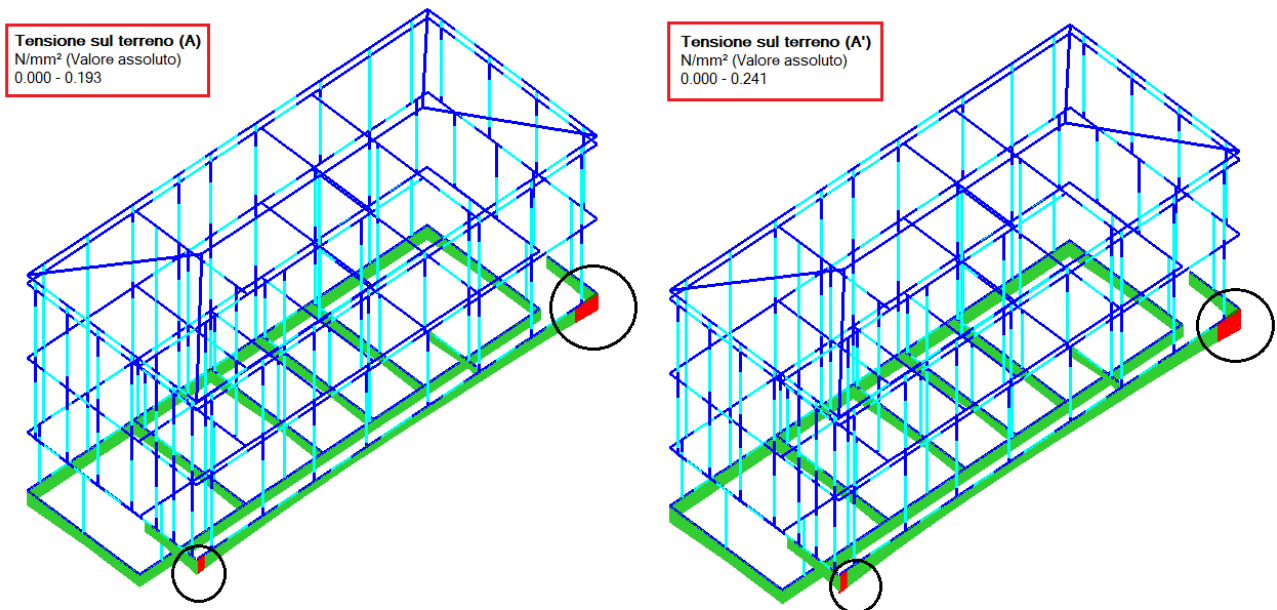


Figura 2-49: Analisi Dinamica Modale: Tensioni sul terreno, senza eccentricità (A) e con base ridotta (A')

Modellazione cinematica

In questo esempio, si vuole completare la risposta della struttura analizzando anche alcuni cinematicismi ritenuti significativi. Pertanto, dopo aver creato il Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Cinematico" del gruppo "Analisi" si genera anche il "**Modello Cinematico**", ovvero un ambiente specifico composto da "Corpi Rigidi", orientato allo studio dei cinematicismi.

Per l'esempio in esame, si studieranno i seguenti cinematicismi:

- 1) Ribaltamento Prospetto Est;**
- 2) Ribaltamento Piano 3 del Prospetto Nord;**
- 3) Ribaltamento Piano 3 + Piano 2 del Prospetto Nord;**
- 4) Ribaltamento Intero Prospetto Nord;**
- 5) Espulsione del Cantonale all'angolo Sud-Est;**
- 6) Flessione Verticale Prospetto Est tra Piano Primo e Piano Terra.**

Di seguito si descriverà in dettaglio la procedura di generazione di ogni singolo Cinematismo:

Cinematismo 1: Prospetto Est

In questo cinematicismo, si ipotizza lo studio del Ribaltamento composto del prospetto Est, considerando che nel movimento la parete possa trascinare anche un cuneo di muratura relativo alle pareti di spina ortogonali. Si trascura la parete a piano seminterrato, in quanto interrata e non soggetta a cinematicismi.

Per la definizione dei cunei di distacco, si taglieranno le pareti ortogonali tramite il comando "Polilinea"; i tagli si baseranno sia sugli spigoli delle finestre più vicine all'angolo sia su punti in sommità rappresentativi di inclinazioni dei cunei ritenute significative.

A questo punto, per definire l'asse di rotazione del ribaltamento dalla scheda "Definizione" si sceglie il cinematicismo "Ribaltamento semplice"; si selezioneranno gli spigoli di estremità della quota sfalsata del piano seminterrato (Altezza $Z=+3.50\text{m}$). I corpi partecipanti saranno pertanto costituiti da tutte le pareti del prospetto Est superiori a tale quota, comprese le pareti del sottotetto ed i cunei di distacco.

È importante inoltre considerare il contributo della reazione di appoggio dei puntoni della copertura, tramite l'inserimento di due Punti Materiali in corrispondenza proprio degli incroci d'angolo.

I valori da assegnare a tali reazioni si possono desumere dai risultati dell'Analisi Statica Non Sismica: ad analisi condotta, spostandosi nei risultati della "Combinazione Sismica", selezionando singolarmente i nodi d'incrocio, dal comando "Equilibrio del Nodo" posto in basso alla finestra delle proprietà si conosceranno i valori delle reazioni lungo Z: nell'esempio in esame, è consigliabile inserire i valori delle reazioni in tutti e quattro i nodi di incrocio dei puntoni, e mantenere la proprietà "Validità=Globale", in modo da considerarli attivi in tutti i successivi cinematicismi.

Per l'esempio in esame, si decide inoltre di considerare l'ipotesi di "arretramento delle cerniera": dopo aver selezionato l'asse di rotazione, nella finestra di dialogo che si aprirà accanto alla proprietà "prima cerniera", considerando $f_m=2.25\text{ MPa}$ (come da finestra Materiali) e la prima distribuzione di tensioni, ovvero quella uniforme con posizione della cerniera a metà della zona compressa, ne deriva un valore di arretramento della cerniera pari a $x_c=0.082\text{m}$.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati: le pareti ed i cunei ruotano correttamente attorno alla cerniera di base, trascinando con loro i cunei di distacco ortogonali ed i punti materiali rappresentativi dei puntoni.

Attivando anche la visualizzazione della Legenda (rapidamente F11 da tastiera), in alto a sinistra si può conoscere lo stato di verifica, in tal caso il moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.072$ e l'Indicatore di Rischio $\zeta_{E,PGA,SLV}= 0.545$ (gli stessi risultati sono consultabili anche dalla finestra delle proprietà sulla destra): il cinematicismo in esame non risulta soddisfatto.

01. Prospetto Est
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.072$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.132 / 0.242 = 0.545$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 169 / 712 = 0.237$

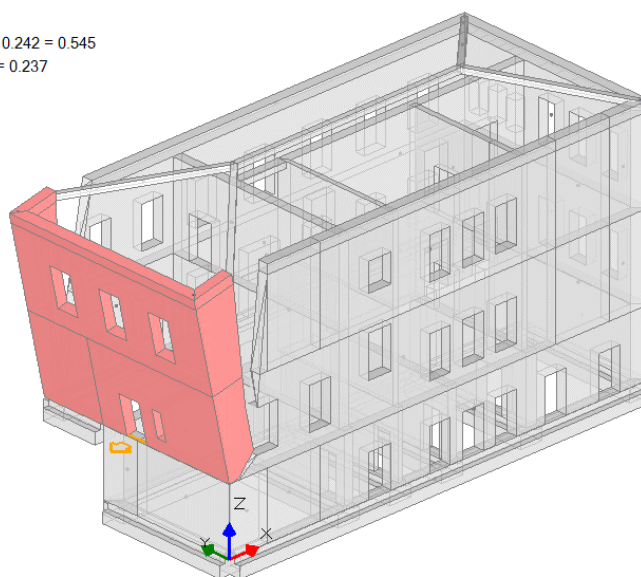


Figura 2-50: Cinematismo n.1– Prospetto Est, Verifica non soddisfatta

Cinematismi 2-3-4: Ribaltamento Prospetto Nord

Sulla traccia del cinematicismo precedente, in tale fase si approfondisce il Ribaltamento della Facciata Nord: in questo caso, il prospetto intero si estende a tutte e tre le elevazioni (seminterrato compreso). La risposta finale della verifica dovrà quindi includere i risultati delle verifiche non solo del ribaltamento dell'intero prospetto, ma anche del ribaltamento delle singole murature esterne d'interpiano.

Si aggiungono pertanto tre ulteriori cinematicismi sismici denominati rispettivamente "**Prospetto 1 Nord**", "**Prospetto 2 Nord**" e "**Prospetto 3 Nord**", con ciò intendendo che si parte dal ribaltamento del piano più alto (Prospetto 1, parete monopiano), proseguendo con il ribaltamento a partire dal piano intermedio (Prospetto 2, parete bipiano), e concludendo con lo studio del ribaltamento del prospetto intero (Prospetto 3, parete a tre piani).

Per ogni singolo cinematicismo sopra descritto si decide di considerare anche una minima influenza di cunei di distacco, si condurranno pertanto opportuni tagli di porzioni di murature ortogonali, seguendo sempre la regola di considerare fessurazioni a partire da punti rappresentativi come spigoli di aperture in prossimità degli angoli. Successivamente si definiranno gli assi di rotazione (scheda "Definizione", cinematicismo "Ribaltamento semplice"), selezionando punto iniziale e punto finale delle cerniere, in questo caso:

- per "Prospetto 1 Nord": si selezionano gli spigoli di base esterni della parete Nord a Piano Primo;
- per "Prospetto 2 Nord": si selezionano gli spigoli di base esterni della parete Nord a Piano Terra;
- per "Prospetto 3 Nord": si selezionano gli spigoli di base della parete Nord a Piano Seminterrato.

Dalla finestra delle proprietà a destra si adeguerà contestualmente **la proprietà "Z"** ovvero l'altezza rispetto alla fondazione delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura: in questo caso:

- per "Prospetto 1 Nord": $Z=8.00\text{m}$;
- per "Prospetto 2 Nord": $Z=3.50\text{m}$;
- per "Prospetto 3 Nord": $Z=0$.

Per ognuno dei tre cinematismi tramite il comando "Seleziona Corpi" si definiscono quindi quali sono i corpi partecipanti, in questo caso:

- per "Prospetto 1 Nord": si selezionano solo le pareti a Piano Primo;
- per "Prospetto 2 Nord": si selezionano le pareti a Piano Primo e a Piano Terra;
- per "Prospetto 3 Nord": si selezionano tutte le pareti del Prospetto Nord.

Anche per questi cinematismi si decide di considerare un valore finito per la resistenza a compressione ($f_m=2.25$ MPa come da finestra Materiali, con prima distribuzione di tensioni), traducendo tale comportamento con adeguati valori di arretramento per le cerniere, che in questo caso valgono:

- per "Prospetto 1 Nord": $x_c= 0.036\text{m}$;
- per "Prospetto 2 Nord": $x_c= 0.066\text{m}$;
- per "Prospetto 3 Nord": $x_c= 0.09\text{m}$.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati: nei vari casi, i paramenti ruoteranno attorno alle cerniere inserite in base alla quota di riferimento.

02. Prospetto 1 Nord

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.105$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.098 / 0.242 = 0.404$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 93 / 712 = 0.131$

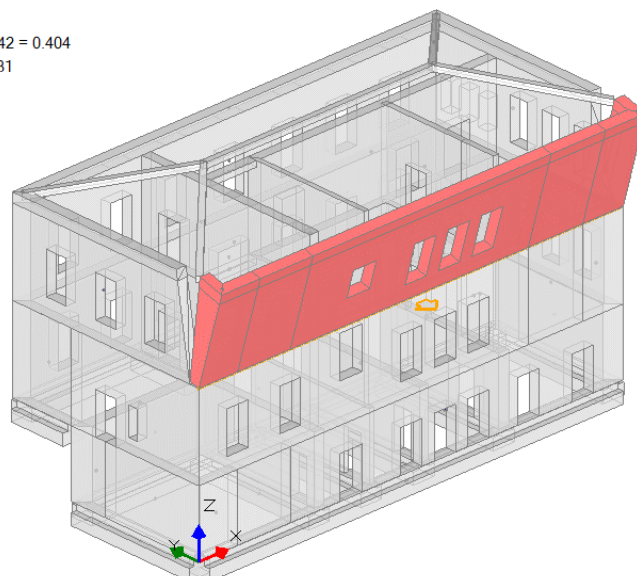


Figura 2-51: Cinematismo n.2– Prospetto 1 Nord, Verifica non soddisfatta

03. Prospetto 2 Nord

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.053$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.096 / 0.242 = 0.396$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 90 / 712 = 0.126$$

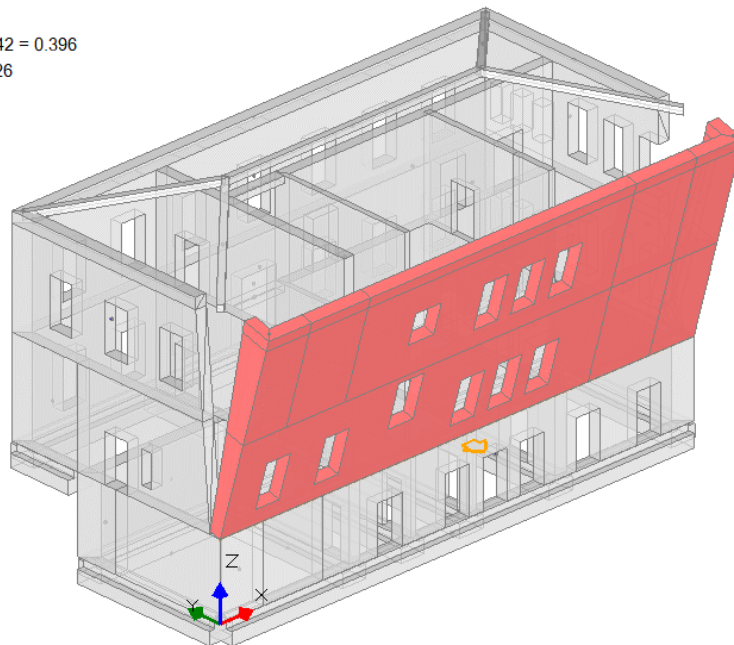


Figura 2-52: Cinematismo n.3– Prospetto 2 Nord, Verifica non soddisfatta

04. Prospetto 3 Nord

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.039$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.072 / 0.242 = 0.297$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 56 / 712 = 0.079$$

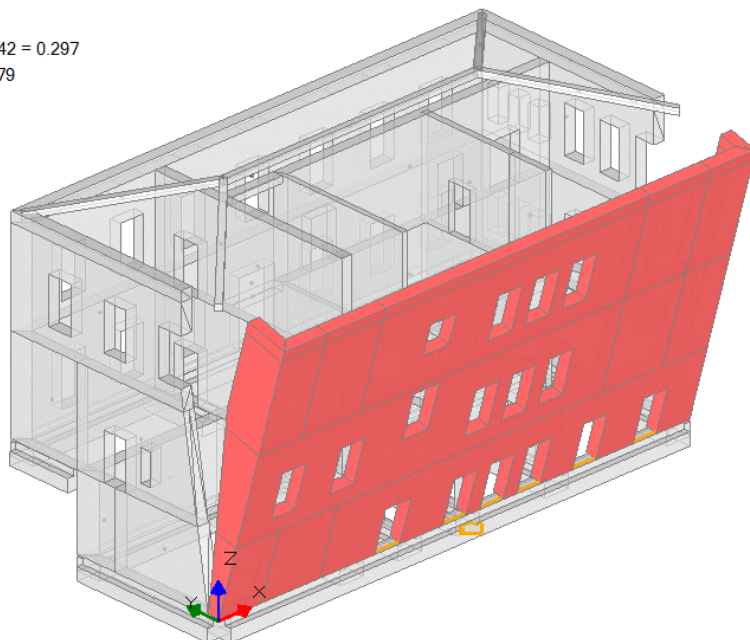


Figura 2-53: Cinematismo n.4– Prospetto 3 Nord, Verifica non soddisfatta

Cinematismo 5: Cantonale Nord-Est

In presenza di puntoni diagonali, potrebbe verificarsi un distacco di una porzione d'angolo di un edificio ("Espulsione del Cantonale"). Si tratta pertanto di una verifica a Ribaltamento di un cuneo d'angolo, individuato sulla base della geometria del fabbricato e delle sue aperture, seguendo quelle che possono essere plausibili linee di fessurazione. Nel caso in esame, si ipotizza la possibile espulsione del cantonale dell'angolo Nord-Est in comune fra le ultime due elevazioni dell'edificio.

Tramite il comando "Polilinea" si creano opportuni tagli delle pareti d'angolo interessate, seguendo le fessurazioni che probabilmente saranno influenzate dalla presenza di finestre d'angolo sia a Piano Terra che a Piano Primo.

A questo punto, dalla scheda "Definizione" si sceglie il cinematismo "Ribaltamento semplice": verrà chiesta la selezione del punto iniziale e del punto finale della cerniera, in questo caso si seleziona lo spigolo di base del Piano Terra come punto iniziale e, come punto finale, un punto qualsiasi appartenente alla direzione inclinata a 45°.

Per questo cinematismo, si considera una Resistenza infinita a Compressione, in quanto la linea di contatto tra le pareti ortogonali coinciderebbe con lo spigolo d'angolo: l'arretramento della cerniera diventa pertanto di difficile valutazione in quanto dipendente dalla pressione verticale, a sua volta legata alla lunghezza dell'asse, che però come detto viene definito in modo virtuale con lunghezza generica a 45°.

Dalla finestra delle proprietà a destra si adeguerà contestualmente la proprietà "Z", ovvero l'altezza rispetto alla fondazione delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura: in questo caso $Z=3.50\text{m}$, ovvero la quota del Piano Seminterrato.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati; l'intero cuneo d'angolo ruota correttamente attorno alla cerniera di base posta in corrispondenza dello spigolo inferiore:

05. Cantonale Nord-Est

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.158$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.273 / 0.242 = 1.126$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1067 / 712 = 1.499$

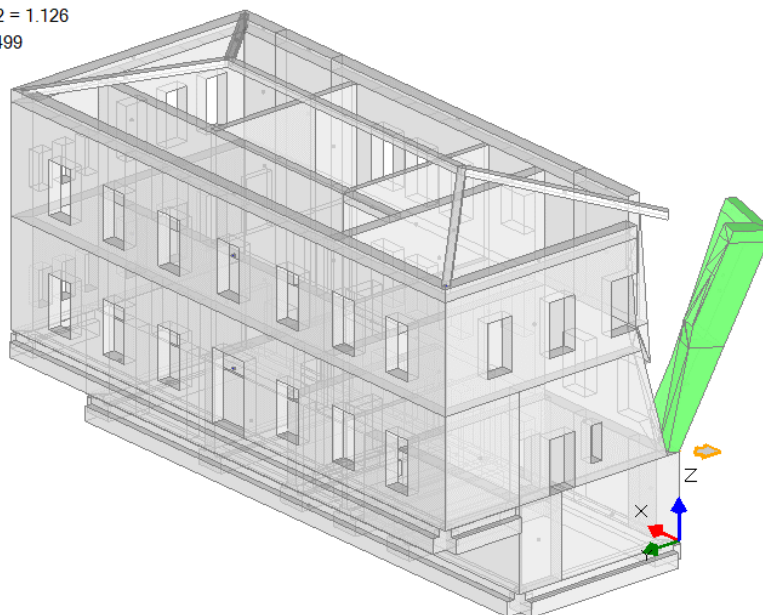


Figura 2-54: Cinematismo n.5– Cantonale Nord-Est, Verifica soddisfatta

Cinematismo 6: Flessione est

Ipotizzando che all'interno del Prospetto Est tra la parete del Piano Terra e quella del Piano Primo si possa instaurare uno "spanciamento" verso l'esterno, è possibile considerare il cinematismo di "Flessione di parete vincolata ai bordi". Si aggiunge quindi un ulteriore cinematismo sismico (comando "Crea Cinematismo", "Cinematismo Sismico"), denominato "**Flessione Est**":

A questo punto, poiché in questo cinematismo non è necessario condurre tagli particolari dei corpi partecipanti, si può passare direttamente alla scheda "Definizione" scegliendo il cinematismo "Flessione di parete vincolata ai bordi": verrà chiesta in sequenza la selezione del punto iniziale e del punto finale della prima cerniera (A), in questo caso si selezioneranno i punti di estremità alla base della parete del Piano Terra; la selezione di un punto rappresentativo della posizione della seconda cerniera (B), che in quanto parallela alla prima richiede solo un punto appartenente allo spessore interno della parete alla base del Piano Primo; infine, la selezione di un punto rappresentativo del carrello (C), si sceglie un punto appartenente allo spessore esterno della sommità della parete al piano Primo.

Dopo aver definito le cerniere ed il carrello, tramite il comando "Seleziona Corpi" si definiscono quali sono i corpi partecipanti: in questo caso, si selezionano tramite singolo click le pareti a Piano Terra (in tal modo qualificando la sua rotazione attorno alla cerniera "A"), e tramite doppio click la parete a Piano Primo (in tal modo qualificando la sua rotazione attorno alla cerniera "B").

Selezionando il cinematismo in esame dal Navigatore a sinistra, dalla finestra delle proprietà a destra è possibile adeguare **la proprietà "Z"**: in tal caso, la prima cerniera A si trova ad un'altezza $Z=3.50\text{m}$.

Attivando anche la visualizzazione della Legenda (rapidamente F11 da tastiera), in alto a sinistra si può conoscere lo stato di verifica, in tal caso il moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.189$ e l'Indicatore di Rischio $\zeta_{E,PGA,SLV}=1.295$: il cinematismo in esame risulta soddisfatto.

06. Flessione Est

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.189$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.314 / 0.242 = 1.295$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1750 / 712 = 2.458$

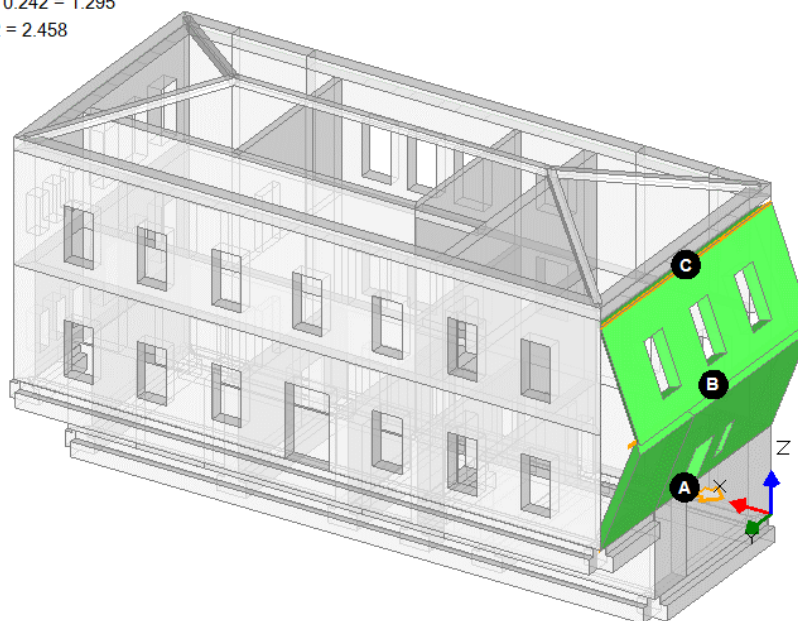


Figura 2-55: Cinematismo n.6– Flessione Est, Verifica soddisfatta

02_002_Parete_Gubbio

File di riferimento:

02_002_Parete_Gubbio

Parole chiave:

- MODELLO CINEMATICO
- POSIZIONE CERNIERA PLASTICA
- PUNTO MATERIALE

GENERALITÀ

In questo capitolo si illustreranno alcuni approfondimenti mirati all'analisi dei cinematismi. L'esempio ricostruito in PCM è tratto dal capitolo 9 del volume "*Analisi strutturale per il recupero antisismico*", autori G. Cangi, M. Caraboni, A. De Maria, DEI Tipografia del Genio Civile, Roma 2010. Si rimanda al volume citato per maggiori dettagli; in questo contesto, si riprendono i punti principali, con riferimento ai paragrafi del volume e alla corrispondente implementazione in PCM.

A tal proposito, i paragrafi del volume sono indicati con il numero preceduto da #, per distinguerli dai paragrafi relativi ai riferimenti normativi o al Manuale di PCM, indicati con il simbolo §.

L'edificio in esame ha una forma planimetrica quadrata, avente lato di dimensioni 5.95m, si sviluppa in tre piani fuori terra e costituisce un'unità intermedia di un aggregato edilizio. Gli approfondimenti che qui si conducono riguarderanno l'analisi dei cinematismi del prospetto principale Sud (in #Fig.9.3 è mostrata la parete in esame, che appartenendo ad una cellula di intasamento è scollegata dai due muri di spina ortogonali, strutturalmente appartenenti alle cellule adiacenti); la #Fig.9.4 riporta uno spaccato assonometrico dal quale è possibile evincere la direzione di orditura dei solai: l'impalcato a piano primo ha orditura lungo Y ed appoggia sulla parete in esame; gli altri impalcati (sottotetto e copertura) sono invece orditi lungo X (direzione parallela alla parete in esame) e risultano da questa scollegati. La copertura è a falda unica, non spingente.

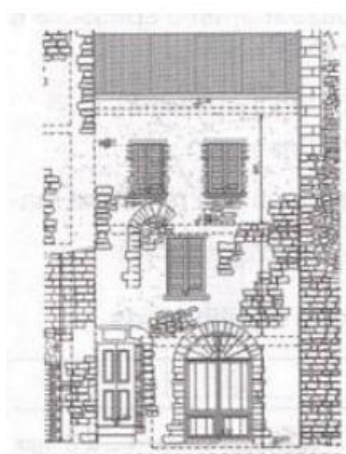


Fig. 9.3 – La parete in esame

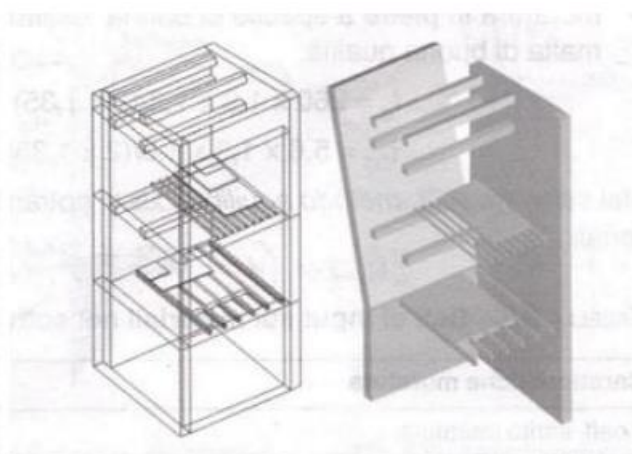


Fig. 9.4 – Meccanismo di collasso per la parete in esame

Figura 2-56: Figure dell'edificio in esame tratte dal riferimento bibliografico

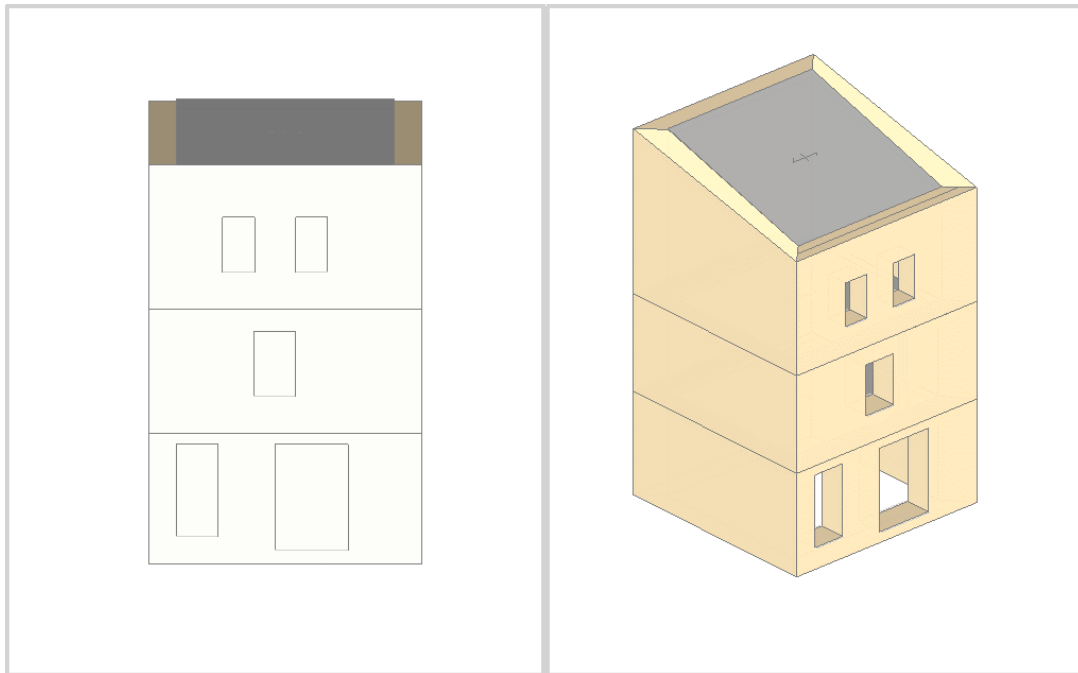


Figura 2-57: Prospetto principale e Assonometria Sud-Ovest del Modello Architettonico in PCM

MODELLAZIONE ARCHITETTONICA E CINEMATICA

Le quote dei Piani possono essere desunte dalla #Fig.9.5, più in specifico si osservano le seguenti altezze di interpiano:

- Piano 1: $H=2.85\text{m}$;
- Piano 2: $H=2.69\text{m}$;
- Piano 3: $H=(5.50-2.69)=2.81\text{m}$;

Per descrivere la copertura, non si aggiunge un ulteriore quarto piano, ma si incrementeranno le altezze dei muri al Piano 3 tramite opportuni valori di Δh : in particolare, di una quota minima $\Delta h=(5.83-5.50)=0.33\text{m}$ (sul prospetto Sud, parete in esame) e $\Delta h=1.73\text{m}$ misurato per via grafica.

Dalla stessa immagine di riferimento, emerge come le murature della parete in esame abbiano spessore pari a 75cm sia a Piano 1 che a Piano 2, mentre si riducono a 60cm al Piano 3. Tutte le altre pareti si considerano di spessore 60cm, tale scelta non ha comunque influenza sulla parete in esame.

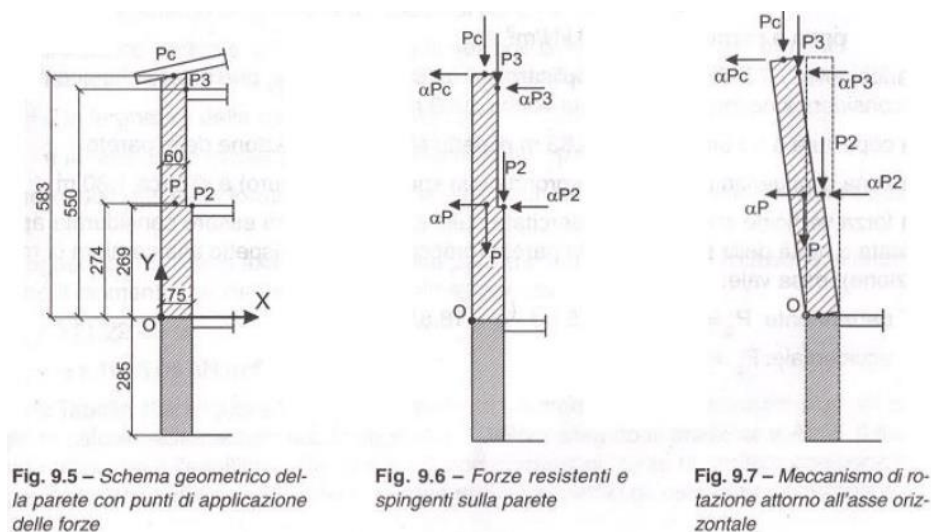


Fig. 9.5 – Schema geometrico della parete con punti di applicazione delle forze

Fig. 9.6 – Forze resistenti e spingenti sulla parete

Fig. 9.7 – Meccanismo di rotazione attorno all'asse orizzontale

Figura 2-58: Sezione della parete in esame, schema delle forze agenti sulla parete e attivazione cinematico

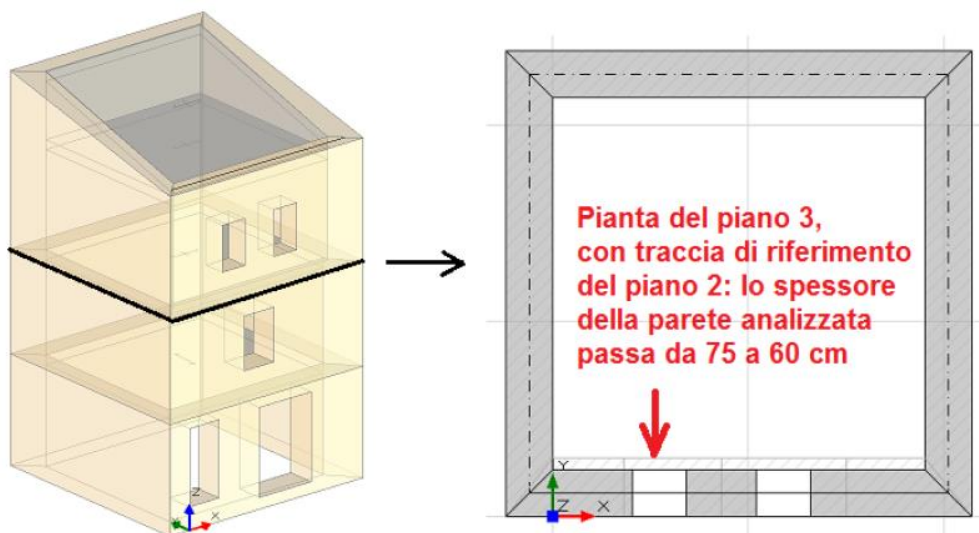


Figura 2-59: Rappresentazione della rastremazione di spessore in altezza sulla parete in esame

L'edificio è costruito interamente in **Muratura di pietre a spacco**, con buona tessitura in quanto dotata di diatoni passanti per l'intero spessore e malta di buona qualità; si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC1** (da cui un Fattore di confidenza $FC=1.35$ e conseguenti valori minimi per le Resistenze e medi per i Moduli Elastici).

Dalla finestra Materiali è possibile conoscere gli effetti dell'applicazione dei coefficienti correttivi per le caratteristiche migliorative sopra indicate (valgono 1.30 per entrambe, ovvero un incremento del +30%); in fondo alla finestra, cliccando il link "Anteprima proprietà di calcolo" si aprirà una finestra di dialogo in cui, attivando il check sulla proprietà desiderata, si può valutare l'incremento dei valori resistenti.

N.B.: in accordo a quanto previsto in §C8.3.5.1, "nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento o caratteristiche migliorative, i coefficienti correttivi possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella C8.5.II".

Da notare inoltre che, secondo quanto previsto in §C8.5.3.1, la presenza di malta con buone caratteristiche ha effetti sia sulle resistenze che sui moduli elastici, mentre la presenza di connessioni trasversali ha effetti solo sulle resistenze.

Pertanto, l'amplificazione complessiva vale: $1.3 \cdot 1.3 = 1.69 < 2.4$ (per le resistenze), e 1.3 (per i moduli elastici).

Le scelte sopra indicate sono coerenti anche quanto indicato in #9.4.

Più in specifico, le resistenze ed i moduli elastici si dovrebbero modificare secondo quanto riportato di seguito:

	Valori di resistenza nominali secondo tab. C.8.5.I [LC1]	Valori di resistenza modificati con coefficienti correttivi
E [MPa]	1740	2262
G [MPa]	580	754
f _m [MPa]	2.600	4.394
f _{hm} [MPa]	1.300	2.197
f _{tm} [MPa]	0.260	0.439
τ ₀ [MPa]	0.056	0.095

Dal punto di vista operativo, in questo esempio è importante ricordarsi della sola modifica della resistenza a compressione f_m: il suo valore aggiornato (f_m=4.394 MPa rispetto ad f_m=2.6MPa originario) andrà inserito successivamente in fase di definizione dell'arretramento delle cerniere:

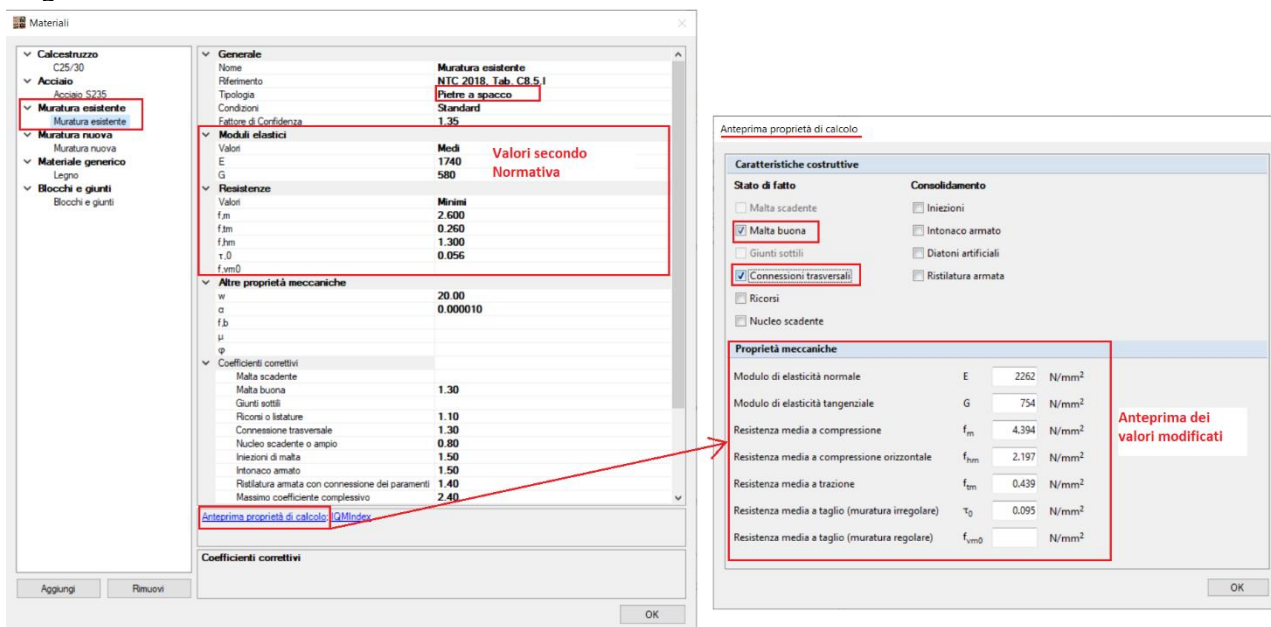


Figura 2-60: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietre a spacco", con valori modificati da coeff. correttivi

I solai di interpiano interessati dal cinematismo (solaio a piano 2 e solaio di sottotetto) hanno le seguenti proprietà:

- **Tipologia: Solaio piano.**
- **Direzione principale: 0°**, per rappresentare che l'orditura è lungo X;
- **Carichi: 4.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**) e **2.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Variabile Cat.A**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE), il che comporta un coefficiente $\Psi_2=0.3$.

La loro orditura (0°) è quindi parallela alla parete in esame, tuttavia viene comunque considerata una zona di influenza pari a 0.50m. In PCM è possibile considerare questa caratteristica inserendo una percentuale di distribuzione del carico in direzione trasversale: in questo caso, la dimensione del solaio in direzione ortogonale alla parete in esame è pari a 4.60m (per il piano 2) e 4.75m (per il solaio di sottotetto, a causa della rastremazione di spessore). Considerando che i solai scaricano anche sul paramento opposto, si determina la percentuale di carico agente:

- al solaio di piano 2: **Distribuzione trasversale** = $(0.50m+0.50m) / 4.60m = \mathbf{21.74\%}$;
- al solaio di sottotetto: **Distribuzione trasversale** = $(0.50m+0.50m) / 4.75m = \mathbf{21.05\%}$.

I carichi corrispondenti alle geometrie dei solai come sopra indicate sono calcolati in automatico in PCM, possono essere consultati nel ""Report", scheda "Elaborazione Cinematismi" e corrispondono ai seguenti valori:

- Solaio a piano 2 (posizionato a quota: 2.85m + 2.69m= 5.54m):

$$G = (4.75\text{m} * 4.60\text{m}) * 4.00 \text{ kN/m}^2 * 0.2174 / 2 = 9.50 \text{ kN}$$

$$Q = (4.75\text{m} * 4.60\text{m}) * 2.00 \text{ kN/m}^2 * 0.2174 / 2 = 4.75 \text{ kN}$$
 a cui va applicato il coefficiente di combinazione $\Psi_2 = 0.3$;

- Solaio a piano 3 (di sottotetto) (posizionato a quota: 2.85m + 5.50m= 8.35m):

$$G = (4.75\text{m} * 4.75\text{m}) * 4.00 \text{ kN/m}^2 * 0.2105 / 2 = 9.50 \text{ kN}$$

$$Q = (4.75\text{m} * 4.75\text{m}) * 2.00 \text{ kN/m}^2 * 0.2105 / 2 = 4.75 \text{ kN}$$
 a cui va applicato il coefficiente di combinazione $\Psi_2 = 0.3$;

La falda di copertura ha le seguenti proprietà:

- Tipologia: Falda.

- Direzione principale: 0° , per rappresentare che l'orditura è lungo X;

- Carichi: **2.20 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**) e **1.70 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Neve**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE), il che comporta un coefficiente $\Psi_2 = 0$ in quanto l'edificio è ubicato ad altitudine inferiore a 1000m;

- Distribuzione trasversale: **21.05°** (per rappresentare una zona di influenza pari a 0.50m come il solaio di sottotetto).

In questo caso, la dimensione del solaio in direzione ortogonale alla parete in esame 4.75m, ma è necessario considerare che i carichi permanenti si considerano agenti sull'area inclinata della falda (influisce quindi la pendenza del 30%, ovvero 16.7°), mentre i carichi variabili si considerano distribuiti sull'area orizzontale. Si ottengono quindi i seguenti valori dei carichi:

$$G = (4.75\text{m} * 4.75\text{m}) / \cos(16.7^\circ) * 2.20 \text{ kN/m}^2 * 0.2105 / 2 = 5.45 \text{ kN}$$

$$Q = (4.75\text{m} * 4.75\text{m}) * 1.70 \text{ kN/m}^2 * 0.2105 / 2 = 4.75 \text{ kN}$$
 a cui va applicato il coefficiente di combinazione $\Psi_2 = 0$.

Il carico della copertura è posizionato a quota: 2.85m + 5.83m= 8.68m e si considera agente sulla mezzeria dello spessore (ovvero con un braccio di 0.30m rispetto all'asse di rotazione): poiché la linea di carico generata per default è impostata sulla faccia interna della parete, è necessario selezionarla e spostarla attribuendole uno scostamento pari a 0.30m.

Nel testo citato come riferimento il carico permanente totale risulta tuttavia di 18.81 kN, in quanto si considera che in copertura agisca anche una porzione di falda pari allo spessore della parete in sommità (0.60m) e una sporgenza della gronda pari a 0.70m (ovvero la lunghezza di influenza reale in copertura vale nel complesso 0.50m+0.60m+0.70m= 1.80m).

Si trascura il carico variabile in quanto presenta un coefficiente $\Psi_2 = 0$, pertanto ininfluenza.

Per riprodurre in modo completo la distribuzione dei carichi sopra indicata, risulta necessario inserire un punto materiale (con "*Validità=Locale*" per non influire sugli altri cinematismi) a cui assegnare la differenza di carico permanente rimasta: (18.81 kN - 5.45 kN) = **13.36 kN**, da posizionare in mezzeria della parete in sommità a quota 8.68m.

Inoltre, sempre secondo quanto indicato nel testo citato, i carichi da solai sono posizionati in sommità alla parete, ovvero alla "*quota di estradosso*", con ciò intendendo la somma dell'altezza di piano e dello spessore di solaio.

Poiché generalmente in PCM i solai definiti presentano un determinato spessore, in ambiente cinematico le linee di carico sono generate alla "quota di intradosso", con ciò intendendo l'altezza di piano a meno dello spessore di solaio.

Per poter equiparare la modellazione di PCM a quella di bibliografia, si selezionano tutti i solai e si imposta per essi uno spessore nullo.

Dal "Report", "Elaborazione cinematismi", è possibile estrarre la parte in cui si generano i carichi, verificando che siano coincidenti con il calcolo manuale:

Carichi [1] Stato Attuale]

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	2.400	0.379	4.178	0.00	0.00	-172.76	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	2.375	0.750	5.540	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
3	peso proprio	2.403	0.303	7.132	0.00	0.00	-158.82	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-13.36	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	2.375	0.600	8.350	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	-4.75	0.30
6	da solaio	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-5.45	0.00	0.00	-4.04	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione, mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi^2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Il carico complessivo agente alla base del meccanismo, in corrispondenza della cerniera, è pari a:

N= (172.76 + 9.50 + 158.82 + 13.36 + 9.50 + 5.45 + 0.30*4.75 + 0.30*4.75) kN = **372.24 kN** (coincidente con quanto riportato in #9.6.1).

In merito alla **posizione della cerniera**, l'asse di rotazione viene arretrato secondo quanto di seguito rappresentato, in coerenza con le scelte condotte nell'esempio di riferimento:

Posizione dell'asse di rotazione

Scelta polo di rotazione

Calcolo dell'arretramento

Carico verticale	N	372	kN
Resistenza a compressione	f_m	4.394	N/mm ²
Fattore di confidenza	FC	1.35	-
Coefficiente parziale di sicurezza	γ_M	2.00	-
Lunghezza di appoggio	a	4.750	m
Resistenza a compressione di progetto	$f_d = f_m / (FC \gamma_M)$	1.627	N/mm ²
Arretramento della cerniera	$x_c = k N / (f_d a)$	0.032	m

OK Annulla

Figura 2-61: Arretramento della cerniera

A questo punto, prima di passare alla successiva fase di Analisi Cinematica si impostano i parametri relativi all' "Azione Sismica" ed i "Parametri di Calcolo".

Il modello in esame si basa sui parametri sismici di default impostati sul comune di Gubbio (PG):

Longitudine: 12.575100, Latitudine: 43.354900

Categoria di Sottosuolo: A

Fattore di comportamento: $q=3$ (formulazione da normativa).

Nella finestra "Parametri di Calcolo", l'impostazione utile ai fini dell'Analisi Cinematica è l'altezza della costruzione, presente nella scheda "Sismica": si inserirà la massima quota di colmo, pari a 10.08m:

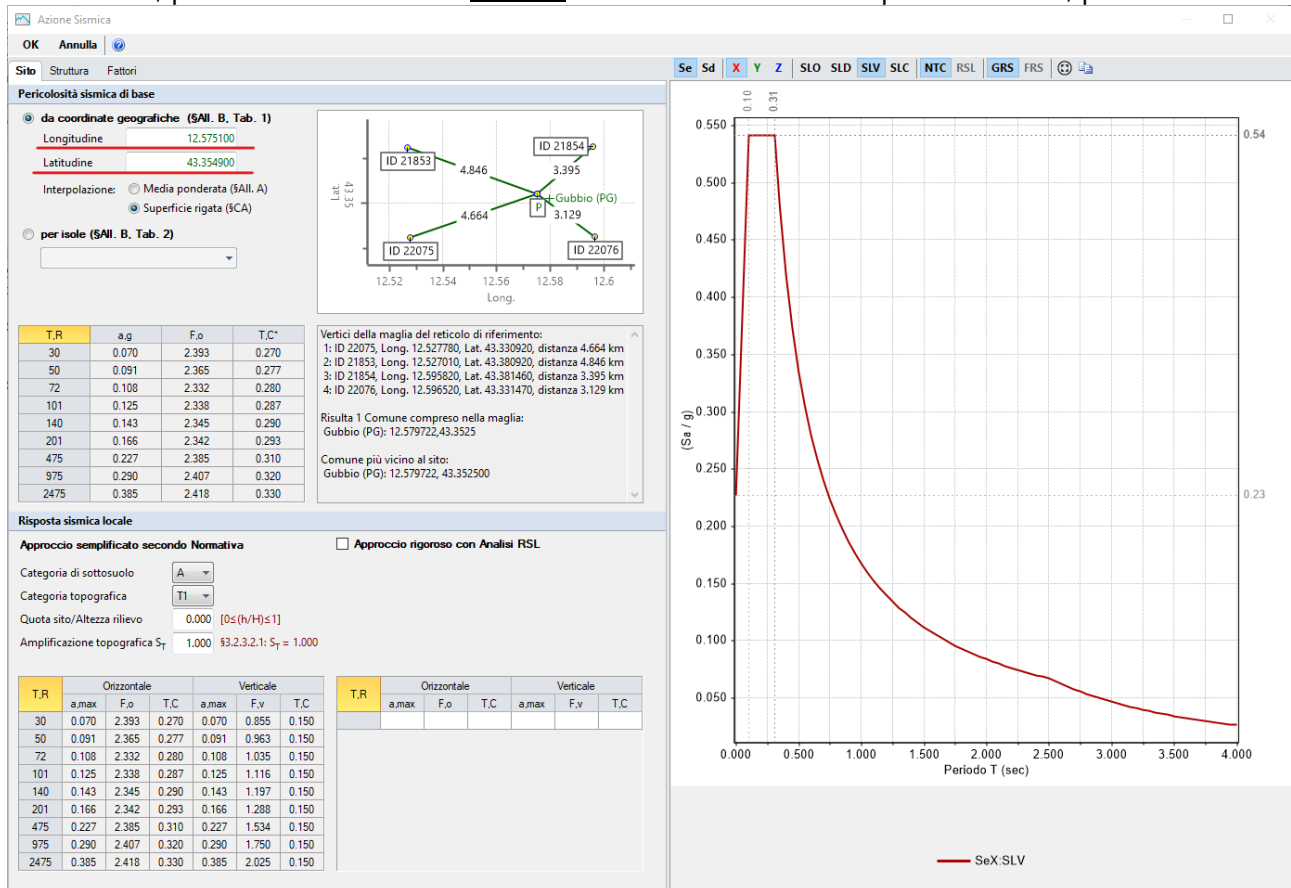


Figura 2-62: Azione Sismica: inserimento coordinate del sito, sulla destra lo Spettro per SLV

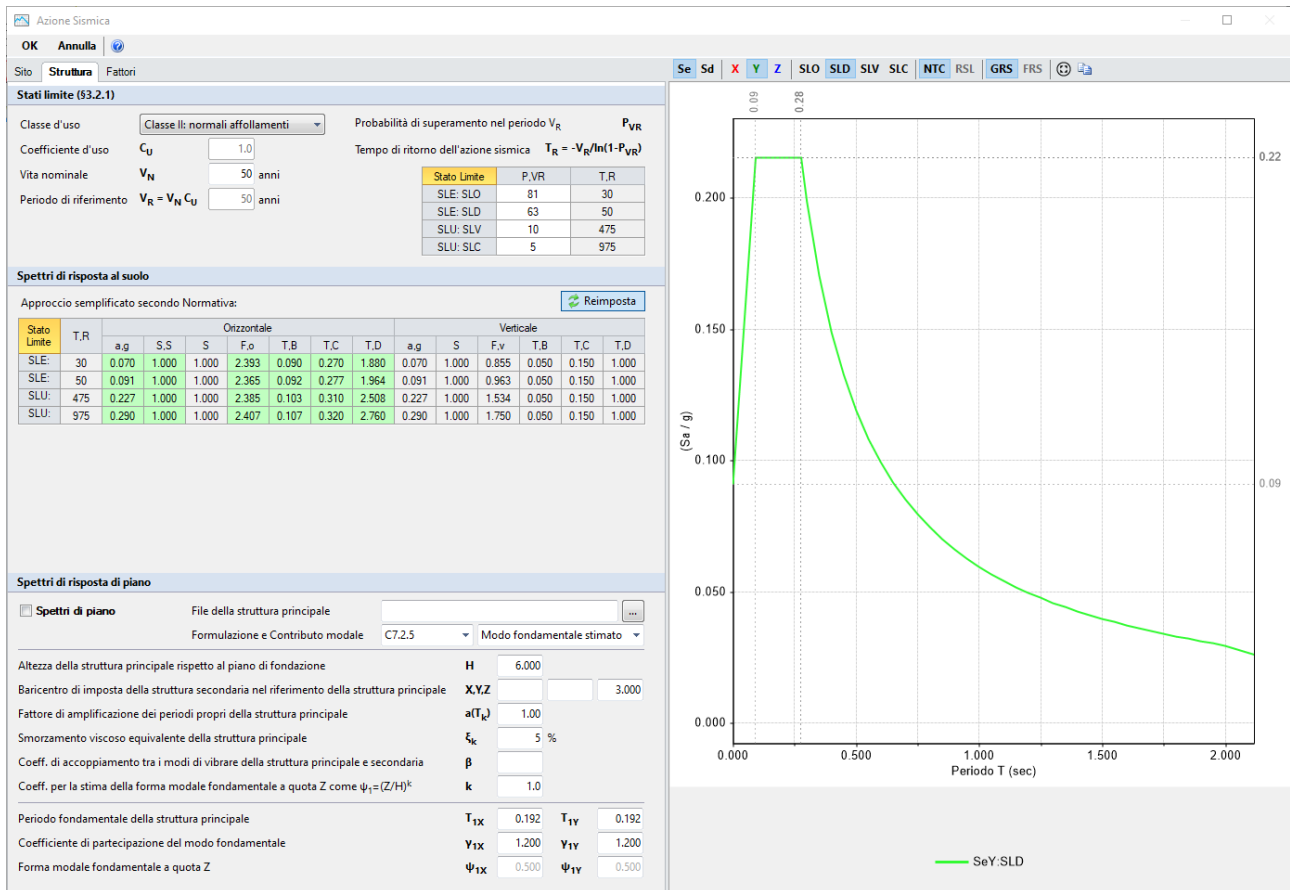


Figura 2-63: Azione Sismica: Vita Nominale e Classe d'Uso, con tabella dei Parametri di Spettro; a destra, Spettro per SLD

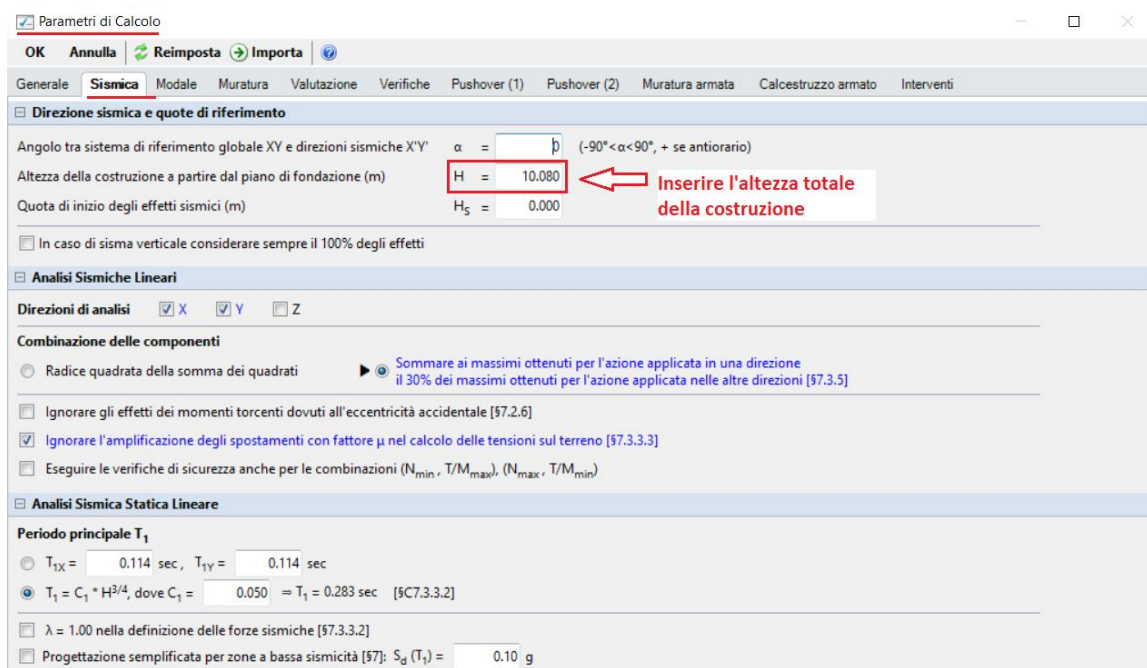


Figura 2-64: Parametri di Calcolo, scheda "Sismica"

I parametri dell'Azione Sismica della costruzione serviranno in fase di analisi cinematica per la determinazione della Domanda sismica, con cui confrontare gli Indicatori in termini di Capacità.

1	peso proprio	2.400	0.379	4.178	0.00	0.00	-172.76	0.00	0.00	0.00	0.30	
2	da solaio	2.375	0.750	5.540	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	0.00	-4.75	0.30
3	peso proprio	2.403	0.303	7.132	0.00	0.00	-158.82	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
4	generico	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-13.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	da solaio	2.375	0.600	8.350	0.00	0.00	-9.50	0.00	0.00	0.00	-4.75	0.30
6	da solaio	2.375	0.300	8.680	0.00	0.00	-5.45	0.00	0.00	0.00	-4.04	0.00

n. = numero consecutivo del carico
tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico
X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ
GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ
 ψ_2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ_2
(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,
mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Forze, spostamenti, lavoro [1] Stato Attuale]

n.	Carico totale $G+\psi_2*Q$ (kN)			Forza inerziale(kN)			Spostam.virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-172.76	0.00	-172.76	0.00	0.000	-1.328	0.346	-59.773	229.466	0.000
2	0.00	0.00	-10.93	0.00	-10.93	0.00	0.000	-2.690	0.717	-7.829	29.393	0.000
3	0.00	0.00	-158.82	0.00	-158.82	0.00	0.000	-4.282	0.269	-42.684	680.022	0.000
4	0.00	0.00	-13.36	0.00	-13.36	0.00	0.000	-5.830	0.265	-3.540	77.891	0.000
5	0.00	0.00	-10.92	0.00	-10.92	0.00	0.000	-5.500	0.565	-6.173	60.083	0.000
6	0.00	0.00	-5.45	0.00	-5.45	0.00	0.000	-5.830	0.265	-1.445	31.800	0.000

n. = numero consecutivo del carico
PX,PY,PZ = componenti del carico totale $G+\psi_2*Q$ nel sistema XYZ
EX,EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X,\delta Y,\delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
(angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1=\sum(n)[Pi*\delta i]$
L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2=\sum(n)[EXi*\delta Xi + EYi*\delta Yi]$
L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3=\sum(n)[EZi*\delta Zi]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1] Stato Attuale]

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.110	29383	1.000	0.081

α_0 = moltiplicatore di collasso
M* = massa partecipante
e* = frazione di massa partecipante
a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta,E = 0.800$

SLD: Verifiche di sicurezza [1] Stato Attuale]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLD	TR,CLD
(g)	(g)	(g)	CLD	CLD	CLD	/PGA,DLD	/TR,DLD
0.091	0.088	0.091	0.080	39	39	0.879	0.780

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLD = capacità in termini di PGA per SLD
TR,CLD = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLD
VN,CLD = capacità in termini di Vita Nominale per SLD
PGA,CLD / PGA,DLD = ζ,E,SLD,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
TR,CLD / TR,DLD = ζ,E,SLD,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD

SLV: Verifiche di sicurezza [1] Stato Attuale]

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.114	0.110	0.114	0.161	188	20	0.709	0.396

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
PGA,CLV / PGA,DLV = ζ,E,SLV,PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
TR,CLV / TR,DLV = ζ,E,SLV,TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Il moltiplicatore di collasso vale $\alpha_0=0.110$, coincidente col valore del testo di riferimento (0.11).

Nel successivo passaggio dal moltiplicatore all'accelerazione di attivazione del meccanismo ed alle conseguenti verifiche, si riscontrano alcune lievi differenze tra la modellazione di PCM e quanto riportato nel testo di riferimento, principalmente riferite al fattore di partecipazione modale e^* : avendo infatti applicato una modellazione dei carichi leggermente diversa (in copertura il carico è stato suddiviso in due contributi), M^* ed e^* non assumono valori coincidenti; in PCM, a favore di sicurezza si può comunque adottare $e^*=1$.

I risultati in termini di accelerazione di attivazione del meccanismo e di verifiche sono comunque in accordo con quanto riportato nel testo di riferimento:

	Testo di riferimento	Modello in PCM
Accelerazione di attivazione del meccanismo [a_0^*]	0.088 g	0.081g
Domanda allo SLD	0.091g al suolo	0.091g al suolo
	0.089g in quota	0.088g in quota
Domanda allo SLV	0.113g al suolo	0.114g al suolo
	0.110g in quota	0.110g in quota

Cinematismo 2: Stato di Progetto

Nel testo di riferimento, il cap. #9.8 descrive la "progettazione del dispositivo di vincolo": si tratta quindi di un intervento allo "Stato di Progetto".

In particolare, si focalizza l'attenzione sul cordolo di sommità in c.a.: nel testo di riferimento, si evidenzia l'opportunità di eseguire perfori armati, mobilitando in tal modo, oltre all'attrito, la resistenza della muratura a taglio; per la descrizione dell'esempio in PCM, si considera tuttavia il semplice attrito fra intradosso del cordolo e muratura sottostante.

Il cordolo ha dimensioni 60cm x 43cm e si adotta un coefficiente di attrito pari a 0.6 per rappresentare lo scorrimento all'interfaccia cordolo-muratura, posizionata a quota (5.83m-0.43m=5.40m) rispetto alla cerniera di base.

Il peso proprio del cordolo vale: $0.60m \cdot 0.43m \cdot 4.75m \cdot 25kN/m^3 = 30.64 \text{ kN}$; per determinare la forza d'attrito, a tale valore si deve sommare il carico del Punto Materiale inserito già nello Stato Attuale (13.36 kN) ed i carichi dei solai di sottotetto e copertura, rispettivamente pari a 9.50 kN e 5.45 kN.

La forza d'attrito vale pertanto: $F = (30.64 \text{ kN} + 13.36 \text{ kN} + 9.50 \text{ kN} + 5.45 \text{ kN}) \cdot 0.6 = \mathbf{35.37 \text{ kN}}$

Nel testo di riferimento, tale contributo è trattato come carico distribuito sulla sommità della parete: dividendo il carico per la lunghezza, si ottiene: $35.37 \text{ kN} / 4.75m = 7.45 \text{ kN/m}$ (in accordo col testo).

Per rappresentare la condizione di vincolo sopra indicata, in PCM si inserisce un ulteriore Punto Materiale, in mezzaria alla parete di sommità ma ad una quota pari a +5.40m rispetto alla cerniera (ovvero a 2.85m+5.40m=8.25m dal piano campagna), a cui assegnare le seguenti componenti di carico:

- una forza pari a 35.37kN in direzione +Y (per simulare la forza d'attrito, in contrasto a quella di attivazione del meccanismo).;

- una forza pari a -13.36kN in direzione Z (per simulare il peso del cordolo).

Nel testo di riferimento, allo Stato di Progetto il carico del solaio di sottotetto viene considerato agente in mezzeria allo spessore della parete a causa della presenza del cordolo.

In PCM, per il sottotetto si sceglie di lasciare la linea di carico in posizione interna rispetto allo spessore (quindi con scostamento nullo), in quanto diversamente la validità globale dello scostamento influirebbe anche sugli altri cinematismi.

Si mantiene invece lo scostamento in mezzeria (pari a 0.30m) per la linea di carico della copertura, come già impostato per lo Stato Attuale.

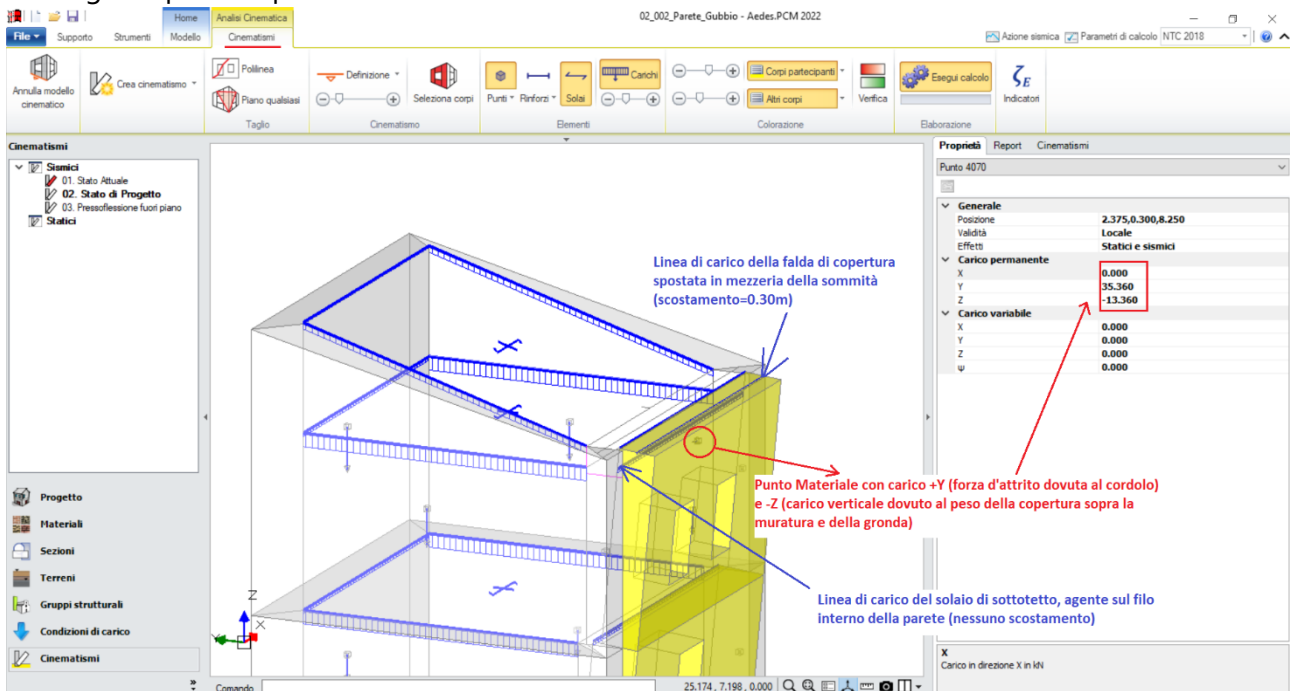


Figura 2-66: Inserimento Punto Materiale rappresentativo del peso del cordolo e della relativa forza di attrito

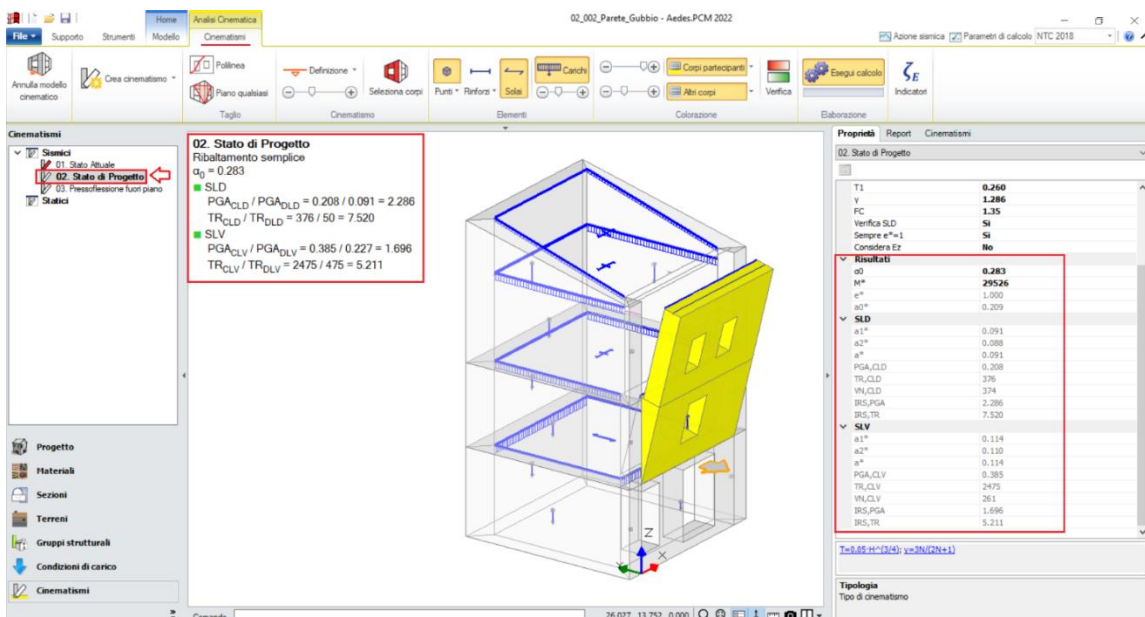


Figura 2-67: Cinematismo n.2- Stato di Progetto, Verifica soddisfatta sia per SLD che per SLV

I risultati del Cinematismo n.2 sono in accordo con quanto riportato nel testo di riferimento.

Il moltiplicatore di collasso in PCM vale $\alpha_0=0.283$, di poco inferiore al valore del testo di riferimento (0.285); mentre l'accelerazione di attivazione del meccanismo in PCM è pari a 0.209g (rispetto a 0.227g del testo, variazione come detto prima dipendente dalle scelte effettuate su e^*).

Una differenza rispetto al testo riguarda l'aver considerato il cordolo come incorporato nella parete ribaltante: si tratta tuttavia di una semplificazione accettabile, specialmente in considerazione che comunque la quota della forza di attrito è stata considerata gente nella reale quota di interfaccia cordolo-muratura in intradosso. Così facendo, si è evitato di condurre ulteriori tagli dei corpi partecipanti in corrispondenza di tale interfaccia, non dovendo quindi complicare il modello con ulteriori punti materiali, mantenendo la stessa configurazione dello Stato Attuale.

Cinematismo 3: Pressoflessione fuori piano

Il terzo cinematismo esaminato si riferisce alla pressoflessione fuori piano, seguendo quanto descritto al #9.9 e figure seguenti. Come condotto per il cinematismo precedente, anche in questo caso si considera il cordolo come facente parte della parete di sommità, avendo cura di definire correttamente la quota di imposta per il vincolo del carrello coincidente con l'interfaccia cordolo-muratura posta a quota 8.25m. In PCM, il meccanismo è definito come "Flessione di parete vincolata ai bordi":

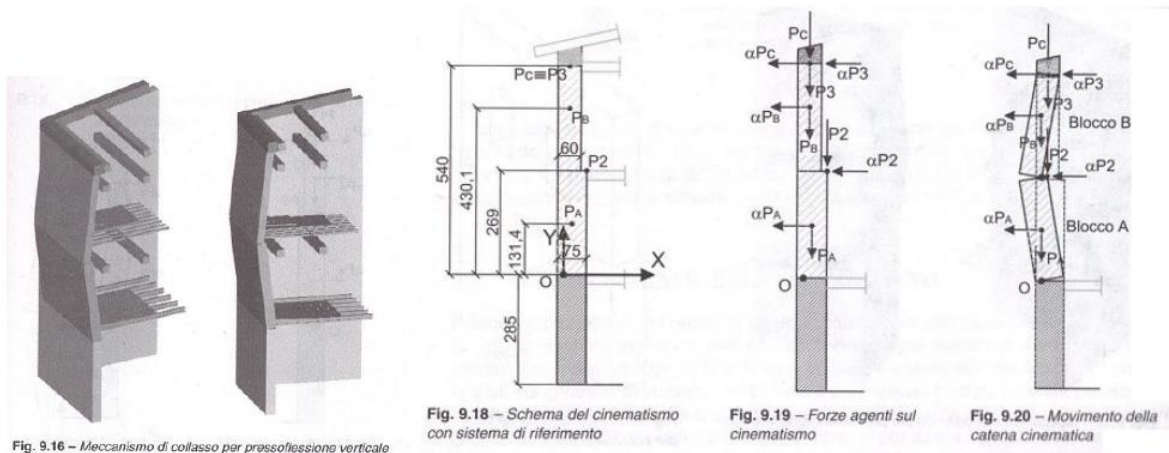


Figura 2-68: Meccanismo di pressoflessione fuori piano, figure tratte dal riferimento bibliografico

A differenza del cinematismo n°2 precedente, non è più presente la forza di attrito lungo Y, in quanto il cordolo ha qui funzione di vincolo superiore, ma non di attrito. I carichi (e quindi anche i punti materiali) tornano ad essere quelli dello Stato Attuale.

Altri aspetti caratterizzanti questa tipologia di cinematismo sono i seguenti:

- l'asse di rotazione alla base (prima cerniera, A) viene arretrato in modo analogo a quanto già condotto in precedenza: con le stesse impostazioni su resistenza a compressione e tipologia di cerniera, si ottiene un arretramento pari a 0.032m;
- l'asse di rotazione intermedio (seconda cerniera, B) non è arretrato, ma viene posizionato in corrispondenza della linea di cambio spessore tra 75cm (parete inferiore) e 60cm (parete superiore);
- il carrello in sommità viene posizionato a quota 8.25m, ovvero in corrispondenza dell'interfaccia cordolo-muratura sottostante.

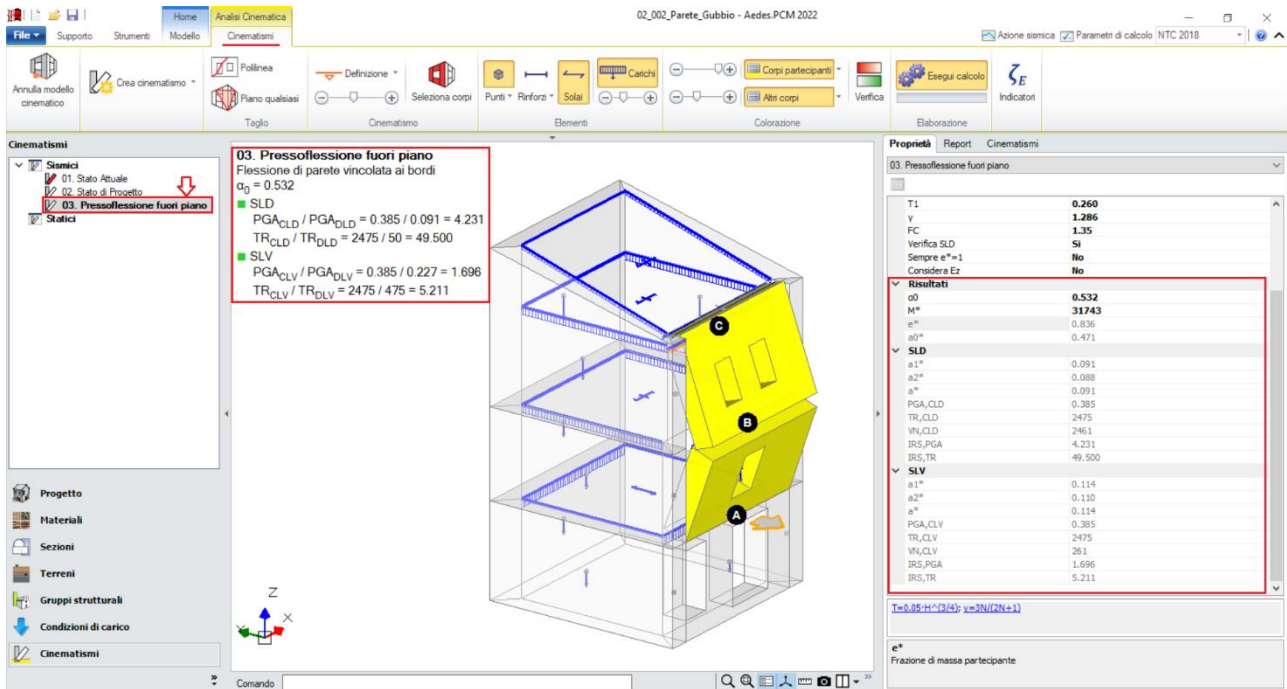


Figura 2-69: Cinematismo n.3– Stato di Progetto, Verifica soddisfatta sia per SLD che per SLV

Anche i risultati del Cinematismo n°3 sono in accordo con quanto riportato nel testo di riferimento.

Il moltiplicatore di collasso in PCM vale $\alpha_0=0.532$, di poco inferiore al valore del testo di riferimento (0.545); mentre l'accelerazione di attivazione del meccanismo in PCM è pari a 0.471g (rispetto a 0.463g del testo, variazione come detto prima dipendente dalle scelte effettuate su e*).

In questo caso, la frazione di massa partecipante viene posta pari a quella calcolata dal software anziché porla unitaria. Dalla finestra delle proprietà, in sola lettura si vede che $e^*=0.836$ (rispetto a 0.871 del testo), e la conseguente Massa Partecipante è pari a 31743 (circa uguale al valore 32410 del testo; per la conversione delle unità di misura (cfr. testo, pag. 261): $M^*g = 32410 \text{ kg (kg forza, Sistema Tecnico)} = 324100 \text{ N}$, da cui: $M^* = 324100 / 9.81 = 33071 \text{ Ns}^2/\text{m}$ (=kgm: kilogrammo massa del Sistema Internazionale).

02_003_EsempioA3

File di riferimento:

02_003_EsempioA3_SA

02_003_EsempioA3_SP

File ausiliari per input:

1 Seminterrato.dxf

2 Piano Terra.dxf

3 Piano Primo.dxf

4 Sottotetto.dxf

Parole chiave:

- MODELLO CINEMATICO
- RINFORZI
- POSIZIONE CERNIERA PLASTICA

GENERALITÀ

Questo capitolo sarà orientato alla modellazione cinematica di un edificio in muratura a due piani fuori terra più un interrato. L'esempio è riportato nel volume *MANUALE DELLE MURATURE STORICHE: Analisi e conoscenza del costruito storico in muratura*, *Direttore Scientifico Antonio Borri, Autori Emanuele del Monte, Barbara Ortolani, Andrea Vignoli a cura di Chiara Donà* (Ed. DEI-Tipografia Del Genio Civile, Roma, 2011).

L'edificio in esame ha una forma rettangolare con dimensioni esterne in pianta di circa 25.30m x 11.40m, mentre risulta interrato solo per una parte avente dimensioni 12.60m x 11.40m. Si evidenzia quindi l'irregolarità in altezza dovuta sia alla presenza di piani sfalsati che ad un torrino a piano primo. Le murature passano da uno spessore di 80cm al piano seminterrato a circa 40cm al piano primo. La copertura è a padiglione con falde inclinate poggianti su travi in legno e/o timpani in muratura di sottotetto.

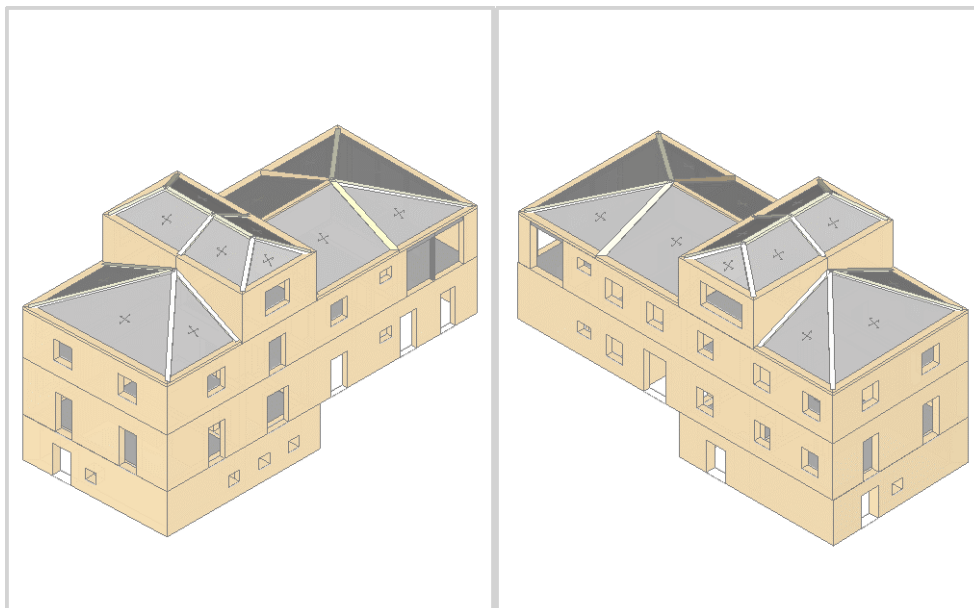


Figura 2-70: Assonometrie Sud-Ovest e Nord-Ovest rappresentative dell'edificio

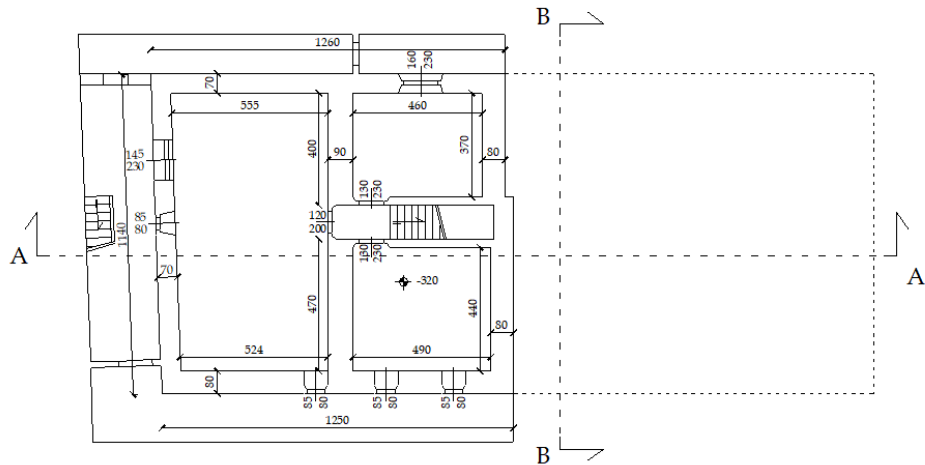


Figura 2-71: Pianta del Seminterrato

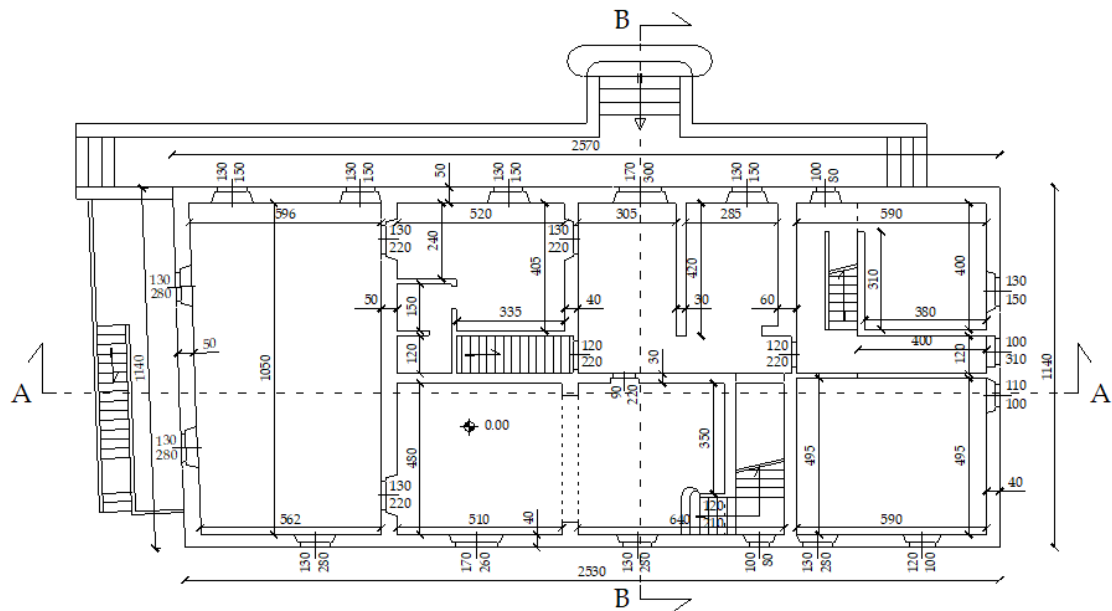


Figura 2-72: Pianta del Piano Terra

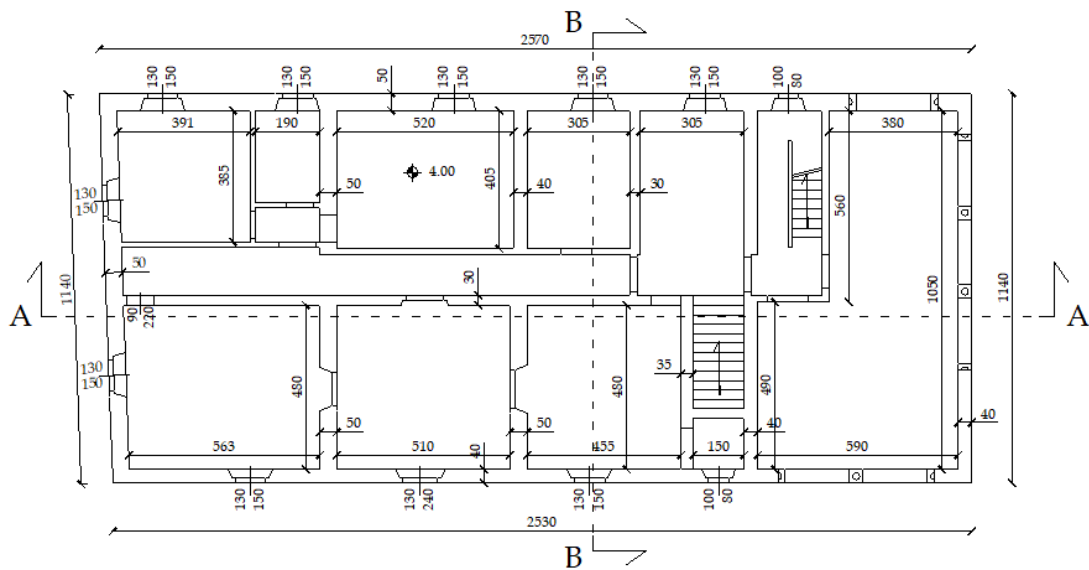


Figura 2-73: Pianta del Piano Primo

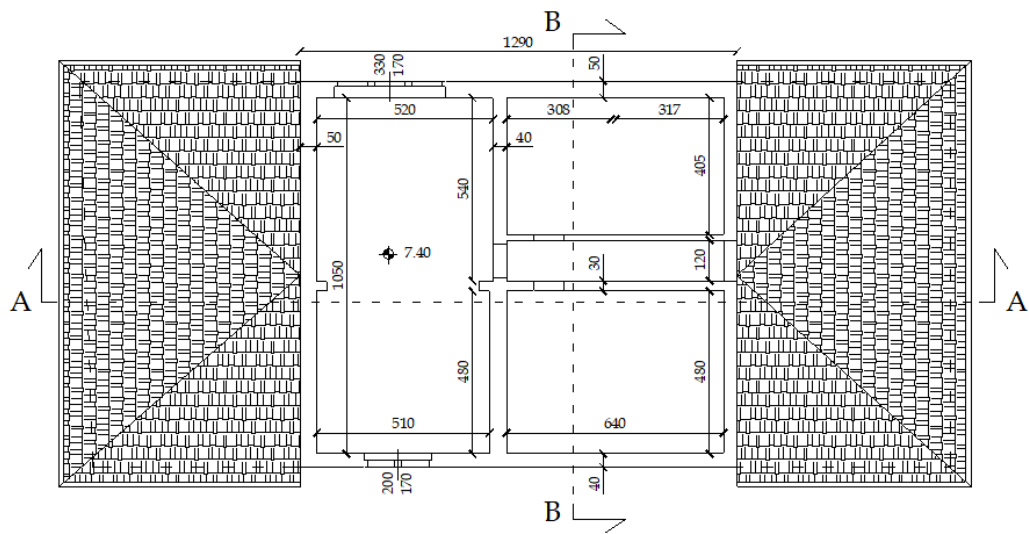


Figura 2-74: Pianta del Sottotetto

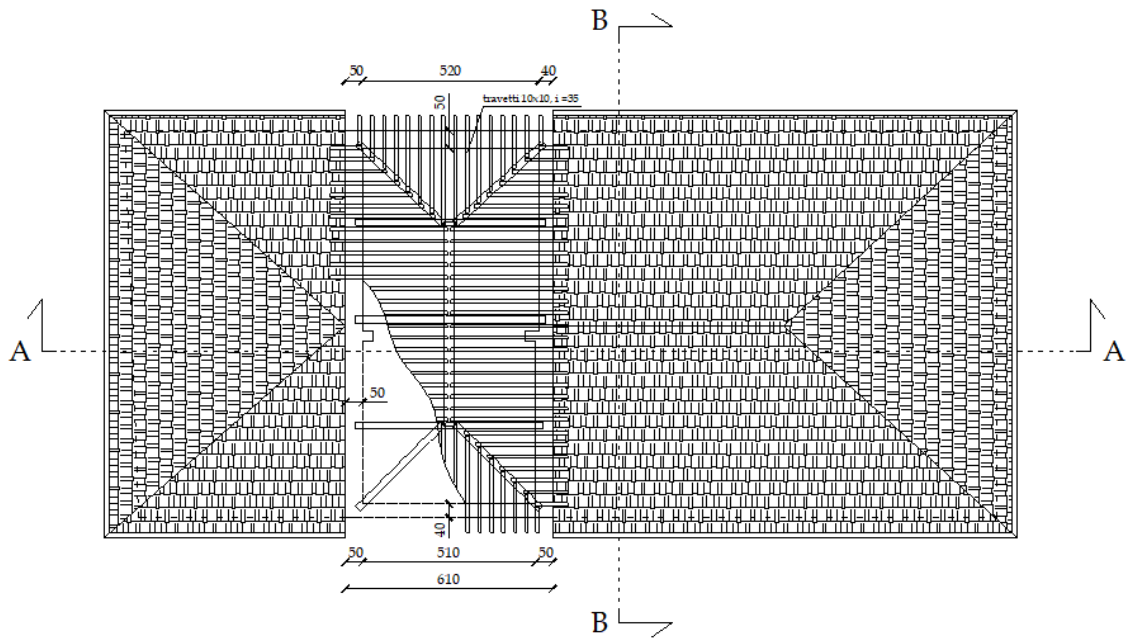


Figura 2-75: Pianta della Copertura e del Torrino

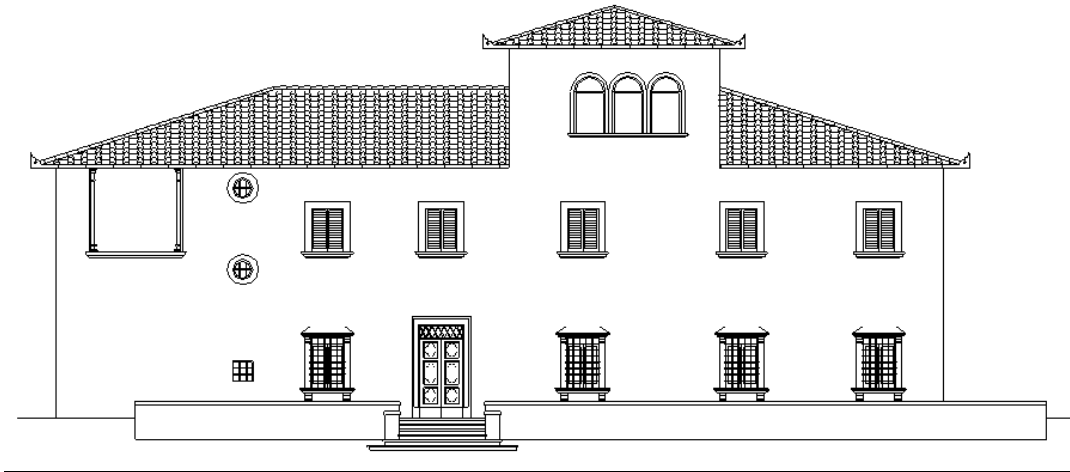


Figura 2-76: Prospetto frontale (Sud)

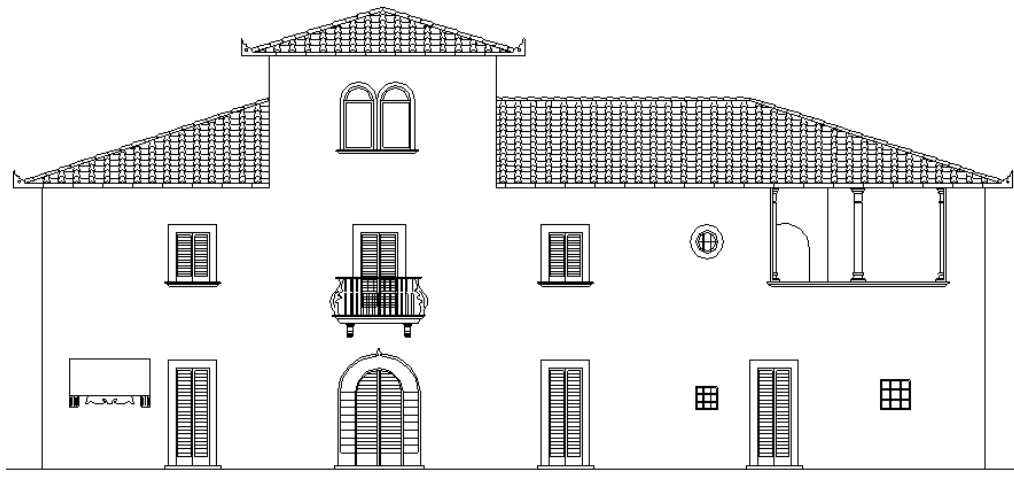


Figura 2-77: Prospetto posteriore (Nord)

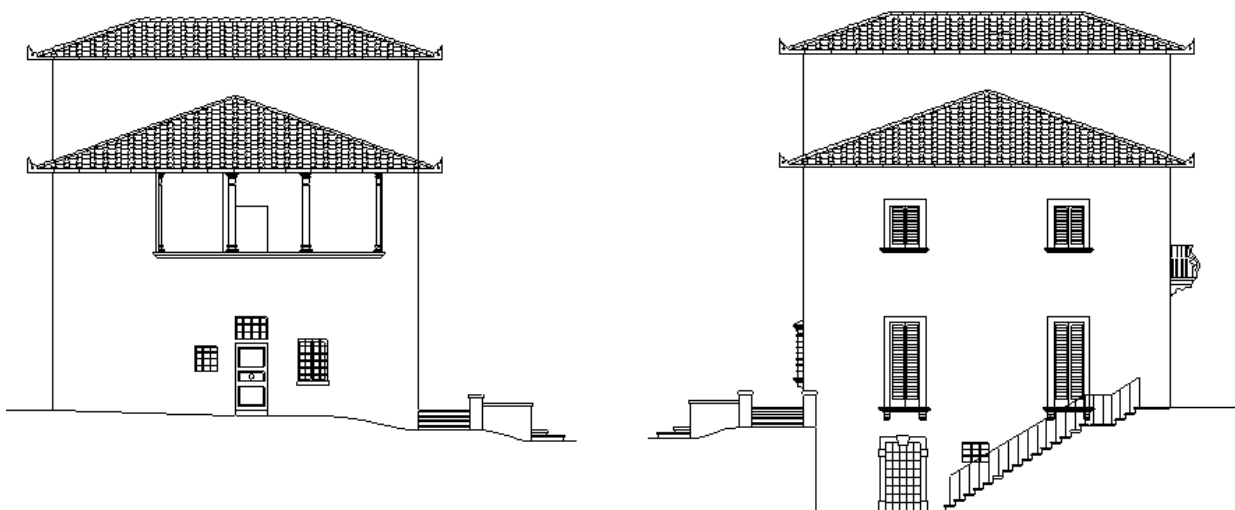


Figura 2-78: Prospetto Ovest (a sinistra) e Est (a destra)

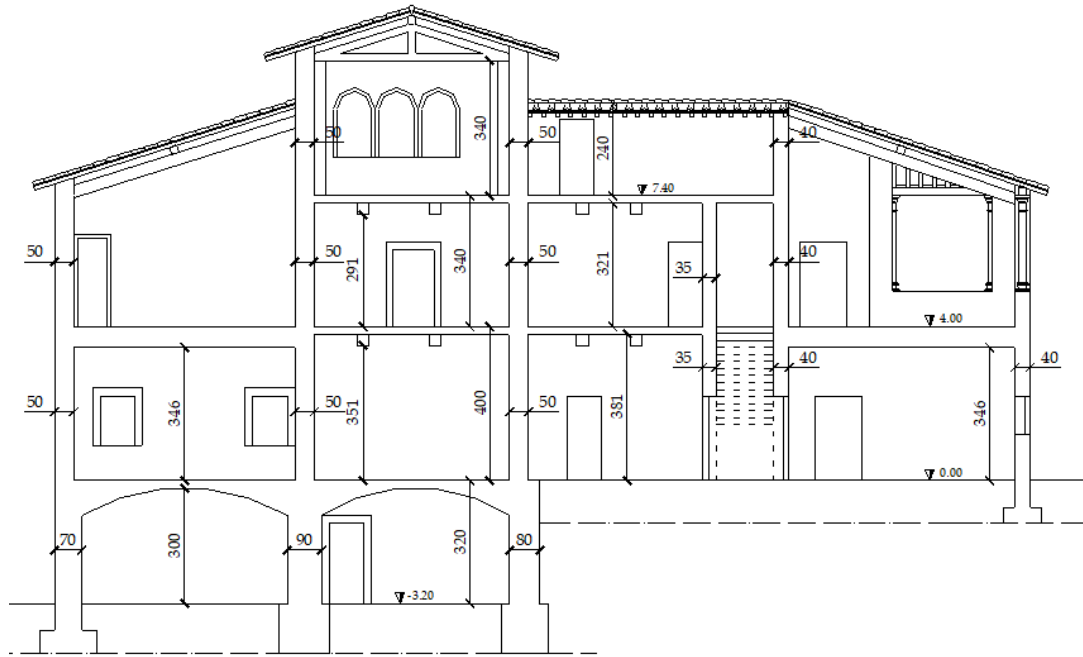


Figura 2-79: Sezione A-A

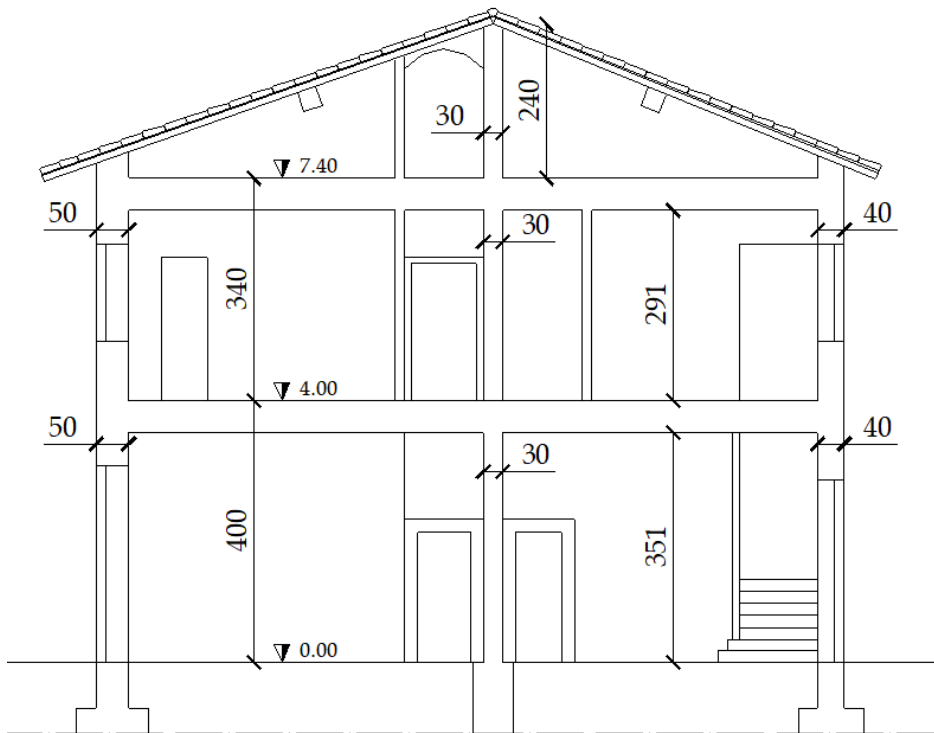


Figura 2-80: Sezione B-B

MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

Nel "**Modello Architettonico**" verranno creati Muri, Aperture, Travi, Colonne e Solai rappresentativi dell'edificio: in questo caso, l'Input avverrà sfruttando i dxf delle piante da utilizzare come sottofondo.

Dal Navigatore sulla sinistra, attraverso la finestra "**Gestione Piani**" si inseriscono le altezze: trattandosi di un edificio a due elevazioni fuori terra più un seminterrato, sarà necessario definire quattro piani (seminterrato + due piani + copertura). I piani sono individuati come "*1 Seminterrato*", "*2 Piano Terra*", "*3 Piano Primo*" e "*4 Sottotetto*", così da individuarli con più semplicità.

Per l'esempio in esame, i piani hanno le seguenti altezze:

- 1 Seminterrato: $H=3.20\text{m}$;
- 2 Piano Terra: $H=4.00\text{m}$;
- 3 Piano Primo: $H=3.40\text{m}$;
- 4 Sottotetto: $H=3.50\text{m}$.

Le altezze dei piani sono considerate comprensive dello spessore del solaio di interpiano. Per la copertura inclinata, le parti del sottotetto (come travi e muri a timpano) sono gestite con le inclinazioni degli elementi architettonici attraverso la modifica delle loro proprietà (Δh con valori negativi); mentre le murature del torrino assumono la stessa altezza dell'ultimo piano.

L'edificio è costruito interamente in **Muratura di pietrame disordinata**; si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC1** (da cui un Fattore di confidenza $FC=1.35$ e conseguenti valori minimi per le Resistenze e medi per i Moduli Elastici).

Per i solai si impostano le seguenti proprietà:

Piano Seminterrato:

- Tipologia: **Volta a botte**.
- Direzione principale: **0°**, per rappresentare che l'orditura è lungo X;
- Carichi: si considera **2.50 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **1.50 kN/m²** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **2.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Variabile Cat.A**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE).

Piano Terra e Primo Piano:

- Tipologia: **Solaio Piano**.
- Direzione principale: **Variabile**;
- Carichi: si considera **1.20 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **0.90 kN/m²** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **2.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Variabile Cat.A**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE).

Falde di copertura:

- Tipologia: **Falda**.
- Comportamento a Piastra: **Si**;
- Carichi: si considera **1.20 kN/m²** per i Carichi Permanenti Strutturali (**Carico 1**), **0.90 kN/m²** per i Carichi Permanenti Non Strutturali (**Carico 2**), e **1.00 kN/m²** per i Carichi Permanenti Variabili (**Carico 3**), scegliendo "**Neve**" come successiva tipologia di carico variabile dalla tendina all'interno della proprietà Carico 3 (CCE).

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> 1 Seminterrato 2 Piano Terra 3 Piano Primo 4 Sottotetto
------------	--

<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome 1 Seminterrato Colore Red Elementi 12 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 0.000 Altezza 3.200 > Vento > Pressione del vento
--

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> 1 Seminterrato 2 Piano Terra 3 Piano Primo 4 Sottotetto
------------	--

<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome 2 Piano Terra Colore 255; 255; 0 Elementi 38 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 3.200 Altezza 4.000 > Vento > Pressione del vento

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> 1 Seminterrato 2 Piano Terra 3 Piano Primo 4 Sottotetto
------------	--

<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome 3 Piano Primo Colore 144; 238; 144 Elementi 36 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 7.200 Altezza 3.400 > Vento > Pressione del vento

Piani

Fondazione	<ul style="list-style-type: none"> 1 Seminterrato 2 Piano Terra 3 Piano Primo 4 Sottotetto
------------	--

<ul style="list-style-type: none"> ▼ Caratteristiche Nome 4 Sottotetto Colore 173; 216; 230 Elementi 49 Items Riferimento No ▼ Elevazione Quota 10.600 Altezza 3.500 > Vento > Pressione del vento

Figura 2-81: Gestione Piani: inserimento altezze dei vari piani

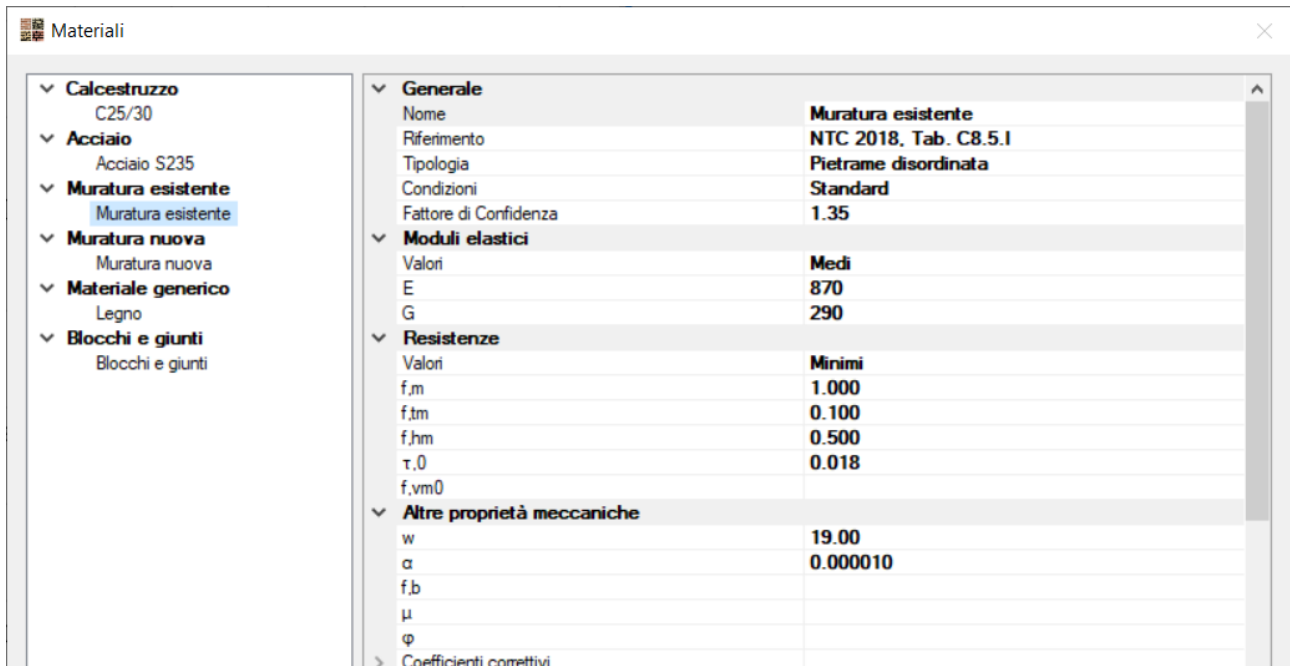


Figura 2-82: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietrame disordinata"

A questo punto, prima di passare alla successiva fase di Analisi Cinematica si impostano i parametri relativi all'"**Azione Sismica**" ed i "**Parametri di Calcolo**".

Il modello in esame si basa sui parametri sismici di default impostati sul comune di Carmignano (PO):
Longitudine: 11.059435, Latitudine: 43.793890
Categoria di Sottosuolo: A
Fattore di comportamento: $q=3$ (formulazione da normativa).

Nella finestra "Parametri di Calcolo", l'impostazione utile ai fini dell'Analisi Cinematica è l'altezza della costruzione, presente nella scheda "Sismica": si inserirà la massima quota di colmo, pari a 15.60m:

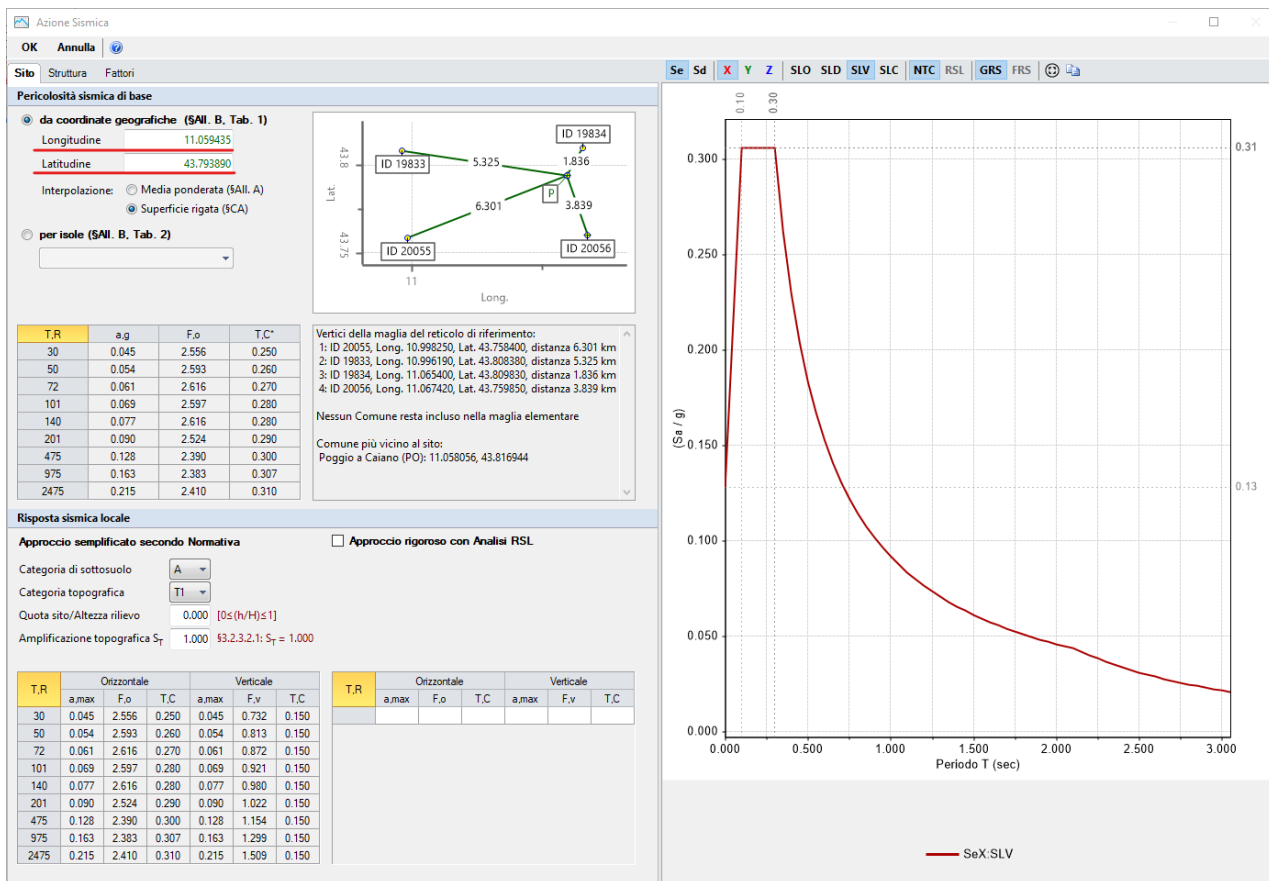


Figura 2-83: Azione Sismica: inserimento coordinate del sito, sulla destra lo Spettro per SLV

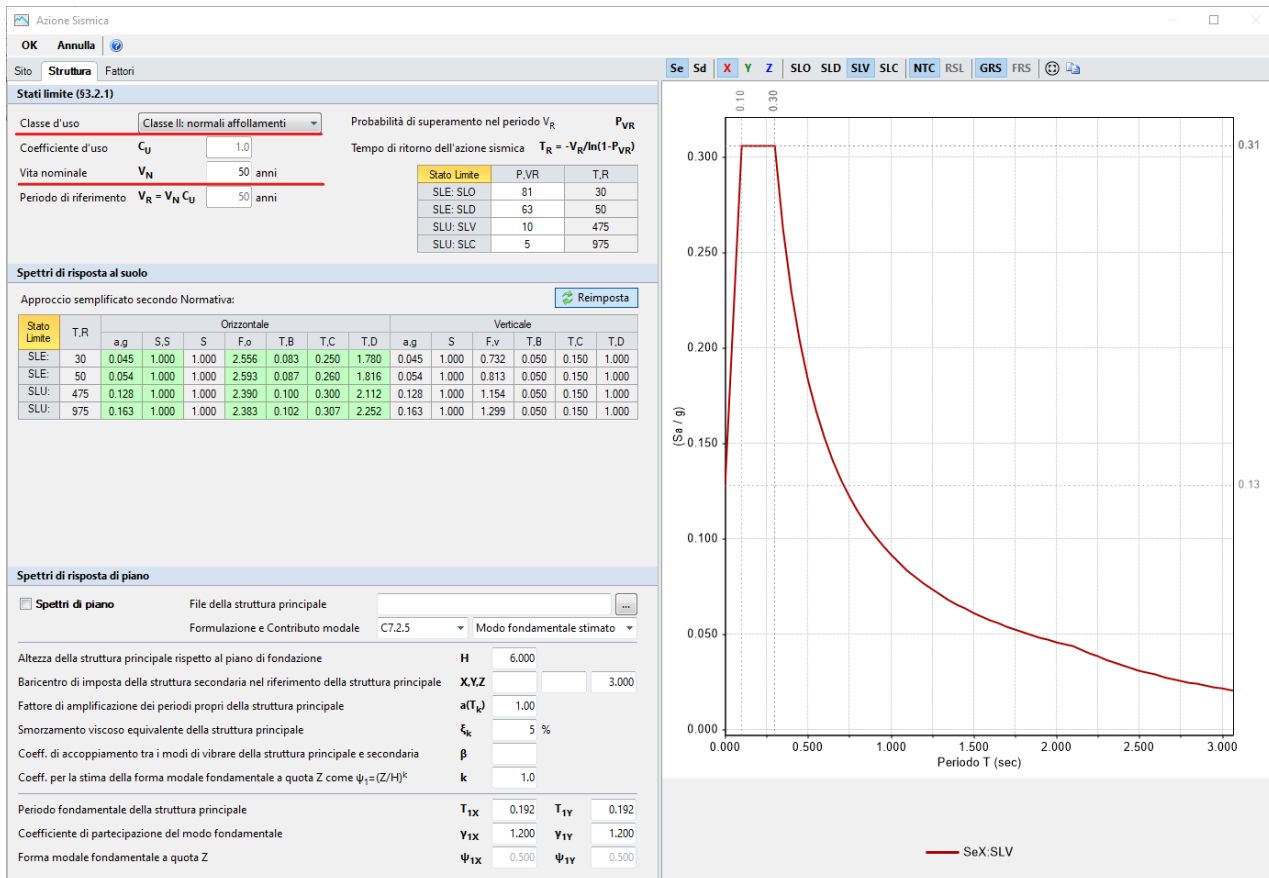


Figura 2-84: Azione Sismica: Vita Nominale e Classe d'Uso, con tabella dei Parametri di Spettro;

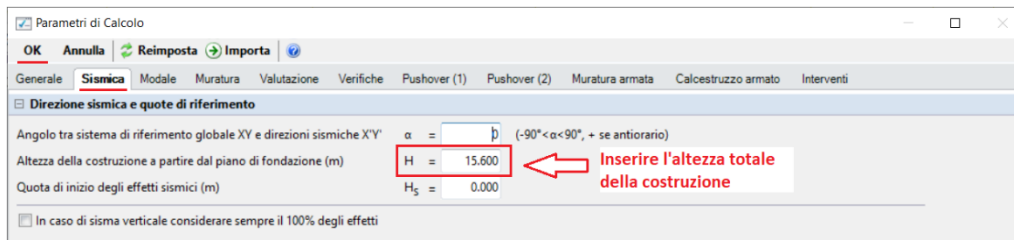


Figura 2-85: Parametri di Calcolo, scheda "Sismica"

I parametri dell'Azione Sismica della costruzione serviranno in fase di analisi cinematica per la determinazione della Domanda sismica, con cui confrontare gli Indicatori in termini di Capacità.

I dati geometrici come il numero di piano e l'altezza totale della costruzione sono invece influenti sul calcolo del periodo proprio della costruzione e del coefficiente di partecipazione modale, che potranno essere liberamente inseriti dall'utente oppure essere calcolati secondo le relazioni seguenti:

$$T = 0.05 * H^{(3/4)}$$

$\gamma = 3N / (2N + 1)$ con N numero di piani = 4 in questo caso.

MODELLAZIONE CINEMATICA

L'edificio descritto come esempio in questo capitolo è trattato nel testo di riferimento ai fini dello studio dei possibili cinematismi che potrebbero verificarsi su tutta la struttura, in funzione delle sue peculiarità, tra le quali vengono citate:

- la geometria del fabbricato;
- il tipo di tessitura e le caratteristiche meccaniche della muratura (dimensioni, ingranamento dei conci e tipo di malta);
- le linee di debolezza latenti dovute alla presenza di pareti murarie successive senza adeguati ammorsamenti;
- le lesioni prodotte da eventi sismici precedenti.

Sulla base delle caratteristiche sopra indicate, il testo individua "macroelementi" rappresentativi dei cinematismi, equivalenti ai Corpi Rigidi in PCM, da distinguere in prima istanza fra i casi di "Adeguato ammorsamento" con le pareti ortogonali e i casi di "Scarso Ammorsamento"; inoltre, in seconda classificazione i cinematismi sono differenziati tra "Meccanismi di Primo Modo" (Ribaltamenti e Flessioni fuori piano) e "Meccanismi di Secondo Modo" (Cinematismi nel piano).

Lo scopo del testo è infatti la valutazione della sicurezza "Ante Operam" (Stato Attuale) e quella "PostOperam" (Stato di Progetto), nel quale di fatto considerare presidi di resistenza per impedire l'attivazione dei cinematismi: in questo caso, il testo prevede l'utilizzo di catene fra murature opposte.

In PCM, per l'esempio in esame, non si conduce la verifica di tutti i cinematismi esaminati nel testo, ma ci si vuole concentrare su uno dei prospetti, in particolare sul Prospetto Est: si seguiranno comunque gli stessi iter logici del testo di riferimento, partendo da uno Stato Attuale (in assenza di rinforzi), in cui si evidenzieranno le criticità dei cinematismi che potrebbero innescarsi, con approfondimenti specifici sulle situazioni di scarso o buon ammorsamento, per poi passare alla previsione di opportuni interventi di rinforzo, tramite i quali arrivare a soddisfacimento della verifica.

Pertanto, dopo aver creato il Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Cinematico" del gruppo "Analisi" si genera anche il "**Modello Cinematico**", ovvero un ambiente specifico composto da "Corpi Rigidi", orientato allo studio dei cinematismi.

Per l'esempio in esame, si studieranno i seguenti cinematismi:

- 1) **Ribaltamento Piano 3 del Prospetto Est;**
- 2) **Ribaltamento Piano 3 + Piano 2 del Prospetto Est;**
- 3) **Ribaltamento Intero Prospetto Est;**
- 4) **Ribaltamento Intero Prospetto Est, con Cuneo di Distacco solo dal Prospetto Sud;**
- 5) **Ribaltamento Intero Prospetto Est, con Cunei simmetrici da muri ortogonali;**
- 6) **Ribaltamento Intero Prospetto Est, con Cunei asimmetrici da muri ortogonali.**
- 7) **Ribaltamento Fascia Intermedia cielo-terra su Prospetto Est;**
- 8) **Ribaltamento Intero Prospetto Est, con ipotesi di Arretramento della Cerniera.**
- 9) **Flessione Prospetto Est, parete al Piano Primo.**

Cinematismi 1-2-3: Ribaltamento Prospetto Est (Stato Attuale)

In tale fase si approfondisce il Ribaltamento della Facciata Est: in questo caso, il prospetto intero si estende a tutte e tre le elevazioni (seminterrato compreso). La risposta finale della verifica dovrà quindi includere i risultati delle verifiche non solo del ribaltamento dell'intero prospetto, ma anche del ribaltamento delle singole murature esterne d'interpiano.

Si aggiungono pertanto tre cinematismi sismici denominati rispettivamente "**Ribaltamento P3**", "**Ribaltamento P2+P3**", "**Ribaltamento EST Intero**", con ciò intendendo che si parte dal ribaltamento del piano più alto (P3, parete monopiano), proseguendo con il ribaltamento a partire dal piano intermedio (P2+P3, parete bipiano), e concludendo con lo studio del ribaltamento del prospetto intero (Intero, parete a tre piani).

Dalla finestra delle proprietà a destra si adeguerà contestualmente **la proprietà "Z"**, ovvero l'altezza rispetto alla fondazione delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura: in questo caso:

- per "Ribaltamento P3": $Z=7.20\text{m}$;
- per "Ribaltamento P2+P3": $Z=3.20\text{m}$;
- per "Ribaltamento EST Intero": $Z=0$.

Per ognuno dei tre cinematismi tramite il comando "Seleziona Corpi" si definiscono quindi quali sono i corpi partecipanti, in questo caso:

- per "Ribaltamento P3": si selezionano solo le pareti a Piano Primo;
- per "Ribaltamento P2+P3": si selezionano le pareti a Piano Primo e a Piano Terra;
- per "Ribaltamento EST Intero": si selezionano tutte le pareti del Prospetto Est.

Per questi cinematismi, si decide inizialmente di considerare un valore infinito per la resistenza a compressione, da cui un arretramento nullo della cerniera.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati: nei vari casi, i paramenti ruoteranno attorno alle cerniere inserite in base alla quota di riferimento.

Nell'Ipotesi di valutare lo Stato Attuale, le verifiche dei cinematismi dei singoli interpiani risultano soddisfatte, mentre la verifica a ribaltamento dell'intero prospetto non risulta soddisfatta. Tali risultati sono in accordo con il corrispondente cinematismo del testo di riferimento: infatti, il moltiplicatore di collasso (per prospetto intero) in PCM vale $\alpha_0=0.026$, di poco inferiore al valore del testo (Rif. #Tabella A.3.4, per la Parete 11: "Caso A", $c=0.042$).

È da precisare che, in PCM, la modellazione dei solai del piano seminterrato come "Volte a Botte" comporta la considerazione anche di una componente orizzontale di spinta sulla relativa linea di carico del prospetto Est. Tale componente invece non è considerata presente nel testo di riferimento.

Questo comporta un aggravio della verifica, e di conseguenza un moltiplicatore di collasso minore, in quanto, mantenendo per la linea di carico della volta a botte la proprietà "Effetti=Statici e Sismici", le forze inerziali sono considerate anche per la spinta orizzontale. Tale scelta appare tuttavia maggiormente coerente con la modellazione, in ogni caso a favore di sicurezza.

01. Ribaltamento P3

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.129$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.185 / 0.128 = 1.445$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1503 / 475 = 3.164$

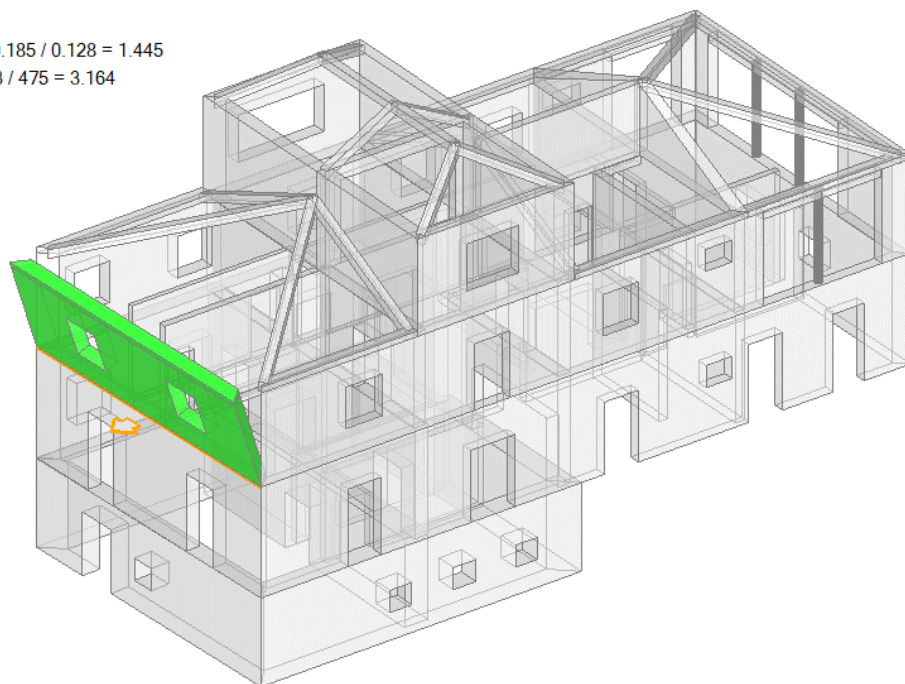


Figura 2-86: Cinematismo n.1– Ribaltamento P3, Verifica soddisfatta

02. Ribaltamento P2+P3

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.069$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.124 / 0.128 = 0.969$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 435 / 475 = 0.916$

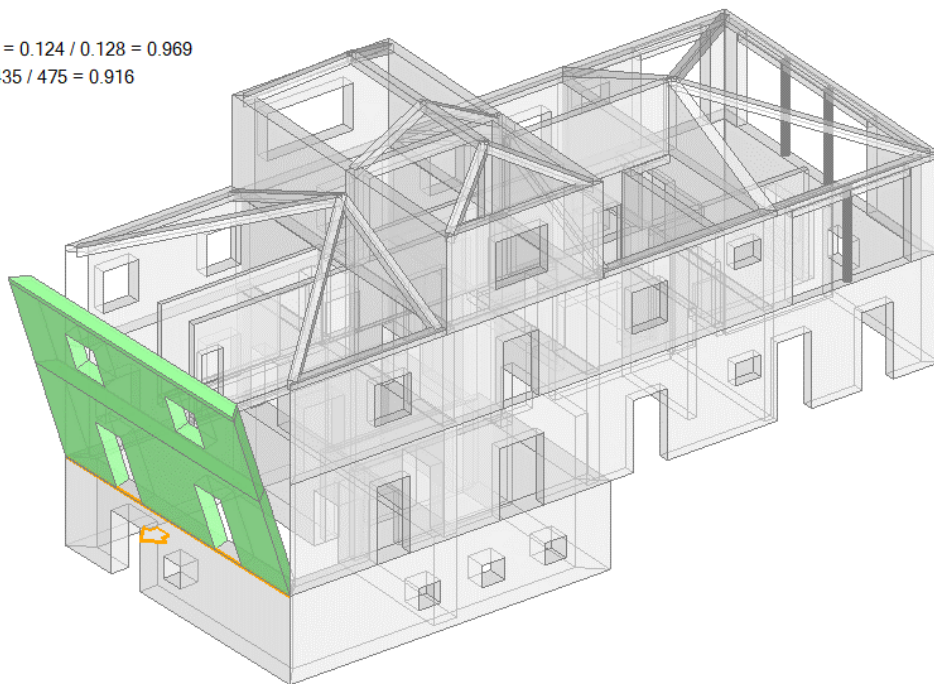


Figura 2-87: Cinematismo n.2– Ribaltamento P2+P3, Verifica soddisfatta

03. Ribaltamento EST INTERO

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.026$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.051 / 0.128 = 0.398$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 44 / 475 = 0.093$

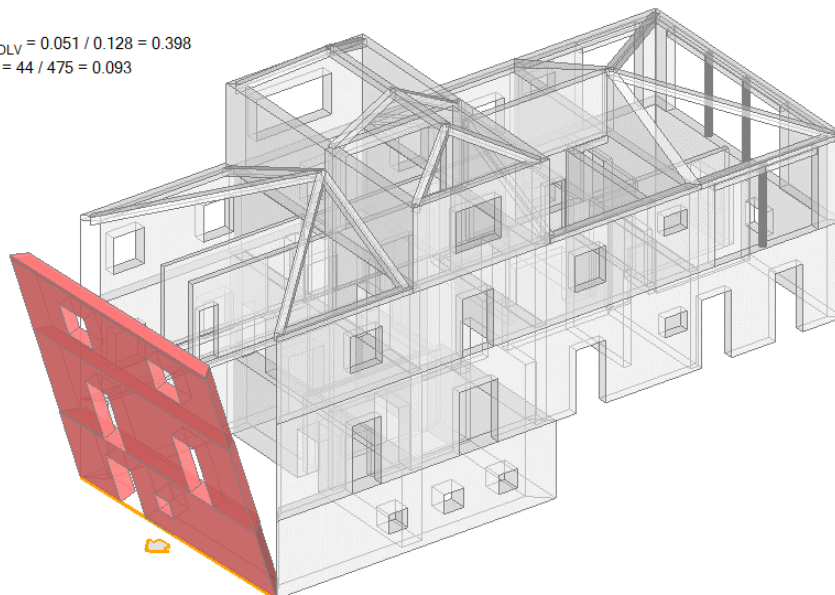


Figura 2-88: Cinematismo n.3– Ribaltamento EST Intero, Verifica non soddisfatta

Cinematismo 4: Cuneo di distacco (Stato Attuale)

Nell'ipotesi di voler considerare un buon ammassamento solo con la parete Sud, si duplica l'ultimo cinematismo di ribaltamento del prospetto intero, stavolta tagliando una porzione del prospetto Sud per formare un cuneo di distacco plausibile, da aggiungere ai precedenti corpi partecipanti. In tal caso si ritiene coerente basarsi sulle dimensioni della finestra vicina all'angolo a piano terra. Si viene

quindi a creare una situazione asimmetrica, in cui la parete Est è più sbilanciata verso l'angolo Sud-Est.

La verifica del cinematismo così impostato risulta comunque soddisfatta, con moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.057$ ed indicatore di rischio $\zeta_{E,SLV}=0.875$:

04. Cuneo di distacco

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.057$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.112 / 0.128 = 0.875$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 339 / 475 = 0.714$$

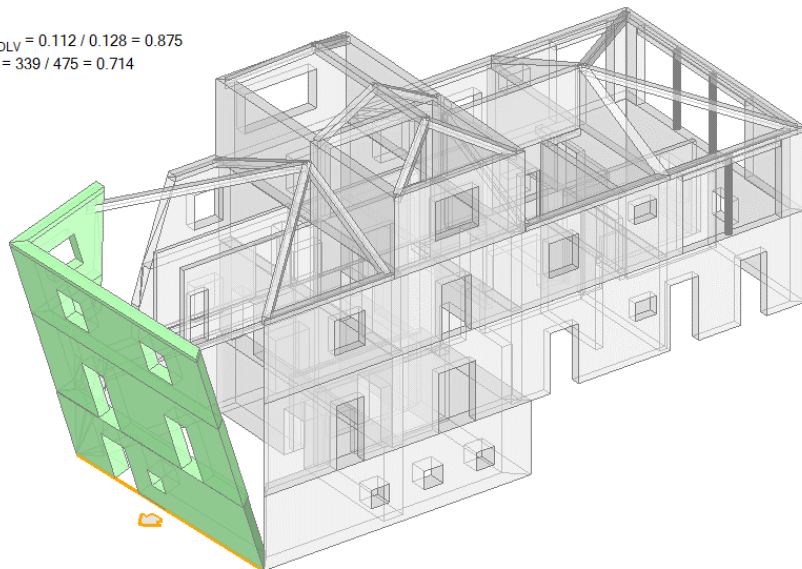


Figura 2-89: Cinematismo n.4– Cuneo di distacco, Verifica soddisfatta

Cinematismo 5: Cuneo di distacco 1 (Stato Attuale)

A partire dal precedente cinematismo, in questo caso invece si vuole considerare la presenza dei cunei di distacco su entrambe le pareti ortogonali (Sud e Nord): si taglia pertanto anche parte dell'altro prospetto Nord, seguendo un andamento plausibile in modo tale che i due cunei pressoché si equivalgano.

Anche per tale configurazione, la verifica risulta soddisfatta, con moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.100$ ed indicatore di rischio $\zeta_{E,SLV}=1.508$:

05. Cuneo di distacco 1

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.100$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.193 / 0.128 = 1.508$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1736 / 475 = 3.655$$

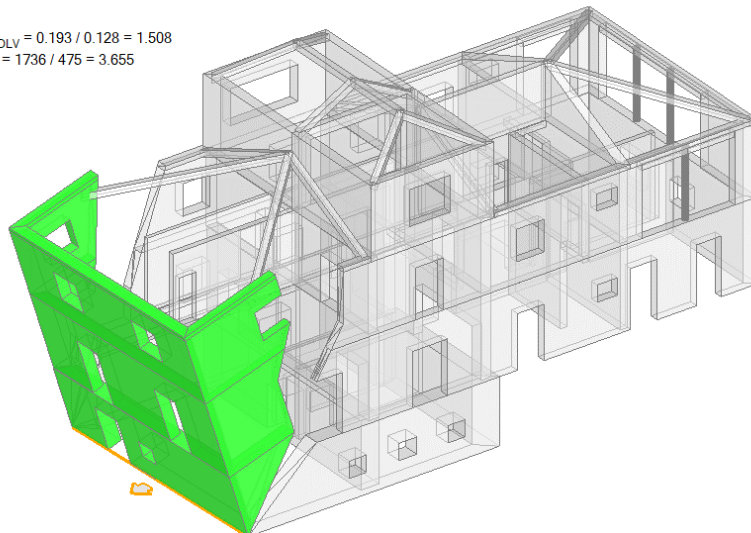


Figura 2-90: Cinematismo n.5– Cuneo di distacco, Verifica soddisfatta

Cinematismo 6: Cuneo di distacco 2 (Stato Attuale)

In questo cinematismo, si vuole invece considerare la presenza sempre di due cunei di distacco su entrambe le pareti ortogonali (Sud e Nord) ma asimmetrici: ne deriva la geometria di seguito riportata, che comporta la verifica soddisfatta con indicatore $\zeta_{E,SLV}=0.984$, cui corrisponde un moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.065$:

06. Cuneo di distacco 2
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.065$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.126 / 0.128 = 0.984$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 453 / 475 = 0.954$

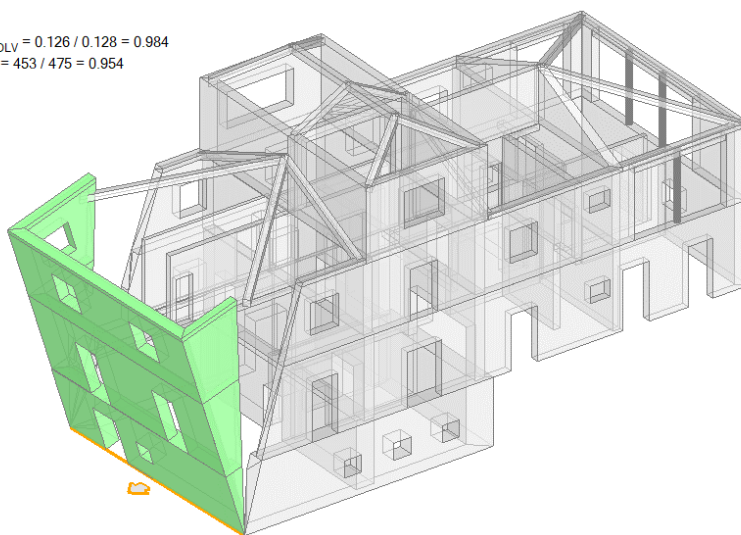


Figura 2-91: Cinematismo n.6– Cuneo di distacco 2, Verifica soddisfatta

Cinematismo 7: Fascia Intermedia (Stato Attuale)

Considerando che sul prospetto Est in esame risultano posizionati due allineamenti di aperture in altezza, un altro possibile cinematismo potrebbe riguardare il ribaltamento della porzione di muratura appartenente alla fascia intermedia cielo-terra tra i due allineamenti di apertura sopradetti. In questo cinematismo, si procede quindi a tagliare opportunamente il prospetto tramite "Polilinee" descritte seguendo gli allineamenti in verticale, in modo da isolare la fascia che andrà definita come "Corpo Partecipante". La verifica non risulta soddisfatta, si ottiene un moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.027$ e un indicatore $\zeta_{E,SLV}=0.438$:

07. Fascia intermedia

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.027$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.056 / 0.128 = 0.438$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 55 / 475 = 0.116$

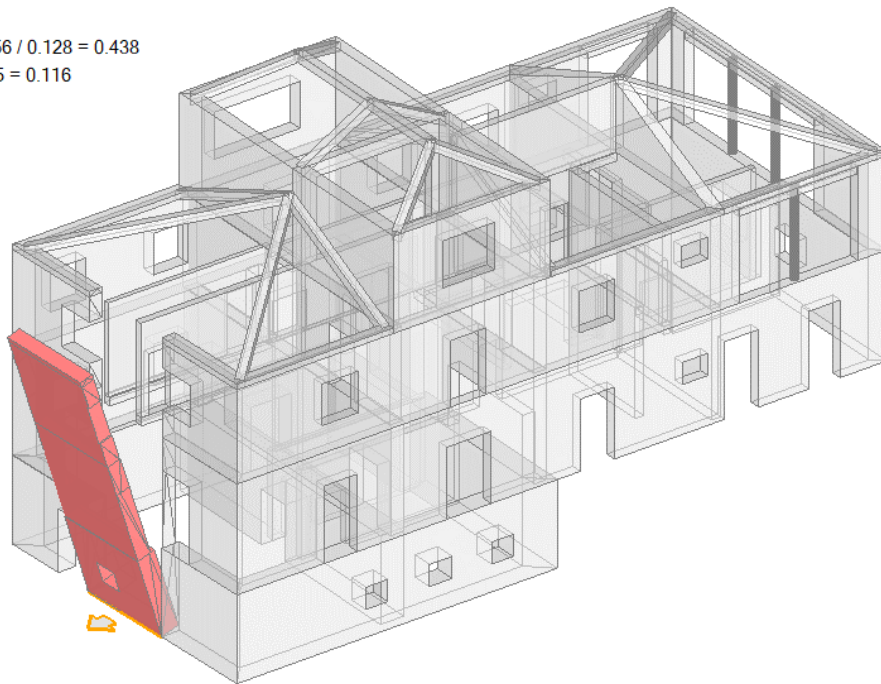


Figura 2-92: Cinematismo n.7– Fascia intermedia, Verifica non soddisfatta

Cinematismo 8: Ribaltamento EST Arretr. (Stato Attuale)

Questo cinematismo di fatto riprende la stessa geometria del ribaltamento del prospetto Est intero esaminata nel precedente Cinematismo n°3, stavolta tuttavia volendo considerare un valore finito per la resistenza a compressione, ovvero un conseguente valore di "Arretramento della cerniera" alla base.

Seguendo quanto indicato anche nel testo di riferimento, la muratura con la quale è stato costruito l'edificio si presenta in buone condizioni, con malta di buona qualità (non disgregata) e presenza di riprese in mattoni pieni. Si può tenere conto di questi effetti attraverso l'applicazione di adeguati coefficienti correttivi, in questo caso corrispondenti a malta buona e ricorsi.

Dalla finestra Materiali è possibile conoscere gli effetti dell'applicazione dei coefficienti correttivi per le caratteristiche migliorative sopra indicate (valgono 1.50 per malta buona e 1.30 per i ricorsi, ovvero un incremento del +50% e del +30%); in fondo alla finestra, cliccando il link "Anteprima proprietà di calcolo" si aprirà una finestra di dialogo in cui, attivando il check sulla proprietà desiderata, si può valutare l'incremento dei valori resistenti.

N.B.: in accordo a quanto previsto in §C8.3.5.1, "nel caso di uso combinato di diverse tecniche di consolidamento o caratteristiche migliorative, i coefficienti correttivi possono essere applicati in forma moltiplicativa; il valore del coefficiente complessivo non può superare il coefficiente massimo indicato nell'ultima colonna della tabella C8.5.II".

Pertanto, l'amplificazione complessiva vale: $f_m = 1.00 \text{ MPa} \cdot 1.3 \cdot 1.5 = 1.95 \text{ MPa}$.

Le scelte sopra indicate sono coerenti anche quanto indicato in # A3.3.4.2., dove è stata considerata $f_m = 2.00 \text{ MPa}$.

Dal punto di vista operativo, in tale fase è importante ricordarsi della sola modifica della resistenza a compressione f_m : il suo valore aggiornato ($f_m=1.95$ MPa rispetto ad $f_m=1$ MPa originario) andrà inserito successivamente in fase di definizione dell'arretramento della cerniera:

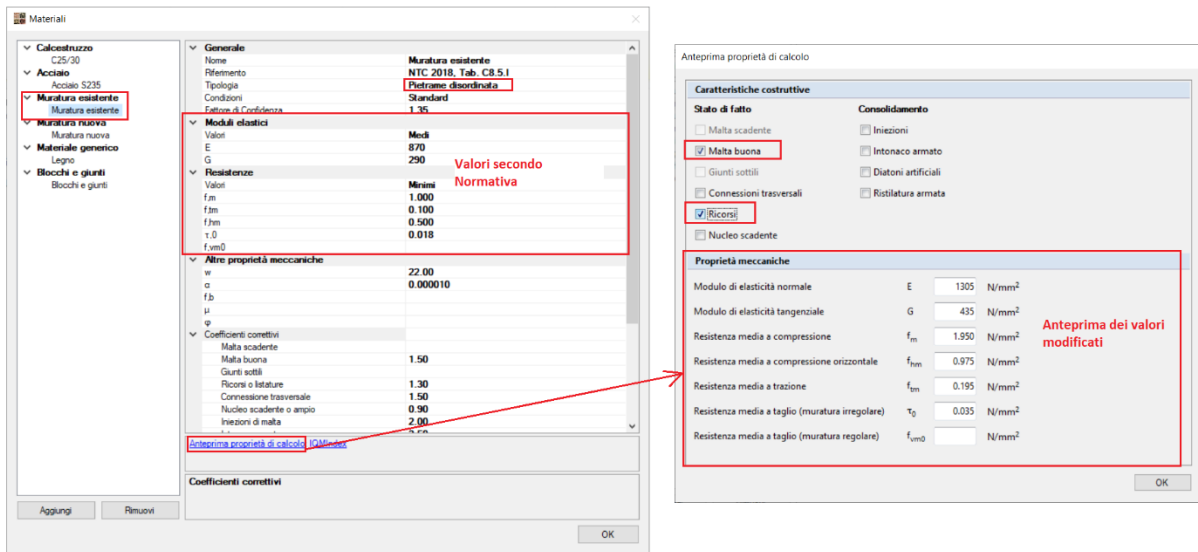


Figura 2-93: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietre a spacco", con valori modificati da coeff. correttivi

Dopo aver selezionato l'asse di rotazione, dalla proprietà "Prima cerniera" inserendo la resistenza a compressione sopra ricavata e scegliendo la seconda distribuzione per le tensioni di compressione, si ottiene un arretramento della cerniera pari a $x_c=0.112$ m:

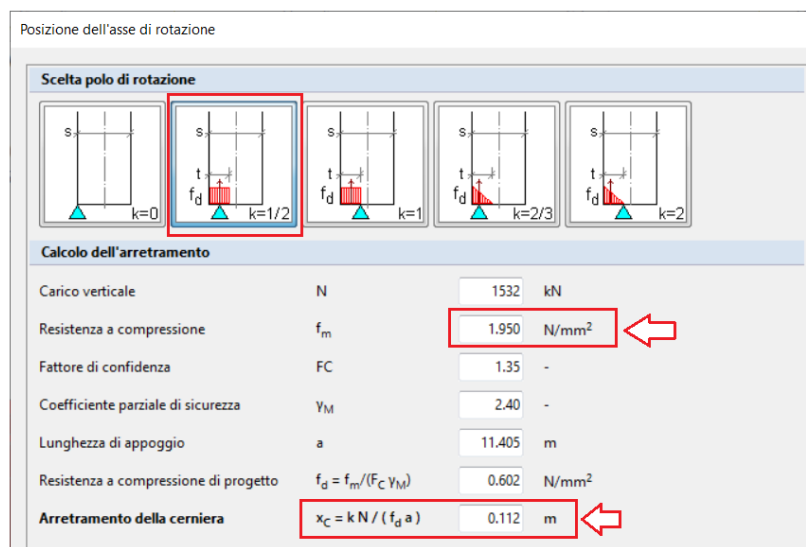


Figura 2-94: Definizione dell'arretramento della cerniera

La verifica non risulta soddisfatta, si ottengono valori molto bassi sia per il moltiplicatore di collasso α_0 che per l'indicatore $\zeta_{E,SLV}$. Come ci si aspettava, in queste condizioni la verifica peggiora molto, mentre considerando una resistenza a compressione infinita (vedasi il cinematismo n.3) la verifica non era comunque soddisfatta ma si ottenevano valori più elevati di moltiplicatore di collasso ed indicatore di rischio.

N.B.: la distinzione tra cinematismo n.3 e n.8 (ovvero senza arretramento e con arretramento) viene qui condotta solo a scopo dimostrativo; nella realtà professionale, se le pareti in muratura presentano tutte le stesse condizioni, la scelta sull'arretramento delle cerniere andrebbe applicata a tutti i cinematismi.

08. Ribaltamento EST Arretr.

Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.004$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.007 / 0.128 = 0.055$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 0 / 475 = 0.000$$

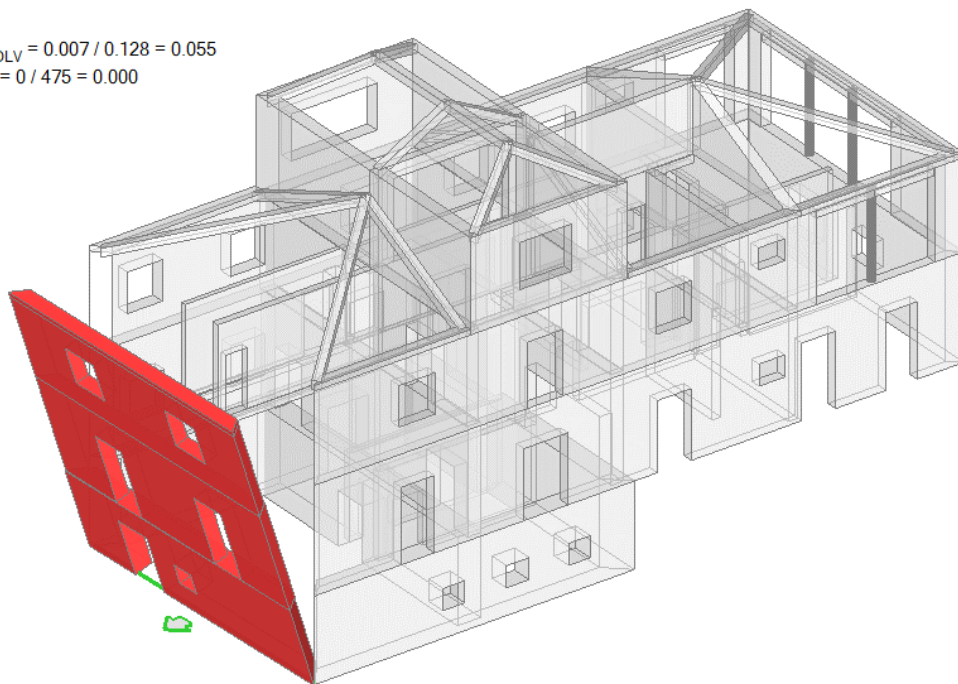


Figura 2-95: Cinematismo n.8– Ribaltamento Est Arretr., Verifica non soddisfatta

Cinematismo 9: Flessione EST (Stato Attuale)

Seguendo la traccia proposta dal testo di riferimento, in quest'ultimo cinematismo si rappresenta l'ipotesi di "Ammorsamento efficace" tra la parete Est in esame e le due pareti ad essa ortogonale.

In tale ipotesi, non avverranno cinematismi da ribaltamento, ma, sotto l'azione sismica in direzione X negativa (ovvero quella che spinge la parete Est verso l'esterno) potrebbe verificarsi un meccanismo di "Flessione", coinvolgendo porzioni della parete al Piano Primo: andranno pertanto condotti opportuni tagli sulla base della disposizione delle aperture presenti.

Si precisa inoltre che è necessario tagliare la parete al Piano Primo anche in corrispondenza dello spessore d'angolo, in modo che sia tale spessore che i punti materiali dei puntoni restino appartenenti alle pareti ortogonali.

Il risultato è in accordo con il corrispondente cinematismo del testo di riferimento: infatti, il moltiplicatore di collasso in PCM vale $\alpha_0=0.475$, di poco superiore al valore del testo di riferimento (Rif. #Tabella A.3.5, per la Parete 11: $c=0.408$); la verifica risulta comunque soddisfatta.

09. Flessione EST P3

Flessione su cerniere oblique

$\alpha_0 = 0.475$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.215 / 0.128 = 1.680$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

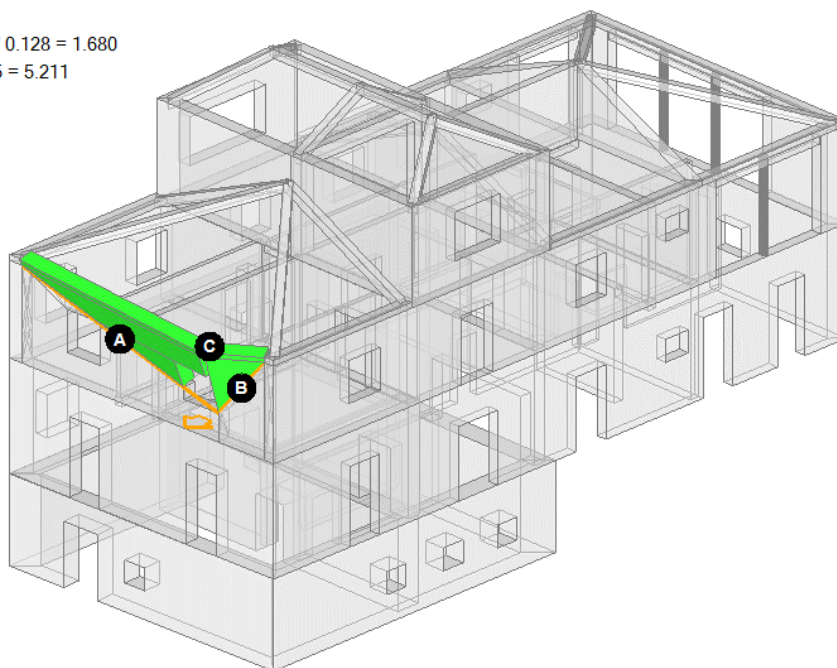


Figura 2-96: Cinematismo n.9 – Flessione Est, Verifica soddisfatta

Cinematismi allo Stato di Progetto

Analizzando l'istogramma di sintesi che riporta graficamente l'andamento delle verifiche in termini di Indicatori di Rischio (accessibile dal "Report", scheda "Cinematismi") emerge pertanto come allo Stato Attuale i cinematismi non verificati siano relativi al ribaltamento dell'intero prospetto Est, sia in condizioni di resistenza infinita a compressione sia nel caso di resistenza finita (arretramento della cerniera) e al ribaltamento della porzione di fascia di muratura intermedia cielo-terra tra le aperture.

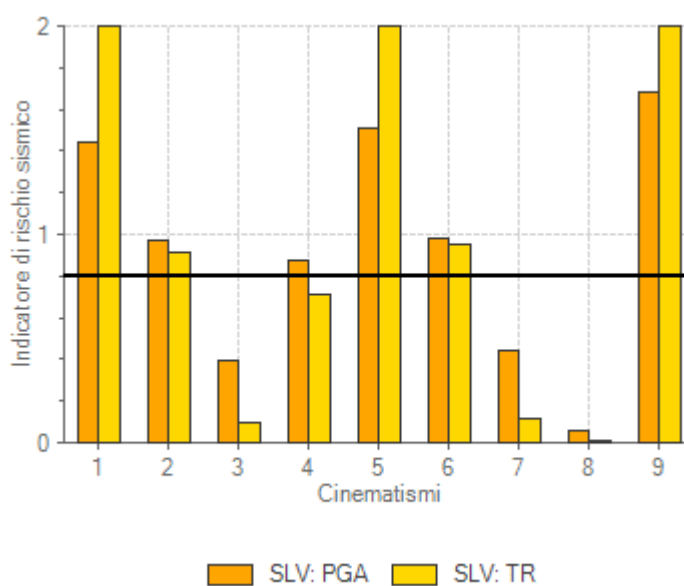


Figura 2-97: Iistogramma di sintesi delle verifiche dei cinematismi allo Stato Attuale

Seguendo la traccia del testo di riferimento, allo Stato di Progetto si prevedono opportuni interventi di rinforzo per arrivare a pieno soddisfacimento delle verifiche di tutti i cinematismi analizzati.

Più in specifico, al paragrafo #A3.3.5 il testo di bibliografia descrive l'adozione di un opportuno "Schema di Incatenamento" attraverso la disposizione di catene correnti fra murature ortogonali, dimensionate per singole pareti al fine dell'ottenimento di un moltiplicatore di collasso $c > 0.28$ (valore limite derivato dalla normativa precedente del 1996 sulla base della quale l'esempio è stato descritto).

Per la parete n°11, sono state previste delle catene con barre lisce di diametro $\Phi = 24\text{mm}$, tensione massima di snervamento $\sigma_{amm} = 190\text{ MPa}$ e capochiavi con piastre circolari di diametro $\Phi = 30\text{cm}$.

In PCM si propone anche il file relativo allo Stato di Progetto, ripercorrendo l'ipotesi di incatenamento ai vari impalcati prevista nel testo di riferimento per la parete in esame, unita anche all'adozione in alternativa di rinforzi tramite nastri.

Ipotesi di adozione di Catene:

Tramite il comando "Rinforzi", si aggiungono le "Catene", qualificando opportunamente le loro caratteristiche dalla finestra delle proprietà, seguendo quanto di seguito riportato:

- Diametro: $\Phi = 24\text{mm}$;
- Tensione di snervamento: $f_{yd} = 190\text{ MPa}$;
- Piastre di estremità: si ipotizzano piastre di dimensioni $a \times b \times s = 270\text{mm} \times 270\text{mm} \times 20\text{mm}$ considerando che l'area rettangolare sia paragonabile a quella reale circolare del capochiave;
- Resistenza delle murature: si inseriscono i valori $f_m = 1.95\text{ MPa}$ e $\tau_0 = 0.035\text{ MPa}$ sia per i Muri Iniziali che i Muri Finali, in coerenza con i valori della finestra Materiali amplificati per tener conto dei coefficienti correttivi indicati in precedenza.

Lo schema proposto dal testo, nei riguardi della parete n°11 in esame, prevede 4 catene alle quote sia degli impalcati di sottotetto che del piano seminterrato, e 3 catene alla quota dell'impalcato del piano primo.

Nel modello dello Stato di Progetto proposto in PCM, a scopo didattico si sceglie di sostituire le due catene esterne con nastri in FRP in corrispondenza della quota del Piano Primo sul perimetro costituito dalla parete in esame e dalla prima parte delle due immediatamente ortogonali.

I nastri previsti hanno spessore 100mm e mantengono le caratteristiche di resistenza preimpostate per default nei "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi".

In merito alle catene, si nota inoltre che i valori di tiro massimo adottati in PCM e quelli scelti nel testo di riferimento sono simili (ad es. con riferimento alle catene del sottotetto, in PCM si calcola $T \approx 17\text{ kN}$, nel testo cfr. #A3.28 per la parete in esame $T \approx 13\text{ kN}$).

I risultati mostrano che, inserendo le due tipologie di rinforzi come sopra indicato, le verifiche dei cinematismi sono tutte soddisfatte, ottenendo un valore del moltiplicatore di collasso $\alpha_0 = 0.314$ per il ribaltamento dell'intero prospetto e un indicatore $\zeta_{E,SLV} = 1.680$ per tutti i cinematismi (ampia verifica).

I nastri in FRP e le catene esterne stabilizzano i ribaltamenti delle pareti intere, mentre le catene interne impediscono il cinematismo di ribaltamento della fascia intermedia tra le aperture.

03. Ribaltamento EST INTERO

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.314$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.215 / 0.128 = 1.680$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

In Rosso, i nastri in FRP

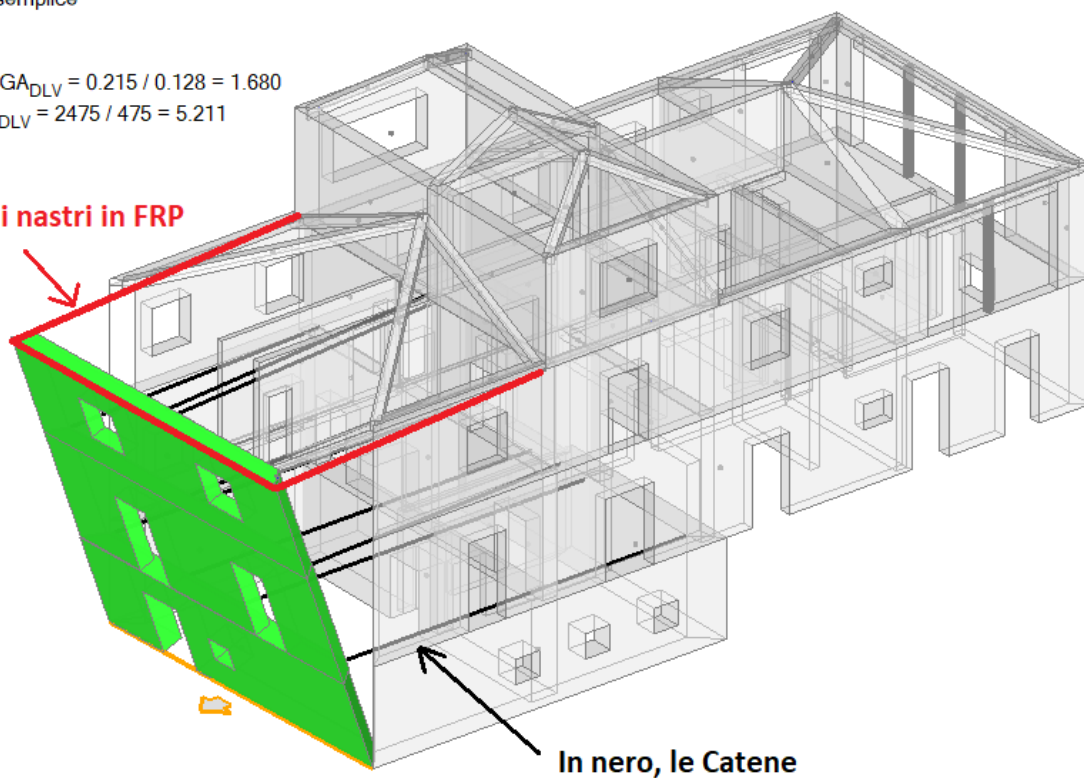


Figura 2-98: Cinematismo n.3 – Ribaltamento EST Intero, Stato di Progetto con Catene, Verifica soddisfatta

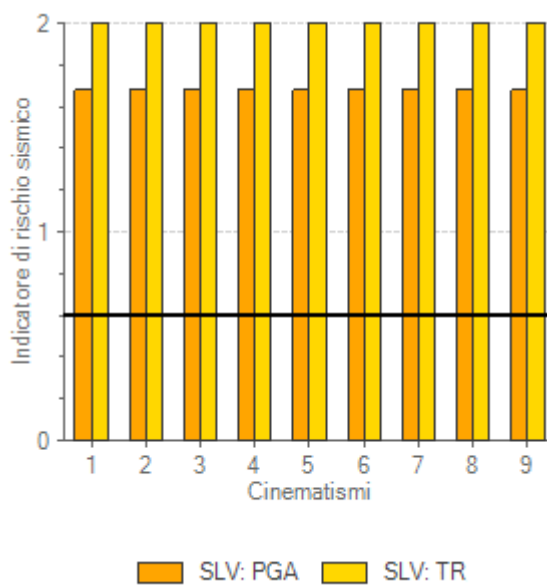


Figura 2-99: Istogramma di sintesi delle verifiche dei cinematismi allo Stato di Progetto

02_004_Aggregato_PianiSfalsati

File di riferimento:

02_004_Aggregato_PianiSfalsati_DEF

02_004_Aggregato_PianiSfalsati_RIG

Parole chiave:

- PIANI SFALSATI

Riferimenti utili:

<https://www.ingenio-web.it/29555-edifici-in-aggregato-con-piani-sfalsati-modellazione-e-analisi-con-il-software-aedespcm>

GENERALITÀ

In questo capitolo si analizzerà la modellazione di un aggregato edilizio con presenza di fondazioni a livelli sfalsati. Spesso infatti nei centri storici si ritrovano edifici in muratura che sono il risultato di un accrescimento progressivo nel tempo, con unità singole che venivano costruite affiancandosi a quelle esistenti sfruttandone le pareti in comune. L'ampliamento dell'aggregato inoltre segue l'andamento del terreno, che talvolta può essere inclinato e quindi comporta la costruzione di piani di fondazione su quote sfalsate.

L'aggregato nel suo complesso è costituito da semplici strutture a celle quadrate, aventi dimensione in pianta di 5.00m x 5.00m (la dimensione di 5.00m è misurata tra gli assi mediani delle murature):

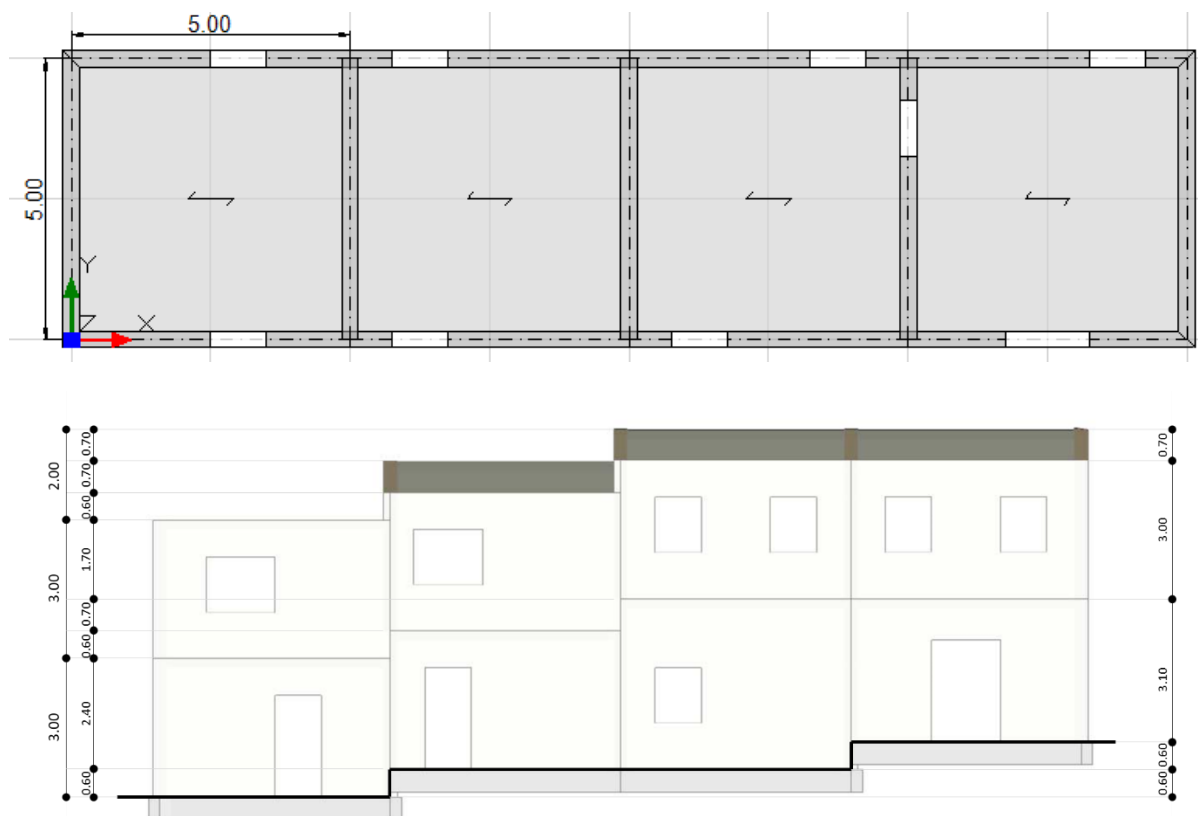


Figura 2-100: Viste in Pianta ed in Prospetto dell'Aggregato

MODELLAZIONE ARCHITETTONICA

Per costruire l'intero aggregato nel "**Modello Architettonico**", si è partiti dalla modellazione di una singola cella rettangolare di 5.00m x 5.00m, ripetendone in pianta i muri successivi trame il comando "*Copia*" della scheda "*Strumenti*", e successivamente adeguando le altezze degli sfalsamenti adeguando opportunamente le proprietà "*Quota*" (sfalsamento alla base) e "*Δh iniziale e/o finale*" (sfalsamento in sommità).

Per prima cosa, dal Navigatore sulla sinistra attraverso la finestra "**Gestione Piani**" si inserisce il numero di piani degli edifici in aggregato e le loro altezze: in tal caso, ogni cella è costituita da un edificio a due elevazioni fuori terra, sarà pertanto necessario definire due piani (individuati come "*Piano 1*" e "*Piano 2*" per semplicità), scegliendo come valore la quota in altezza raggiunta dall'ultima cella, e gestendo quindi "*in negativo*" eventuali scostamenti in altezza.

Per l'esempio in esame, i piani hanno le seguenti altezze:

- Piano 1: H=4.30m;
- Piano 2: H=3.00m.

La definizione delle altezze massime è rappresentata nell'immagine seguente:

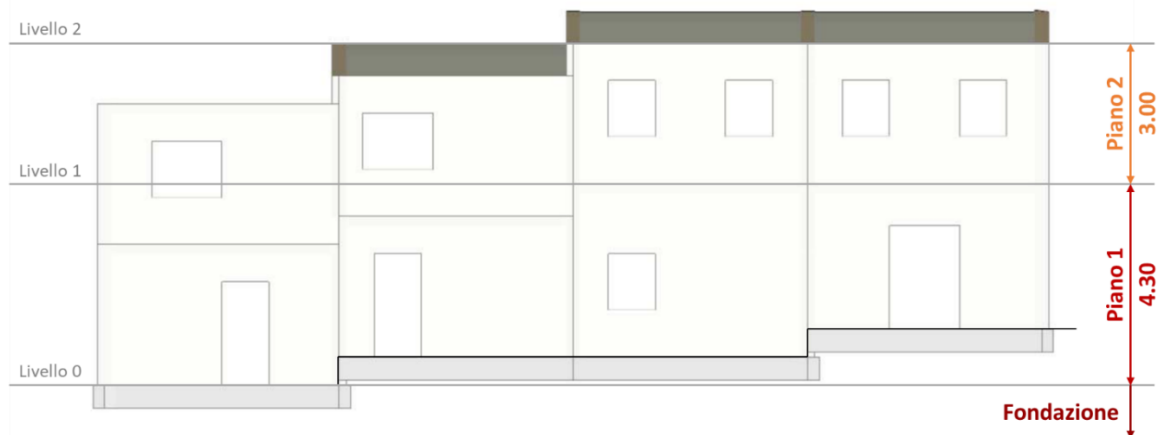


Figura 2-101: Definizione delle altezze per i Piani

Piani

Fondazione	
Piano 1	
Piano 2	

▼ Caratteristiche	
Nome	Piano 1
Colore	Red
Elementi	17 Items
Riferimento	No
▼ Elevazione	
Quota	0.000
Altezza	4.300
> Vento	
> Pressione del vento	

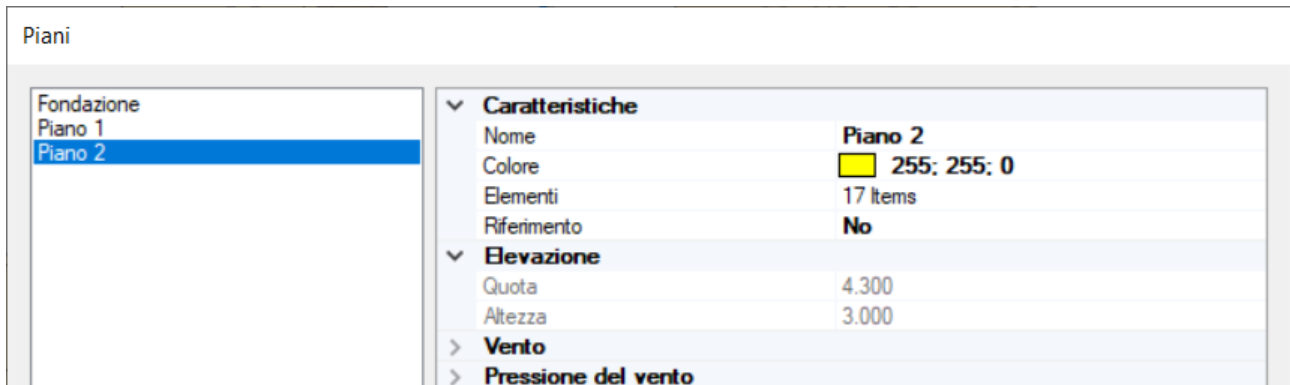


Figura 2-102: Gestione Piani: inserimento altezze dei vari piani

L'aggregato è costruito interamente in **Murature di pietrame disordinata**; si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC1** (da cui un Fattore di confidenza $FC=1.35$ e conseguenti valori minimi per le Resistenze e medi per i Moduli Elastici).

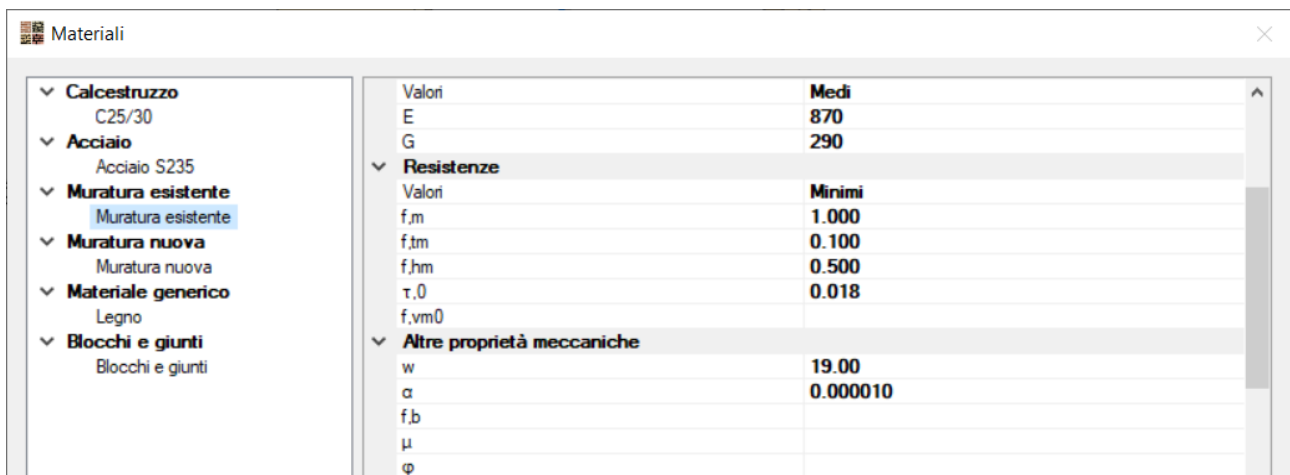


Figura 2-103: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietrame disordinata"

Sinteticamente si riportano di seguito i passi di modellazione architettonica condotti:

- 1) Modellazione della singola cella: a partire dal punto 0,0 (origine consigliata per gli assi), direttamente tramite il comando "Muro", si creano le quattro pareti da 20cm, con proprietà "Allineamento=Centro" in modo da creare facilmente una lunghezza mediana di 5.00m.

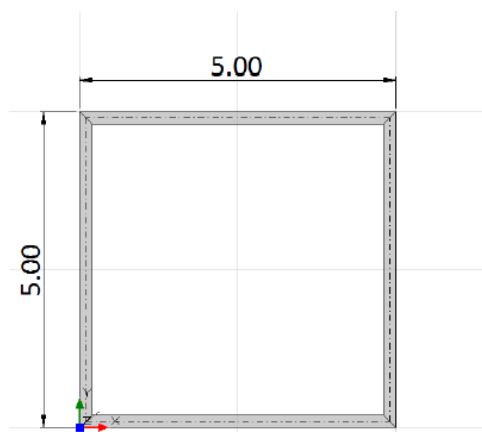


Figura 2-104: Disegno delle murature di una singola cella

- 2) *Copia delle Pareti*: poiché le celle sono di uguali dimensioni, tramite il comando "Copia" della scheda "Strumenti", si selezionano le tre pareti che andranno progressivamente copiate seguendo lo sviluppo dell'aggregato lungo X: trattandosi di quattro celle, l'operazione andrà ripetuta tre volte, ricordandosi alla fine di raccordare gli angoli dell'ultima cella (scheda "Strumenti", "Raccorda").

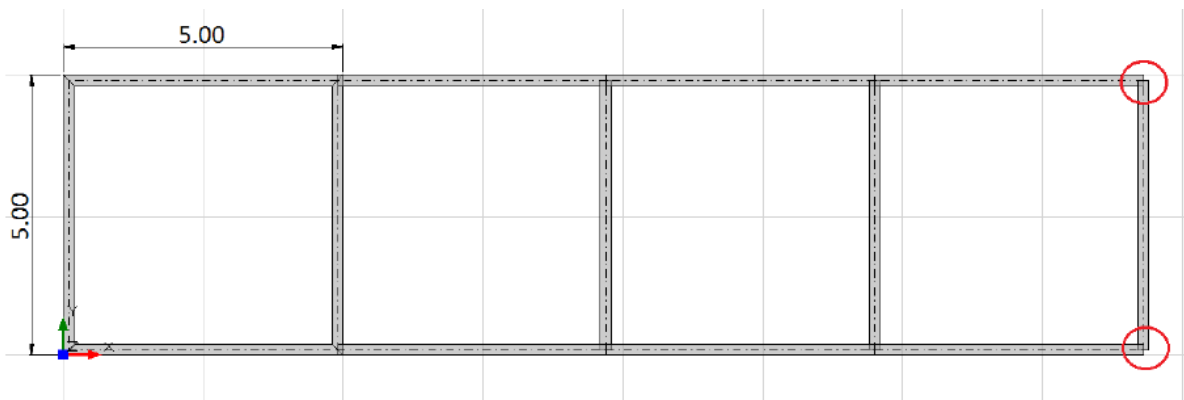
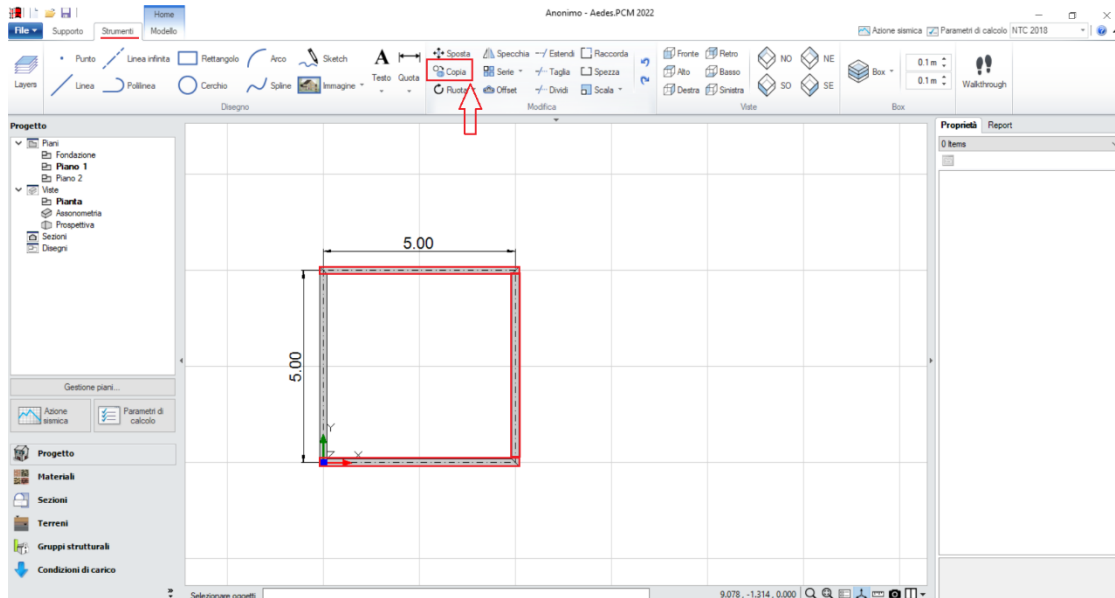


Figura 2-105: Attivazione del comando "Copia" e risultato dell'operazione

In definitiva, visualizzando due finestre affiancate (F3 da tastiera), si osserva inizialmente la seguente modellazione:

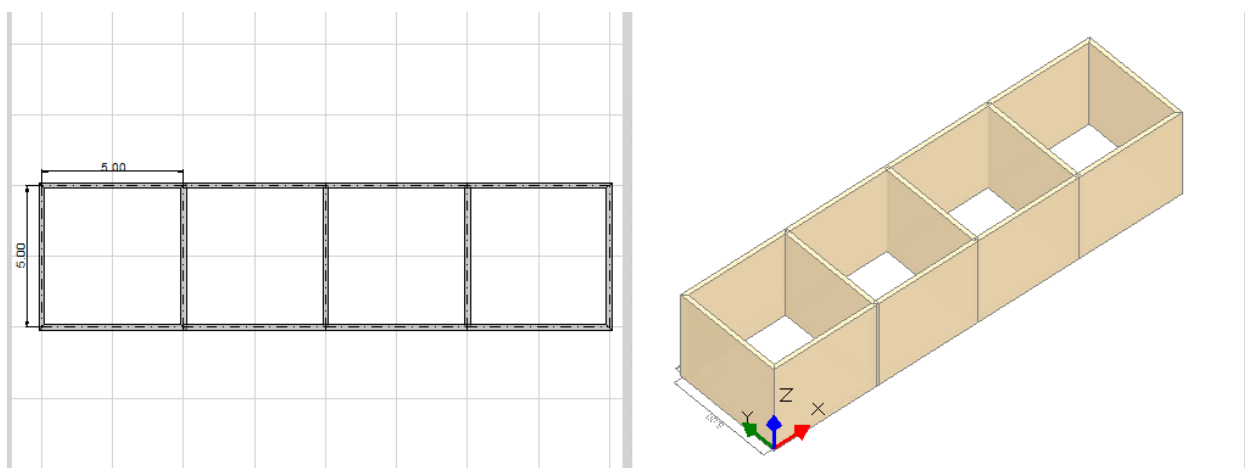


Figura 2-106: Modellazione iniziale del Piano Terra dell'aggregato

- 3) Adeguamento degli sfalsamenti in altezza: agendo sulle proprietà dei Muri, si gestirà l'andamento delle quote sfalsate, e più in specifico:

- la cella in basso a sinistra (rispetto alla visualizzazione del prospetto principale) è più bassa dell'altezza del Piano Terra di 1.30m: si dovranno quindi impostare le proprietà " Δh iniziale= Δh finale= -1.30m":

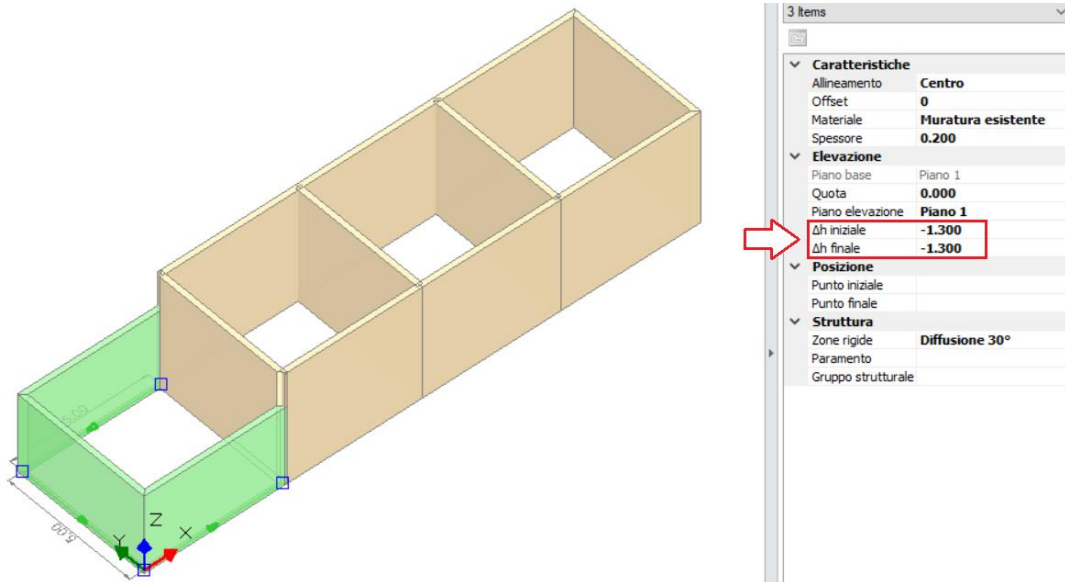


Figura 2-107: Modifica proprietà Δh iniziale e finale della prima cella in basso a sinistra

- seguendo lo sviluppo dell'aggregato, la seconda cella attigua alla precedente è più bassa di 0.70m rispetto all'altezza del Piano 1: quindi si imposteranno le proprietà " Δh iniziale= Δh finale= -0.70m". Inoltre, la stessa cella risulta più alta di 0.60m rispetto al piano di fondazione: per considerare questo sfalsamento si imposterà la proprietà " $Quota=0.60m$ ":

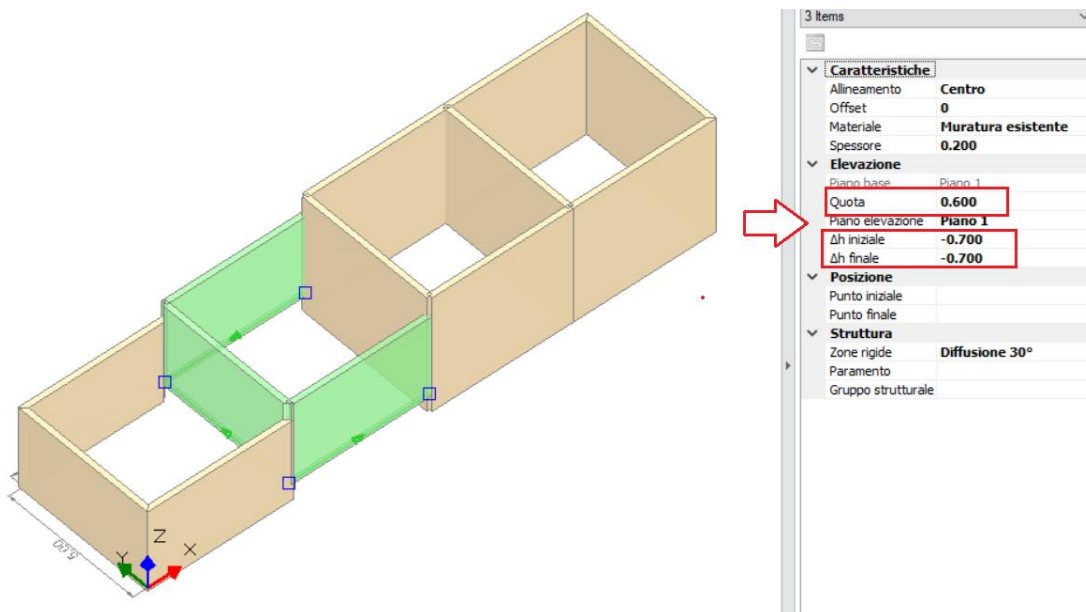


Figura 2-108: Modifica proprietà Quota e Δh iniziale e finale della seconda cella

- le ultime due celle a seguire non hanno invece una differenza di altezza rispetto alla definizione del Piano (quindi " Δh iniziale= Δh finale= 0"), ma presentano solo uno sfalsamento rispetto alla quota di

fondazione, si agirà pertanto impostando "Quota=0.60m" per la terza cella e "Quota=1.20m" per l'ultima cella, ottenendo il seguente risultato:

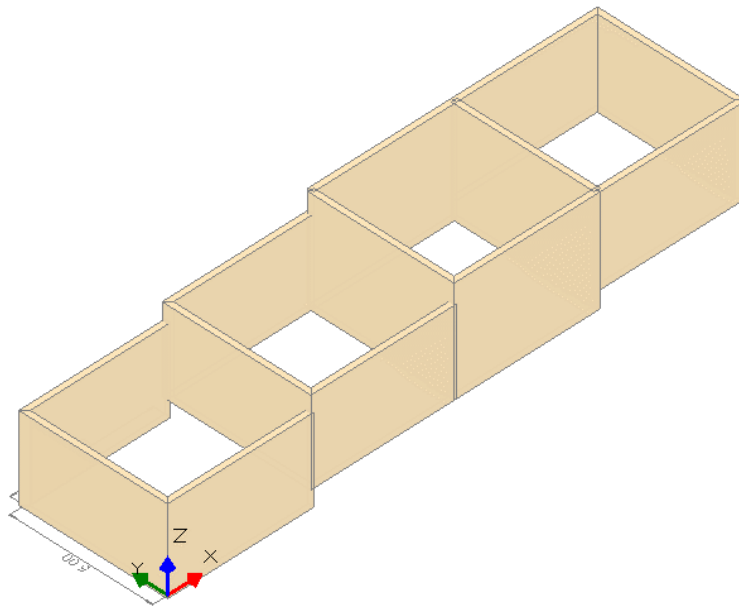


Figura 2-109: Modellazione delle pareti al Piano 1 per l'intero aggregato

- 4) Disegno delle travi di fondazione: dopo aver attivato il piano "Fondazione", impostando la proprietà "Riferimento=Si" per il Piano Terra si disegneranno le travi di fondazione seguendo la traccia delle murature presenti al piano superiore.

In questo esempio, per le fondazioni si ipotizza di considerare una sezione 70cm x 50cm, ed un terreno di sottofondo non stratificato, in condizioni drenate, dotato di un angolo d'attrito $\Phi'=24^\circ$ ed una coesione efficace $c'=0.03\text{MPa}$.

N.B.: in presenza di travi di fondazione poste su piani sfalsati, è sempre consigliabile mantenere staccate le travi negli incroci a quota differente. Tuttavia, se le travi, seppur sfalsate, appartengono ad un unico piano di fondazione (come in questo caso) è possibile trascurare questo accorgimento e far intersecare le travi nelle loro linee mediane agli incroci e agli angoli.

Anche in questo caso, con procedura analoga a quella utilizzata in precedenza per i muri, si disegnano prima le travi di fondazione per la singola cella, e poi si ricopiano le travi lungo lo sviluppo dell'aggregato lungo X.

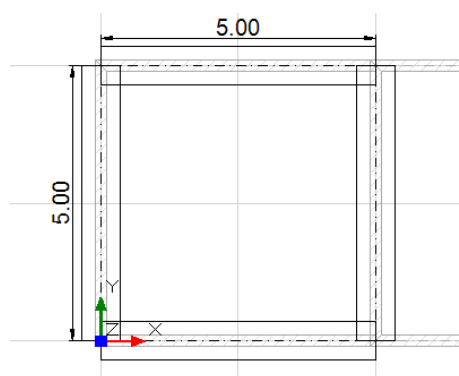


Figura 2-110: Disegno delle travi di fondazione di una singola cella

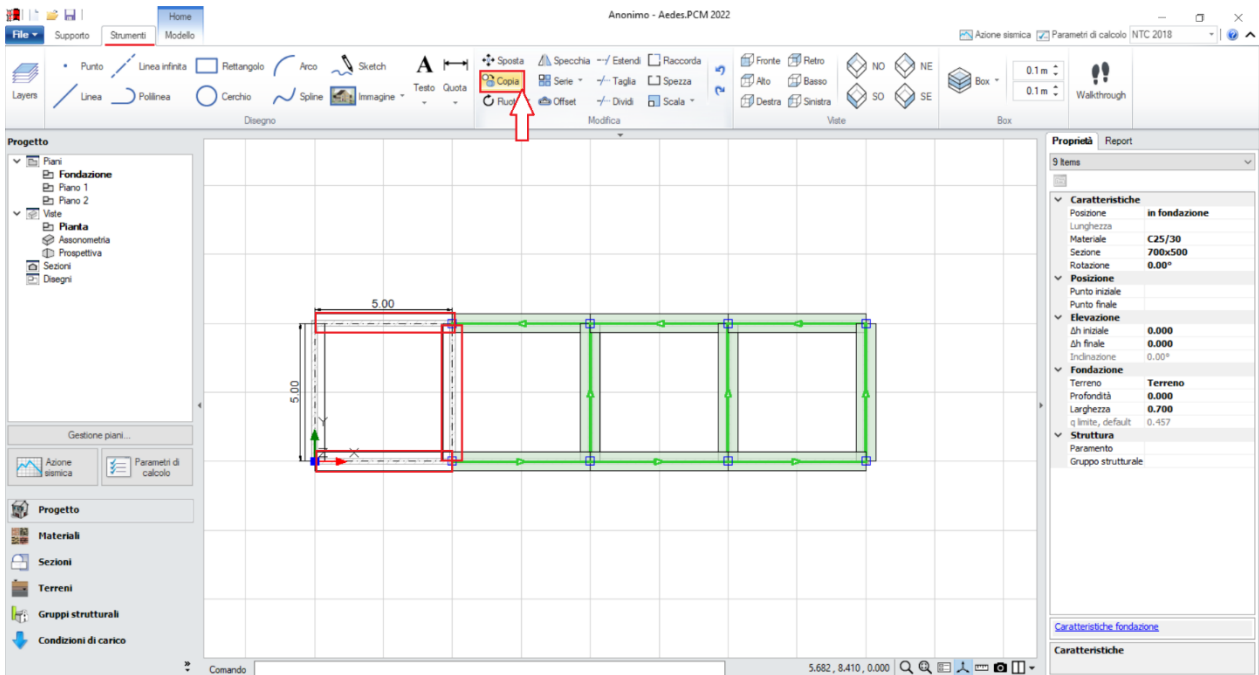


Figura 2-111: Attivazione del comando "Copia" e risultato dell'operazione

Una volta create tutte le travi di fondazione, si adegua la loro quota effettiva tramite modifica opportuna dei valori di Δh iniziale e Δh finale.

Inoltre, ai fini delle successive verifiche geotecniche, dalla finestra delle proprietà si impostano le seguenti caratteristiche:

- **Terreno**: scegliendo la tipologia di "Terreno" prevista nell'apposita finestra Terreni;
- **Profondità** (del piano di Posa) = **0.50m** (coincidente con l'altezza della sezione delle travi);
- **Larghezza** (del piano di Posa) = **0.90m** (volendo considerare un allargamento dovuto al magrone).

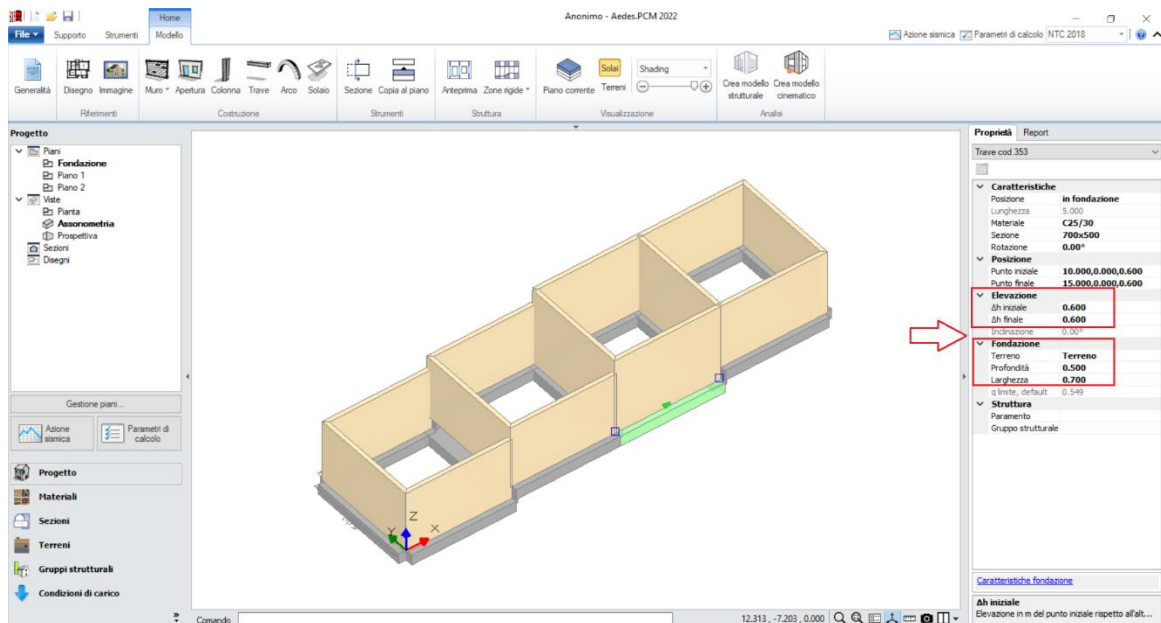


Figura 2-112: Completamento disegno fondazioni, con modifica valori Δh , proprietà geometriche e tipo terreno

Per creare le murature al Piano 2 si utilizza il comando "Copia al Piano": questo comando copierà le murature selezionate al piano direttamente superiore. Da notare che, a comando concluso, al Piano 2 si potranno notare le murature effettivamente copiate, che manterranno le proprietà Δh iniziale e

finale impostate per il Piano 1: poiché gli sfalsamenti di quota tra Piano 1 e Piano 2 sono i medesimi, per adeguare la continuità in altezza è sufficiente modificare solo la proprietà "Quota":

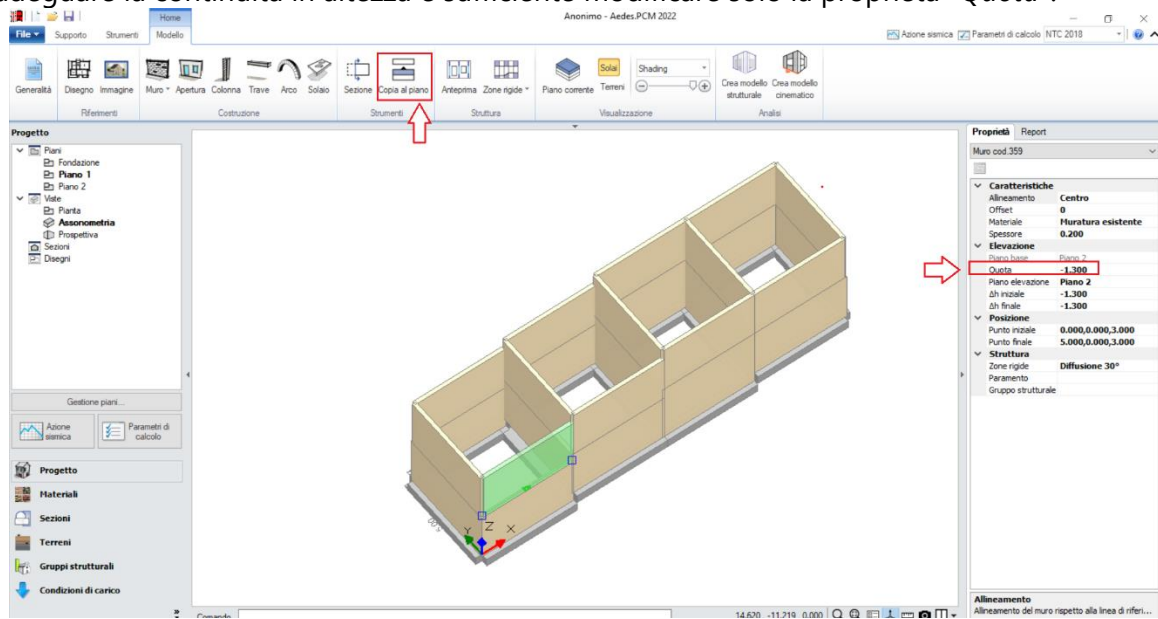


Figura 2-113: Creazione murature a Piano 2, tramite Copia al Piano ed adeguamento proprietà "Quota"

Con criteri simili, si adeguano anche le altezze dei timpani, si inseriscono tutte le aperture, i solai di interpiano e le falde di copertura; la modellazione finale diviene pertanto la seguente:

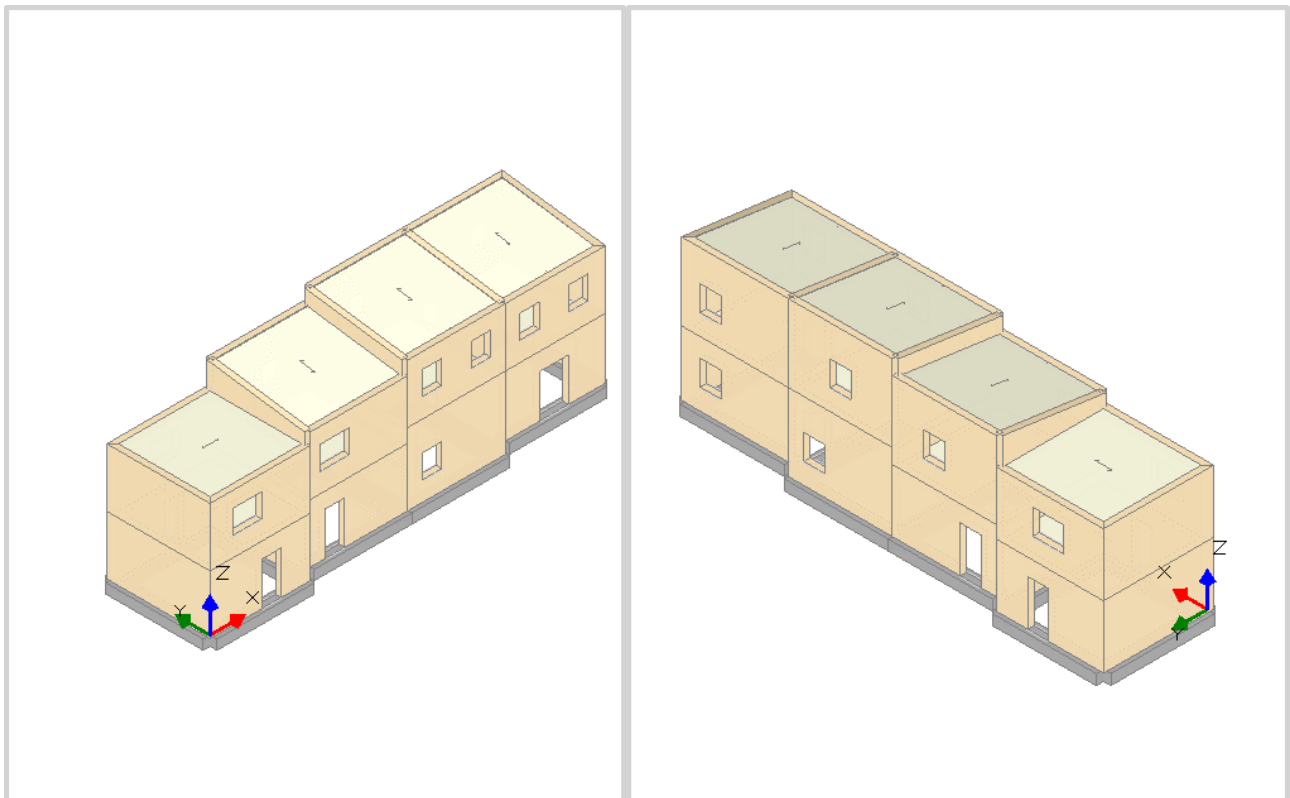


Figura 2-114: Assonometrie Sud-Ovest e Nord-Ovest dell'Aggregato

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Dopo aver concluso la creazione del Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Strutturale" del gruppo "Analisi" della Barra Multifunzione verrà generato il "**Modello Strutturale**", generando aste e nodi secondo la teoria del telaio equivalente.

Per l'aggregato edilizio oggetto di studio, sono state considerate due situazioni limite:

- **Impalcati deformabili**: tutti i Livelli si impostano come "*Deformabili*", con Link orizzontali infinitamente rigidi solo nel piano verticale ("*Parametri di Calcolo*", scheda "*Muratura*", check disattivato sulla relativa opzione "*Link orizzontali rigidi anche fuori piano*");

- **Impalcati rigidi**: in tal caso, considerata la geometria variabile dovuta sia agli sfalsamenti dei solai che alle falde di copertura, per cui risulta difficile individuare una specifica relazione con un nodo master baricentrico, tutti i Livelli si mantengono "*Deformabili*" ma si impostano le singole maglie di solaio come "*Infinitamente rigide*" dalla finestra delle proprietà.

In ambiente strutturale, si segnala inoltre la visualizzazione per "*Piano*", che consente di verificare la corretta appartenenza al piano di definizione:

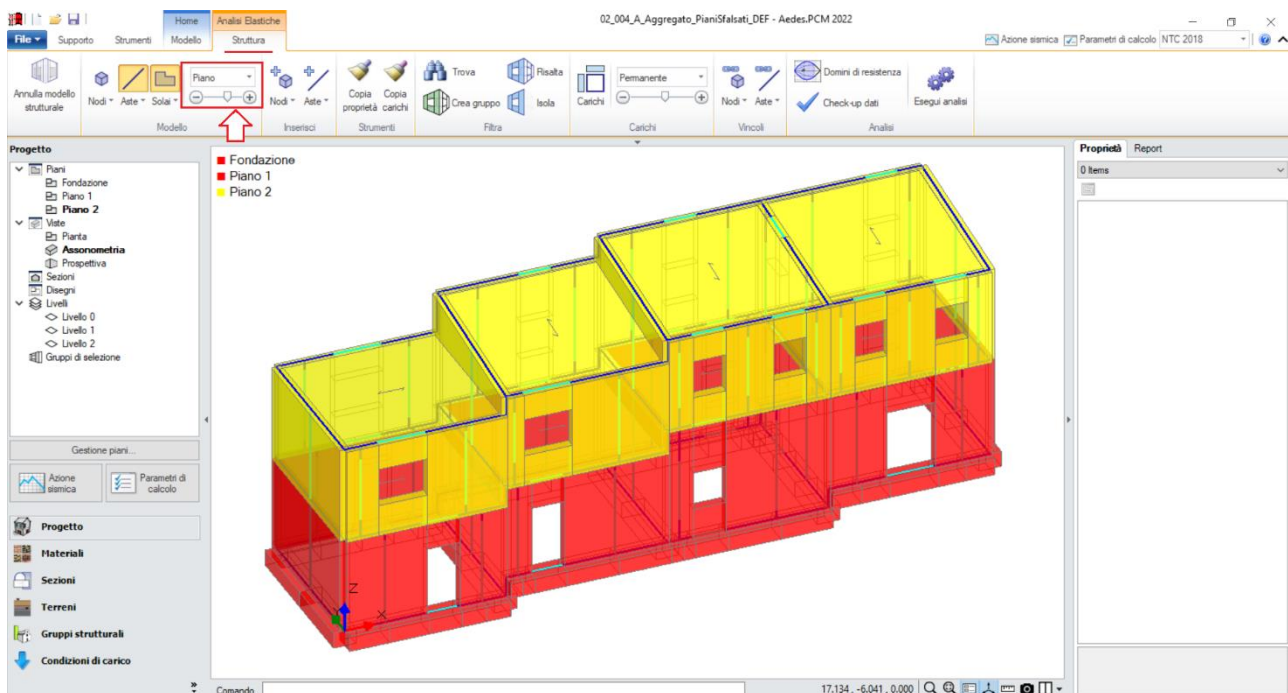


Figura 2-115: Modello Strutturale – Vista per "Piano"

In fase strutturale, l'unica altra impostazione da decidere riguarda il comportamento delle fasce: in questo esempio si considera la presenza di solai in legno, pertanto è plausibile ritenere assenti possibili presidi resistenti a trazione come cordoli ed architravi. Motivo per cui si decide di considerare come "*non collaboranti*" sia strisce che sottofinestra.

A tal fine, dal gruppo "*Vincoli*", "*Aste*", si sceglie il comando "*Fasce: Tutte non collaboranti*": così facendo, in automatico tutti gli elementi con tipologia Striscia e Sottofinestra vengono vincolati come bielle (cerniere libere solo nel piano di inflessione) ed esclusi dalle verifiche.

RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati dell'Analisi Modale in termini sia di deformate che di Periodi e Masse sono molto differenti tra le due ipotesi di modellazione sopra indicate. Più in specifico:

- nel caso di Impalcati Deformabili: i modi principali in X e in Y movimentano basse percentuali di masse partecipanti, in quanto influenzati dalla vibrazione di singole parti dell'aggregato (24.7% per il modo in X e Periodo 0.308 sec; 29.1% per il modo in Y e Periodo 0.294 sec);

- nel caso di Impalcati Rigidi: i modi principali in X e in Y evidenziano un chiaro comportamento d'insieme della costruzione, con masse partecipanti molto maggiori e periodi più brevi (88.7% per il modo in X e Periodo 0.198 sec; 85.7% per il modo in Y e Periodo 0.226 sec).

Anche l'andamento delle deformate evidenzia una chiara differenza: nel caso di impalcati rigidi, l'infinita rigidità dei solai si ripercuote sul mantenimento delle forme dei solai in un movimento d'insieme, caratteristica che non avviene nel caso impalcati deformabili.

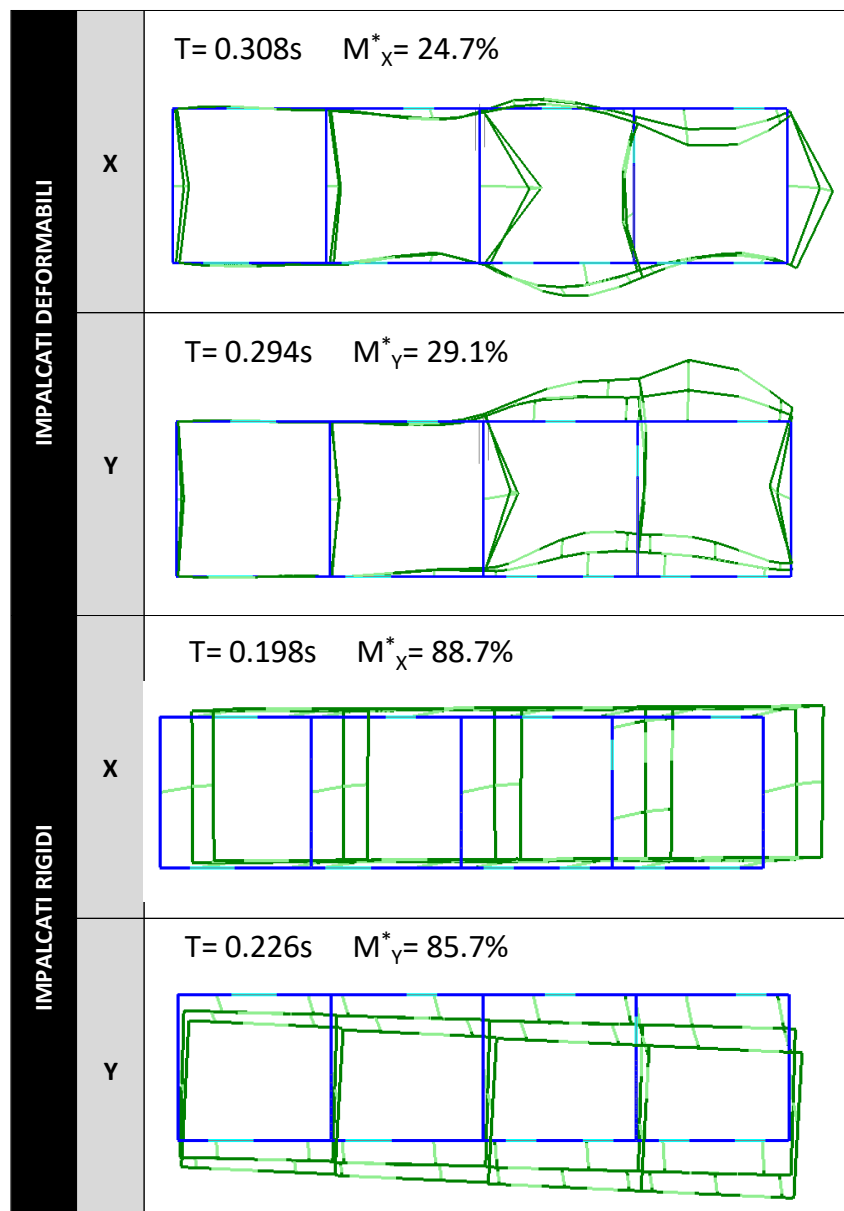


Figura 2-116: Risultati Analisi Modale: Deformate, Periodi di vibrazione e Masse partecipanti

Le caratteristiche sopra evidenziate si rispecchiano anche in fase di Analisi Pushover: visualizzando l'intero fascio di curve calcolate, sono evidenti le differenze già in termini di andamento delle curve:

- nel caso di Impalcati Deformabili, le curve in X (in rosso) raggiungono un Taglio massimo variabile tra 450-550kN; quelle in Y invece raggiungono un Taglio massimo tra 400-450 kN (in base alla direzione positiva o negativa);
- nel caso di Impalcati Rigidi, il Taglio massimo vale circa 550kN in X e 500kN in Y e viene raggiunto in modo molto più uniforme fra le diverse curve. Si evidenzia inoltre un primo tratto elastico più marcato, ad ulteriore conferma della maggiore rigidezza dell'intero aggregato:

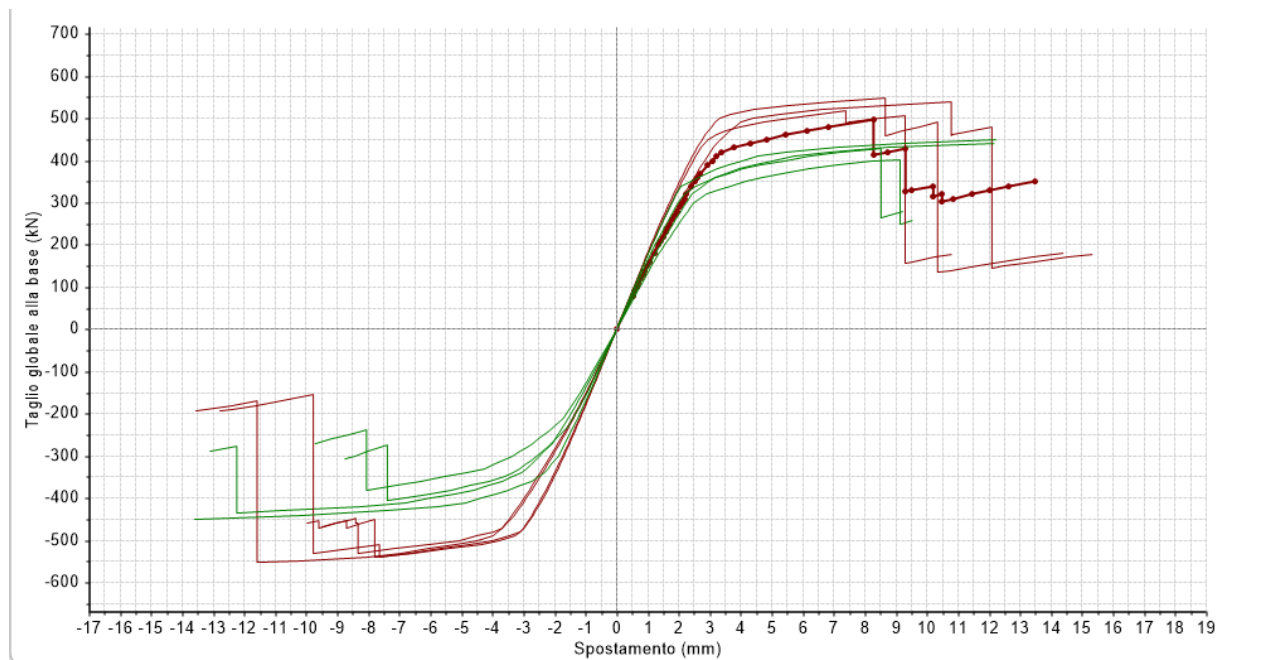


Figura 2-117: Analisi Pushover: Fascio delle curve calcolate nel caso di Impalcati Deformabili

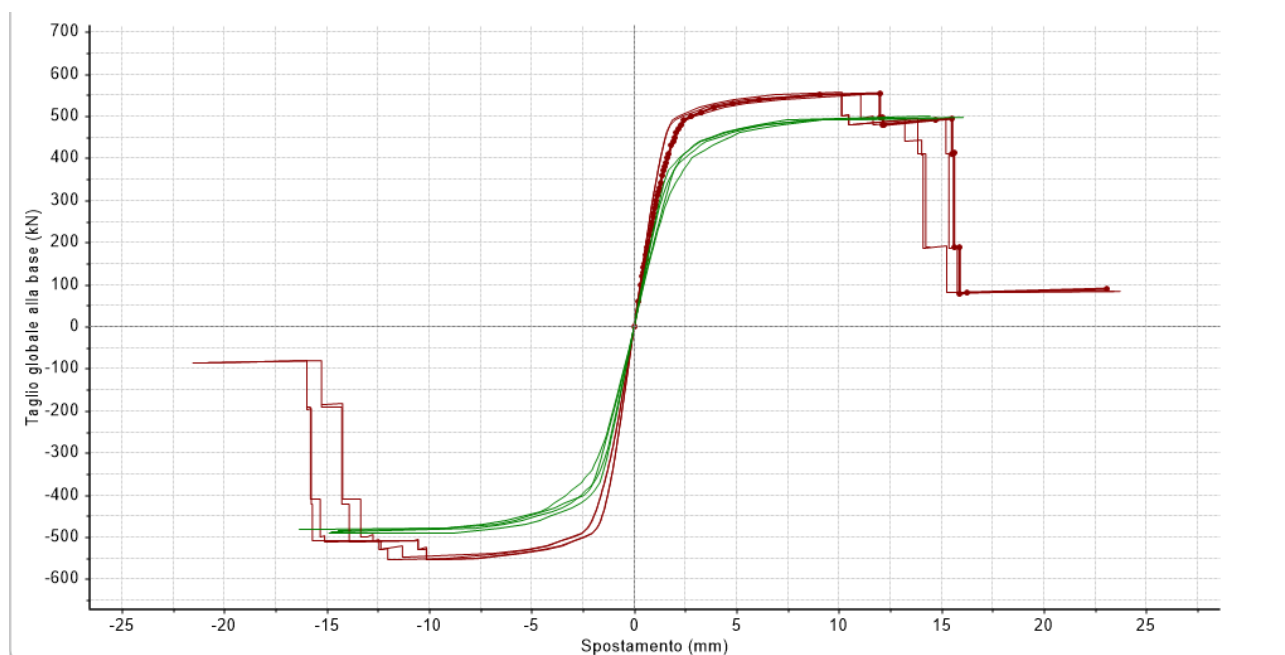


Figura 2-118: Analisi Pushover: Fascio delle curve calcolate nel caso di Impalcati Rigidi

Inoltre, volendo ad esempio confrontare la risposta dell'aggregato in direzione Y tra le due ipotesi, in corrispondenza del punto di determinazione della capacità SLV, emerge chiaramente che:

- nel caso di Impalcati Deformabili, l'aggregato si deforma coinvolgendo di fatto solo la parte destra (e la causa di interruzione della curva è il collasso delle pareti del Paramento Y4 a Piano 1);

- nel caso di Impalcati Rigidi, la deformata è molto più uniforme coinvolgendo l'intero sviluppo dell'aggregato, ed è anche apprezzabile l'effetto torcente (la causa di interruzione della curva in tal caso è il collasso delle pareti del Paramento Y5 a Piano 1).

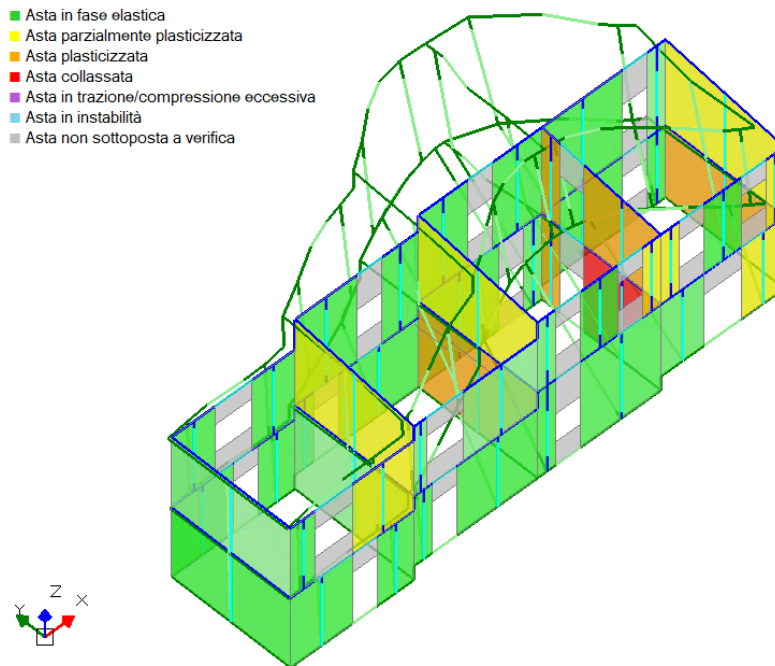


Figura 2-119: Analisi Pushover: Curva A +Y+Mt nel caso di Impalcati Deformabili

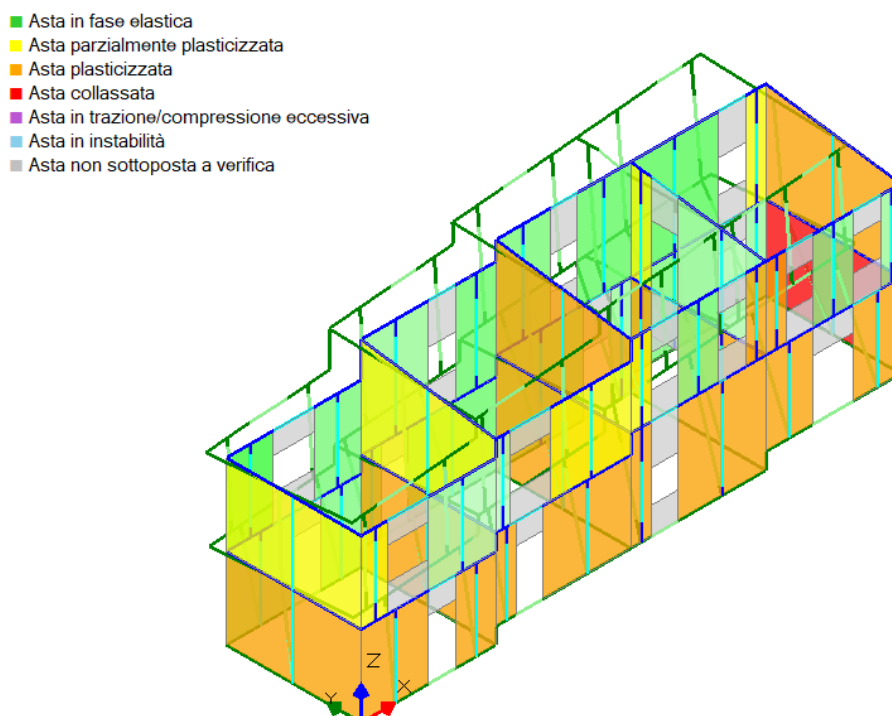


Figura 2-120: Analisi Pushover: Curva A +Y+Mt nel caso di Impalcati Rigidi

MODELLAZIONE CINEMATICA

Dal punto di vista dell'analisi dei possibili meccanismi di collasso, si può approfondire il cinematismo di flessione verticale di una parete a confine tra due unità strutturali. Questo meccanismo può essere causato dalla presenza di un solaio a quota sfalsata, qualora la parete su cui questo insiste non presenti un buon ammorsamento con le pareti ortogonali. Effettuando delle sezioni in ambiente architettonico, si vuole studiare ad esempio la parete evidenziata in verde nell'immagine seguente: lo sfalsamento tra i solai non è eccessivo, il cinematismo non dovrebbe mostrare particolari criticità, ad ogni modo viene ugualmente illustrato a titolo di esempio:

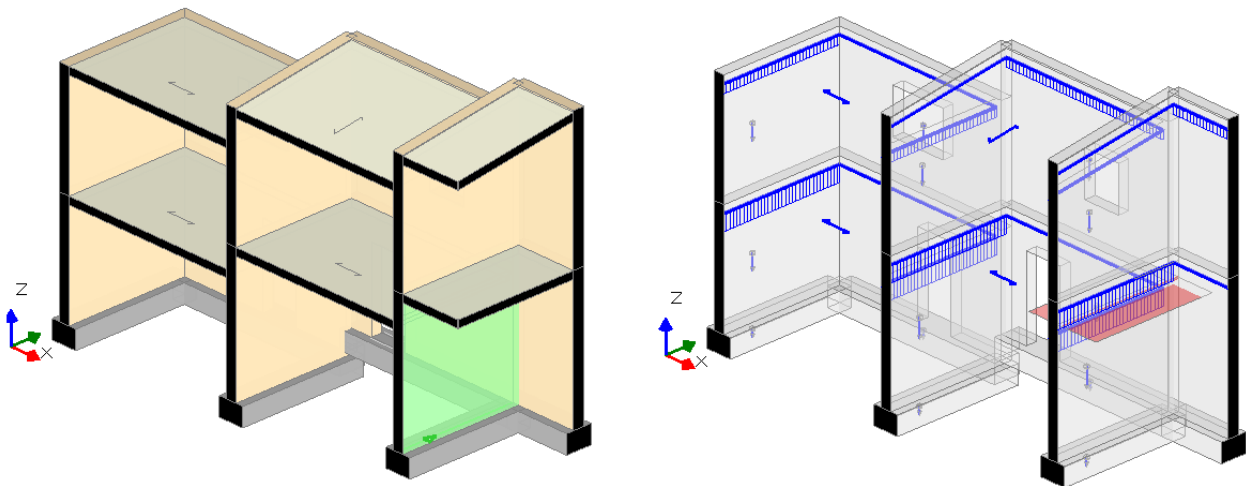


Figura 2-121: Parete di spina interna, sulla quale studiare il cinematismo di Flessione: a sinistra la vista nel Modello Architettonico, a destra quella nel Modello Cinematico, in rosso la quota del Taglio tramite Polilinea

Per poter considerare la flessione, è necessario tagliare la parete in comune all'altezza del solaio sfalsato (tramite "Polilinea"): successivamente, si definiscono gli assi di rotazione caratterizzanti il cinematismo di "Flessione verticale di parete vincolata ai bordi". Più in specifico, la prima cerniera (A) andrà definita alla base della parete sulla faccia destra; la seconda (B) viene in automatico identificata cliccando un punto alla quota del taglio effettuato, sulla faccia sinistra della parete; il carrello superiore (C) è individuato tramite click su un punto appartenente alla sommità della parete sulla faccia destra. L'alternanza tra "faccia destra" e "faccia sinistra" della parete è necessaria per qualificare in modo opportuno il cinematismo, affinché la flessione avvenga verso l'esterno e non verso l'interno della cella interclusa.

Dopo aver definito gli assi di rotazione, si definiscono i corpi partecipanti, qualificando anche attorno a quale cerniera ruoteranno: la porzione di parete al di sotto del taglio è un corpo partecipante di tipo A (ovvero ruoterà attorno all'asse A), mentre la parte al di sopra del taglio sarà un corpo partecipante di tipo B (ovvero ruoterà attorno all'asse B).

Amplificando la scala di visualizzazione del cinematismo, ed attivando al contempo la legenda (F11 da tastiera), si nota che la flessione è regolarmente gestita: l'indicatore di rischio $\zeta_{SLV}=1.732 > 1$, pertanto la verifica è soddisfatta e non è necessario predisporre interventi per questo meccanismo.

01. Cinematismo

Flessione di parete vincolata ai bordi

$$\alpha_0 = 0.325$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.452 / 0.261 = 1.732$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$

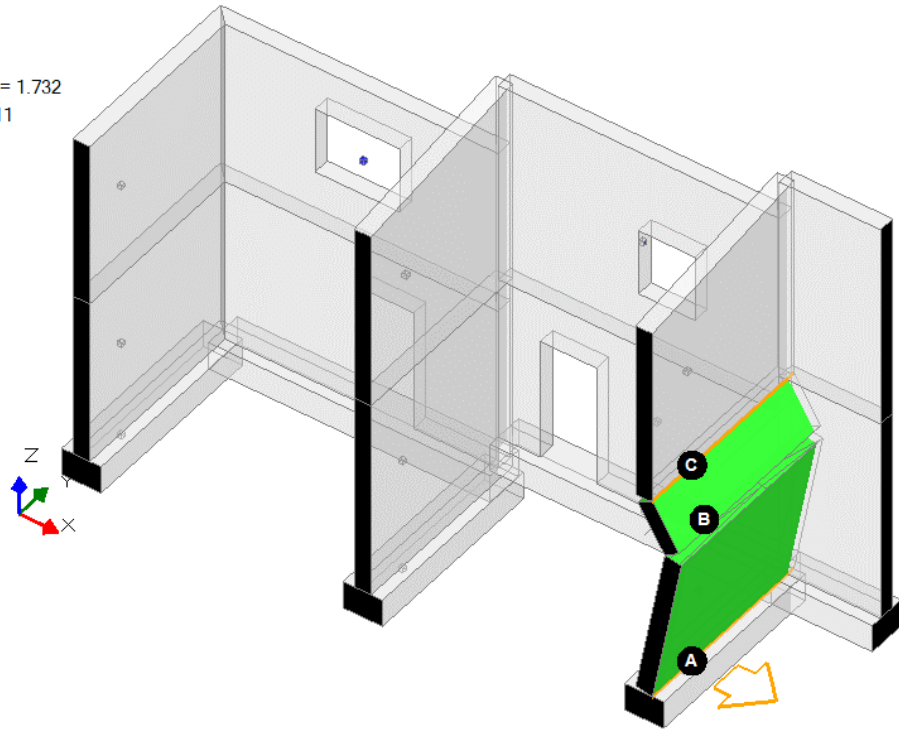


Figura 2-122: Cinematismo di Flessione Verticale su una parete in comune tra le celle: Verifica Soddisfatta

02_005_Aggregato_USTestata

File di riferimento:

02_005_Aggregato_USTestata_DEF

02_005_Aggregato_USTestata_RIG

Parole chiave:

- PIANI SFALSATI
- STUDIO DI UNA SINGOLA UNITA' STRUTTURALE
- MASSE NODALI AGGIUNTIVE

Riferimenti utili:

<https://www.ingenio-web.it/29555-edifici-in-aggregato-con-piani-sfalsati-modellazione-e-analisi-con-il-software-aedespcm>

Questo capitolo riprende la precedente modellazione relativa ad un aggregato edilizio con presenza di fondazioni a livelli sfalsati, questa volta volendo concentrare l'attenzione su un'unità di testata. L'analisi di una singola Unità Strutturale (denominata US in breve) è infatti un'altra possibile situazione prevista dalle NTC 2018: al paragrafo C8.7.1.3.2 della Circolare 7.2019, per l'individuazione di ogni US, viene indicato che:

- ogni US deve *"garantire con continuità il trasferimento dei carichi in fondazione e, generalmente, è delimitata o da spazi aperti, o da giunti strutturali, o da edifici contigui costruiti, ad esempio, con tipologie costruttive e strutturali diverse, o con materiali diversi, oppure in epoche diverse"*;

- *"tra le interazioni strutturali con gli edifici adiacenti occorre considerare: le azioni (sia verticali che orizzontali) provenienti da solai o da pareti di US adiacenti; le spinte di archi e volte appartenenti ad US contigue; le spinte provenienti da archi di contrasto o da tiranti ancorati su altri edifici; i martellamenti tra US adiacenti"*.

Nel caso di US intermedie, le unità strutturali precedenti rispetto alla direzione sismica costituiscono una massa instabilizzante, mentre l'US seguente si comporta da contrafforte fornendo un contributo stabilizzante. A rigore, si dovrebbe tenere conto di tutti gli effetti; tuttavia, si può ritenere ragionevole in prima istanza considerare che il contributo instabilizzante dell'unità precedente sia bilanciato dall'effetto stabilizzante dell'unità successiva, in tal modo consentendo di trascurarne gli effetti negativi. Inoltre, dal punto di vista della risposta generale di una singola US intermedia, non sono apprezzabili neanche gli effetti torsionali, ipotizzando che i solai traslino unicamente nella direzione del sisma.

Se invece si analizza una US d'angolo o di testata, viene a mancare il contributo stabilizzante, quindi è importante tenere conto dell'effetto instabilizzante dell'unità precedente.

Per l'aggregato in esame, si prende come esempio l'ultima US sulla destra: è una cella di testata che di fatto conclude l'aggregato (uguale ragionamento può essere condotto per l'US di testata opposta).

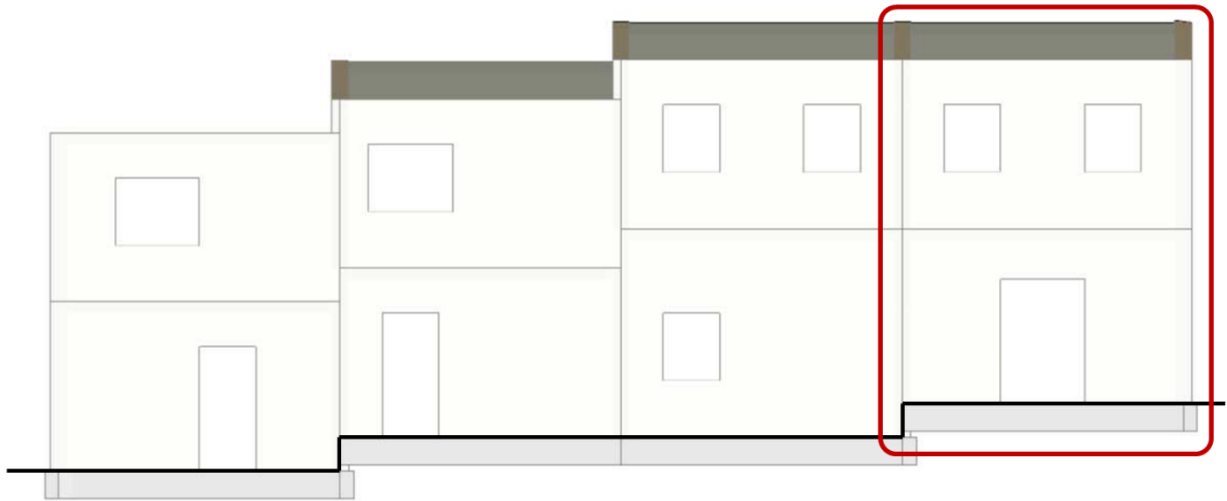


Figura 2-123: Individuazione dell'US destra di testata dell'aggregato

Avendo a disposizione il modello dell'intero aggregato, per studiare la singola US indicata è sufficiente, in Ambiente Strutturale, selezionare tutte le aste appartenenti alle US precedenti ed impostare la proprietà **"Da Analizzare=No"**: in tal modo, non si cancelleranno gli oggetti architettonici dell'aggregato, i carichi dei solai saranno regolarmente mantenuti sulle aste di competenza in base alle orditure previste e, nel Modello Strutturale in fase di Analisi e consultazione risultati, saranno considerati solo gli elementi appartenenti all'US di testata oggetto di studio.

Per un'agevole selezione delle unità precedenti, risulta utile posizionarsi in pianta e con un box di selezione del mouse racchiudere tutte le aste non interessate dall'analisi:

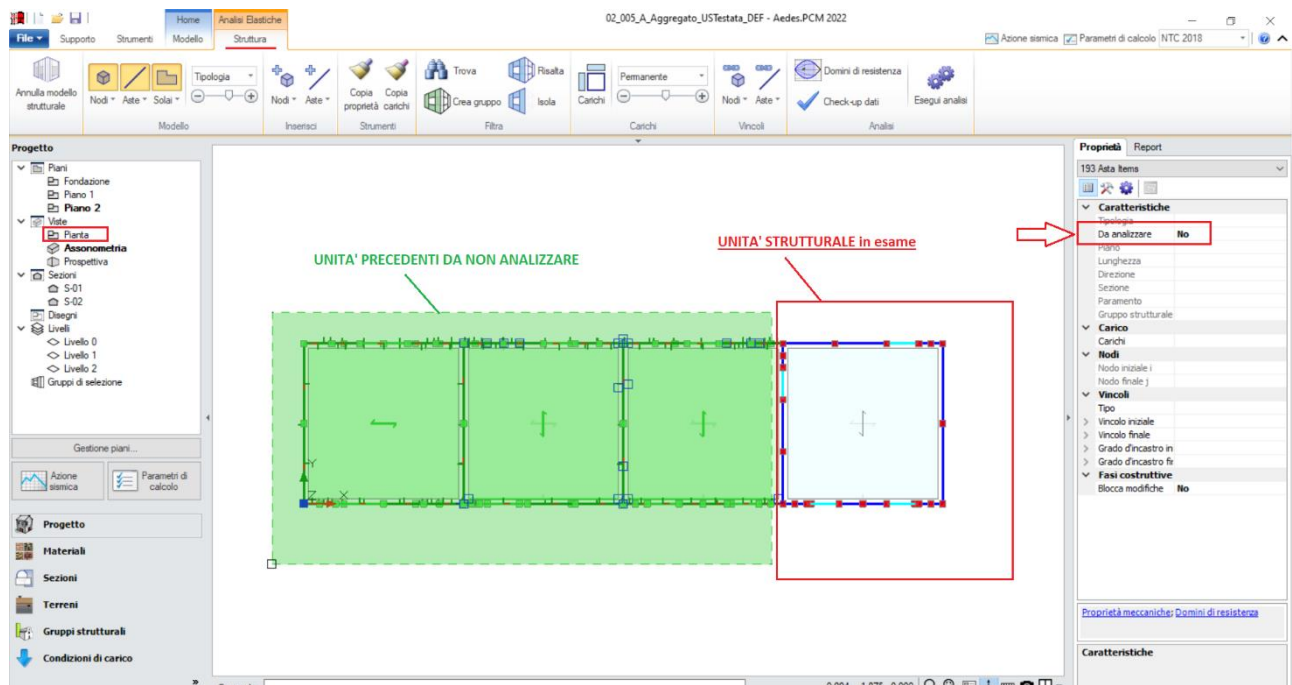


Figura 2-124: Impostazione proprietà "Da Analizzare=No" per le US non oggetto di analisi

Una volta qualificate le aste da mantenere, per maggiore chiarezza visiva è consigliabile successivamente selezionare all'inverso tutti gli elementi dell'US in esame ed attivare il comando **"Isola"**, in modo da vedere attiva solo l'US desiderata:

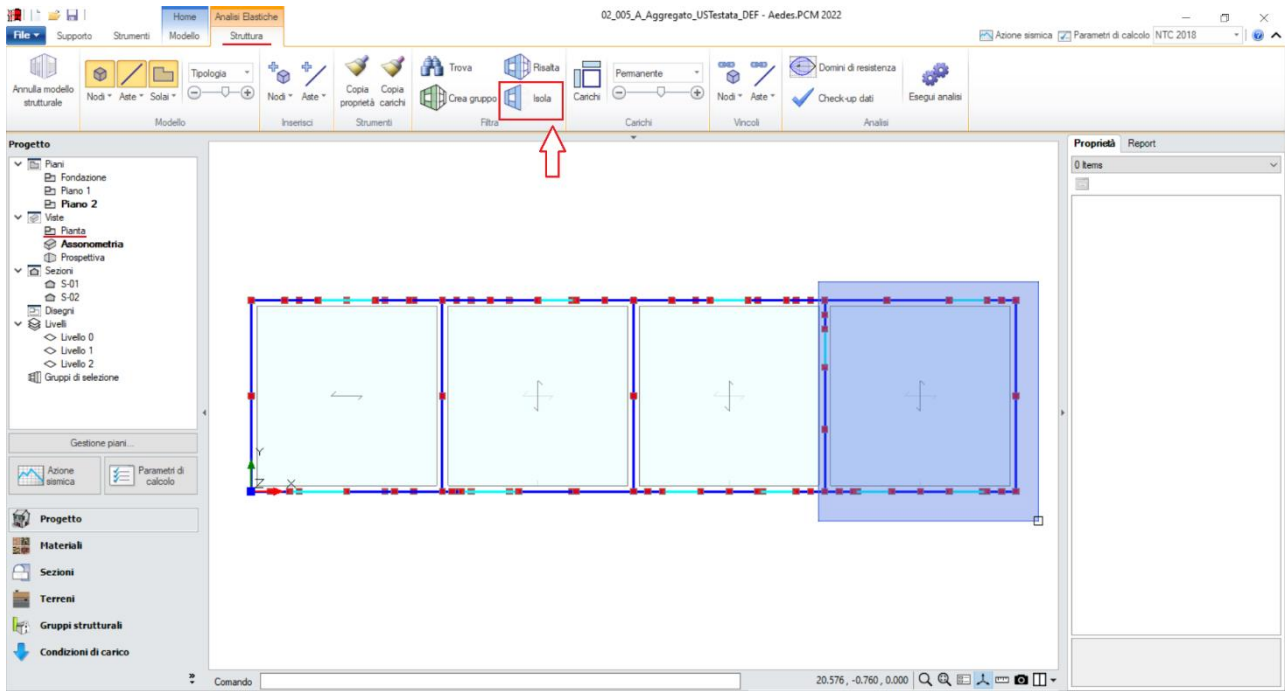


Figura 2-125: Attivazione del comando "Isola", dopo aver selezionato l'US in esame

In base a quanto indicato prima, non è quindi necessario inserire manualmente i carichi verticali dovuti ai solai o volte a confine, in quanto questi sono già presenti nel modello strutturale; bisogna invece porre attenzione alle masse sismiche relative all'US precedente, le quali hanno un effetto instabilizzante.

Una loro possibile stima deriva dal considerare un cuneo con angolo di 45° ipotizzando che sia costituito da muratura piena, calcolandone la sua massa per poi distribuirlo in parti uguali sui nodi esterni di contatto ai vari piani fra le US contigue (evidenziati nell'immagine seguente):

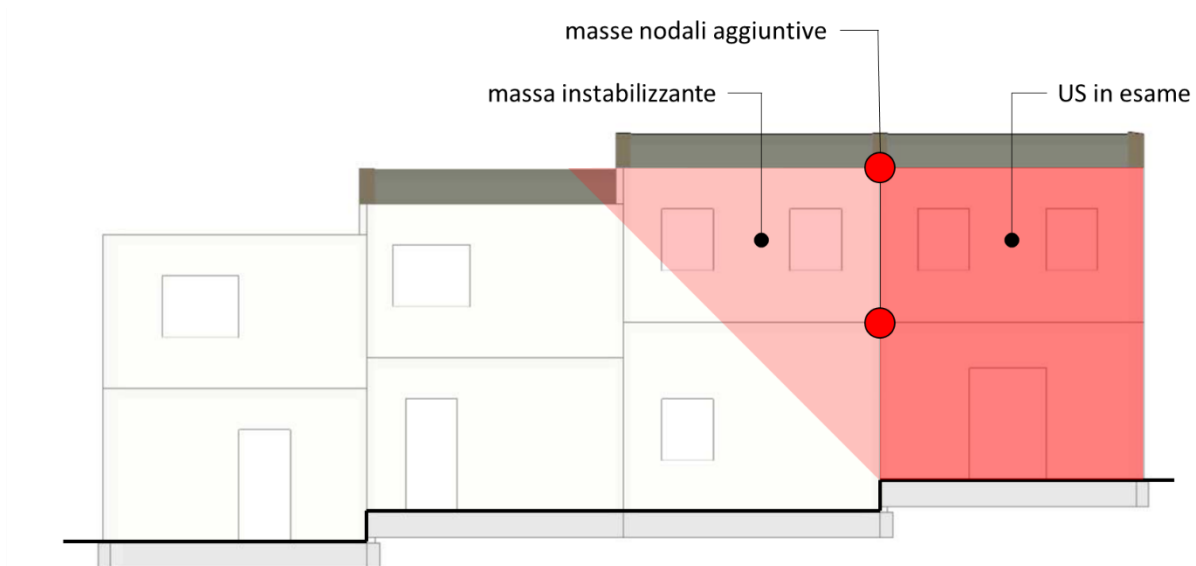


Figura 2-126: Determinazione cunei delle murature di continuità con l'US in esame, con effetto instabilizzante

Le masse aggiuntive si inseriscono dalla finestra delle proprietà (proprietà "Carichi"), dopo aver selezionato ogni singolo nodo sede di massa aggiuntiva; per l'esempio indicato, si inseriranno Masse aggiuntive solo lungo la direzione longitudinale dell'aggregato (direzione X); le masse valgono 6.70 Mg e 5.40 Mg per i due nodi di confine rispettivamente sul prospetto retrostante o sul principale:

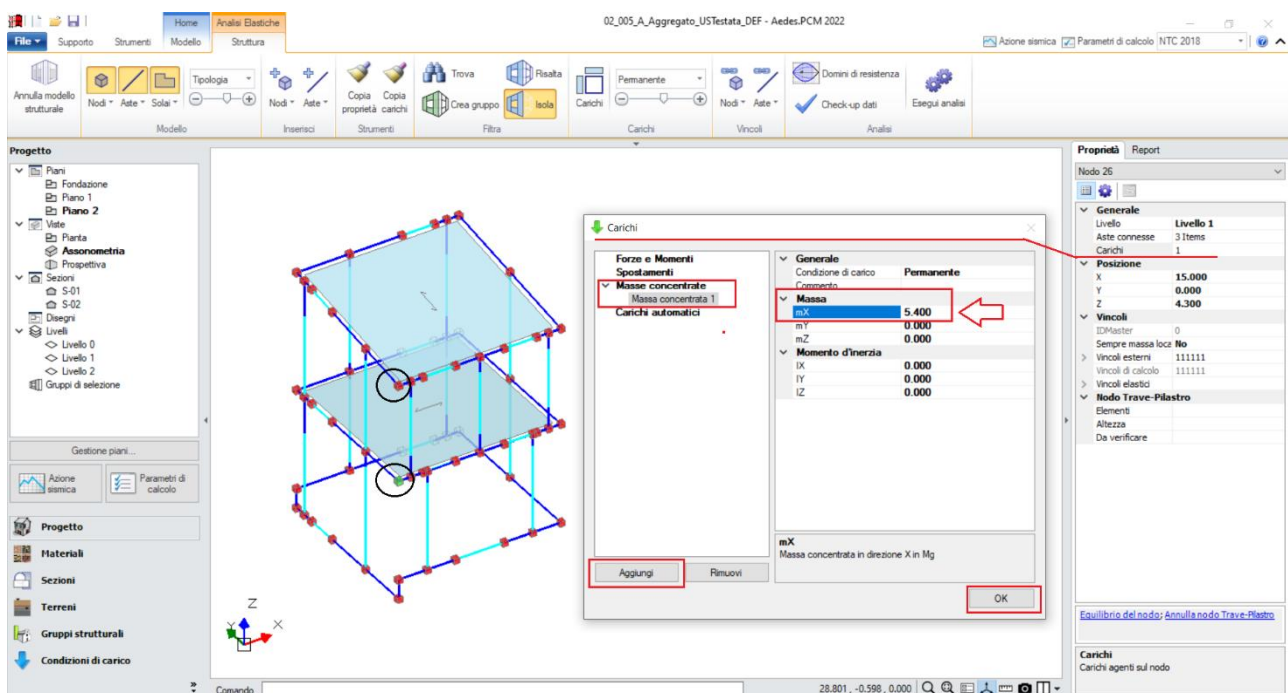
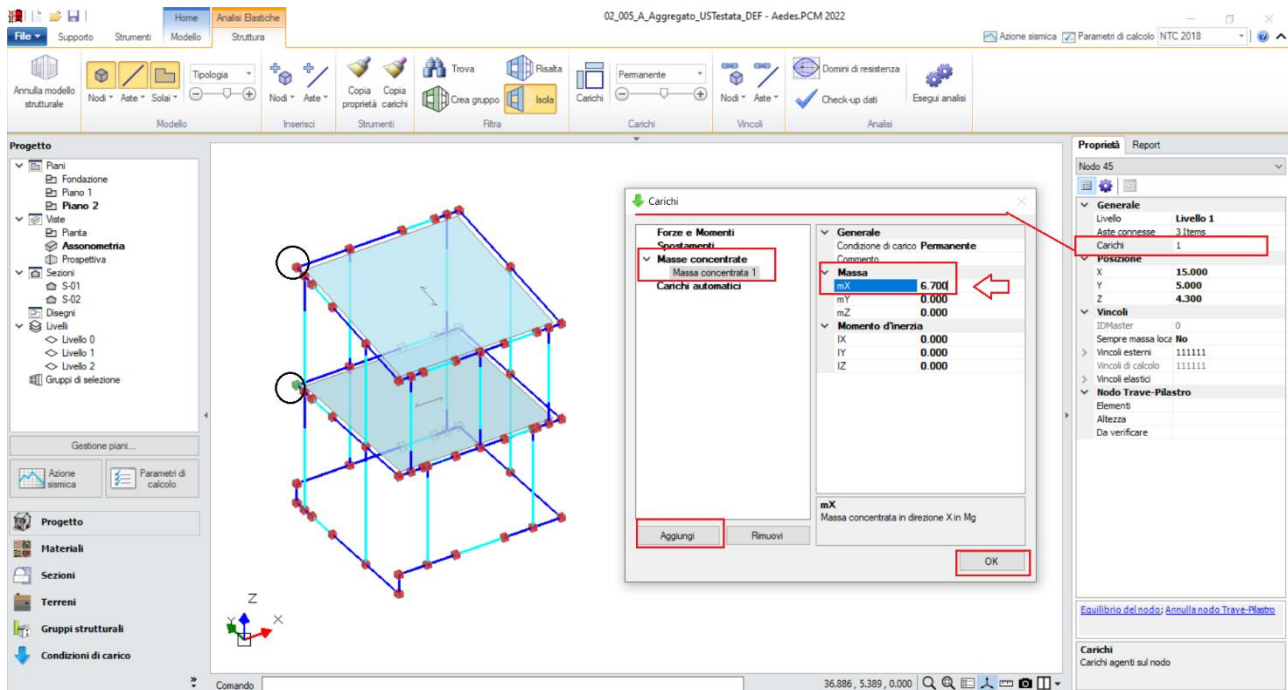


Figura 2-127: Calcolo delle Masse nodali aggiuntive e loro applicazione in PCM

Qualora si voglia considerare anche l'effetto di una quota parte dei carichi dei solai vicini, è sufficiente agire direttamente sulle proprietà dei solai inserendo ad esempio un valore percentuale di distribuzione trasversale, in modo da tradurre in automatico in masse la loro influenza.

Analizzando i risultati ottenuti a valle delle analisi, emerge come la risposta della singola US sia peggiorativa rispetto all'analisi dell'intero aggregato, fornendo valori minori degli Indicatori di Rischio, sia nell'ipotesi di Impalcati Deformabili ($\zeta_{SLV} \approx 0.52$) che Rigidi ($\zeta_{SLV} \approx 0.73$): questo fenomeno è giustificato dal fatto che, nell'ipotesi di comportamento globale dell'aggregato, tutte le Unità Strutturali collaborano tra loro, mentre, analizzando la singola US, si tiene in conto del solo effetto instabilizzante dovuto all'unità strutturale precedente.

In definitiva, è possibile concludere che l'analisi del comportamento globale dell'aggregato è plausibile quando si può contare sulla mutua collaborazione tra le varie unità strutturali grazie ad un buon ammorsamento tra le pareti.

Diversamente, è a favore di sicurezza analizzare il comportamento delle singole unità strutturali, avendo cura di considerare le interazioni con le unità strutturali contigue.

02_006_Edificio7692

File di riferimento:

02_006_Edificio7692_SA
02_006_Edificio7692_SP
02_006_Edificio7692_SP2

Parole chiave:

- CLASSIFICAZIONE SISMICA: CONFRONTO STATO ATTUALE E STATO DI PROGETTO
- COLLEGAMENTO FRA MODELLI
- INTONACO ARMATO
- CERCHIATURE

File di riferimento:

02_006_Edificio7692@
02_006_Edificio7692@sottostruttura1
02_006_Edificio7692@sottostruttura2
02_006_Edificio7692@sottostruttura3

Parole chiave:

- ANALISI PER SOTTOSTRUTTURE
- VINCOLAMENTO SINGOLO PARAMENTO

File ausiliari per input:

Piante.png
Prospetti.png

GENERALITÀ

In questo capitolo si tratterà la modellazione di un edificio esistente in muratura di conci sbozzati, non regolare né in pianta né in altezza. Più in specifico, l'edificio presenta uno stato di conservazione non ottimale, a seguito del danneggiamento da sisma del 1997 che ha colpito la Regione Marche. I documenti di riferimento sono tratti dall'apposito documento redatto dalla Regione Marche "*Repertorio dei meccanismi di danno, delle tecniche di intervento e dei relativi costi negli edifici in muratura*".

L'edificio è costituito da due piani fuori terra, sfalsati tra loro. La muratura è in conci sbozzati, e presenta vari profili di fessurazione, con presenza di lesioni diffuse e/o passanti. I solai sono prevalentemente in legno a doppia orditura, con presenza di alcune maglie in acciaio e laterizio e volte a botte in pietra; le falde di copertura sono anch'esse in legno, non spingenti.

Il testo di riferimento evidenzia l'assenza di un comportamento resistente d'insieme, a causa dell'inefficacia dei vincoli di collegamento tra le murature e gli orizzontamenti. Le connessioni tra le pareti ortogonali invece risultano efficaci solo in alcune zone, dotate di cantonali ben eseguiti a regola d'arte tramite adeguata disposizione di pietre trasversali.

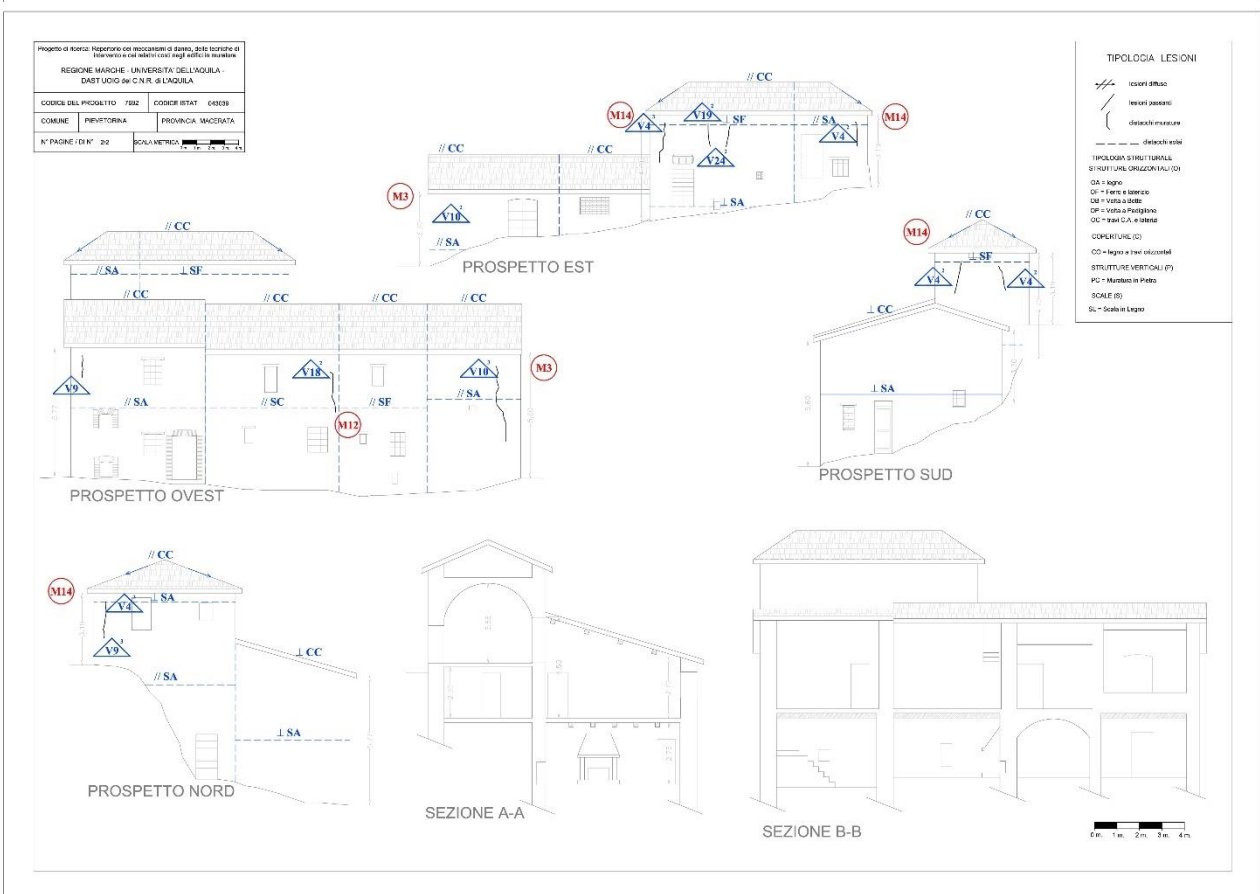
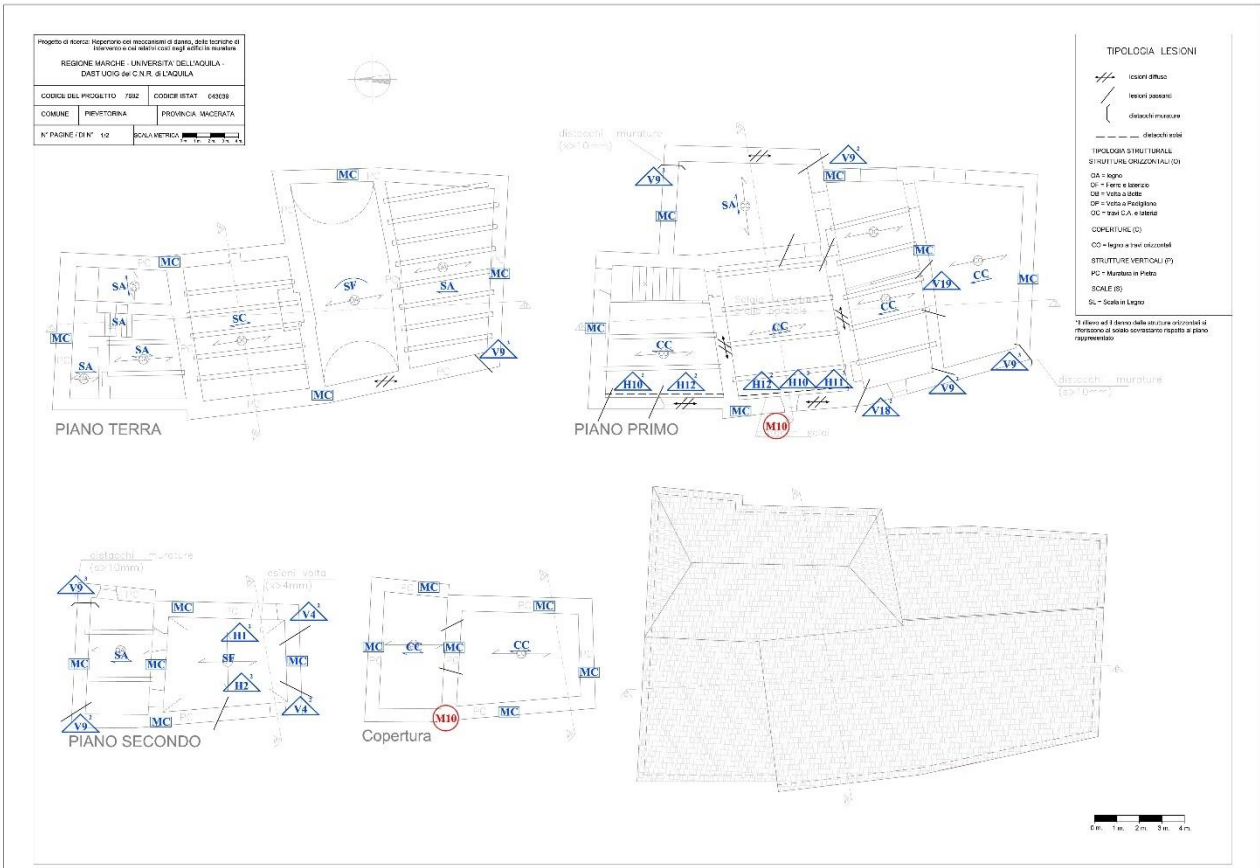


Figura 2-128: Disegni da rilievo per l'edificio con codice 7692

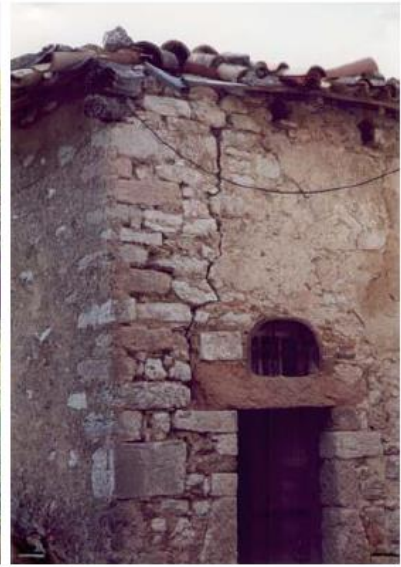


Figura 2-129: Immagini dell'edificio con codice 7692 con riferimento ad alcuni quadri fessurativi

MODELLAZIONE EDIFICIO GLOBALE

La modellazione può essere condotta utilizzando come riferimento direttamente le immagini in formato .png relative alle piante dell'edificio (comando Modello > Riferimenti > Immagine). In alternativa, per maggior precisione è possibile ricavare dei disegni in formato .dxf e utilizzare questi come riferimento (comando Modello > Riferimenti > Disegni): in questo caso, nell'inserimento degli elementi costruttivi è possibile sfruttare gli snap offerti dal disegno di riferimento.

Dal Navigatore sulla sinistra, attraverso la finestra "**Gestione Piani**" si inseriscono le altezze: trattandosi di un edificio a due elevazioni fuori terra ma a quota sfalsata tra loro, sarà necessario definire tre piani, individuati genericamente come "Piano 1", "Piano 2" e "Piano 3".

Per l'esempio in esame, i piani hanno le seguenti altezze, identificate anche sui prospetti per maggior chiarezza:

- Piano 1: H=3.30m;
- Piano 2: H=3.00m;
- Piano 3: H=3.20m.

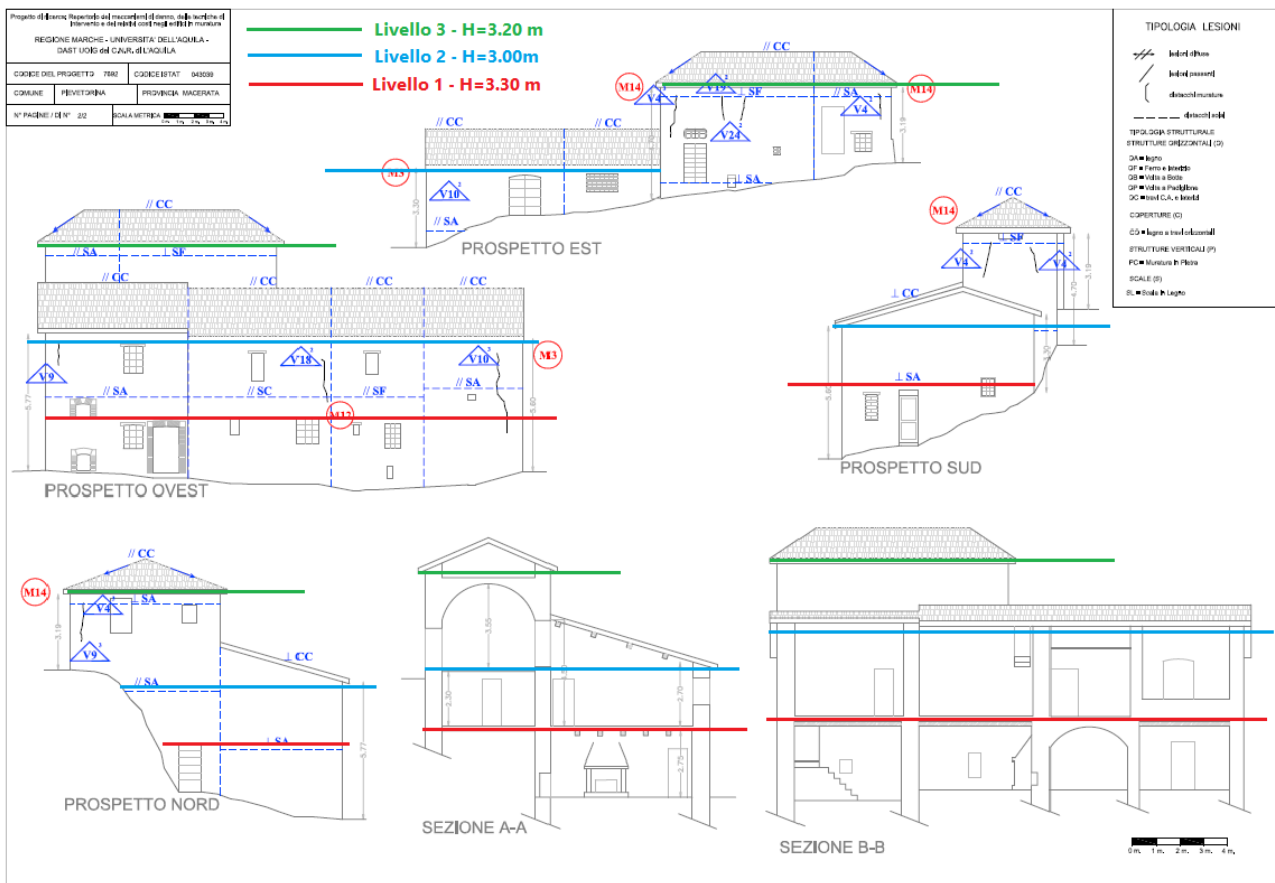


Figura 2-130: Identificazione delle altezze dei piani

Si nota come l'altezza del piano terra sia considerata comprensiva dello spessore del solaio di interpiano; mentre per le coperture inclinate si considera la quota di gronda e le inclinazioni degli elementi architettonici sono gestite attraverso la modifica delle loro proprietà (Δh con valori positivi).

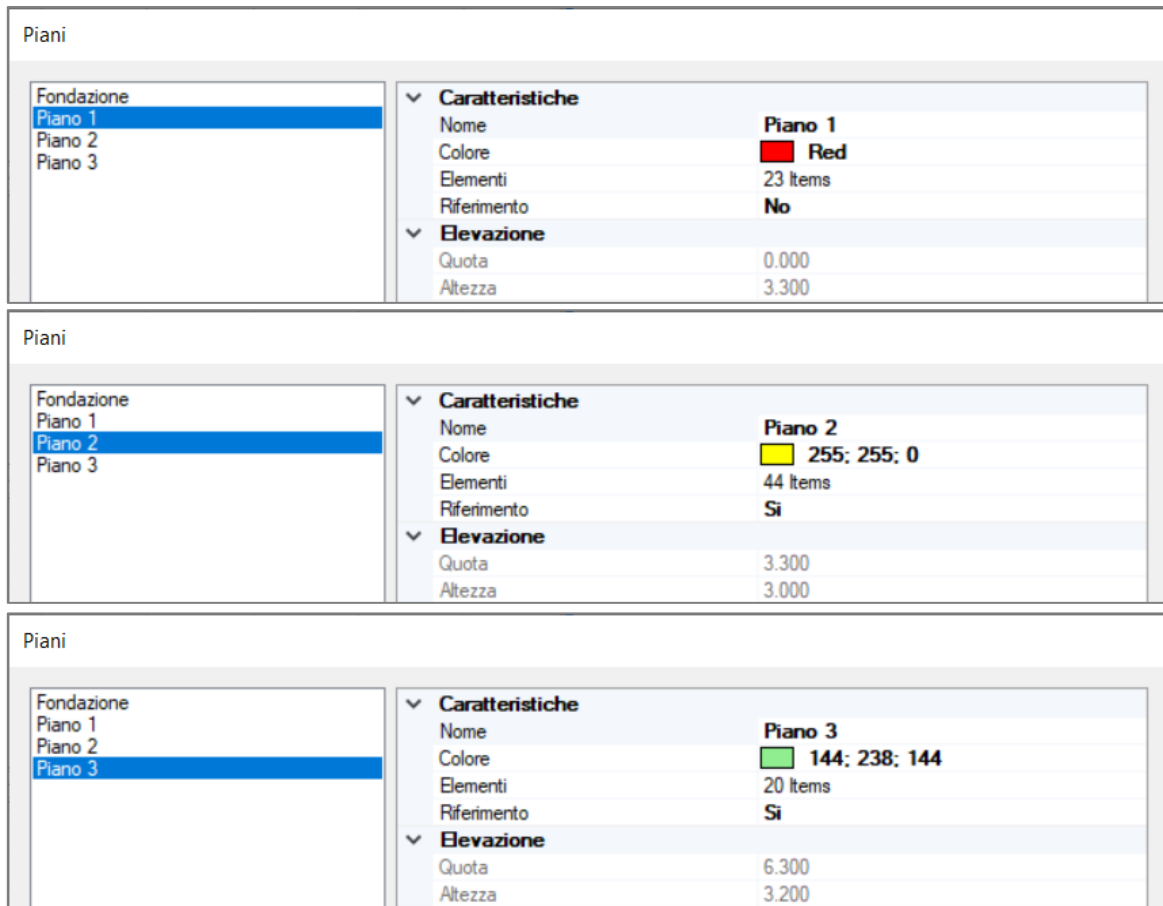


Figura 2-131: Gestione Piani: inserimento altezze dei vari piani

L'edificio è costruito interamente in **Muratura in conci sbozzati**; si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC1** (da cui un Fattore di confidenza $FC=1.35$ e conseguenti valori minimi per le Resistenze e medi per i Moduli Elastici).

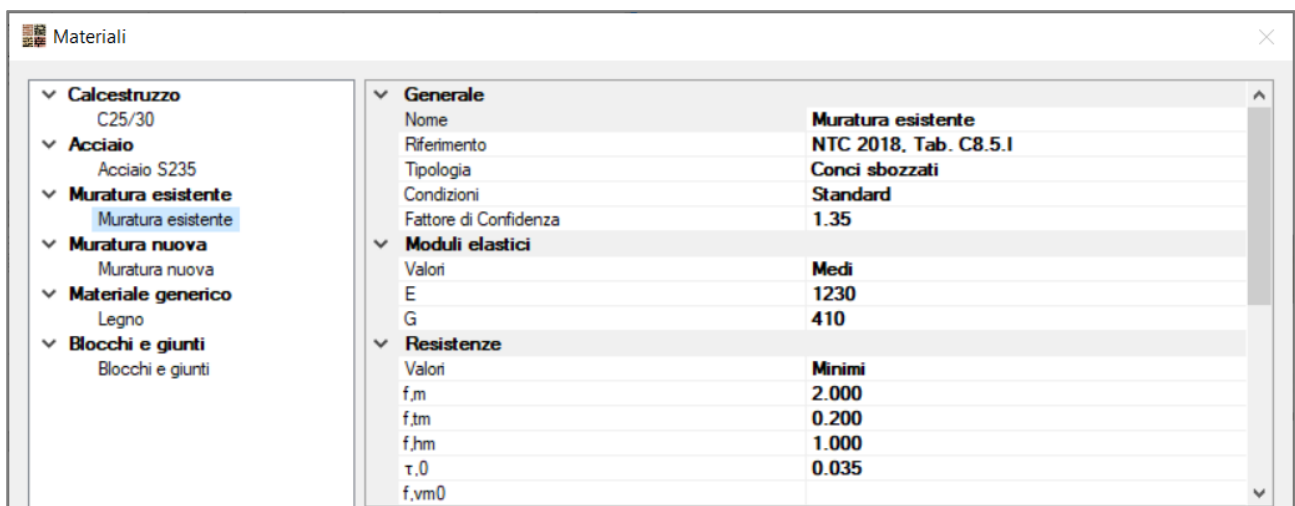


Figura 2-132: Finestra Materiali: definizione tipologia "Conci sbozzati"

Si sintetizzano di seguito i passi di modellazione architettonica condotti:

- 1) **Disegno dei Muri**: utilizzando il comando "Muro Rapido" in caso di Input tramite dxf, oppure direttamente per via grafica e parametrica utilizzando Immagini come sottofondo;

- 2) Inserimento Aperture: sfruttando gli snap di Punto Iniziale e Finale nel caso di dxf; nel caso di Immagini, direttamente per via grafica con snap "Vicino", e poi modificandone le proprietà;
- 3) Inserimento Solai: click sul punto interno alle maglie chiuse, modificando successivamente le caratteristiche come tipologia, orditura e carichi dalla finestra delle proprietà. N.B.: nel caso di solai a volte, prestare attenzione alla proprietà "Altezza della volta", in quanto influirà sulla quota della corrispondente linea di carico in fase cinematica;
- 4) Disegno delle travi di fondazione: utilizzando la proprietà "Riferimento" dei vari piani, disegnare le travi sulla base della traccia delle murature superiori; per le travi a quota sfalsata, ricordarsi di impostare la proprietà "Posizione=In fondazione" per considerarle come travi su suolo elastico anche se a quota sfalsata e di adeguare le proprietà del gruppo "Fondazione" per una corretta parametrizzazione geotecnica; inoltre, distaccare le travi a quota sfalsata dalle murature provenienti dal piano sottostante;
- 5) Ripetizione dei passi precedenti per la modellazione dei Piani Superiori: controllare la suddivisione delle pareti in elevazione, eventualmente utilizzando i comandi "Spezza" e "Dividi" della scheda "Strumenti" per suddividere le pareti troppo lunghe o per migliorare il flusso dei carichi verticali. Nei casi di "Pareti in falso" (come in questo caso al Piano 3) è possibile inserire delle travi a Piano 2 da ricollegare alle pareti vicine, in modo che le murature superiori siano sostenute: tali travi saranno da definire come "Infinitamente rigide" nel modello strutturale, in modo da evitare deformazioni eccessive;
- 6) Modellazione Coperture: concludere la modellazione con l'inserimento delle Falde di Copertura, quindi adeguare sia l'andamento delle pareti a timpano che delle travi di colmo gestendo opportunamente i valori di Δh iniziali e/o finali rispetto all'altezza di definizione del piano.

MODELLAZIONE CINEMATICA

Nel documento di riferimento della Regione Marche, dal quale l'esempio viene tratto, si evidenzia lo studio dei possibili cinematismi di ribaltamento del Prospetto Sud e l'espulsione di alcuni cantonali nella parte di edificio a quota sfalsata. Tali cinematismi si ritengono congruenti con le fessurazioni avvenute a seguito del sisma, che per lo più si presentano sotto forma di lesioni verticali e diagonali in corrispondenza soprattutto degli incroci d'angolo fra pareti ortogonali: questo giustifica pertanto la considerazione di possibili trascinalamenti di cunei di distacco, a causa della compartecipazione di parte delle murature ortogonali in zone dove vi è un discreto ammorsamento sia nei riguardi del prospetto intero che dei cantonali.

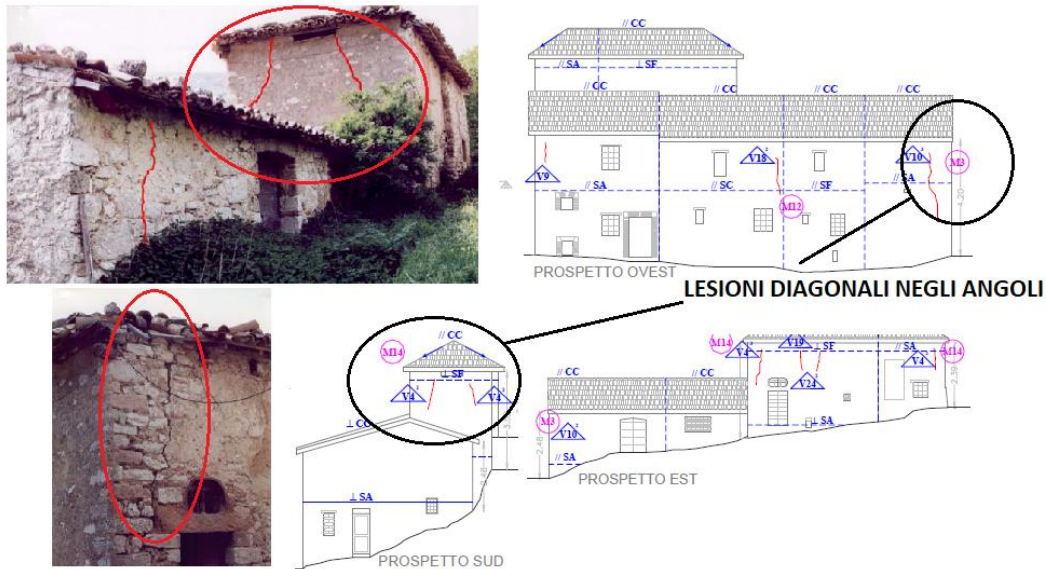


Figura 2-133: Lesioni sulle murature che influiscono sullo studio dei cinematicismi

Sulla base delle caratteristiche sopra indicate, in PCM si considerano pertanto i cinematicismi da ribaltamento sul Prospetto Sud, considerando dei cunei di distacco appartenenti alle pareti ortogonali Sud e Nord, e l'espulsione del cantonale all'angolo Sud-Est a Piano 3 della porzione di fabbricato a quota sfalsata. A completare il quadro fessurativo, si aggiungono anche altri cinematicismi ritenuti compatibili col quadro fessurativo (Flessione verticale e/o obliqua sul timpano di sommità, ribaltamento semplice parete Est e con ipotesi di parete a doppia cortina).

Pertanto, dopo aver creato il Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Cinematico" del gruppo "Analisi" si genera anche il "**Modello Cinematico**", l'ambiente specifico di PCM composto da "Corpi Rigidi" orientato allo studio dei cinematicismi.

Per l'esempio in esame, si studieranno i seguenti cinematicismi:

- 1) Ribaltamento Parete Sud A;
- 2) Ribaltamento Parete Sud B;
- 3) Ribaltamento Parete Est;
- 4) Flessione Parete Est;
- 5) Timpano Sud;
- 6) Doppia Cortina.
- 7) Cantedale A;
- 8) Cantedale B.

Cinematicismi 1-2: Ribaltamento Parete Sud A e B

In tale fase si approfondisce il Ribaltamento della Facciata Sud: questo prospetto è caratterizzato da due elevazioni, con le pareti in sommità aventi andamento a timpano. Si considera direttamente il ribaltamento dell'intero prospetto, trascurando quello di interpiano, in quanto generalmente analizzare l'intera altezza è a favore di sicurezza fornendo i risultati peggiori.

Si provvede quindi al taglio di parti delle murature ortogonali (tramite il comando "Polilinea"), in modo da ottenere i cunei di distacco da aggiungere alle pareti del prospetto come "Corpi Partecipanti": da notare che in questo caso le lesioni diagonali osservate nel caso reale non generano cunei di grandi dimensioni, probabilmente anche a causa della ridotta qualità muraria, pertanto ci si

aspetta che l'influenza di tali cunei in termini di massa stabilizzante non sia particolarmente significativa ai fini della verifica.

I due cinematismi si distinguono per la scelta sull'arretramento della cerniera: nel cinematismo "Parete Sud A" si considera una resistenza infinita a compressione (arretramento nullo), mentre in "Parete Sud B" si adotta un valore pari a $x_c=0.10m$ come arretramento della cerniera, valore coincidente con quanto indicato nel documento di riferimento.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati: i paramenti ruotano attorno alle cerniere inserite alla base dell'intero prospetto secondo quanto inserito in Input.

Coerentemente con quanto ci si aspettava, la verifica del ribaltamento in caso di cerniera arretrata è maggiormente penalizzante rispetto al caso di resistenza infinita a compressione, si ottengono infatti i seguenti risultati in termini di moltiplicatore di collasso e conseguente indicatore di rischio:

- Parete Sud A: $\alpha_0=0.103$ e $\zeta_{E,SLV}=0.589$;

- Parete Sud B: $\alpha_0=0.074$ e $\zeta_{E,SLV}=0.430$.

I valori ottenuti sono coerenti anche con i corrispondenti risultati mostrati nel testo (Rif. #15.4; Parete Sud, "Caso A": $\alpha_0=0.112$, Parete Sud: "Caso B", $\alpha_0=0.082$).

01. Parete Sud A
Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.103$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.186 / 0.316 = 0.589$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 97 / 475 = 0.204$

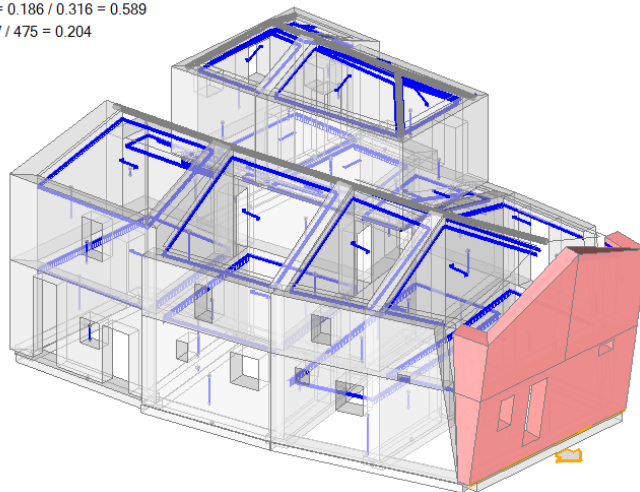


Figura 2-134: Cinematismo n.1– Ribaltamento Parete Sud A, Verifica non soddisfatta

02. Parete Sud B
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.074$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.136 / 0.316 = 0.430$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 47 / 475 = 0.099$

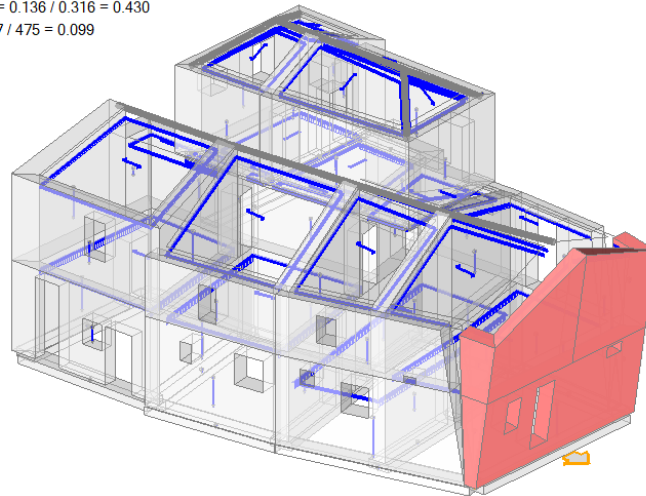


Figura 2-135: Cinematismo n.2 – Ribaltamento Parete Sud B, Verifica non soddisfatta

Cinematismo 3: Ribaltamento Parete Ovest

Considerando che il Prospetto Ovest ha uno sviluppo non esattamente complanare all'asse X, è plausibile ritenere che la porzione di murature più inclinata e vicina all'angolo con la parete Sud (di cui sopra) possa ribaltare. In questo cinematismo si studia pertanto il ribaltamento completo della parte finale del prospetto Ovest, considerando anche un piccolo cuneo di distacco appartenente alla parete Sud ortogonale. La verifica non risulta soddisfatta:

03. Ribaltamento Parete Ovest
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.133$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.247 / 0.316 = 0.782$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 206 / 475 = 0.434$

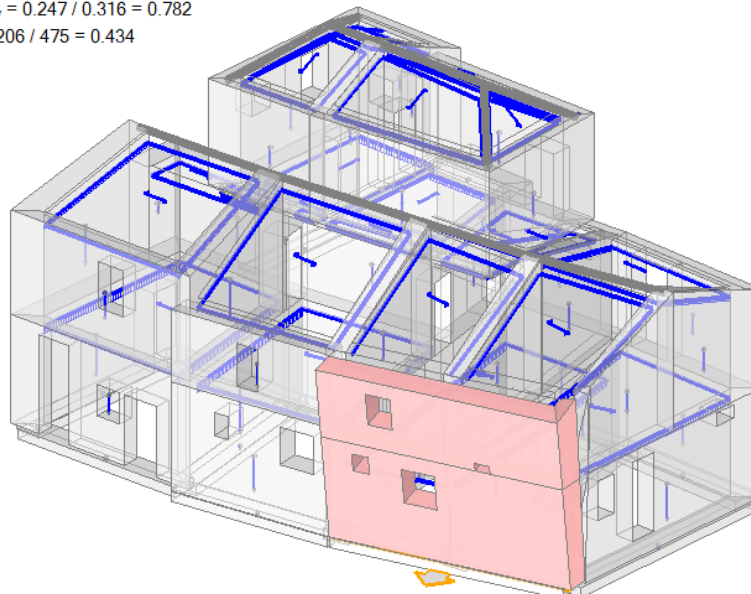


Figura 2-136: Cinematismo n.3 – Ribaltamento Parete Ovest, Verifica non soddisfatta

Cinematismo 4: Flessione Parete Ovest

Con riferimento allo stesso prospetto ovest appena analizzato, si verifica anche la possibilità di formazione di un meccanismo di "Flessione verticale di parete vincolata ai bordi", nell'ipotesi che il solaio di interpiano non riesca ad impedire l'apertura di una cerniera orizzontale intermedia fra i piani: in tal caso, la verifica risulta soddisfatta, pertanto si ritiene che anche le altre parti della struttura non siano soggette a questo tipo di cinematismi avendo geometria simile a quella appena analizzata:

04. Flessione Parete Ovest
Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.370$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.445 / 0.316 = 1.408$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

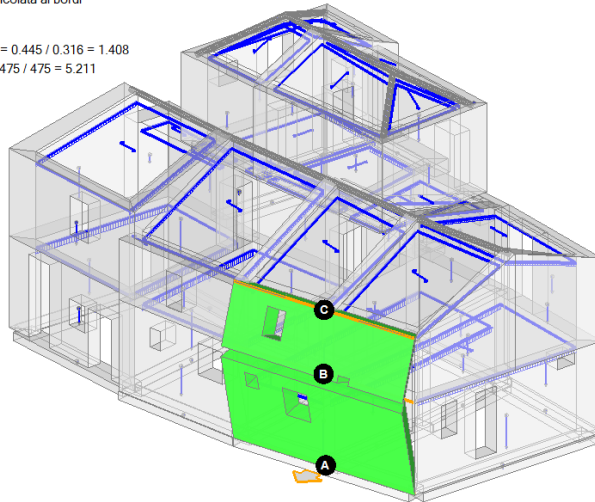


Figura 2-137: Cinematismo n.4 – Flessione Parete Ovest, Verifica soddisfatta

Cinematismo 5: Timpano Sud

Ipotizzando che la trave di colmo possa innescare fenomeni di martellamento sul timpano del prospetto Sud, si verifica anche la possibile formazione di un cinematismo da "Flessione su cerniere oblique", che porta alla formazione di un cuneo di espulsione in vicinanza dell'appoggio della trave al colmo.

Si procede quindi al taglio dei corpi partecipanti ed alla definizione delle due cerniere oblique (A) e (B) e del punto di contatto secondo le specifiche previste dal cinematismo in esame, secondo linee di fessurazione ritenute plausibili ed adeguate alla geometria dei timpani. Anche in questo caso, la verifica risulta soddisfatta:

05. Timpano Sud
Flessione su cerniere oblique
 $\alpha_0 = 0.853$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.445 / 0.316 = 1.408$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$

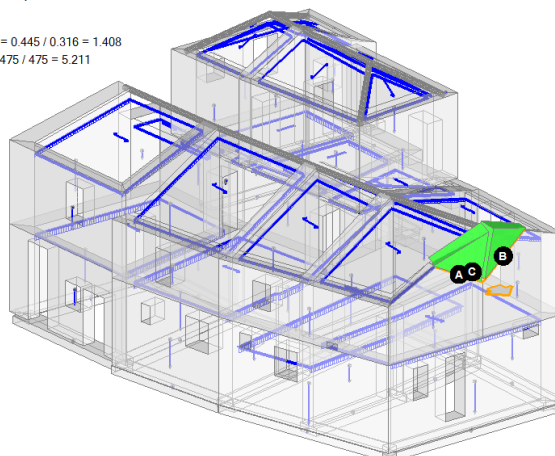


Figura 2-138: Cinematismo n.5 – Flessione Timpano Sud, Verifica soddisfatta

Cinematismo 6: Doppia cortina

Con riferimento alla stessa porzione del prospetto Ovest analizzata al cinematismo n.3, considerata la scarsa qualità muraria e l'elevato spessore del paramento (circa 72cm), si ritiene plausibile che possano innescarsi fenomeni di disgregazione della tessitura muraria lungo la direzione di sviluppo longitudinale, causando così fessurazioni interne parallele al piano complanare, col risultato che lo spessore originario potrebbe non essere mantenuto in fase sismica. Questa caratteristica può essere rappresentata in modo adeguato attraverso il cinematismo di "Ribaltamento di parete a doppia cortina": la parete originaria viene quindi tagliata attraverso il comando "Piano", scegliendo una giacitura plausibile passante per tre punti, ad esempio in tal caso si ipotizza che lo spessore possa lesionarsi lungo il piano medio (ottenendo quindi due paramenti paralleli spessi circa 36cm, da definire come "Corpi Partecipanti", in cui quello esterno ruoterà attorno alla prima cerniera "A" e il secondo attorno alla cerniera "B"). La verifica così impostata risulta non soddisfatta:

06. Doppia cortina
Ribaltamento di parete a doppia cortina
 $\alpha_0 = 0.066$
■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.122 / 0.316 = 0.386$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 38 / 475 = 0.080$

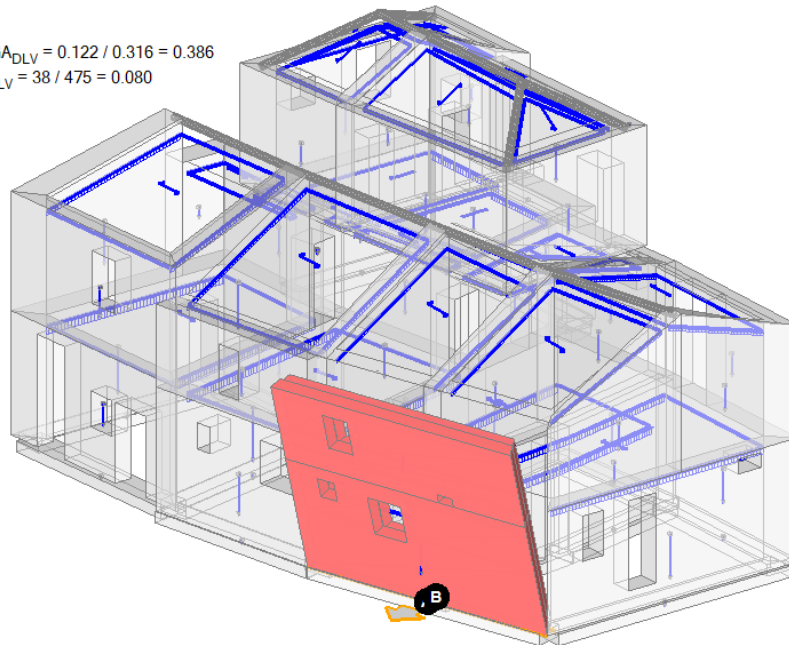


Figura 2-139: Cinematismo n.6 – Doppia cortina, Verifica non soddisfatta

Cinematismi 7-8: Cantonale Sud-Est

La presenza di puntoni diagonali in copertura ha causato anche fessurazioni rappresentative del distacco di porzioni d'angolo di un edificio ("Espulsione del Cantonale"). Nel caso in esame, si verifica la possibile espulsione del cantonale dell'angolo Sud-Est in comune fra le ultime due elevazioni dell'edificio. Tramite il comando "Polilinea" si creano opportuni tagli delle pareti d'angolo interessate, seguendo le fessurazioni riscontrate nel caso reale, influenzate da un lato anche dalla presenza di un'apertura nel prospetto Est.

Seguendo quanto indicato anche nel testo di riferimento, si creano due cinematismi di questo tipo: nel cinematismo "Cantonale A" si considera una resistenza infinita a compressione (arretramento nullo), mentre in "Cantonale B" si adotta un valore pari a $x_c=0.15m$ come arretramento della cerniera, valore coincidente con quanto indicato nel documento di riferimento.

In entrambi i cinematismi, per la definizione della cerniera si seleziona lo spigolo di base delle due pareti a Piano 3 come punto iniziale e, come punto finale, un punto qualsiasi appartenente alla direzione inclinata a 45°.

Dalla finestra delle proprietà a destra si adeguerà contestualmente **la proprietà "Z", ovvero l'altezza rispetto alla fondazione delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura**: in questo caso $Z=6.30\text{m}$, ovvero la quota del Piano 2.

Amplificando la scala di visualizzazione del movimento cinematico, si potrà avere conferma della correttezza dei dati selezionati; l'intero cuneo d'angolo ruota correttamente attorno alla cerniera di base posta in corrispondenza dello spigolo inferiore.

Come già visto, la verifica del ribaltamento in caso di cerniera arretrata è maggiormente penalizzante rispetto al caso di resistenza infinita a compressione: si ottengono infatti i seguenti risultati in termini di moltiplicatore di collasso e conseguente indicatore di rischio:

- **Cantonale A**: $\alpha_0=0.209$ e $\zeta_{E,SLV}=0.570$;

- **Cantonale B**: $\alpha_0=0.127$ e $\zeta_{E,SLV}=0.339$.

I valori ottenuti sono coerenti anche con i corrispondenti risultati mostrati nel testo (Rif. #15.4; Ribaltamento del Cantonale, "Caso A": $\alpha_0=0.206$, Parete Sud; "Caso B", $\alpha_0=0.135$).

07. Cantonale A

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.209$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.180 / 0.316 = 0.570$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 88 / 475 = 0.185$

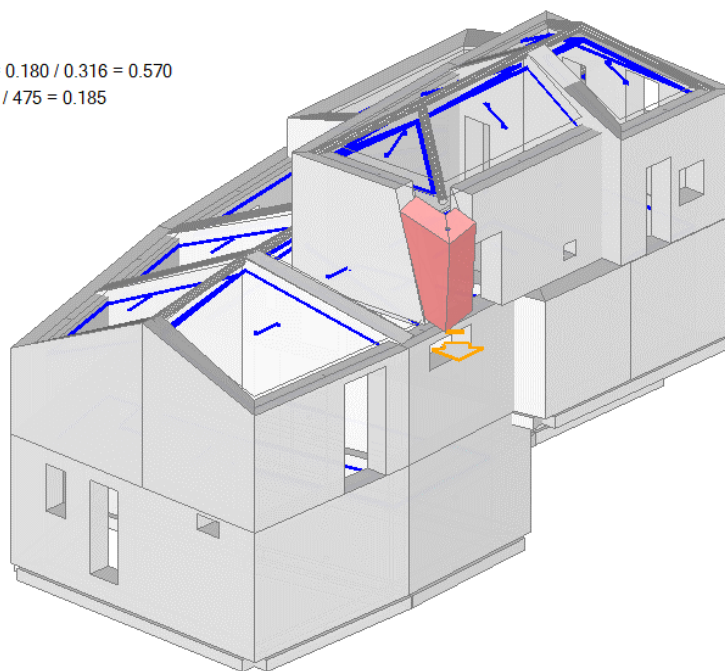


Figura 2-140: Cinematismo n.7 – Cantonale A, Verifica non soddisfatta

08. Cantonale B

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.127$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.107 / 0.316 = 0.339$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 28 / 475 = 0.059$

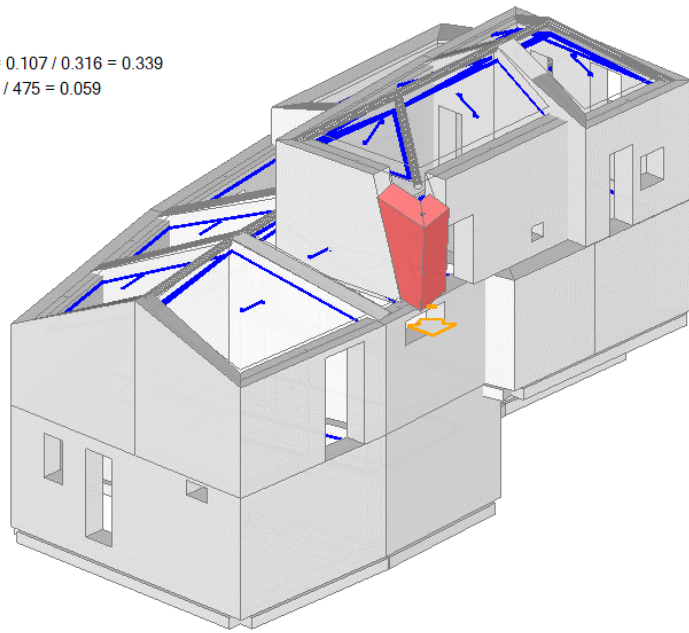
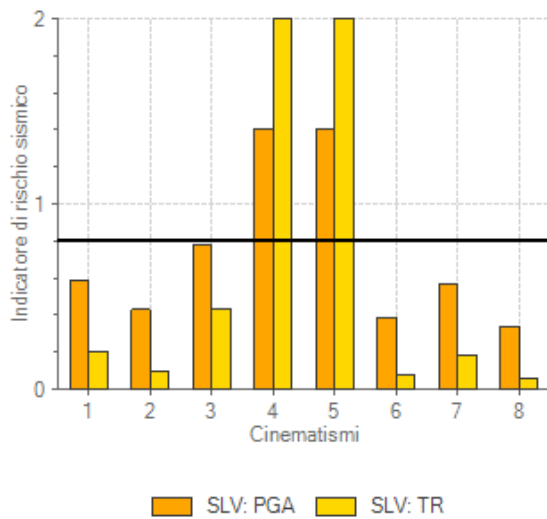


Figura 2-141: Cinematismo n.8 – Cantonale B, Verifica non soddisfatta

In definitiva, la risposta della struttura in termini cinematici può essere consultata agevolmente sia in termini grafici visualizzando l'istogramma degli Indicatori di Rischio, sia in modo testuale dal "Report", "Sintesi Risultati":



Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

n.	α_0	PGA,CLD /PGA,DLD	TR,CLD /TR,DLD	PGA,CLV /PGA,DLV	TR,CLV /TR,DLV
1	0.103	0.667	0.420	0.589	0.204
2	0.074	0.487	0.200	0.430	0.099
3	0.133	0.875	0.760	0.782	0.434
4	0.370	1.971	5.940	1.408	5.211
5	0.853	2.659	18.100	1.408	5.211
6	0.066	0.437	0.160	0.386	0.080
7	0.209	0.631	0.380	0.570	0.185
8	0.127	0.380	0.120	0.339	0.059

Figura 2-142: Iistogramma e sintesi delle verifiche dei cinematismi allo Stato Attuale

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Dopo aver concluso la creazione del Modello Architettonico, tramite il comando "Crea Modello Strutturale" del gruppo "Analisi" della Barra Multifunzione verrà generato il "**Modello Strutturale**", generando aste e nodi secondo la teoria del telaio equivalente.

Per edificio in esame, trattandosi di orizzontamenti in legno senza cordoli o altri presidi di resistenza, **tutti gli Impalcati sono stati impostati come "Deformabili"**, con Link orizzontali infinitamente rigidi solo nel piano verticale ("Parametri di Calcolo", scheda "Muratura", check disattivato sulla relativa opzione "Link orizzontali rigidi anche fuori piano").

In ambiente strutturale, si consiglia inoltre di controllare la visualizzazione per "Piano", che consente di verificare la corretta appartenenza al piano di definizione:

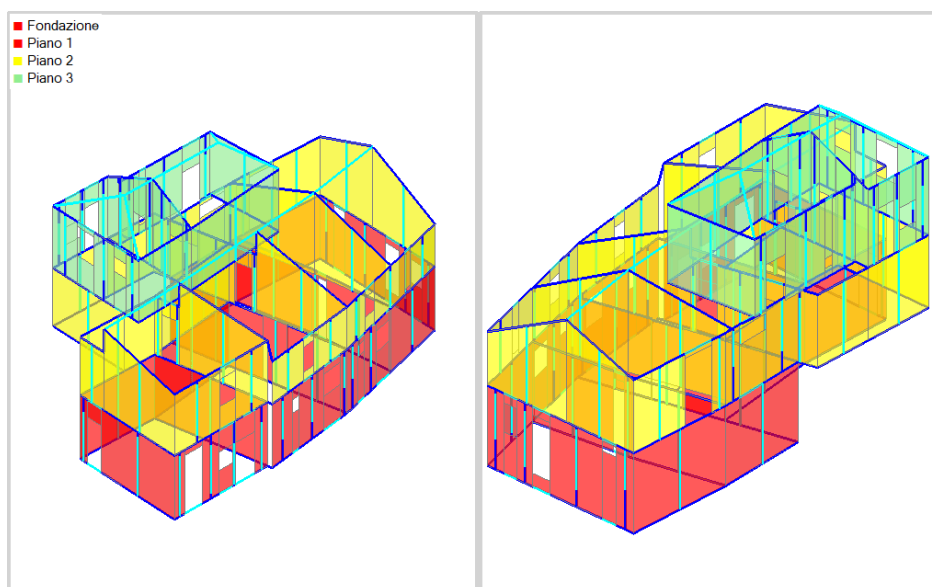


Figura 2-143: Modello Strutturale – Vista per "Piano"

Di seguito si elencano altre scelte di modellazione condotte in ambiente strutturale:

- 1) Comportamento delle fasce: per la stessa motivazione degli impalcati (deformabili, in legno), si ritiene coerente considerare le fasce come "Elementi deboli"; utilizzando il comando "Fasce: Tutte non collaboranti" in automatico strisce e sottofinestra vengono selezionati, vincolati come "bielle" (cerniera libere solo nel piano di rotazione) ed escluse dalle verifiche;
- 2) Vincolamento travi di copertura: per considerare un vincolamento di appoggio alle estremità, le travi di colmo vengono vincolate come "Cerniera-Cerniera", mentre i puntoni diagonali come "Cerniera-Incastro" (in base al nodo iniziale e/o finale sulla muratura perimetrale);
- 3) Travi infinitamente rigide: le travi definite a sostegno delle pareti in falso in ambiente architettonico in questa fase sono definite come "Infinitamente Rigide" in modo da limitare eventuali deformazioni eccessive.
- 4) Vincolamento su nodo finale travi di fondazione sfalsate: nel modello architettonico, è stata mantenuta l'intersezione tra le travi di fondazione a quota sfalsata e le murature sottostanti, tuttavia senza estenderle sulle linee medie: questo consente la generazione in fase strutturale di link rigidi, che in alcuni casi risultano utili; ad esempio, quando vi siano maschi al piano superiore che, in assenza di continuità, non risulterebbero avere fondazioni al di sotto; per

evitare comunque che i link siano considerati, è sufficiente impostare la proprietà "Da Analizzare=No", in tal modo non saranno ricollegati alle murature sottostanti.

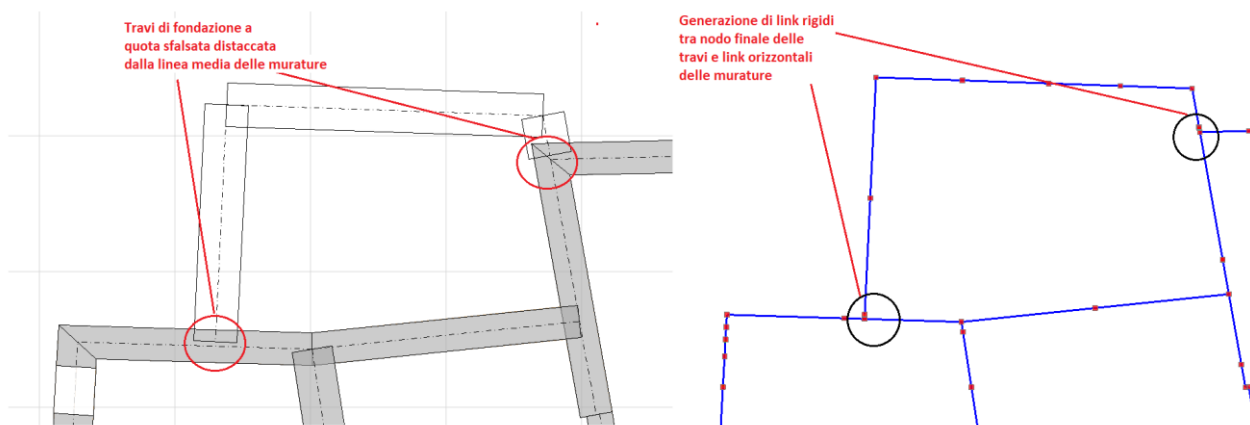


Figura 2-144: Modello Strutturale – Link rigidi con le fondazioni sfalsate, impostare "Da Analizzare= No"

- 5) Svincolamento a traslazione verticale di Link rigidi: nei casi di segnalazione di trazioni (in Analisi Statica) è possibile intervenire sui link rigidi di sommità svincolando la componente di traslazione locale lungo Z ("Vincolo:001000" nel nodo iniziale o finale): tale operazione consente di ottenere una deformata più aderente agli spostamenti della struttura, quindi di risolvere fenomeni di trazione che tipicamente sono derivati da aste che restano "legate" ad altre parti di struttura, causando tali differenze nell'andamento dello sforzo normale. Nel modello è stata quindi utilizzata tale metodologia dove effettivamente necessaria.

A questo punto, risulta compiutamente definito anche il Modello Strutturale. Prima di passare alla successiva fase di Analisi, si consiglia di impostare i parametri relativi all'"**Azione Sismica**" ed i "**Parametri di Calcolo**".

Nella finestra "Azione Sismica", a partire dalle coordinate del sito da inserire (espresse nel sistema ED50), in automatico il software calcola tutti i parametri per la definizione dello Spettro Elastico e di Progetto, calcolato in base al fattore di comportamento q .

Il modello in esame si basa sui parametri sismici impostati sul comune di Pieve Torina (MC):

Longitudine: 13.050000, Latitudine: 43.033333

Categoria di Sottosuolo: C

Fattore di comportamento: $q=2.25$ (da formulazione normativa, edificio non regolare in altezza).

Nella finestra "Parametri di Calcolo", si decideranno le impostazioni inerenti più in specifico alle analisi e verifiche da condurre.

Per il caso in esame, oltre all'Analisi Modale (sempre condotta in automatico), verrà eseguita:

- l'Analisi Statica Non Sismica;
- l'Analisi Dinamica Modale, orientata alla verifica delle fondazioni;
- l'Analisi Pushover, scegliendo le distribuzioni "A" ed "E", con un incremento di Taglio di 50 kN per essere adeguato all'edificio in esame (scheda "Pushover(1)", con Momento Torcente.

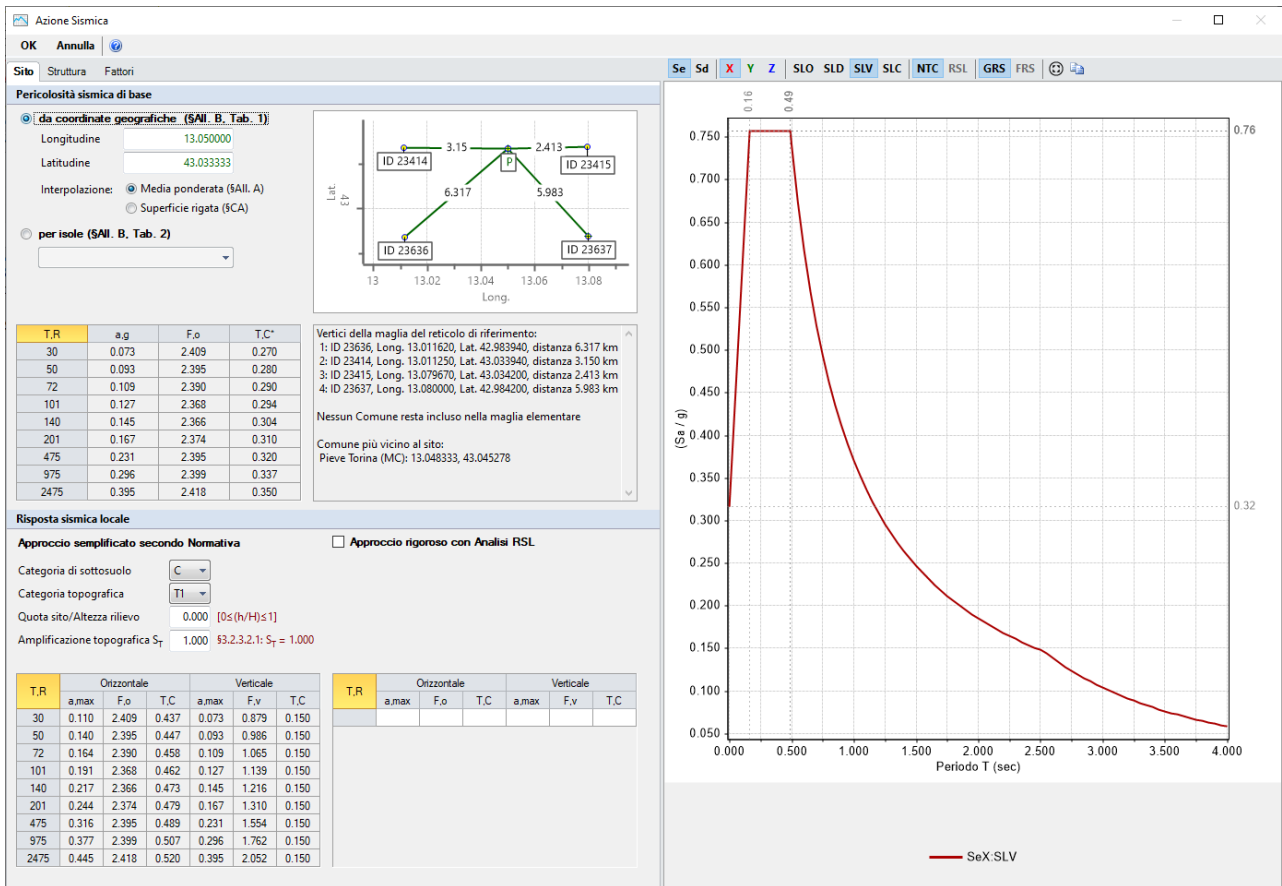


Figura 2-145: Azione Sismica: inserimento coordinate del sito

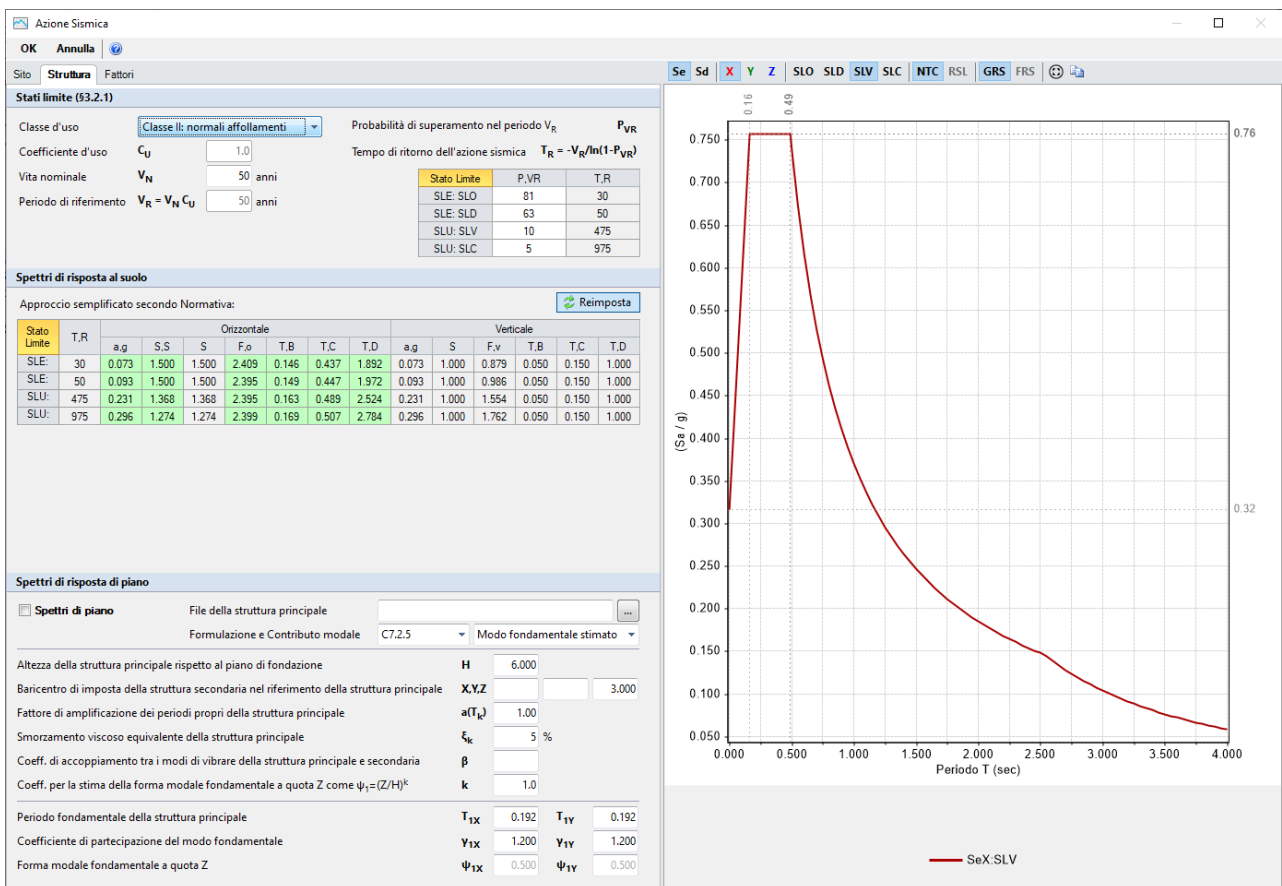


Figura 2-146: Azione Sismica: Vita Nominale e Classe d'Uso, con tabella dei Parametri di Spettro

RISULTATI DELLE ANALISI

Ad analisi eseguita, si consultano innanzitutto i risultati dell'Analisi Modale, per valutare il corretto andamento delle deformate modali, conoscere i periodi di vibrazione e le masse partecipanti.

Il modo fondamentale in direzione X è il modo n.2 con periodo pari a 0.221s e massa partecipante 64.3%; il modo fondamentale in direzione Y è il modo n.3 con periodo pari a 0.200s e massa partecipante 38.9%.

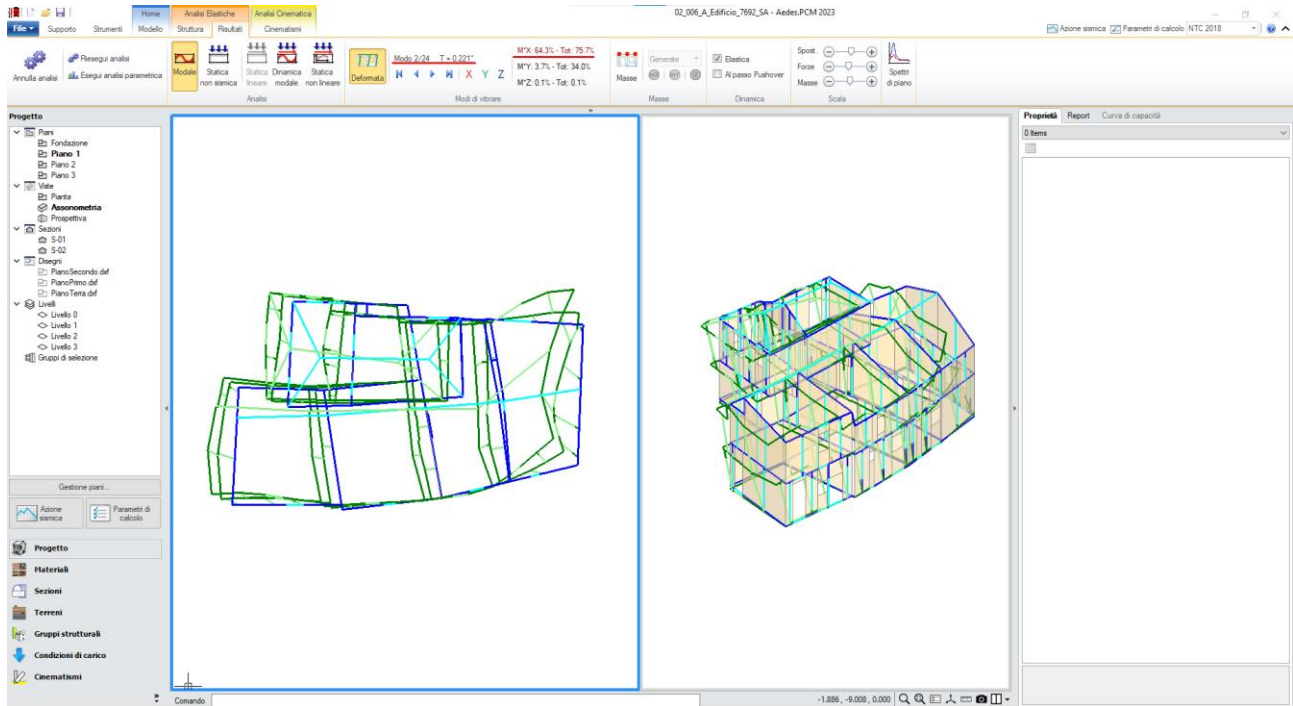


Figura 2-147: Modo principale in X: Periodo 0.221 sec e Massa Partecipante 64.3%

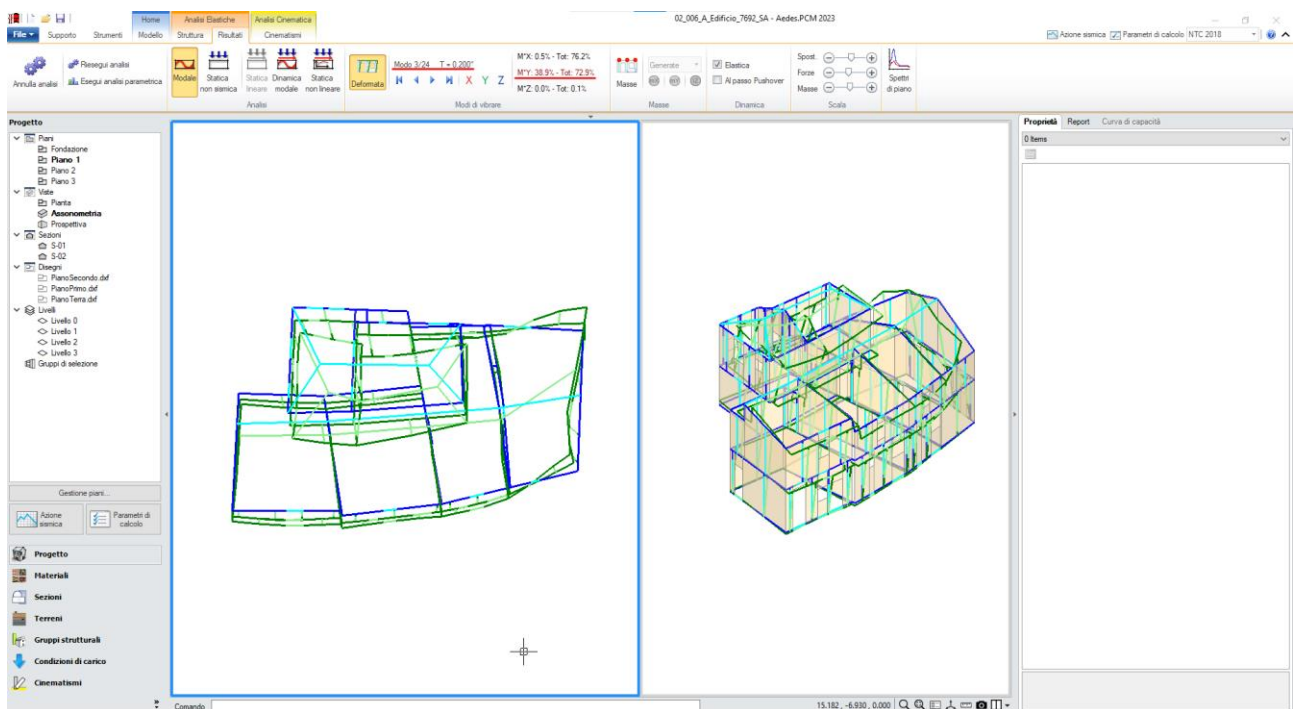


Figura 2-148: Modo principale in Y: Periodo 0.200 sec e Massa Partecipante 38.9%

In Analisi Statica Non Sismica, la risposta della struttura è soddisfacente: le verifiche sono quasi del tutto soddisfatte, ad eccezione di qualche parete con verifica a taglio non soddisfatta. L'andamento degli spostamenti risulta coerente, ogni parte dell'edificio si deforma senza anomalie. Anche il diagramma di sforzo normale risulta corretto, ovvero crescente dalla sommità alla base.

Sforzo normale N
kN (Valore assoluto)

- 0.00 - 64.52
- 64.52 - 129.04
- 129.04 - 193.57
- 193.57 - 258.09
- 258.09 - 322.61
- 322.61 - 387.13
- 387.13 - 451.65
- 451.65 - 516.18
- 516.18 - 580.70
- 580.70 - 645.22

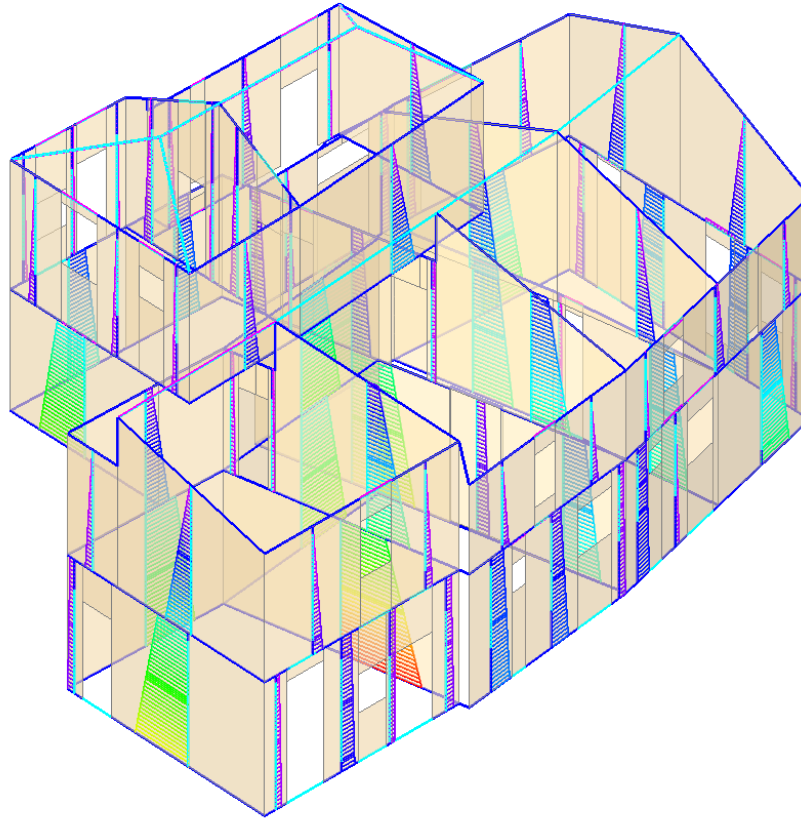


Figura 2-149: Analisi Statica Non Sismica: Andamento dello Sforzo Normale (per Combinazione Sismica)

In Analisi Dinamica Modale, le tensioni sul terreno hanno un andamento coerente e non si registrano picchi anomali, anche in corrispondenza delle travi di fondazione a quota sfalsata:

Tensione sul terreno (A)
N/mm² (Valore assoluto)
0.077 - 0.144

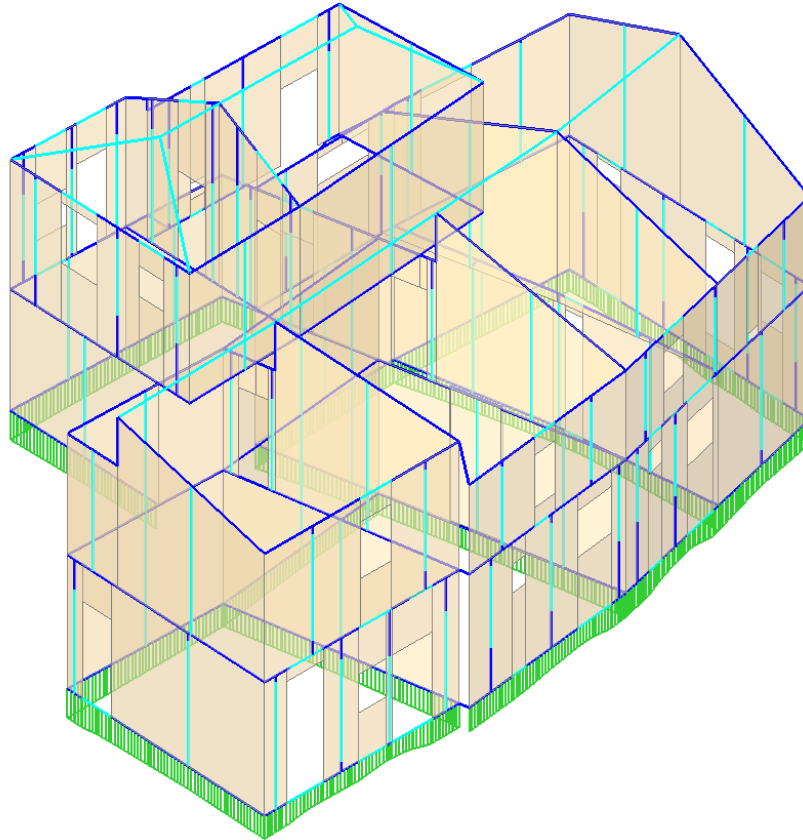


Figura 2-150: Analisi Dinamica Modale: Tensioni sul Terreno

Per i risultati in termini sismici, si fa riferimento alle curve Pushover: le curve calcolate risultano coerenti, caratterizzate dal tipico andamento a scalini dovuto alle progressive plasticizzazioni e ai collassi per superamento della deformazione ultima.

Il taglio alla base maggiore viene registrato in direzione Y. La curva A+Y-T restituisce il minimo indicatore di rischio sismico per SLV: $\zeta_{E,SLV}=0.218$. L'edificio non risulta quindi adeguato sismicamente, si dovranno pertanto ricercare le cause di una risposta così negativa in modo da poter agire successivamente con il progetto di opportuni interventi:

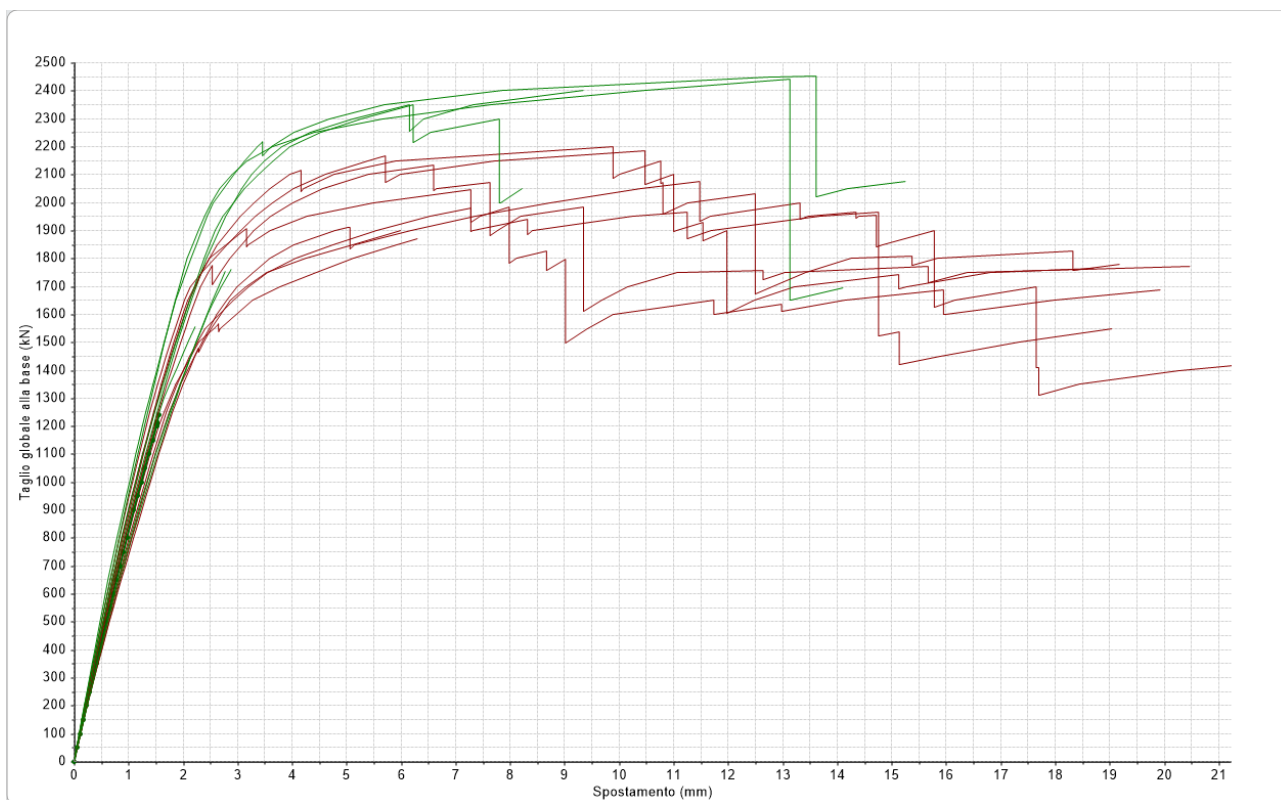


Figura 2-151: Analisi Pushover Stato Attuale: Fascio di curve calcolate, in direzione +/-X e +/-Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$
4	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'		-		L2	0.218	0.023	1	0.493	0.220
7	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'		+		L2	0.310	0.048	2	0.700	0.460
3	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'		+		L2	0.332	0.057	3	0.750	0.540
8	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-Y'		-		L2	0.345	0.063	3	0.779	0.600
5	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'		+		L2	0.541	0.168	8	0.964	0.920
2	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'		-		L2	0.563	0.183	9	0.921	0.860
16	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	-Y'		-		L2	0.731	0.352	18	1.157	1.400
11	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L2	0.785	0.442	22	1.186	1.520
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'		+		L2	0.934	0.792	40	1.007	1.040
12	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L2	1.013	1.044	52	1.200	1.540
6	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	-X'		-		L2	1.022	1.084	54	1.029	1.060
15	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	-Y'		+		L2	1.108	1.482	74	1.200	1.540
13	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	-X'		+		L2	1.180	1.964	98	1.007	1.040
10	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		-		L2	1.184	2.002	100	1.000	1.000
9	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		+		L2	1.199	2.109	106	0.886	0.800
14	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	-X'		-		L2	1.199	2.086	104	0.943	0.900

Figura 2-152: Analisi Pushover Stato Attuale: Sintesi degli Indicatori di Rischio

Dalla scheda "Risultati", "Curva di Capacità" è possibile visualizzare in basso a destra la curva meno verificata; attivando la visualizzazione delle "Verifiche" e della Legenda (F11 da tastiera rapidamente), controllando lo stato di deformazione e/o plasticizzazione progressiva delle aste, capendo pertanto il movimento della struttura a seguito delle forze incremental: in questo caso, si nota come già graficamente che tutte le aste del Piano 3 in direzione Y risultano plasticizzate o collassate, e tale aspetto è confermato da quanto indicato nel "Report", "Storia Evolutiva", che riporta quanto segue:

Causa del termine di costruzione della curva di capacità:

Tutti i maschi murari del paramento Y2 al piano 3 sono collassati sotto azioni complanari

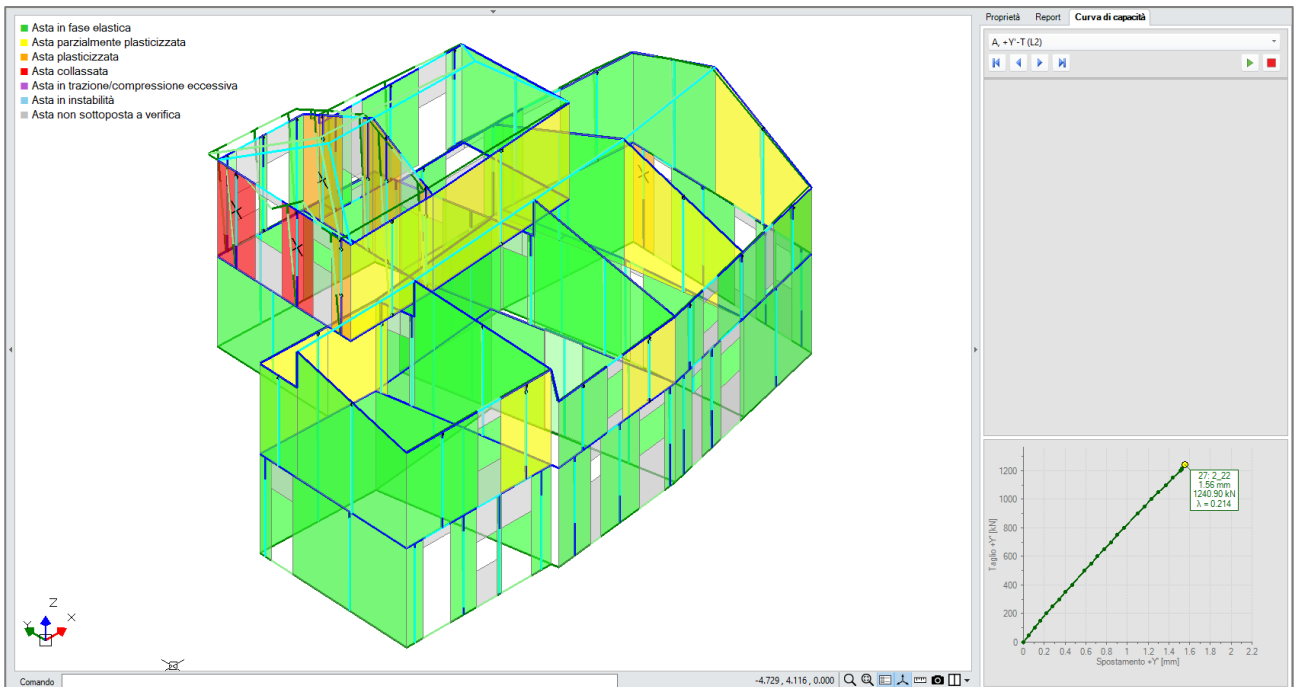


Figura 2-153: Analisi Pushover: Consultazione delle verifiche al passo, Curva A +Y -T

Emerge pertanto una prima considerazione sui possibili interventi: per aumentare la capacità della struttura, è necessario intervenire sulle pareti del Piano 3.

Si sceglie quindi di ipotizzare in prima istanza uno **Stato di Progetto** in cui rinforzare tutte le pareti del Piano 3 tramite esecuzione di "Intonaco Armato": per applicare questo rinforzo, si selezionano tutte le pareti oggetto di intervento (è utile il comando "Trova", filtrando per "Tipologia=Maschio" e per "Piano=Piano3") e dalla finestra delle proprietà, scheda "Interventi", si imposta "Intonaco Armato=Si". L'applicazione di questo rinforzo ha effetti sulle proprietà meccaniche delle aste, è possibile avere conferma del miglioramento delle loro caratteristiche tramite l'apposito link "Proprietà meccaniche", posto in basso alla finestra delle proprietà stesse:

ID	Tipologia	Da analizzare	Da verificare	Piano	Lunghezza	Sezione	M
170	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x1177	Murata
182	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x1260	Murata
187	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x1539	Murata
195	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x3229	Murata
198	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x5704	Murata
201	Maschio	<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Piano 3	3,200	A 600x3885	Murata

Proprietà meccaniche	
prima	dopo gli interventi
w	20,00 → 20
E	1230 → 2460
G	410 → 820
f _m	2,000 → 4,000
f _{tm}	0,200 → 0,400
f _{hm}	1,000 → 2,000
f _{td}	0,025 → 0,070

Figura 2-154: Stato di Progetto: Attivazione intervento di Intonaco Armato sulle pareti del Piano 3

A questo punto, rieseguendo l'analisi si osserva un sensibile miglioramento della capacità della struttura: il minimo Indicatore di Rischio risulta $\zeta_{E,SLV}=0.484$ (curva A-Y+T):

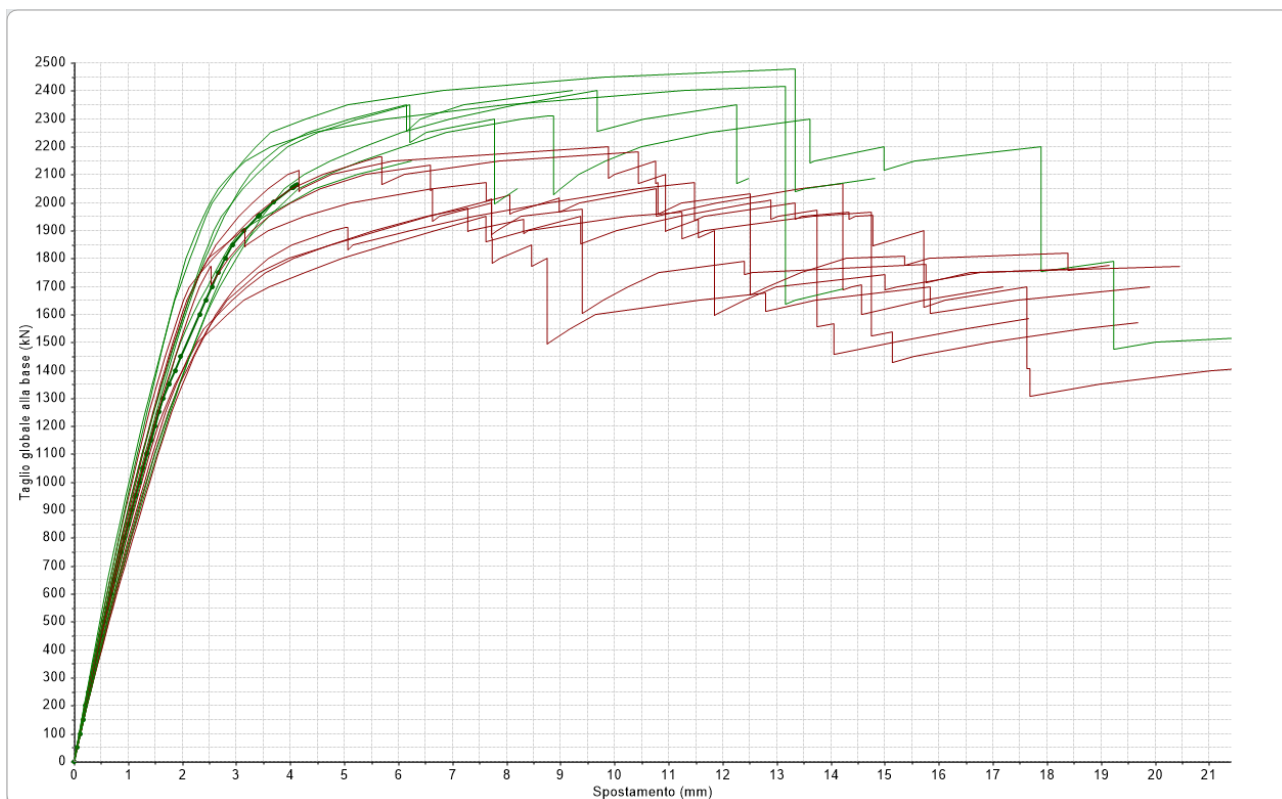


Figura 2-155: Analisi Pushover Stato di Progetto: Fascio di curve calcolate, in direzione +/-X e +/-Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$
7	⊙	☑	A	-Y'		+		L2	0.484	0.128	6	1.029	1.060
4	⊙	☑	A	+Y'		-		L2	0.598	0.211	11	1.043	1.120
16	⊙	☑	E	-Y'		-		L2	0.731	0.352	18	1.157	1.400
11	⊙	☑	E	+Y'		+		L2	0.782	0.434	22	1.186	1.520
8	⊙	☑	A	-Y'		-		L2	0.854	0.592	30	1.171	1.460
2	⊙	☑	A	+X'		-		L2	0.870	0.625	31	1.000	1.000
1	⊙	☑	A	+X'		+		L2	0.918	0.752	38	1.007	1.020
5	⊙	☑	A	-X'		+		L2	0.987	0.960	48	1.007	1.020
6	⊙	☑	A	-X'		-		L2	1.003	1.006	50	1.007	1.020
12	⊙	☑	E	+Y'		-		L2	1.013	1.057	53	1.186	1.520
3	⊙	☑	A	+Y'		+		L2	1.070	1.309	66	1.129	1.340
15	⊙	☑	E	-Y'		+		L2	1.079	1.356	68	1.221	1.580
13	⊙	☑	E	-X'		+		L2	1.180	1.964	98	1.007	1.040
10	⊙	☑	E	+X'		-		L2	1.184	2.002	100	1.000	1.000
9	⊙	☑	E	+X'		+		L2	1.199	2.109	106	0.886	0.800
14	⊙	☑	E	-X'		-		L2	1.199	2.086	104	0.943	0.900

Figura 2-156: Analisi Pushover Stato di Progetto (intonaco armato a Piano 3): Sintesi degli Indicatori di Rischio

Per poter confrontare in automatico gli Indicatori di Rischio tra i due modelli (Stato Attuale e Stato di Progetto) è necessario inserire, nei "Parametri di Calcolo", scheda "Valutazione", il nome del file dello Stato Attuale nell'apposito campo (senza l'estensione *.vdm). Una volta fatto questo, nel modello dello Stato di Progetto, richiedendo dal "Report" la visualizzazione della scheda di sintesi degli Indicatori, emerge quindi che la variazione $\Delta\zeta_E > 0.1$. Tale incremento soddisferebbe pertanto un'eventuale "Intervento di Miglioramento".

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD	0.493	0.886	0.393
SLV	0.218	0.339	0.121

Figura 2-157: Livello di Miglioramento Sismico, a seguito dell'adozione di Intonaco Armato

Tornando allo Stato Attuale, è importante tuttavia valutare anche lo stato di plasticizzazione osservato non solo nei riguardi delle curve meno verificate fra tutte, ma anche quello conseguente ad una differente distribuzione di forze: ad esempio, se in precedenza è stato approfondito l'andamento della curva con distribuzione A, si osservano adesso le caratteristiche della distribuzione E, sempre con riferimento alla direzione -Y che è la più debole.

Visualizzando quindi a livello grafico la storia evolutiva della curva E -Y -T, emerge come, in condizioni di SLU, le plasticizzazioni interessino le pareti a piano 1 del Paramento Y5 (in modo simmetrico, per la curva avente momento torcente negativo, sarà interessato il prospetto opposto):

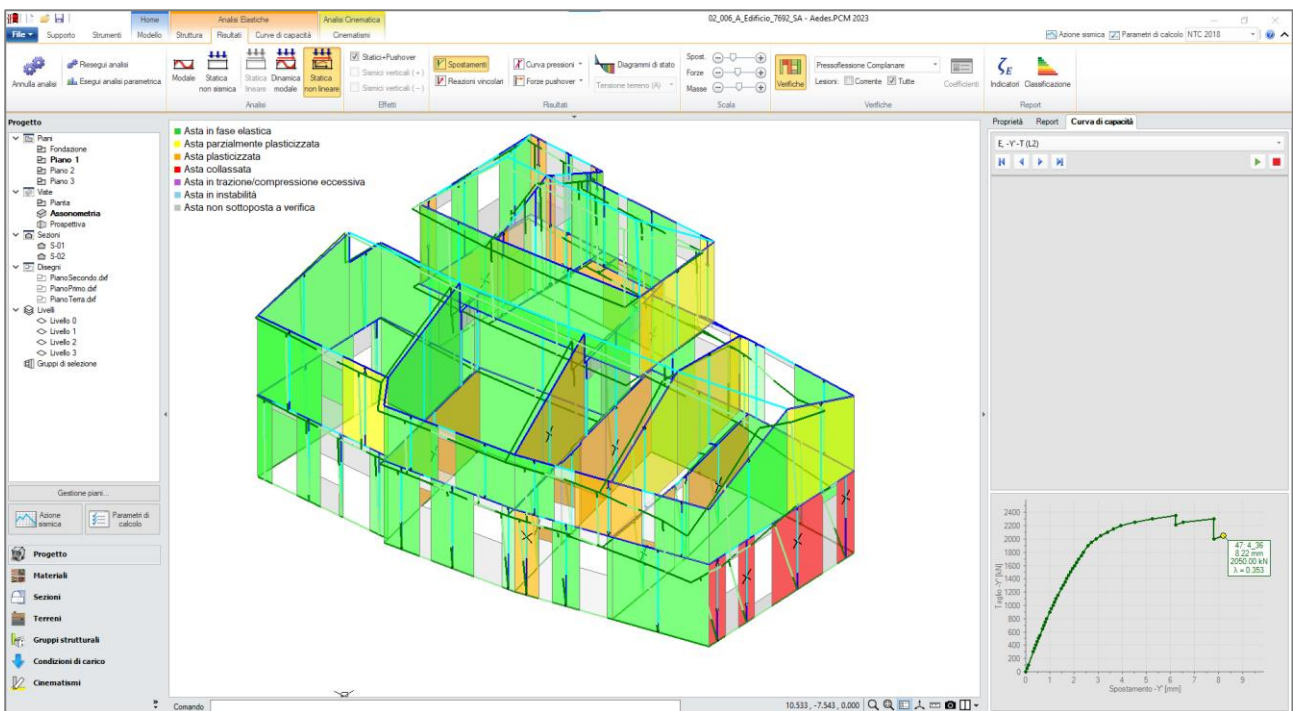


Figura 2-158: Analisi Pushover: Consultazione delle verifiche al passo, Curva E -Y -T

A seguito delle informazioni appena ottenute, per ottenere un miglioramento in uno Stato di Progetto, a titolo di esempio si potrebbe pensare come alternativa la disposizione di apposite Cerchiature per le aperture del piano terra.

Si ipotizza pertanto l'inserimento di Cerchiature complete con Montanti ed Architravi in profili HEB140 e traverso inferiore con Piatto 180mm x 30mm: in PCM è possibile agevolmente inserire delle cerchiature a partire dal modello architettonico, attraverso la modifica delle proprietà delle Aperture del gruppo "Rinforzo" (si ricorda inoltre che, per poter effettivamente considerare le cerchiature a livello di calcolo, è necessario possedere anche una licenza del software A.C.M., "Aperture e Cerchiature in Murature Portanti").

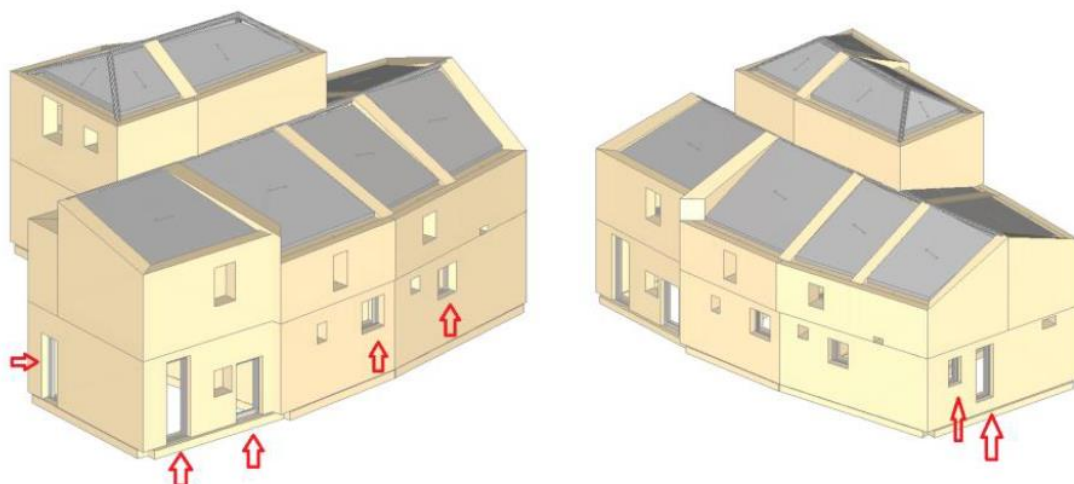


Figura 2-159: Ipotesi di Progetto alternativa, con inserimento Cerchiature per le aperture del Piano Terra

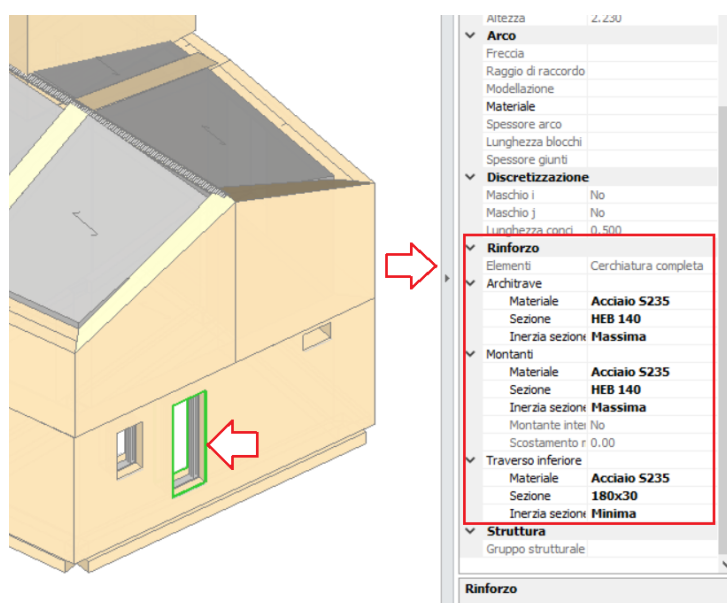


Figura 2-160: Modifica delle proprietà delle Aperture a Piano Terra, esempio di inserimento Cerchiatura

In fase di generazione del modello strutturale, PCM provvede in automatico a ricollegare tramite link rigidi le aste in acciaio rappresentative di Montanti, Architravi e Traversi alle aste in muratura già presenti:

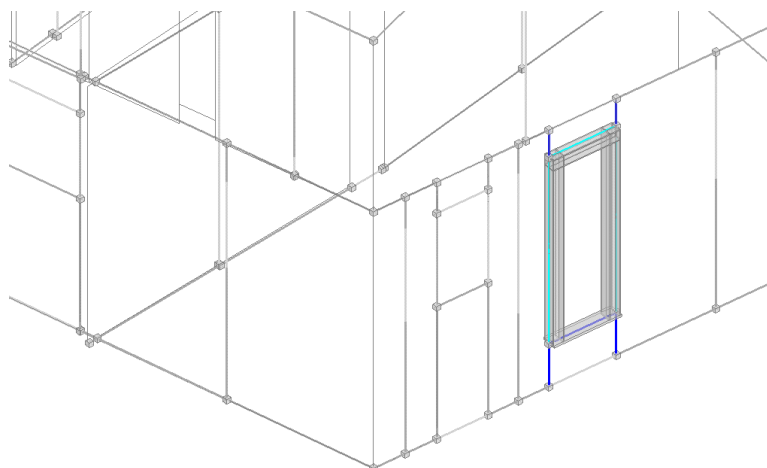


Figura 2-161: Esempio di Cerchiatura nel Modello Strutturale, aste connesse con Link Rigidi

Eseguendo di nuovo le Analisi, rispetto allo Stato Attuale emerge il miglioramento dei risultati in direzione Y nei confronti delle curve con distribuzione E; tuttavia permane ancora una crisi se si prendono in esame alcuni risultati delle curve con distribuzione A: si ricorda infatti che la causa del termine della curva nel caso della distribuzione A era legata alle plasticizzazioni e/o collassi delle pareti al Piano 3, sulle quali le cerchiature inserite al Piano Terra non hanno di fatto influenza. Questo comporta il dover tener conto della risposta dell'edificio in tutti i suoi aspetti, al fine di tarare gli interventi nel modo più opportuno.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$
4	●	□	A	+Y'		-		L2	0.222	0.023	1	0.500	0.220
3	●	□	A	+Y'		+		L2	0.310	0.048	2	0.700	0.460
7	●	□	A	-Y'		+		L2	0.313	0.051	3	0.707	0.480
8	●	□	A	-Y'		-		L2	0.345	0.063	3	0.779	0.600
5	●	□	A	-X'		+		L2	0.525	0.156	8	1.000	1.000
6	●	□	A	-X'		-		L2	0.560	0.179	9	1.029	1.080
12	●	□	E	+Y'		-		L2	0.563	0.183	9	1.093	1.220
2	●	□	A	+X'		-		L2	0.576	0.194	10	0.943	0.900
15	●	□	E	-Y'		+		L2	0.984	0.949	48	1.200	1.540
10	●	□	E	+X'		-		L2	1.016	1.072	54	1.221	1.580
13	●	□	E	-X'		+		L2	1.060	1.251	63	1.186	1.520
1	●	□	A	+X'		+		L2	1.063	1.265	63	1.043	1.120
16	●	□	E	-Y'		-		L2	1.133	1.634	82	1.243	1.660
14	●	□	E	-X'		-		L2	1.161	1.829	92	1.221	1.580
11	●	□	E	+Y'		+		L2	1.253	2.600	130	1.314	1.860
9	●	□	E	+X'		+		L2	1.364	4.238	212	1.157	1.400

Figura 2-162: Analisi Pushover Stato di Progetto (Cerchiature): Sintesi degli Indicatori di Rischio

MODELLAZIONE PER SOTTOSTRUTTURE

Nel caso di Impalcati Deformabili, in alternativa alla Modellazione Globale 3D di tutto l'edificio, la Normativa consente la Modellazione per singoli Paramenti 2D, o più in generale per sottostrutture. La mancanza di ripartizione delle azioni sismiche in base alla rigidezza delle pareti portanti infatti consente di poter separare le pareti studiandole in un contesto separato dal resto della struttura.

La modellazione di singole parti di struttura può essere condotta definendo delle "**Sottostrutture**", da collegare ad un modello rappresentativo del fabbricato complessivo. Le sottostrutture non necessariamente sono dei singoli paramenti 2D, ma possono rappresentare anche porzioni tridimensionali. Questa possibilità di modellazione può risultare utile nei casi di aggregati edilizi, con edifici non del tutto indipendenti e comunque realizzati per accostamenti successivi, oppure negli edifici monumentali di grandi dimensioni.

Se si vuole seguire questa metodologia, la procedura implementata in PCM prevede la creazione dei seguenti modelli:

- un modello "**Padre**", rappresentativo del fabbricato complessivo: per essere riconosciuto come "padre", tale file va definito apponendo il carattere @ alla fine del nome del file (in tal caso quindi il file "Padre" si denomina come "02_006_Edificio7692@.vdml");
- a partire dal file "Padre", si salvano "n" copie di modelli "**Figli**", rappresentativi delle sottostrutture che si vogliono individuare: per essere riconosciuti come "figli", tali modelli devono ereditare dal "padre" la prima parte del nome, seguita dal nome identificativo del singolo "Figlio": in tal caso, a titolo di esempio si identificano tre sottostrutture aventi i seguenti nomi:
 - 02_006_Edificio7692@sottostruttura1.vdml: una porzione del paramento X1 costituente il prospetto principale dell'edificio;
 - 02_006_Edificio7692@sottostruttura2.vdml: il prospetto laterale a Sud;
 - 02_006_Edificio7692@sottostruttura3.vdml: una porzione spaziale.

Di seguito si riporta un'immagine rappresentativa delle sottostrutture scelte:

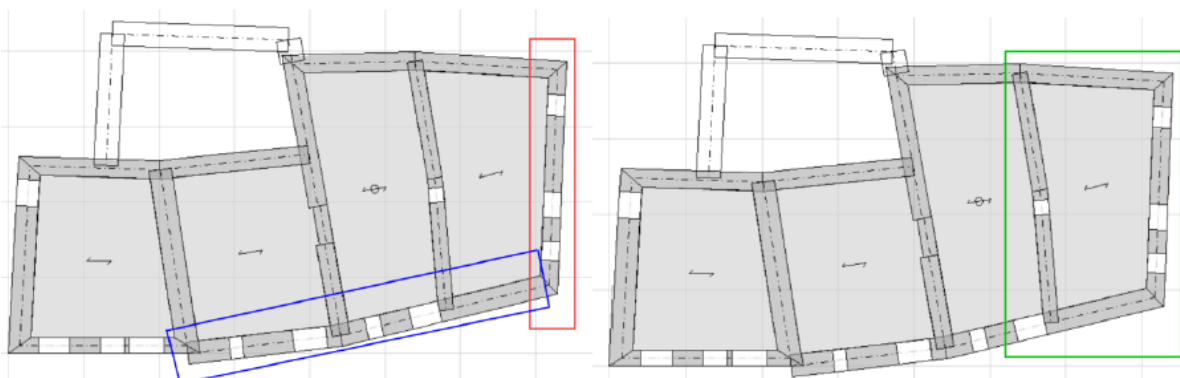


Figura 2-163: Sottostruttura 1 (blu), Sottostruttura 2 (rosso), Sottostruttura 3 (verde)

Per definire le sottostrutture, si opera nel modo seguente:

- 1) Aprire il file della singola sottostruttura;
- 2) Disattivare la visualizzazione di nodi e solai, visualizzando solo le aste (dalla Barra Multifunzione, gruppo Modello, comandi di visualizzazione "Nodi" e "Solai");
- 3) Selezionare tutte le aste ed impostare la proprietà "Da Analizzare=No";
- 4) Selezionare le aste relative alla sottostruttura da esaminare ed impostare la proprietà "Da Analizzare=Si".

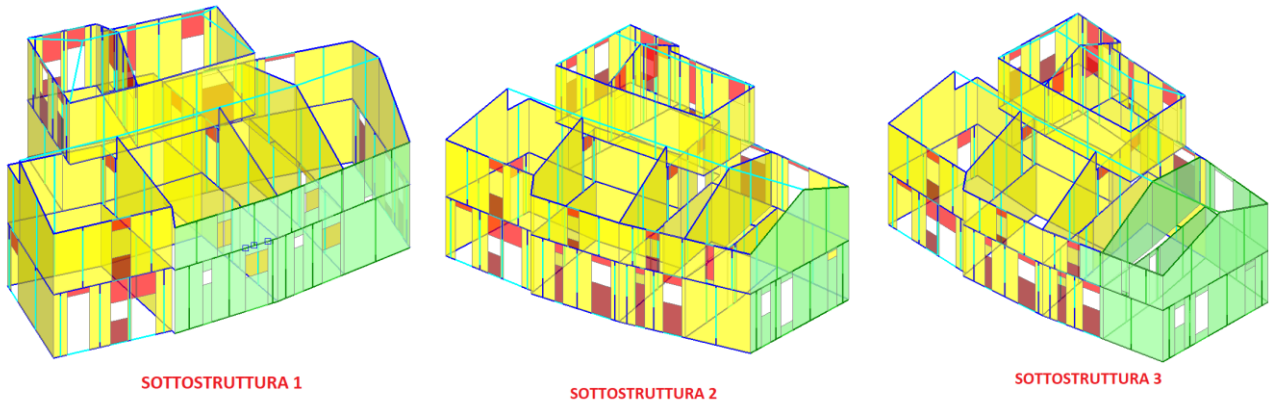


Figura 2-164: Identificazione delle sottostrutture

Con riferimento al caso in esame, ci si propone a titolo di esempio lo studio del Paramento "Lato Sud", costituito da due piani con pareti di copertura a timpano.

L'ottenimento del singolo Paramento Lato Sud avverrà direttamente in ambiente strutturale, senza necessità di cancellare il resto degli elementi dell'edificio: a tal fine, risulta utile posizionarsi in Pianta e tramite un box di selezione del mouse individuare tutta la parte di struttura da studiare, impostando la proprietà "Da analizzare=Si" ed attivando il comando "Isola":

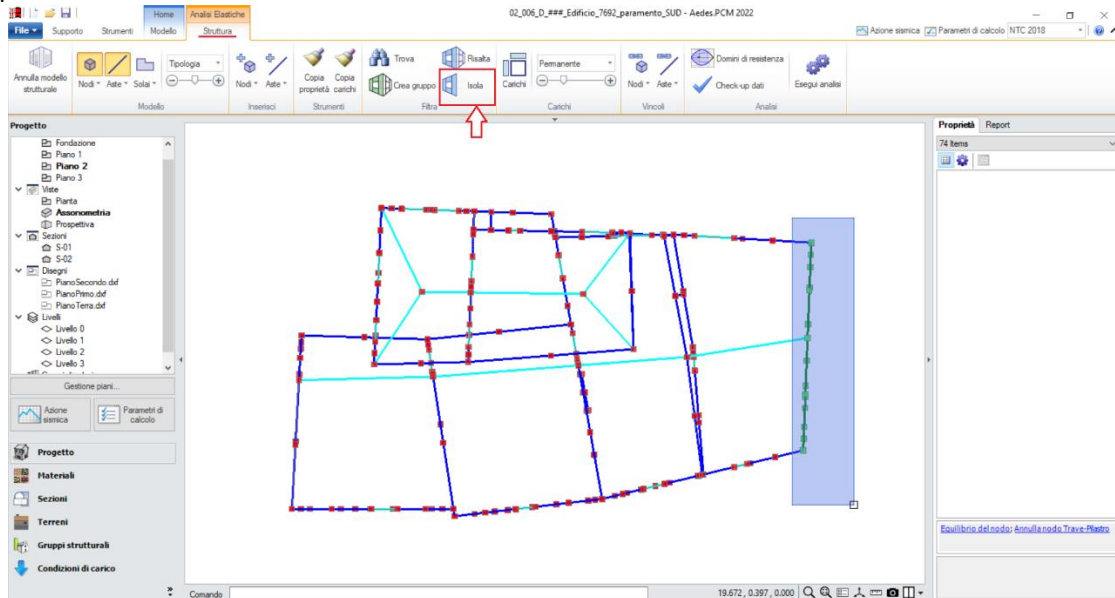


Figura 2-165: Comando "Isola" sulla Selezione del Paramento "da Analizzare"

In definitiva, il Paramento che si ottiene è il seguente: trattandosi di una modellazione piana, è necessario a questo punto adeguare il vincolamento esterno dei nodi in elevazione. Pertanto, si selezionano tutti i nodi (esclusi quelli di fondazione), impedendo le componenti di spostamento ortogonali e di rotazione nel piano ortogonale e rotazionale. Attivando la visualizzazione degli assi

(F4 da tastiera) si ha conferma che il paramento è orientato lungo Y: si bloccheranno quindi la traslazione lungo X, la rotazione attorno ad Y e quella attorno a Z:

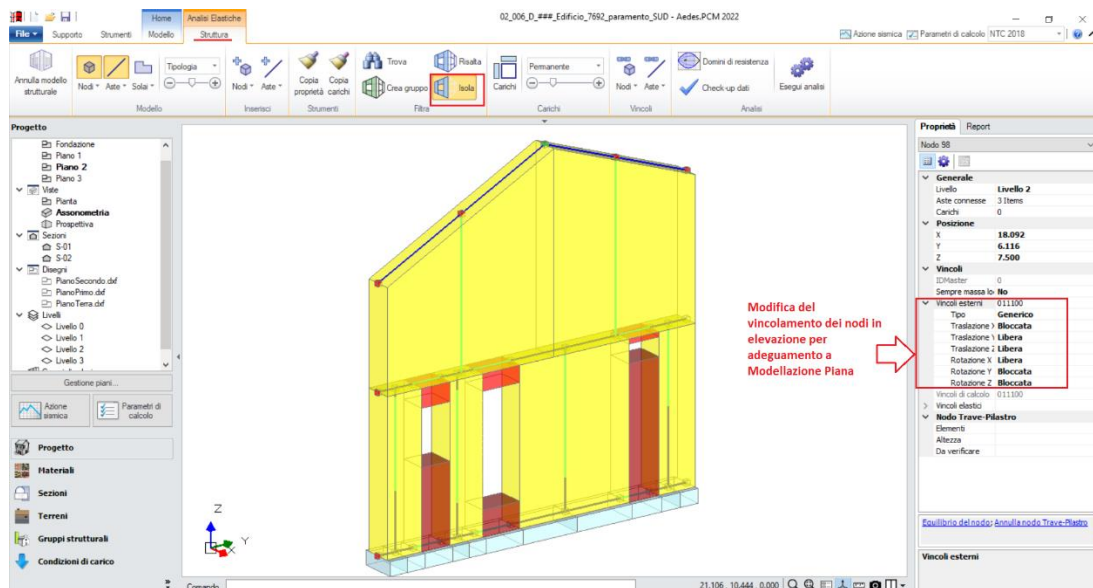


Figura 2-166: Paramento Lato Sud, adeguamento del vincolamento dei nodi in elevazione

Nei "Parametri di Calcolo", ereditati automaticamente dal progetto "Padre", è necessario operare alcune modifiche per analizzare correttamente la sottostruttura. Fra queste, attivare l'analisi Pushover nelle sole direzioni di sviluppo nel caso di paramenti (ad es. solo direzione X per la sottostruttura 1, solo la direzione Y per la sottostruttura 2, ecc...), adeguando al contempo il valore di Incremento di Taglio alla reale porzione di struttura analizzata rispetto magari ad un valore più alto derivante dal modello padre. Così come nel caso di Analisi Sismiche Lineari bisogna adeguare la direzione di ingresso del sisma ("Parametri di Calcolo", scheda "Sismica"): nel caso di paramenti perfettamente piani, è possibile limitare la direzione X o Y in base al verso di sviluppo, diversamente nel caso di paramenti obliqui è possibile inserire manualmente un angolo specifico per definire l'angolo di ingresso del sisma.

N.B: i progetti "figli" sono a tutti gli effetti normali progetti di PCM, e quindi i corrispondenti modelli possono essere messi a punto nel modo desiderato. Ovviamente, sarà cura dell'Utente non introdurre incongruenze nei confronti del modello complessivo dell'edificio a cui la struttura appartiene. Questo rischio è fortemente ridotto operando nel modo consigliato, cioè avendo anzitutto messo a punto nel modo migliore possibile il progetto "padre", e poi generato i progetti "figli".

Dopo aver analizzato le singole sottostrutture, i risultati possono essere consultati in modo del tutto analogo ad un progetto generico e il quadro degli Indicatori di Rischio dell'edificio nel suo complesso può essere ricostruito manualmente, identificando i valori minimi tra tutti i casi esaminati.

Quindi all'interno delle singole sottostrutture, ad es. con riferimento alle Analisi Pushover, è possibile visualizzare l'andamento delle singole curve, lo stato di plasticizzazione al passo, e le schede di sintesi accessibili dal "Report", "Indicatori di Rischio sismico".

Di seguito si riportano i risultati più significativi per le tre sottostrutture in esame:

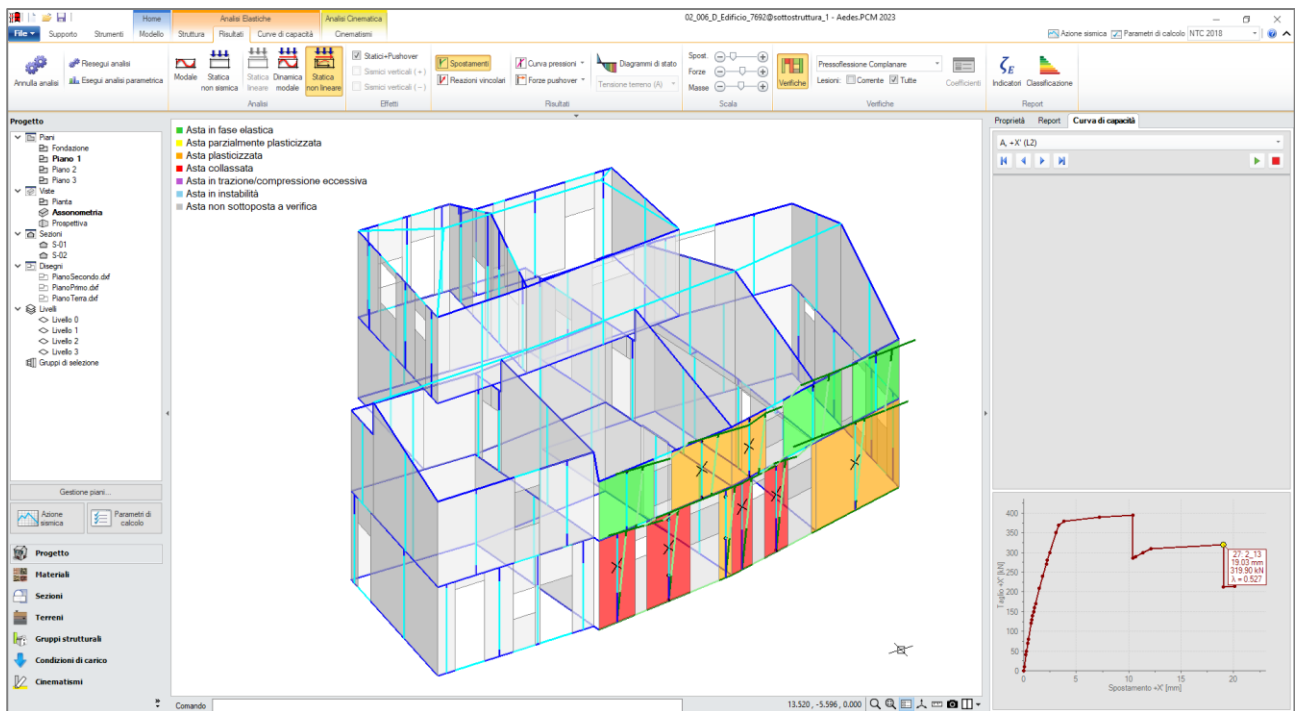


Figura 2-167: Analisi Pushover, Sottostruttura 1: consultazione verifiche al passo

SOTTOSTRUTTURA 1

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Modello per sottostrutture: Sottostruttura.

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)

- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: $q(\text{SLD}) = 1.500$, $q(\text{SLV}) = 2.250$

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: $q = 2.250$

- da analisi pushover: $q = 2.424$

- secondo §7.3.1 [Se(SLV)>=Se(SLD)]: $q \geq 3.398$

Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLO				
SLD	0.274	1.957	289	5.780

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.274	1.957	289	5.780
Resistenza fuori piano del pannello	0.274	1.957	289	5.780
Capacita' limite in fondazione	0.417	2.979	1667	33.342
Cinematismo				

SLV	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	≥ 0.445	1.408	≥ 2475	5.211
Resistenza fuori piano del pannello	≥ 0.445	1.408	≥ 2475	5.211
Capacita' limite in fondazione	≥ 0.445	1.408	≥ 2475	5.211
Cinematismo				

Verifica soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	
SLD	1.957
SLV	1.408

Figura 2-168: Scheda di Sintesi della Sottostruttura 1

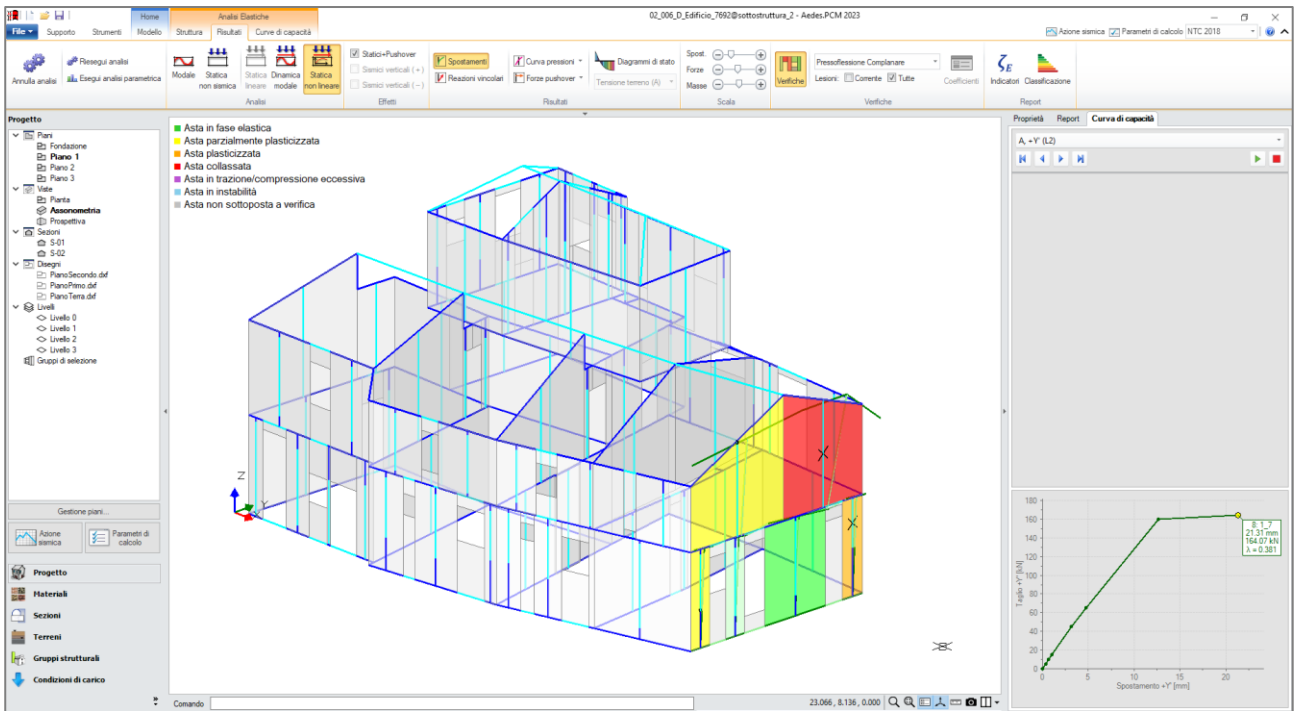


Figura 2-169: Analisi Pushover, Sottostruttura 2: consultazione verifiche al passo

SOTTOSTRUTTURA 2

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Modello per sottostrutture: Sottostruttura.

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: q(SLD) = 1.500, q(SLV) = 2.250

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input (alfa,U/alfa,1)=1.50: q = 2.250
- da analisi pushover: q = 1.750
- secondo §7.3.1 [Se(SLV) >= Se(SLD)]: q >= 3.398

Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO				
SLD	0.160	1.143	68	1.360

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.160	1.143	68	1.360
Resistenza fuori piano del pannello	0.160	1.143	68	1.360
Capacità limite in fondazione	0.178	1.271	88	1.765
Cinematismo				

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.244	0.772	199	0.419
Resistenza fuori piano del pannello	0.244	0.772	199	0.419
Capacità limite in fondazione	0.266	0.842	266	0.559
Cinematismo				

Verifica non soddisfatta

Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)
SLO	
SLD	1.143
SLV	0.772

Figura 2-170: Scheda di Sintesi della Sottostruttura 2

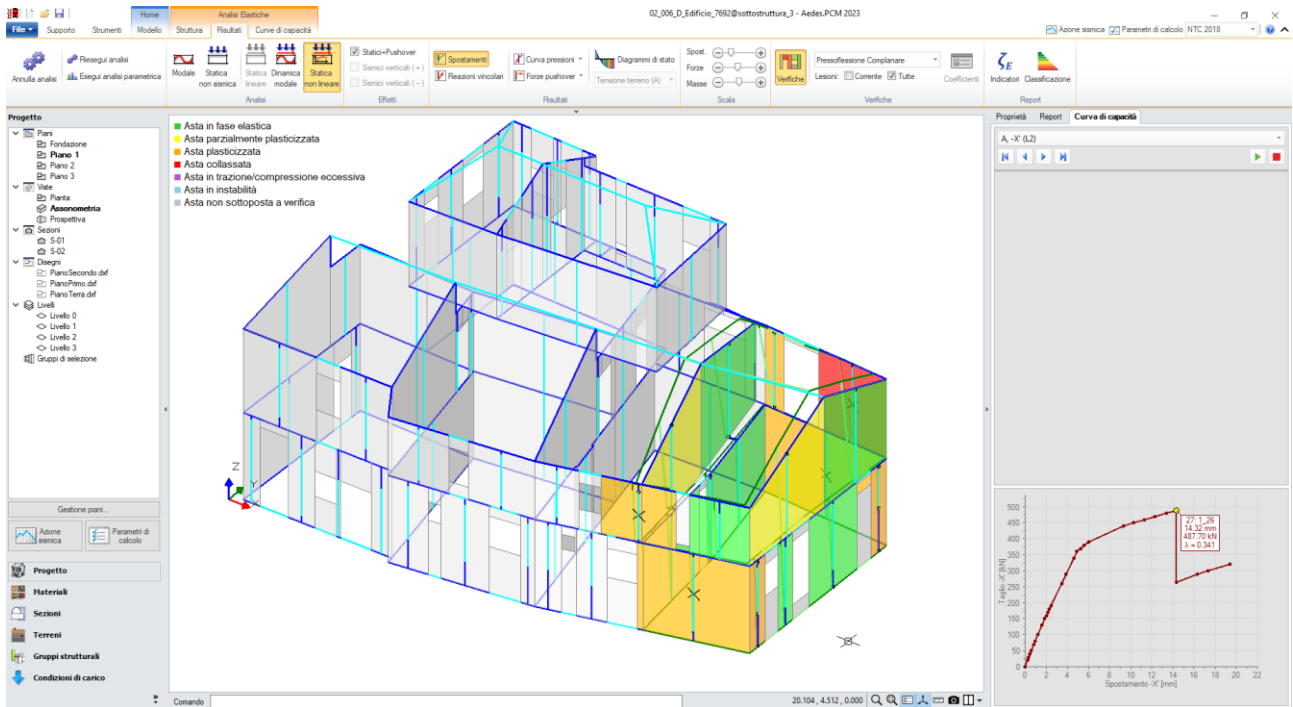


Figura 2-171: Analisi Pushover, Sottostruttura 3: consultazione verifiche al passo

SOTTOSTRUTTURA 3

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Modello per sottostrutture: Sottostruttura.

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi dinamica modale con fattore di comportamento: $q(\text{SLD}) = 1.500$, $q(\text{SLV}) = 2.250$

Riferimenti per fattore di comportamento q (SLV):

- da Normativa (D.M.17.1.2018): posto in input ($\alpha_f, U/\alpha_f, 1$)=1.50: $q = 2.250$
- da analisi pushover: $q = 1.596$
- secondo §7.3.1 [Se(SLV)] > Se(SLD): $q > = 3.398$

Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLO				
SLD	0.150	1.071	60	1.200

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.150	1.071	60	1.200
Resistenza fuori piano del pannello	0.150	1.071	60	1.200
Capacità limite in fondazione	0.192	1.371	102	2.041
Cinematismo				

SLV	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.209	0.661	127	0.267
Resistenza fuori piano del pannello	0.209	0.661	127	0.267
Capacità limite in fondazione	0.285	0.902	331	0.696
Cinematismo				

Verifica non soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	
SLD	1.071
SLV	0.661

Figura 2-172: Scheda di Sintesi della Sottostruttura 3

Componendo manualmente i risultati, si prenderanno i valori minimi tra tutti, e ne deriverebbe la seguente sintesi (con riferimento per semplicità ai soli indicatori allo SLV); accanto all'indicatore, l'apice in rosso indica da quale sottostruttura deriva:

Verifiche di resistenza (RES) – RISULTATI DI SINTESI MANUALE FRA LE SOTTOSTRUTTURE

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.209 ⁽³⁾	0.661 ⁽³⁾	127 ⁽³⁾	0.267 ⁽²⁾
Resistenza fuori piano del pannello	0.209 ⁽³⁾	0.661 ⁽³⁾	127 ⁽³⁾	0.267 ⁽²⁾
Capacità limite in fondazione	0.266 ⁽²⁾	0.842 ⁽²⁾	266 ⁽²⁾	0.559 ⁽²⁾

Oppure, i risultati "complessivi" possono essere composti automaticamente consultando la scheda di sintesi del progetto "Padre", dove può essere svolta anche l'analisi cinematica.

Nel progetto "Padre" verrà eseguita la sola Analisi Modale. Tale analisi riveste un ruolo significativo anche per gli edifici studiati per sottostrutture, generalmente caratterizzati da piani deformabili, dove singole parti di struttura presentano spesso un comportamento dinamico che può essere considerato indipendente da altre parti. Le deformate dei singoli modi, le masse partecipanti ed i periodi di vibrazione forniscono utili indicazioni per convalidare le scelte adottate nella scomposizione in sottostrutture.

Domanda

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.109	30
SLD	0.140	50
SLV	0.316	475

Modello per sottostrutture: Struttura complessiva (nome del file: 02_006_Edificio7692@)

I risultati sono i più sfavorevoli ottenuti dalle sottostrutture corrispondenti ai seguenti files:

02_006_Edificio7692@sottostruttura1

02_006_Edificio7692@sottostruttura2

02_006_Edificio7692@sottostruttura3

(per maggiori informazioni: consultare le schede di sintesi delle singole sottostrutture)

Verifiche di rigidità (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO				
SLD	0.150	1.071	60	1.200

Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.150	1.071	60	1.200
Resistenza fuori piano del pannello	0.150	1.071	60	1.200
Capacità limite in fondazione	0.178	1.271	88	1.765
Cinematismo				

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.209	0.661	127	0.267
Resistenza fuori piano del pannello	0.209	0.661	127	0.267
Capacità limite in fondazione	0.266	0.842	266	0.559
Cinematismo	0.107	0.339	28	0.059

Verifica non soddisfatta

Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)
SLO	
SLD	1.071
SLV	0.339

Figura 2-173: Scheda di Sintesi del Modello "Padre"

Riepilogando, la procedura operativa del calcolo per sottostrutture con PCM è la seguente:

1. Modellazione architettonica e strutturale completa (inclusi solai e carichi generici) del progetto "padre", il cui nome deve terminare con @ (per es. Edificio@);
2. Creazione dei progetti "figli" (ognuno corrispondente ad una sottostruttura), ottenuti come copia del "padre". Il nome del file è composto dal nome del "padre" seguito dal nome del "figlio" (per es. *Edificio@ProspettoEst*);
3. Per ogni "figlio":
 - a. condurre eventuali modifiche (per es. per limitare l'analisi solo al piano del paramento, oppure modifiche sui vincolamenti di aste o nodi, ecc...);
 - b. eseguire le analisi sismiche lineari e/o pushover;
4. Tornando al "padre":
 - a. eseguire l'analisi cinematica;
 - b. eseguire l'Analisi Modale, per confronto risultati;
 - c. consultare la Scheda di Sintesi che tiene conto anche delle analisi svolte nelle sottostrutture (in termini di Indicatori di Rischio).

La procedura illustrata sopra è esauriente per quanto riguarda l'analisi di vulnerabilità di uno Stato Attuale. Nel caso di un progetto di miglioramento, dove si avranno sia il modello allo Stato Attuale che quello allo Stato di Progetto, valgono le seguenti considerazioni:

1. L'analisi dello Stato Attuale può essere svolta per Sottostrutture (seguendo quanto sopra indicato) oppure direttamente su un modello 3D unitario;
2. L'analisi dello Stato di Progetto può essere condotta in modo analogo, per Sottostrutture o su modello 3D: si dovrà avere l'accortezza di specificare nei "*Parametri di Calcolo*", scheda "*Valutazione*" il nome del file dello Stato Attuale.

N.B.: gli interventi di consolidamento tendono in genere a garantire un buon ammorsamento tra le pareti ortogonali e questo – indipendentemente dalla rigidità o meno dell'impalcato nel piano orizzontale – può giustificare l'opportunità di un'analisi su un modello 3D unitario. La scomposizione per paramenti, o più in generale per sottostrutture, appare più indicata laddove esista una sconnessione (cioè un mancato collegamento) fra strutture adiacenti, o dove tale collegamento risulta dubbio. Peraltro, le strutture in muratura presentano comportamento sismico scatolare spaziale determinato non solo dal collegamento rigido d'impalcato, ma anche dall'ammorsamento tra le pareti, che nello schema del telaio equivalente è rappresentato dai link posti negli angoli ed in corrispondenza delle intersezioni tra pareti.

CLASSIFICAZIONE SISMICA

Il miglioramento può essere espresso anche in termini di classificazione sismica secondo quanto indicato nel DM 58/2017 e successivo aggiornamento DM 65/2017 "*Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni*", in attuazione del cosiddetto Sismabonus. La classificazione sismica di una costruzione consiste nell'assegnazione di una delle otto **Classi di Rischio**, con rischio crescente da A+ a G.

La determinazione della classe di rischio può essere condotta secondo due metodi, tra loro alternativi, l'uno denominato "*Metodo convenzionale*" e l'altro "*Metodo semplificato*".

Il *Metodo Convenzionale* è basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle NTC e consente la valutazione della classe di rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento; il *Metodo Semplificato* è basato su meccanismi rapidi, ispirati ai rilievi effettuati dalla Protezione civile negli scenari di emergenza, e può essere impiegato gli interventi sugli edifici in muratura.

Il Metodo convenzionale è in generale preferibile in quanto correlato ad un'analisi approfondita dell'edificio. In conseguenza di un intervento, il metodo convenzionale consente il salto di più classi di rischio (con supporto economico fino ad un salto di due classi), mentre il metodo semplificato consente il salto di una sola classe.

Per determinare la classe di rischio si fa riferimento a due **parametri**:

- la **Perdita Annuale Media (PAM)**, cioè il costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione;
- l'**Indice di Sicurezza (IS-V)** definito come rapporto tra capacità e domanda in termini di PGA allo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

In Aedes.PCM, avendo a disposizione i risultati delle analisi è possibile richiedere la generazione del report di Classificazione sismica secondo il "*Metodo Convenzionale*" attraverso il seguente comando nella barra multifunzione:

Risultati > Report > Classificazione sismica

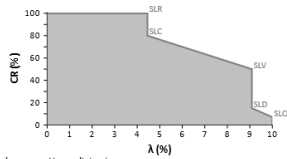
Per l'edificio oggetto di studio risulta che lo Stato Attuale ricade in "Classe di Rischio G", mentre allo Stato di Progetto si raggiunge la "Classe di Rischio D", ovvero l'intervento comporta un salto di tre classi di rischio.

Per ulteriori approfondimenti sulla procedura di Classificazione sismica si rimanda al Manuale d'uso di Aedes.PCM, paragrafo §3.4.2.

Classificazione Sismica: Stato Attuale
File: 02_006_Edificio7692_SA

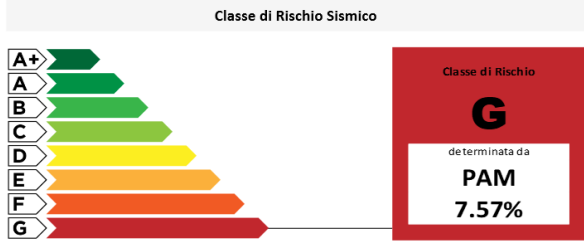
Curva della perdita economica

	T _{rec}	λ (%)	CR (%)
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	4.455	100
Stato Limite di Collasso	SLC	4.455	80
Stato Limite di salv. della Vita	SLV	11	9.091
Stato Limite di Danno	SLD	11	9.091
Stato Limite di Operatività	SLO	10.000	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	10.000



T_{rec} capacità in termini di tempo di ritorno
λ frequenza media annua di superamento, pari a 1/T_{rec} con le seguenti condizioni:
- λ_{SLC} = max(1/T_{rec,SLC}, λ_{SLV})
- λ_{SLD} = 0.49 λ_{SLV} se T_{rec,SLC} non è specificato, altrimenti λ_{SLD} = min(1/T_{rec,SLC}, λ_{SLV})
- λ_{SLO} = 1.67 λ_{SLD} se T_{rec,SLO} non è specificato, altrimenti λ_{SLO} = max(1/T_{rec,SLO}, λ_{SLD})
CR percentuale del costo di ricostruzione associata al raggiungimento di ciascun stato limite

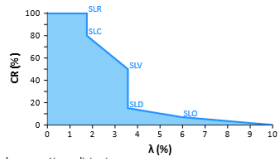
Perdita Annuale Media PAM = 7.57%		Indice di Sicurezza IS-V = 21.8%	
Classe PAM		Classe IS-V	
PAM ≤ 0.5%	A*	100% ≤ IS-V	A*
0.5% < PAM ≤ 1.0%	A	80% ≤ IS-V < 100%	A
1.0% < PAM ≤ 1.5%	B	60% ≤ IS-V < 80%	B
1.5% < PAM ≤ 2.5%	C	45% ≤ IS-V < 60%	C
2.5% < PAM ≤ 3.5%	D	30% ≤ IS-V < 45%	D
3.5% < PAM ≤ 4.5%	E	15% ≤ IS-V < 30%	E
4.5% < PAM ≤ 7.5%	F	IS-V < 15%	F
7.5% < PAM	G		



Classificazione Sismica: Stato di Progetto
File: 02_006_Edificio7692_SP

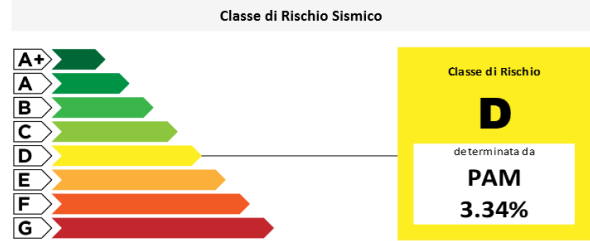
Curva della perdita economica

	T _{rec}	λ (%)	CR (%)
Stato Limite di Ricostruzione	SLR	1.750	100
Stato Limite di Collasso	SLC	1.750	80
Stato Limite di salv. della Vita	SLV	28	3.571
Stato Limite di Danno	SLD	28	3.571
Stato Limite di Operatività	SLO	5.964	7
Stato Limite di Inizio Danno	SLID	10	10.000

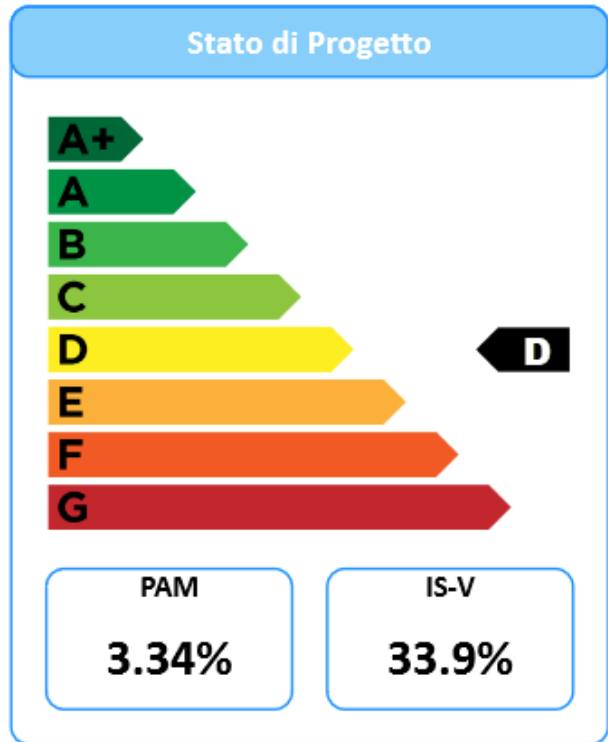
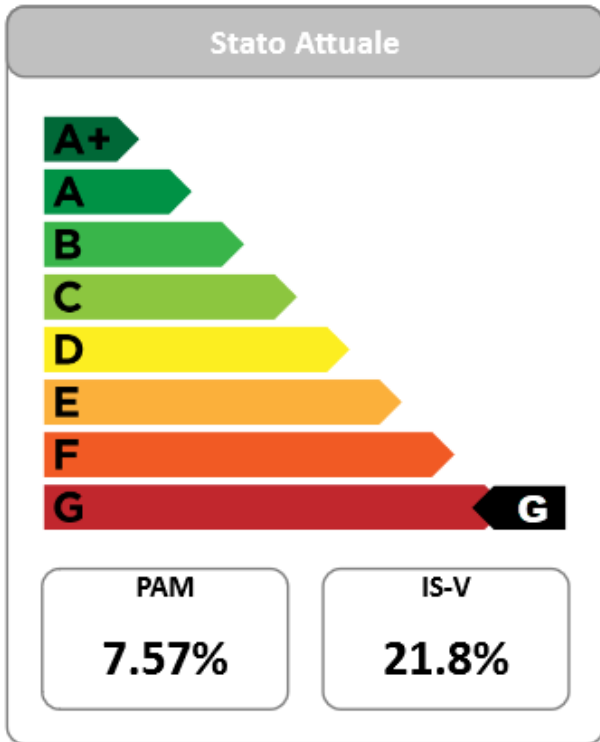


T_{rec} capacità in termini di tempo di ritorno
λ frequenza media annua di superamento, pari a 1/T_{rec} con le seguenti condizioni:
- λ_{SLC} = max(1/T_{rec,SLC}, λ_{SLV})
- λ_{SLD} = 0.49 λ_{SLV} se T_{rec,SLC} non è specificato, altrimenti λ_{SLD} = min(1/T_{rec,SLC}, λ_{SLV})
- λ_{SLO} = 1.67 λ_{SLD} se T_{rec,SLO} non è specificato, altrimenti λ_{SLO} = max(1/T_{rec,SLO}, λ_{SLD})
CR percentuale del costo di ricostruzione associata al raggiungimento di ciascun stato limite

Perdita Annuale Media PAM = 3.34%		Indice di Sicurezza IS-V = 33.9%	
Classe PAM		Classe IS-V	
PAM ≤ 0.5%	A*	100% ≤ IS-V	A*
0.5% < PAM ≤ 1.0%	A	80% ≤ IS-V < 100%	A
1.0% < PAM ≤ 1.5%	B	60% ≤ IS-V < 80%	B
1.5% < PAM ≤ 2.5%	C	45% ≤ IS-V < 60%	C
2.5% < PAM ≤ 3.5%	D	30% ≤ IS-V < 45%	D
3.5% < PAM ≤ 4.5%	E	15% ≤ IS-V < 30%	E
4.5% < PAM ≤ 7.5%	F	IS-V < 15%	F
7.5% < PAM	G		



Classe di Rischio Sismico



02_007_Struttura_mista

File di riferimento:

02_007_Struttura_mista

02_007_Struttura_mista_CAM

Parole chiave:

- STRUTTURA IN MURATURA CON ELEMENTI IN C.A.
- CONSOLIDAMENTO DELLA MURATURA CON SISTEMA CAM

GENERALITÀ

Nell'ambito degli edifici esistenti, si possono ritrovare strutture cosiddette "*miste*", ovvero con differente tipologia costruttiva: è questo il caso ad esempio di edifici con murature perimetrali e presenza anche di elementi intelaiati in calcestruzzo armato. In questi casi, le verifiche degli elementi si conducono in termini di domini di resistenza e, nel caso di elementi duttili in c.a., con controllo delle rotazioni delle cerniere plastiche.

Per ulteriori approfondimenti sulla generazione dei Domini di Resistenza si rimanda al paragrafo §3.2.6 del Manuale di PCM.

Nel caso di strutture miste con presenza di elementi in c.a., l'implementazione dei criteri di modellazione delle cerniere plastiche in PCM si basa sulla Ricerca commissionata da AEDES al Prof. Spacone e all'Ing. Camata dell'Università di Chieti-Pescara. La Ricerca è descritta nella documentazione accessibile dal Menu "*Supporto*" di PCM, pulsante "*Ricerca*". I contenuti di questo documento sono confluiti negli algoritmi di PCM relativi alle strutture in c.a., unitamente alla modalità di generazione e gestione dei domini di resistenza N-M. In PCM i domini di resistenza vengono studiati in modo molto dettagliato: ad esempio, per ogni stato di sollecitazione viene determinato lo stato di tensione e deformazione delle aste, nonché la zona reagente; vengono inoltre compiutamente definite la frontiera ultima, quella di snervamento e quella di parzializzazione. Rispetto ai contenuti della Ricerca sulle cerniere plastiche, gli algoritmi implementati in PCM hanno apportato le seguenti varianti di dettaglio:

1. Si ipotizza che la cerniera plastica a pressoflessione, con rottura duttile, si comporti in modo elastoplastico, evitando così l'incrudimento (in pratica, si pone il Momento Ultimo M_u uguale al Momento di Snervamento M_{snerv}), ottenendo così una completa analogia con la plasticizzazione a pressoflessione delle pareti murarie.
2. Il momento di snervamento viene calcolato in modo 'esatto' come momento ultimo di una sezione in cui la deformazione massima dell'armatura è posta uguale alla deformazione di snervamento; la curva di snervamento viene rappresentata nel dominio di resistenza insieme alla curva del momento ultimo.
3. Per considerare la pressoflessione deviata, si utilizza il criterio di resistenza di Bresler, così come indicato nella Ricerca, integrato dal controllo che l'esponente sia sempre ≤ 1.5 (tale valore permette di considerare anche sforzi normale di trazione).

L'esempio descritto nel seguito rappresenta proprio il caso di un edificio esistente con murature perimetrali ed elementi in c.a. interni, considerati "*collaboranti*" ai fini sismici, situato in zona ad alta sismicità (Comune di "*L'Aquila*"). L'edificio è composto da due piani alti 3m con murature perimetrali in pietra a spacco con buona tessitura e Livello di conoscenza LC1 (FC=1.35). Per gli elementi in c.a. si ipotizza una classe C25/30 e un Livello di Conoscenza LC2 (FC=1.20, da impostare nei "*Parametri di Calcolo*", scheda "*Cemento Armato*").

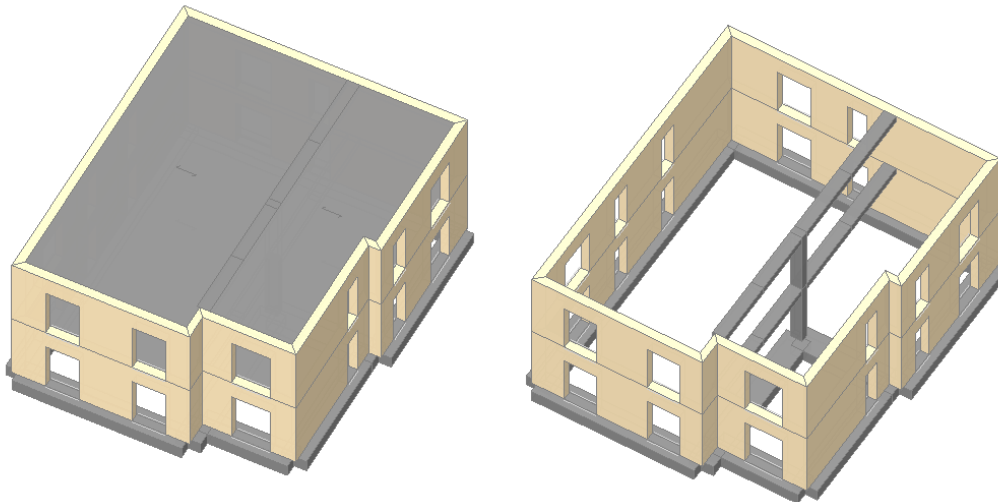


Figura 2-174: Assonometrie Sud-Ovest rappresentative dell'edificio, con attivazione Solai e senza Solai (in quest'ultima vista si nota il telaio interno in c.a.)

Le murature hanno spessore di 35cm, inoltre poiché i sottofinestra sono di piccolo spessore si sceglie di non considerarli (le aperture hanno quindi tutte la proprietà "Distanza da base=0" in ambiente architettonico). Mentre il telaio interno in c.a. è costituito da un pilastro avente sezione 300x500, posizionato in zona pressoché centrale, al quale sono connesse due travi in elevazione di sezione 500x300. Le travi di fondazione hanno invece sezione 1000x500.

N.B.: le travi in c.a. in elevazione vengono "spezzate" a metà a partire già dal Modello Architettonico, per cogliere in Analisi Pushover l'eventuale formazione di una cerniera plastica anche in corrispondenza della mezzeria (si ricorda infatti che le cerniere plastiche sono sempre gestite alle estremità deformabili degli elementi):

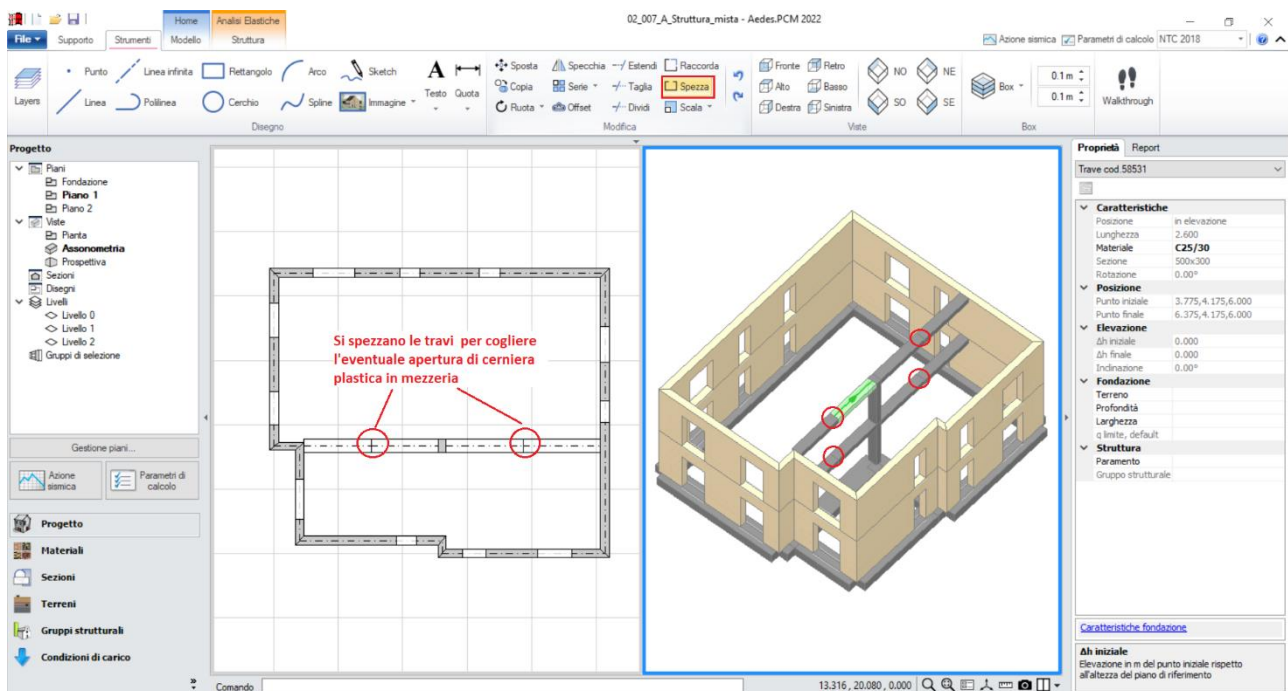


Figura 2-175: Interruzione delle travi in mezzeria, tramite il comando "Spezza"

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per l'edificio in esame, poiché gli impalcati sono latero cementizi, **sono stati impostati i piani "Rigidi"** direttamente dalle loro proprietà cliccando sui singoli Livelli del Navigatore.

Di seguito si elencano altre scelte di modellazione condotte in ambiente strutturale:

- 1) Comportamento delle fasce: si considerano collaboranti, considerando per esse un valore di Resistenza a Trazione pari a circa 85kN, corrispondenti a 2 Φ 12; trattandole come collaboranti, vengono soggette a verifiche di pressoflessione e taglio;
- 2) Rigidezza fessurata: sia per gli elementi in muratura che per quelli in c.a. si imposta la proprietà "Rigidezza Fessurata"=50, in tal modo considerando un comportamento trilineare;
- 3) Comportamento "Non Shear Type": si considerano le rotazioni nei nodi libere;
- 4) Verifiche negli elementi: tutti i maschi murari sono sottoposti alle verifiche di pressoflessione complanare, taglio e pressoflessione ortogonale; gli elementi in c.a. sono soggetti alle verifiche di pressoflessione e taglio essendo trattati come elementi collaboranti: dal punto di vista operativo, tali verifiche confluiranno convenzionalmente nei Risultati in termini di Pressoflessione Complanare e Taglio per scorrimento (per le pareti murarie, si parla genericamente di verifica a taglio, sarà poi il software in automatico ad indicare nei risultati la verifica maggiormente penalizzante tra il Taglio per Fessurazione Diagonale e quello per Scorrimento, in base anche al tipo di materiale delle pareti); le travi di fondazione saranno verificate solo nei loro tratti deformabili sottostanti le aperture;
- 5) Fasi costruttive: dai "Parametri di Calcolo", scheda "Generale", si considera attivo il calcolo secondo la metodologia delle Fasi Costruttive, scelta sempre preferibile in quanto evita sollecitazioni inappropriate dovute ai pesi propri applicate al telaio elastico. Senza questa scelta, le fasce manifesterebbero crisi per taglio già in fase statica; scegliendo invece l'analisi per fasi costruttive, l'analisi pushover partirà da una configurazione statica con verifiche di sicurezza soddisfatte per proseguire con la fessurazione sia dei maschi sia delle fasce;
- 6) Comportamento della muratura: per questo esempio, dai "Parametri di Calcolo", scheda "Muratura", in alternativa allo "Stress-Block" usato solitamente, si è scelto di attivare il diagramma di tipo "Parabola-Rettangolo" in modo da poter generare e consultare i domini di resistenza anche per le pareti murarie;
- 7) Analisi Eseguite: si eseguono le Analisi Modale, Statica non Sismica, Dinamica Modale e Pushover con distribuzioni di forze B ed E, nelle direzioni +X e +Y, considerando i Momenti Torcenti dettati dalla presenza di livelli rigidi; trattandosi di edificio esistente in Classe II, la sicurezza viene inoltre valutata solo allo SLV, come consentito da normativa (cfr. §8.3).

In ambiente strutturale, per gli elementi in c.a. si completano inoltre le informazioni geometriche delle loro sezioni con i "**Layout di Armatura**" da disporre: per far questo, si apre la finestra "Sezioni", e si aggiungono quattro layout di armatura:

- tre layout inseriti "per righe", utilizzati per la definizione delle armature delle travi, inserendo per righe le armature di intradosso ed estradosso; più in specifico, si inserisce:
 - un Layout con 5 Φ 12 inferiori e superiori, e copriferro pari a 30mm (da assegnare alle travi di fondazione 1000x500);
 - un Layout con 5 Φ 16 inferiori e 2 Φ 16 superiori, e copriferro pari a 30mm;
 - un Layout esattamente speculare di quello precedente, ovvero con 5 Φ 16 superiori e 2 Φ 16 inferiori, e copriferro pari a 30mm.

Questi ultimi due Layout saranno assegnati alle travi in spessore in elevazione 500x300: la loro differenza nella gestione delle armature superiori e inferiori è dovuta al fatto che si vuole rappresentare la sezione armata sia in corrispondenza degli appoggi che nella sezione di mezzeria. Più in specifico, in accordo con gli assi locali (F4 da tastiera), nel nodo in corrispondenza degli appoggi l'armatura tesa è quella superiore (5Φ16) e quella compressa quella inferiore (2Φ16); nel nodo in corrispondenza della sezione di mezzeria invece l'armatura è invertita in quanto il momento tende le fibre inferiori.

- un layout "rettangolare", utilizzato invece per i pilastri 300x500, inserendo un'armatura simmetrica tra i piani di flessione xy ed xz; più in specifico, si inserisce:
 - un Layout con 4Φ16 agli spigoli, più 2#16 centrali da disporre sul lato lungo (ovvero lungo l'asse locale z) che sul lato corto (ovvero lungo l'asse locale y), e copriferro pari a 30mm.

Quanto sopra detto, è relativo alle armature "per flessione". Una volta definiti i layout di armatura per le sezioni presenti, per assegnarle ai relativi elementi in c.a. è sufficiente selezionarli, e scegliere il tipo di layout dalla relativa caratteristica nella finestra delle "Proprietà", dove è possibile impostare anche le armature relative alle "Staffe" ed al loro "passo" (si sceglie di adottare 2Φ10 a passo 120 sia per le travi che per i pilastri; per le travi di fondazione, presentando una sezione più larga, si considera la "doppia staffa" inserendo 4Φ10 a passo 150):

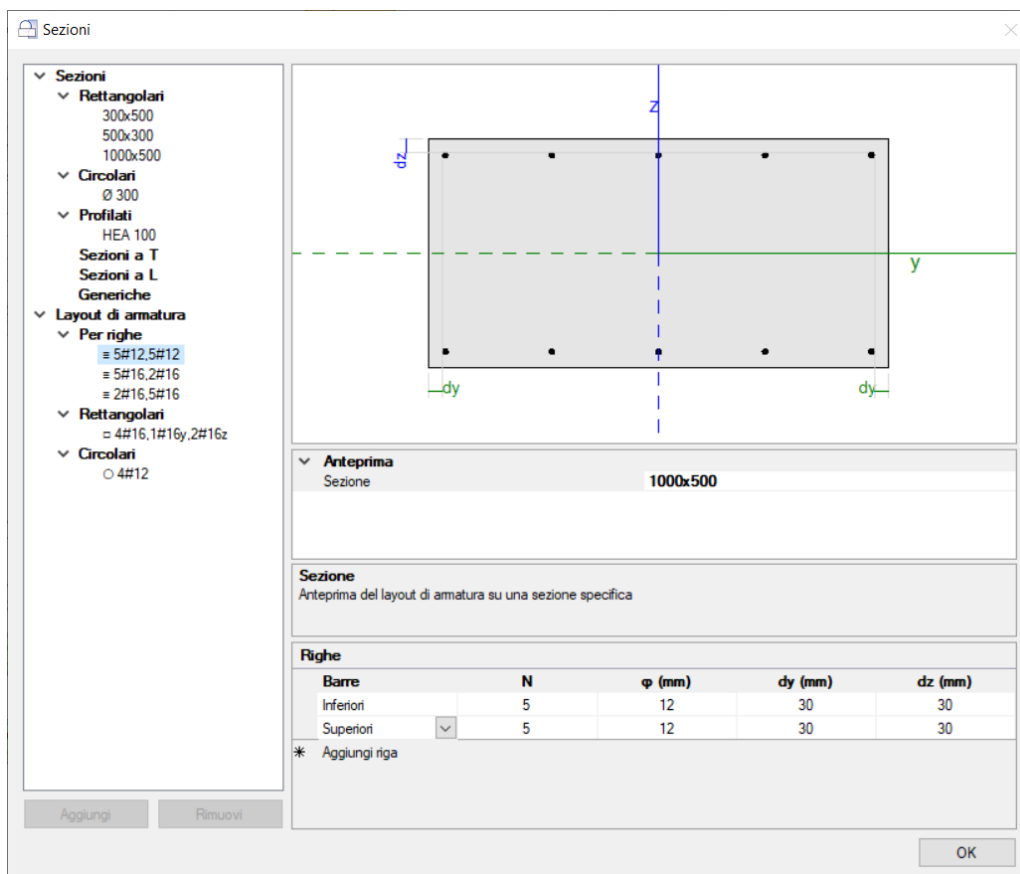


Figura 2-176: Finestra "Sezioni": inserimento Layout di armature "per righe" (valido per le travi di fondazione)

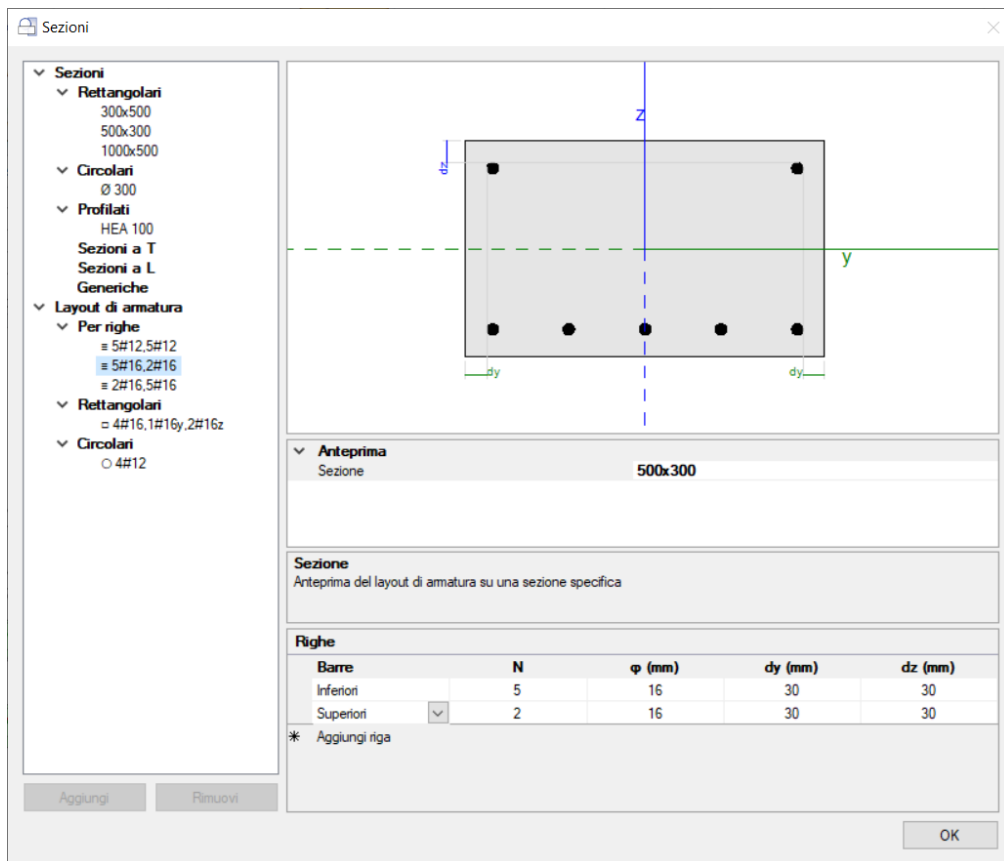


Figura 2-177: Finestra "Sezioni": Layout "per righe" (valido per travi in elevazione nel nodo di mezzeria)

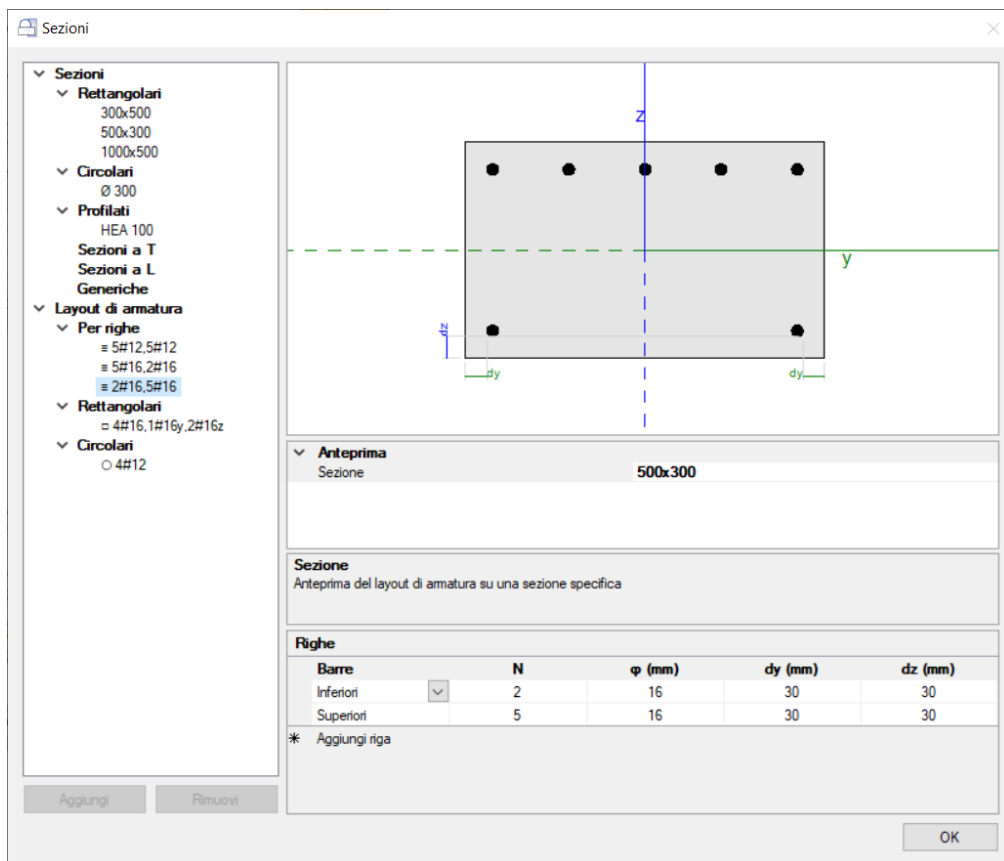


Figura 2-178: Finestra "Sezioni": Layout "per righe" (valido per travi in elevazione nel nodo dell'appoggio)

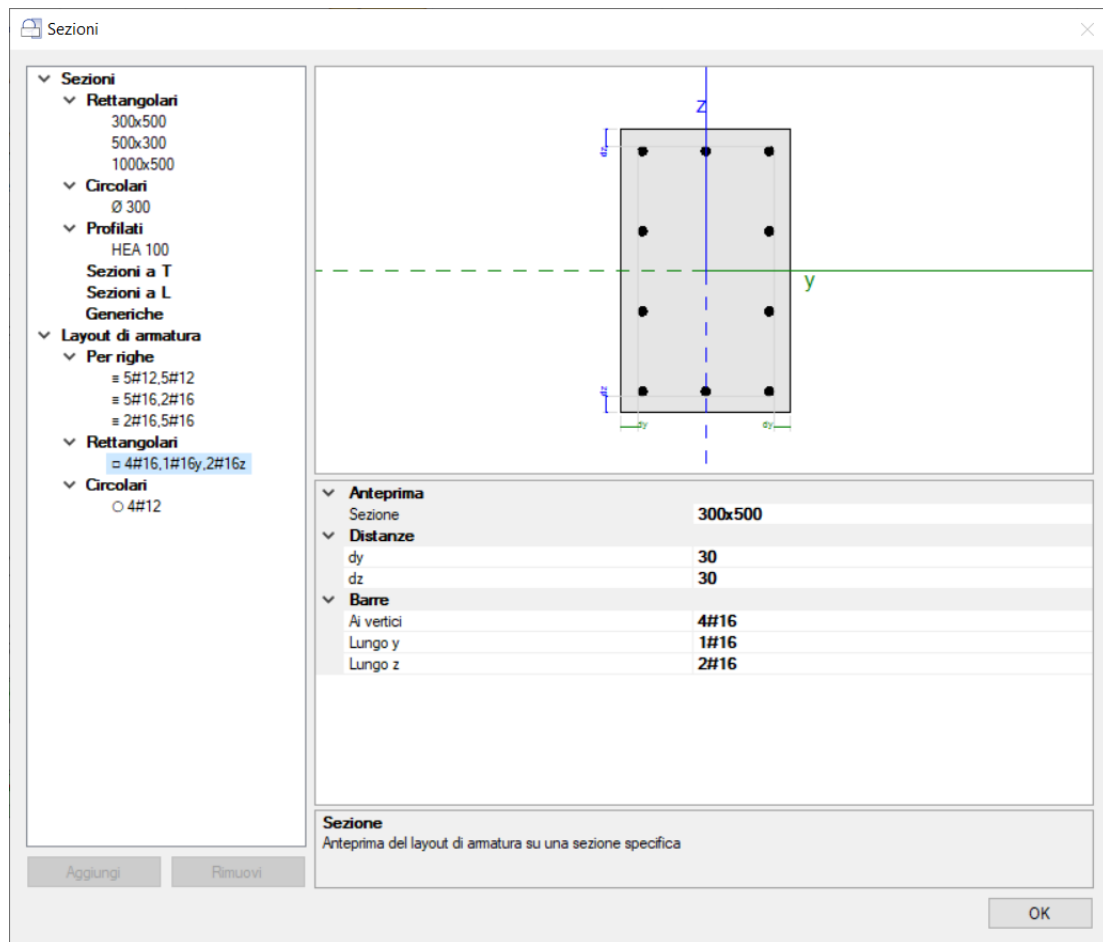


Figura 2-179: Finestra "Sezioni": inserimento Layout di armatura "rettangolari" (valido per i pilastri)

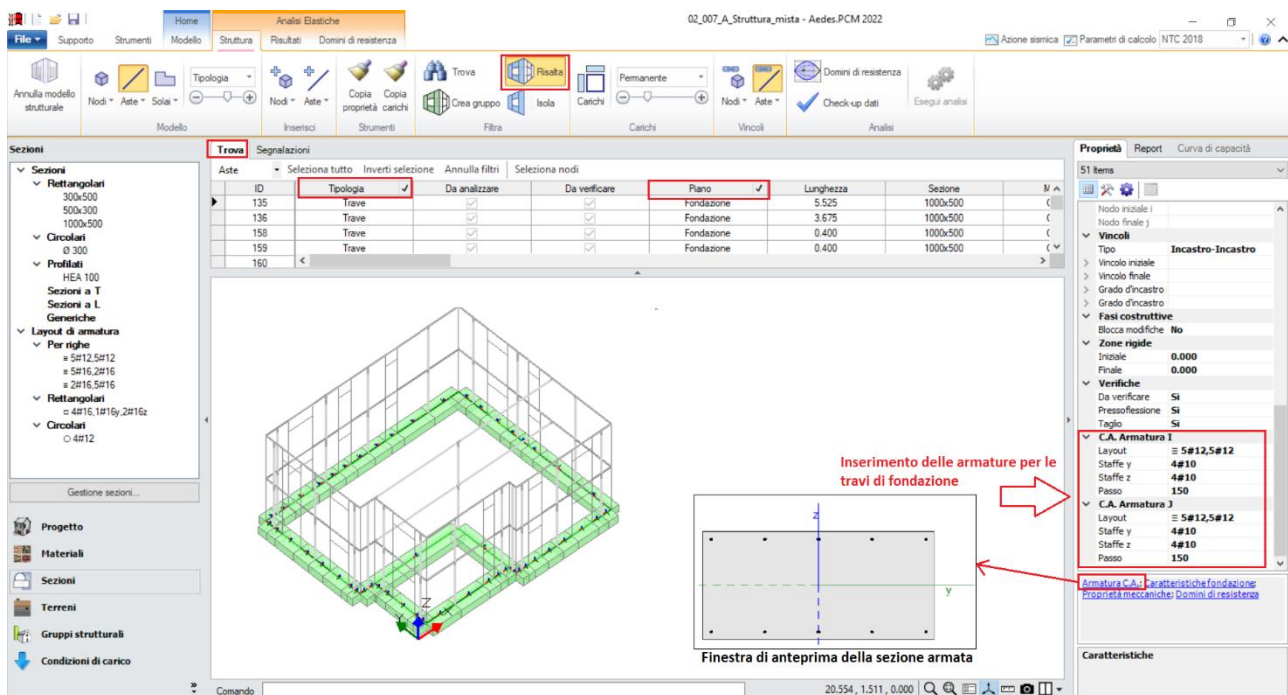


Figura 2-180: Selezione Aste di Fondazione ("Trova", filtri su "Tipologia" e "Piano") e assegnazione armature

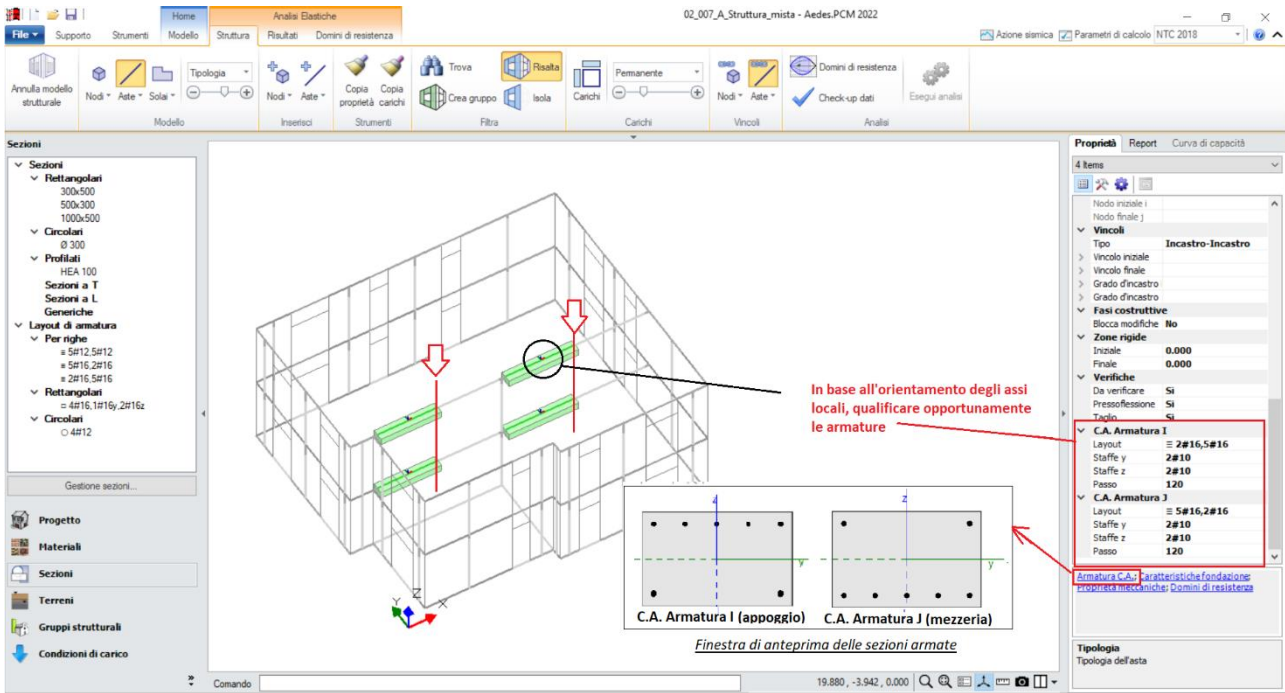


Figura 2-181: Selezione Travi in Elevazione e assegnazione armature sulla prima metà

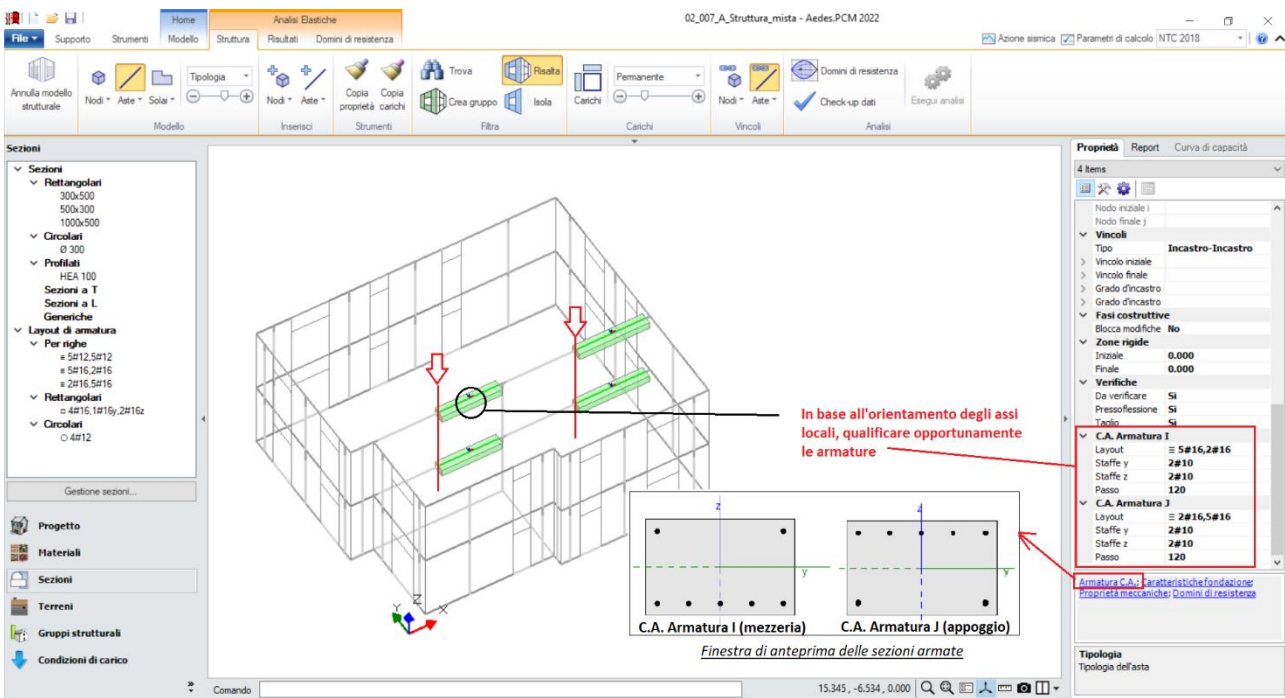


Figura 2-182: Selezione Travi in Elevazione e assegnazione armature sulla seconda metà

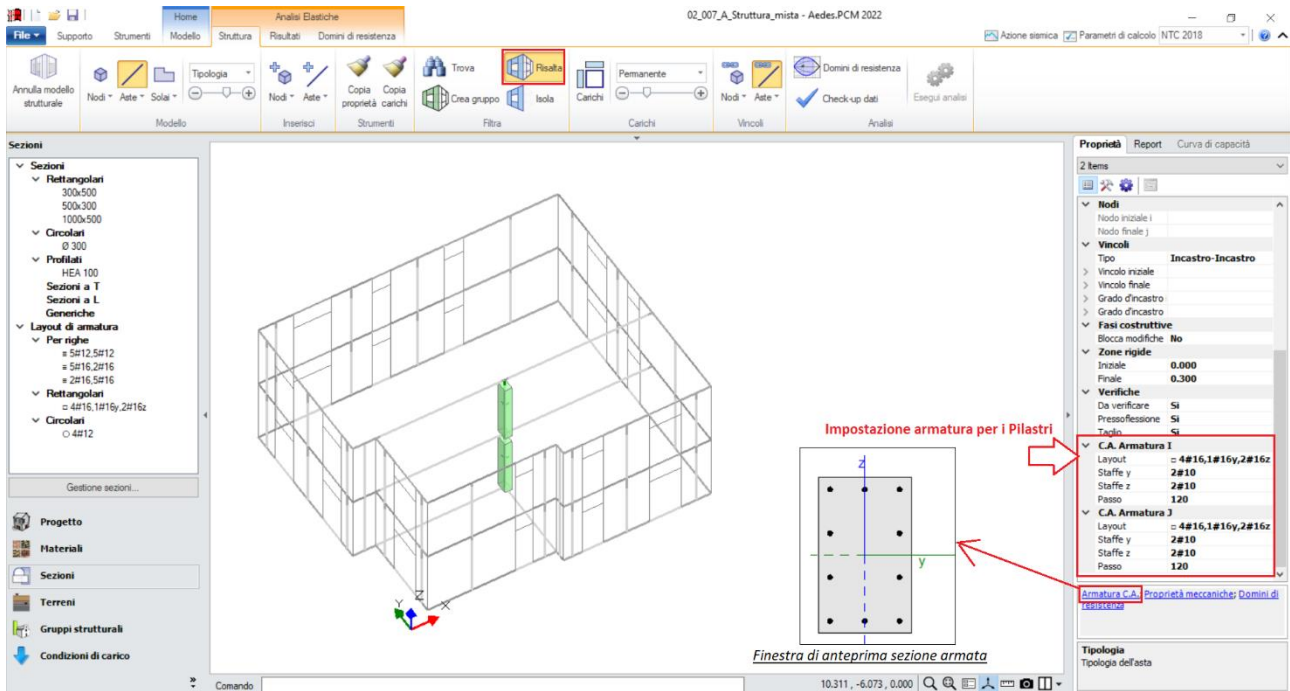


Figura 2-183: Selezione Pilastri e assegnazione armature

Un ultimo aspetto da non dimenticare riguarda i Nodi Trave-Pilastro, generati nelle loro intersezioni: questi possono essere o meno soggetti a verifica: secondo la normativa (NTC 2018 §7.4.4.3, C8.7.2.3.5), negli edifici esistenti è obbligatoria la verifica dei nodi *"non interamente confinati"*, ovvero quelli in cui almeno una delle facce verticali del nodo non si innesti in una trave. Poiché nel caso in esame le travi coprono solo due delle quattro facce dei pilastri, i nodi sono da intendersi *"non interamente confinati"*: nella visualizzazione "Solida" delle aste, si selezionano pertanto tali nodi, impostando "Verifica=Si" dalla finestra delle proprietà:

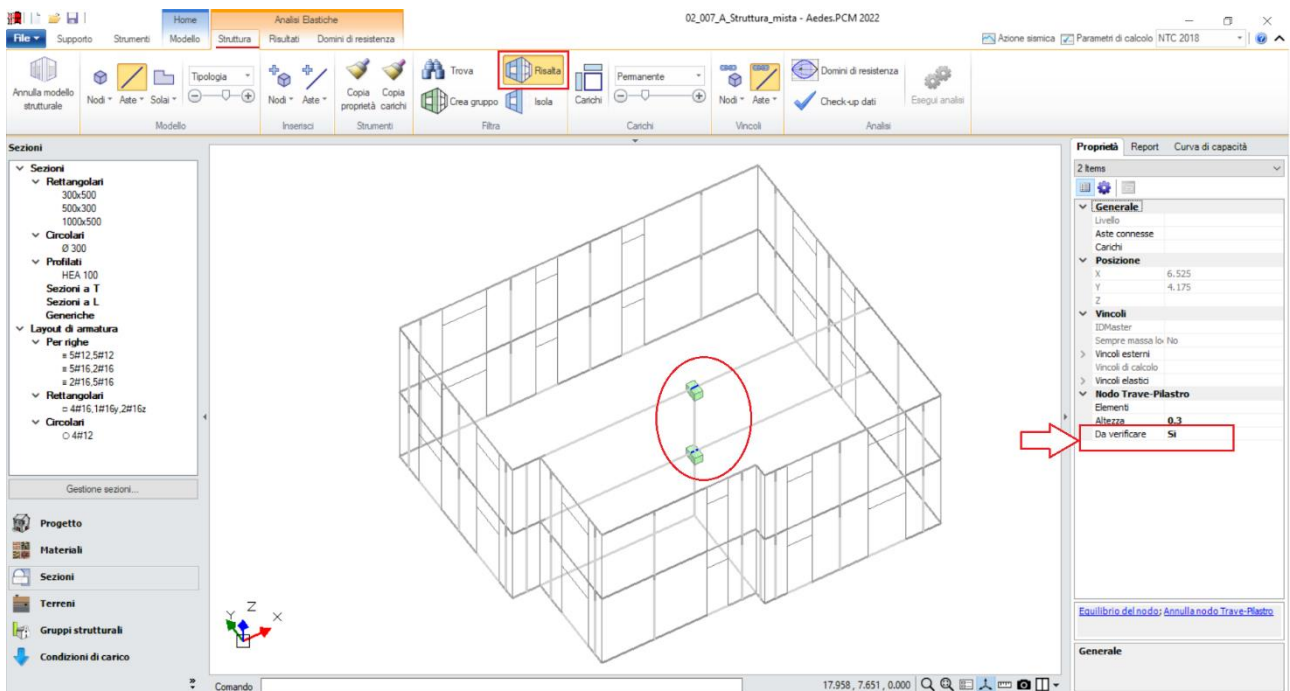


Figura 2-184: Selezione dei Nodo Trave-Pilastro ed attivazione della loro verifica

RISULTATI DELLE ANALISI

I risultati dell'Analisi Modale mostrano deformate dal tipico andamento di struttura con piani rigidi: il primo modo principale è il n.1 in direzione Y, con periodo di 0.263s e massa partecipante 83%; il secondo modo fondamentale è il n.2 in direzione X, con periodo di 0.218s e massa partecipante 88%. La compattezza dell'edificio mostra sostanzialmente che il comportamento è pressoché simile nelle due direzioni, con tendenza pressoché traslazionale.

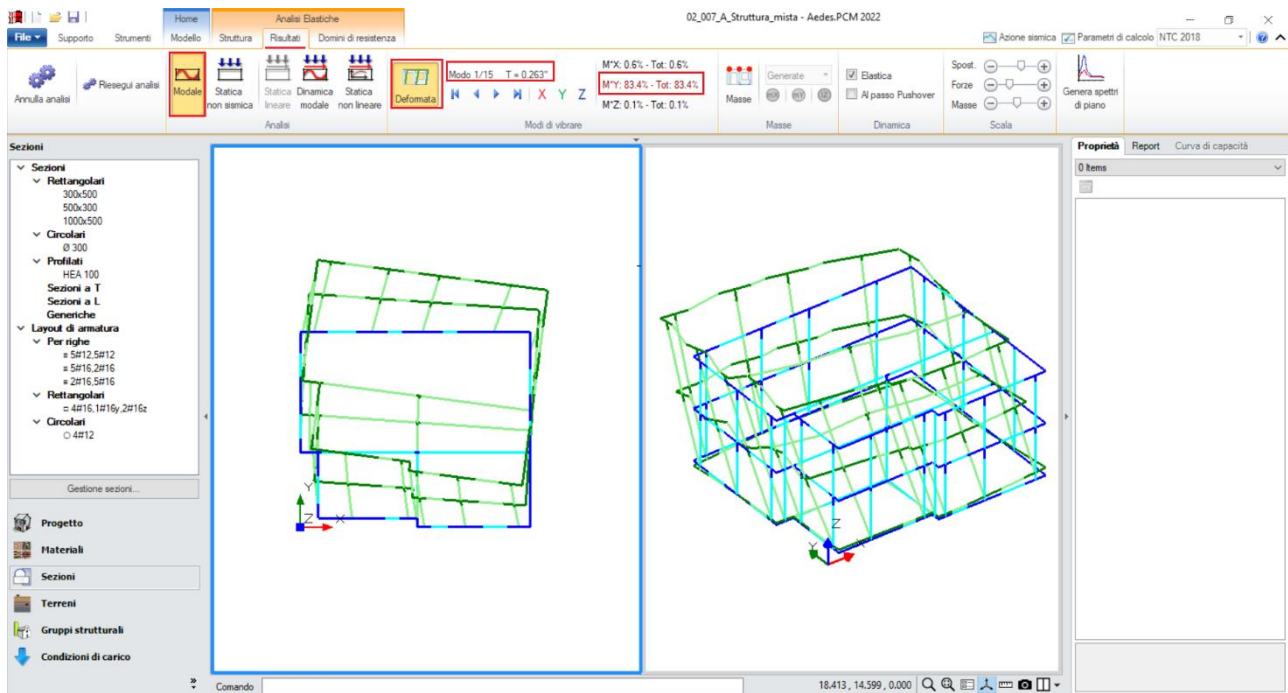


Figura 2-185: Modo principale in Y: Periodo 0.263 sec e Massa Partecipante 83%

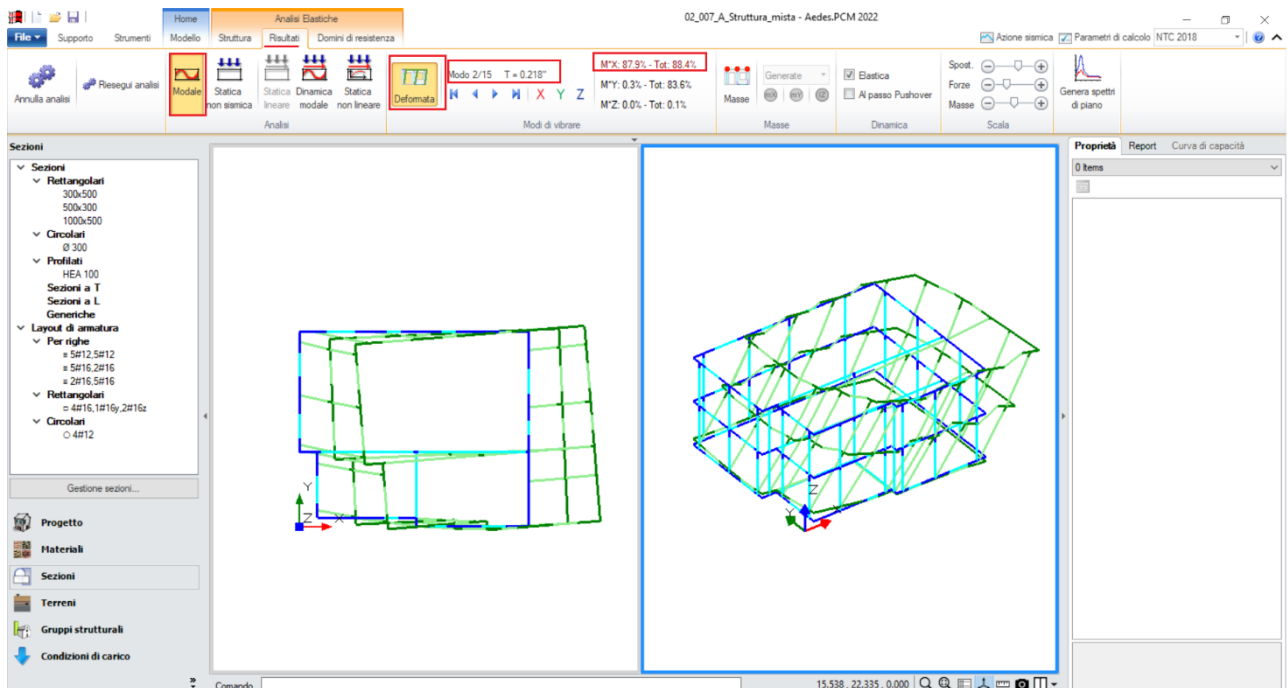


Figura 2-186: Modo principale in X: Periodo 0.218 sec e Massa Partecipante 88%

In **Analisi Statica Non Sismica**, è importante controllare in particolare l'andamento degli spostamenti e dello Sforzo Normale, principalmente in "Combinazione Sismica", che fotografa lo stato della struttura al Passo Iniziale della Pushover; in tal caso gli sforzi normali sono coerenti, ovvero crescenti dalla sommità alla base degli elementi; visualizzando anche il Momento My, si nota inoltre come anche le travi in c.a. mostrino un diagramma tipico di travi incastrate-incastrate alle estremità e gli spostamenti maggiori siano dovuti all'inflessione in mezzera:

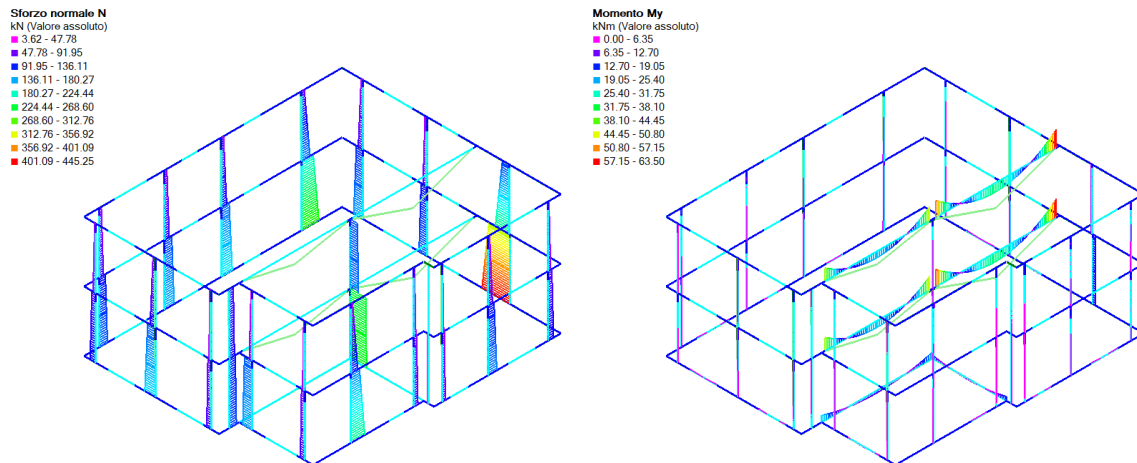


Figura 2-187: Diagrammi di Sforzo Normale e Momento My in Analisi Statica, Combinazione Sismica

Una volta confermata la correttezza delle Analisi Modale e Statica, si osservano i risultati dell'analisi Pushover: si valuta dapprima l'intero fascio di curve analizzate, controllando che l'andamento generale sia coerente con la forma tipica "a scalini" di una curva incrementale di spinta. In tal caso, sono state calcolate otto curve (quattro in X, in rosso; e quattro in Y, in verde), in base al segno del Momento Torcente, ed il loro andamento è corretto:

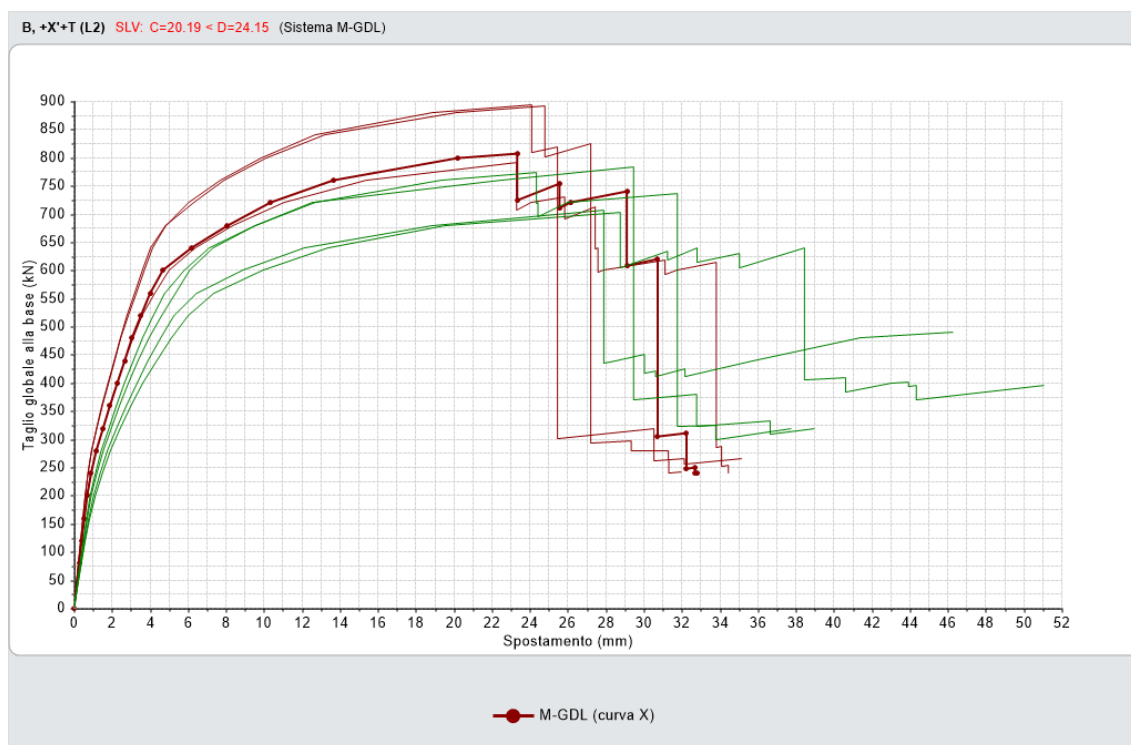


Figura 2-188: Analisi Pushover: Fascio di curve calcolate, in direzione +/-X e +/-Y

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV
2		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'		-		L2	0.738	0.352	18
3		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+Y'		+		L2	0.793	0.432	22
7		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L2	0.879	0.621	31
8		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L2	0.888	0.644	32
1		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+X'		+		L2	0.890	0.653	33
6		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		-		L2	0.911	0.701	35
4		<input checked="" type="checkbox"/>	B	+Y'		-		L2	0.934	0.768	39
5		<input checked="" type="checkbox"/>	E	+X'		+		L2	0.963	0.855	43

Figura 2-189: Tabella degli Indicatori di Rischio in Pushover

Come si nota dalla tabella degli Indicatori, la curva meno verificata è quella con Distribuzione B, in direzione +X e con -Mt, la quale fornisce un Indicatore di 0.738. Approfondendo i risultati dal "Report", "Storia Evolutiva", si può conoscere la causa del termine della curva:

Causa del termine di costruzione della curva di capacità:

Al piano 1 tutti gli elementi verticali in muratura sono collassati sotto azioni complanari

La causa del termine della curva è sempre relativa alla sua intera costruzione fino al raggiungimento dello stato limite, in tal caso dovuto come indicato fino al collasso di tutti gli elementi verticali in muratura. Tuttavia, se nei "Parametri di Calcolo", scheda "Pushover(2)", è stata mantenuta attiva l'opzione "Limitare la capacità di spostamento della struttura in funzione degli stati limite dei singoli elementi", la capacità di spostamento viene valutata considerando le possibili crisi locali. Ovvero, durante la costruzione della curva, ad ogni passo vengono registrati i passi caratterizzati da crisi locali (come possono essere i collassi di tipo "fragile") e, qualora questi effettivamente avvengano, si considera l'arretramento della capacità di spostamento in corrispondenza del passo dove la crisi è stata registrata.

Visualizzando le plasticizzazioni al passo per la curva meno verificata, in questo caso è possibile notare che il nodo Trave-Pilastro del piano terra effettivamente presenta "Verifica non Soddisfatta" (colorazione in rosso attivando le "Verifiche"): trattandosi di una verifica "fragile", questo è il passo effettivo al quale arretrare la capacità di spostamento e di conseguenza calcolare l'Indicatore di Rischio:

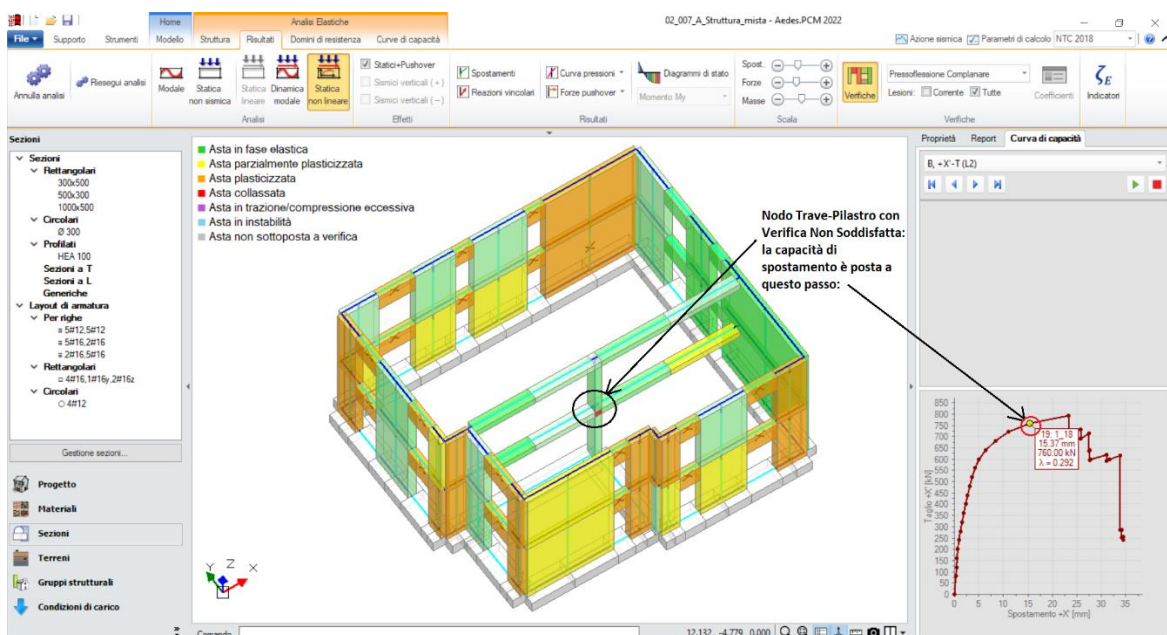


Figura 2-190: Analisi Pushover: Verifiche al passo, Curva B+X-T: Nodo Trave-Pilastro non verificato

RINFORZO CON SISTEMA ©EDILCAM

In PCM è possibile consolidare elementi in muratura ordinaria con il sistema CAM ©EDILCAM, particolarmente interessante ai fini del miglioramento strutturale delle pareti e delle fasce nei confronti sia della resistenza a pressoflessione e a taglio, che della deformabilità. Le pareti consolidate con CAM sono sottoposte a un'analisi analoga agli elementi in c.a., attraverso lo studio dei domini di resistenza a pressoflessione, in quanto i nastri che rivestono la muratura costituiscono armature vere e proprie. Inoltre, a seguito del pretensionamento eseguito sui nastri metallici, i domini di resistenza prevedono la possibilità che la sezione muraria sia precompressa.

Tutte le relazioni che definiscono gli sforzi normali notevoli (che suddividono i vari campi di comportamento della sezione) e, all'interno di ogni campo, la posizione dell'asse neutro e la conseguente valutazione del momento resistente, sono state implementate nel software tenendo conto della precompressione. In PCM, nei domini gli sforzi normali dei punti di sollecitazione sono quelli prodotti dai carichi, senza precompressione: quest'ultima determinerà la traslazione verso sinistra del diagramma del dominio.

In merito al taglio, i nastri forniscono un incremento della resistenza sia a fessurazione che a scorrimento; la precompressione viene altresì considerata nella resistenza per fessurazione diagonale, ma non nella resistenza per scorrimento (come suggeriscono le Linee Guida di EdilCAM). Il miglioramento sarà rilevabile direttamente confrontando le verifiche di sicurezza, come si mostrerà nel seguito.

Dal punto di vista teorico, le funzionalità di PCM dedicate al sistema CAM sono state messe a punto e controllate in collaborazione con lo staff tecnico di EdilCAM.

La documentazione sul sistema CAM utilizzata da AEDES come riferimento è accessibile dalla scheda "Supporto" di PCM, "Pubblicazioni", "*Linee guida Edil CAM Sistemi - Applicazione Sistema CAM - CA*" e "*Linee guida Edil CAM Sistemi - Applicazione Sistema CAM - MU*" (a seconda dell'applicazione su elementi in c.a. o in muratura).

I contenuti di tali Linee Guida sono confluiti negli algoritmi di PCM con alcune varianti determinate dalle funzionalità che AEDES ha implementato in PCM. In particolare, il dominio della parete rinforzata con CAM viene calcolato in PCM sempre con legge di comportamento parabola-rettangolo per la muratura, ed elastica-perfettamente plastica per l'acciaio, considerando i nastri nella loro reale posizione geometrica.

Poiché in PCM è possibile gestire la definizione dei parametri ε_{mu} ed f_{md} , si potrà tener conto (utilizzando le corrispondenti formulazioni) dell'effetto di confinamento della muratura esercitato dal CAM, nei confronti sia della deformazione che della resistenza ultima.

Si prenda come esempio l'edificio analizzato in precedenza, che forniva in Analisi Pushover un valore minimo di Indicatore di Rischio pari a 0.738 in direzione +X con Momento Torcente negativo. Ipotizzando in prima istanza di voler consolidare tutte le pareti in direzione X, che appare "numericamente" la più debole, per applicare il rinforzo CAM si selezionano le pareti da rinforzare e, dalla finestra "Interventi" sulla destra, si sceglie "Altri Interventi" → "CAM":

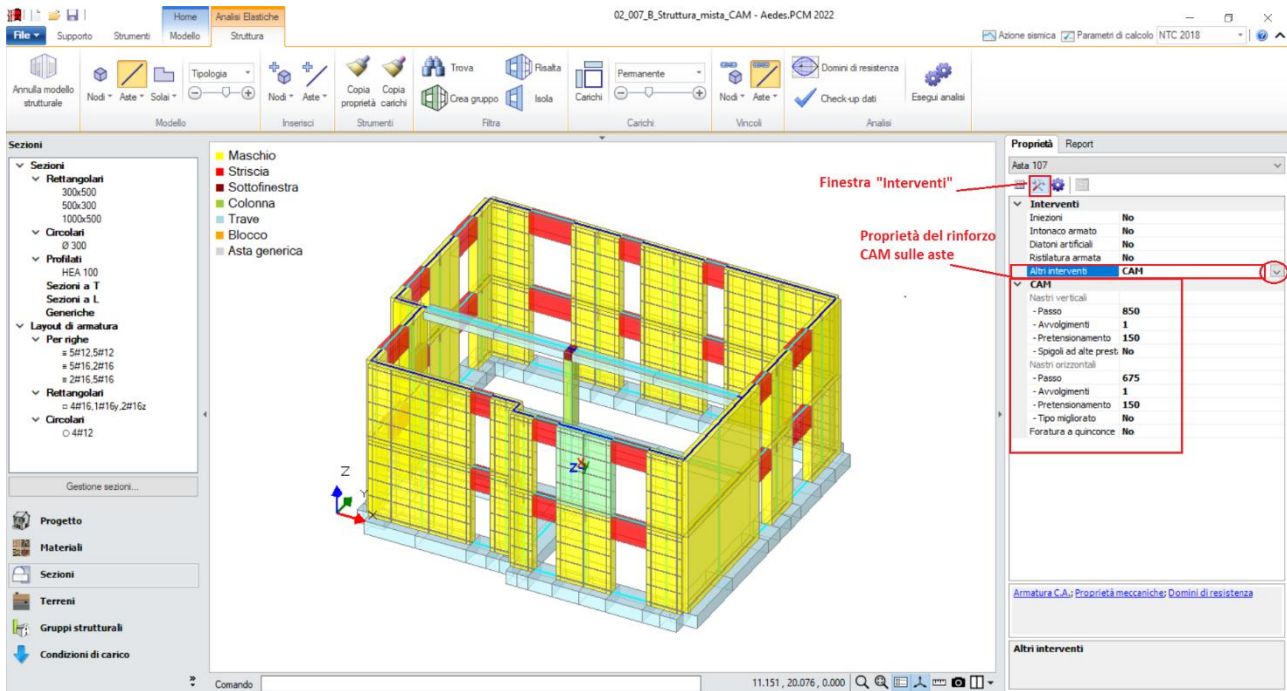


Figura 2-191: Analisi Pushover: Attivazione dell'intervento di rinforzo CAM per le Pareti in Direzione X

Le proprietà geometriche caratterizzanti la disposizione dei nastri (come "Dimensione del passo", "Avvolgimenti", "Pretensionamento") sono modificabili per ogni singola asta dalla finestra "Interventi", mentre le caratteristiche generali del sistema CAM sono modificabili dai "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi", nell'apposita sezione dedicata al CAM:

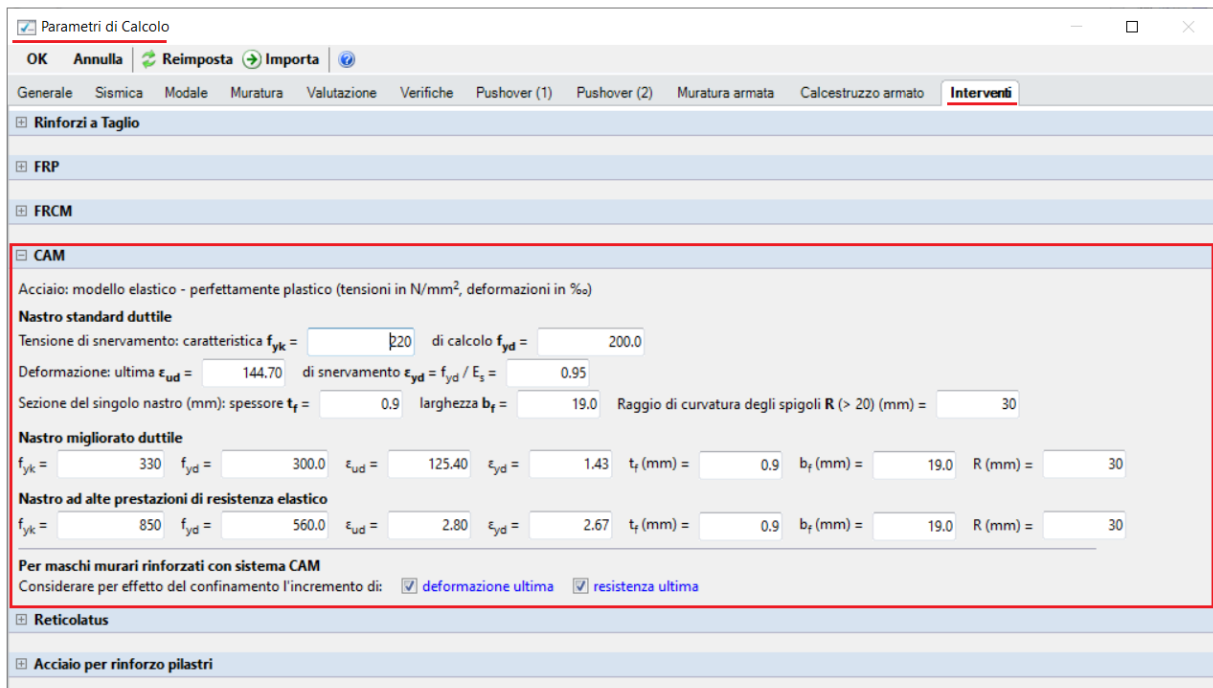


Figura 2-192: Proprietà generali del sistema di rinforzo CAM in Parametri di calcolo, scheda Interventi

L'applicazione del metodo CAM è rappresentata a livello grafico sia nel Modello Architettonico che nel Modello Strutturale (in quest'ultimo, per visualizzarla è necessario visualizzare i solidi delle Aste, rapidamente F10 da tastiera).

Nelle proprietà relative all'intervento CAM, il passo viene adeguato automaticamente in modo da rispettare una distanza minima tra il bordo della parete e l'asse del primo nastro di acciaio.

L'intervento è personalizzabile per ogni asta, specificando le caratteristiche dei nastri orizzontali e verticali. Inoltre, è possibile specificare un pretensionamento dei nastri che, in questo caso, viene impostato pari a 150 MPa. Qualora il pretensionamento specificato sia troppo elevato questo viene automaticamente adeguato al limite massimo previsto.

Dopo aver rieseguito l'Analisi Pushover alla luce dell'intervento adottato, i risultati mostrano un evidente miglioramento della risposta della struttura in direzione X. Ora la curva che restituisce l'indicatore ζ_E minore è la curva B+Y+T, curva con distribuzione modale, in direzione +Y e momento torcente in senso antiorario (+Mt).

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PG\dot{A}}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV
3	<input checked="" type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		+		L2	0.793	0.432	22
7	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		+		L2	0.867	0.585	29
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+Y'		-		L2	0.873	0.598	30
8	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'		-		L2	0.873	0.604	30
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		-		L2	0.879	0.621	31
1	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	B	+X'		+		L2	0.902	0.672	34
6	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		-		L2	0.919	0.726	36
5	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'		+		L2	0.986	0.933	47

Figura 2-193: Tabella degli Indicatori di Rischio in Pushover della struttura rinforzata con CAM

Per comprendere al meglio l'effetto del rinforzo è interessante consultare i risultati dell'Analisi Dinamica Modale e in particolare le verifiche di sicurezza condotte per l'Asta 110, un maschio murario sulla facciata Sud al primo piano (vedi figure seguenti). In assenza di rinforzo le verifiche di resistenza a pressoflessione e taglio non risultano soddisfatte; mentre sono soddisfatte se si considera il consolidamento con sistema CAM.

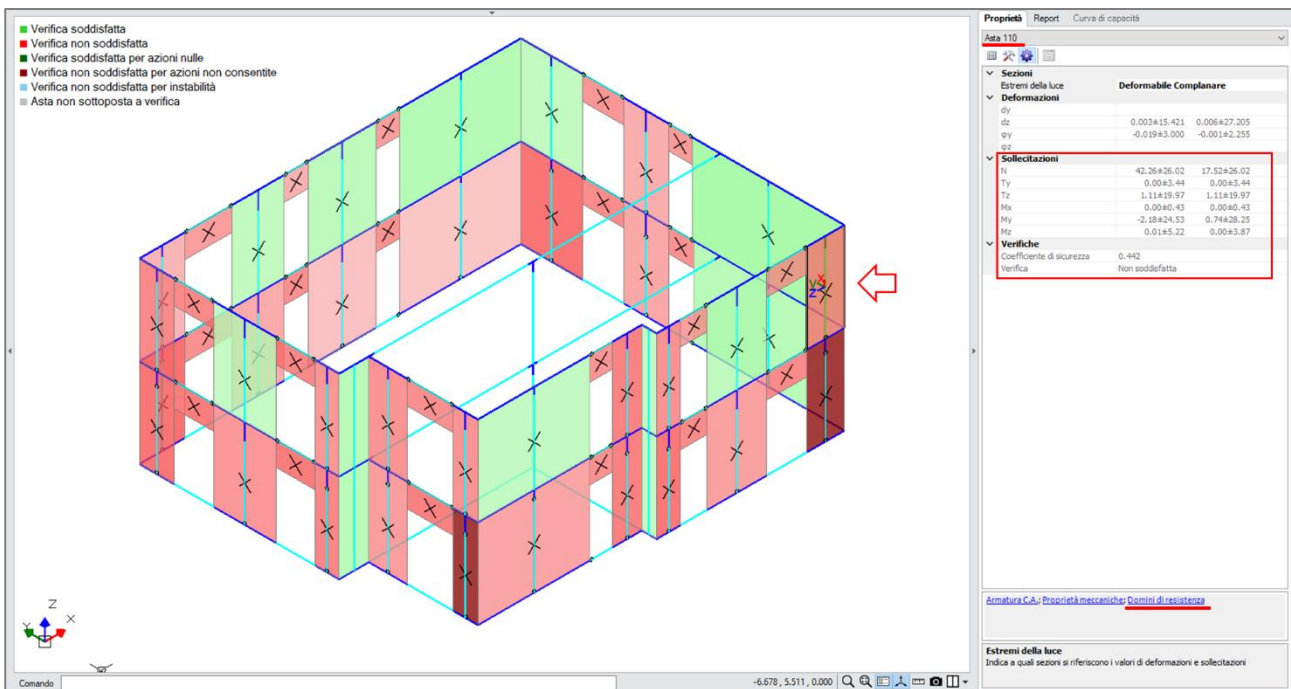


Figura 2-194: Analisi Dinamica Modale. Verifiche a Pressoflessione complanare e Taglio in assenza di rinforzo

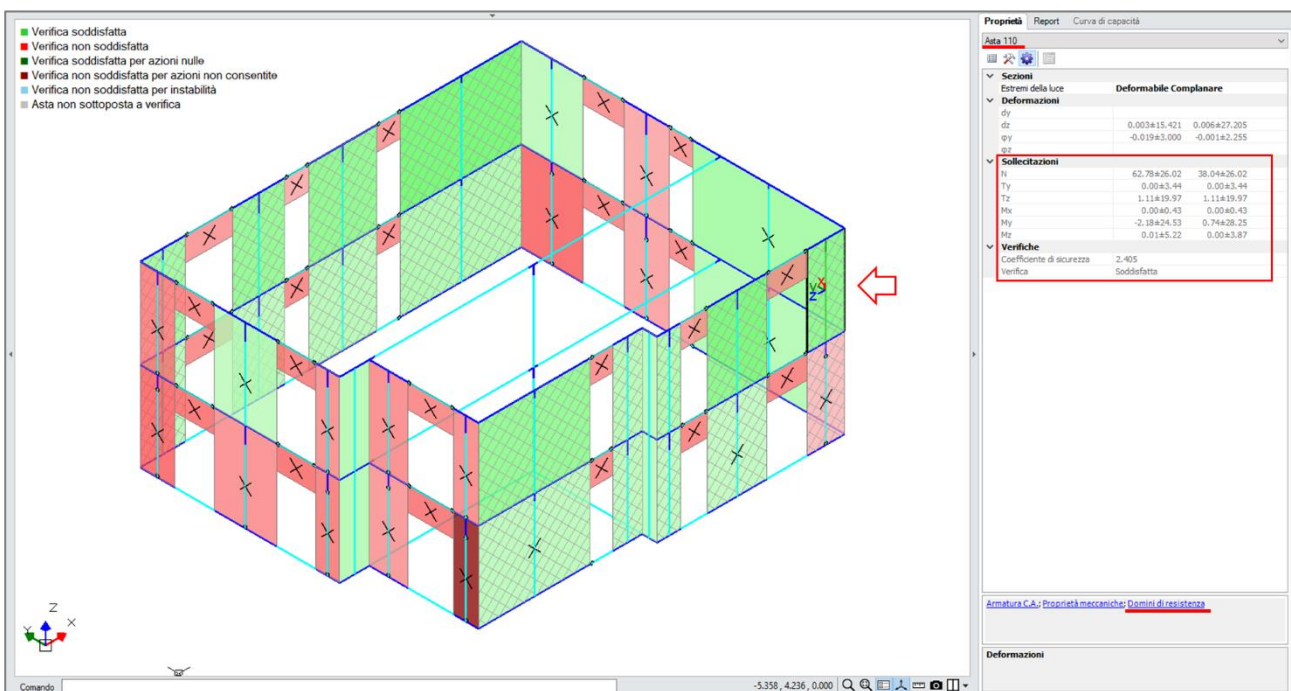


Figura 2-195: Analisi Dinamica Modale. Verifiche a Pressoflessione complanare e Taglio con rinforzo CAM

Per quanto riguarda la verifica a Pressoflessione è opportuno confrontare i domini di resistenza dell'asta 110 prima e dopo l'intervento. Trattandosi di un maschio dell'ultimo piano, le verifiche a pressoflessione complanare in Analisi Dinamica Modale vengono svolte per la sezione di base, considerando due combinazioni: effetti statici +/- effetti sismici. Pertanto, nel dominio di resistenza vengono riportati due punti di sollecitazione.

In assenza di rinforzo, uno dei due punti di sollecitazione ($N = 16.24 \text{ kN}$; $M_y = 22.35 \text{ kNm}$) risulta essere esterno al dominio di resistenza. Pertanto, la verifica a pressoflessione complanare risulta non soddisfatta con coefficiente di sicurezza pari a 0.442.

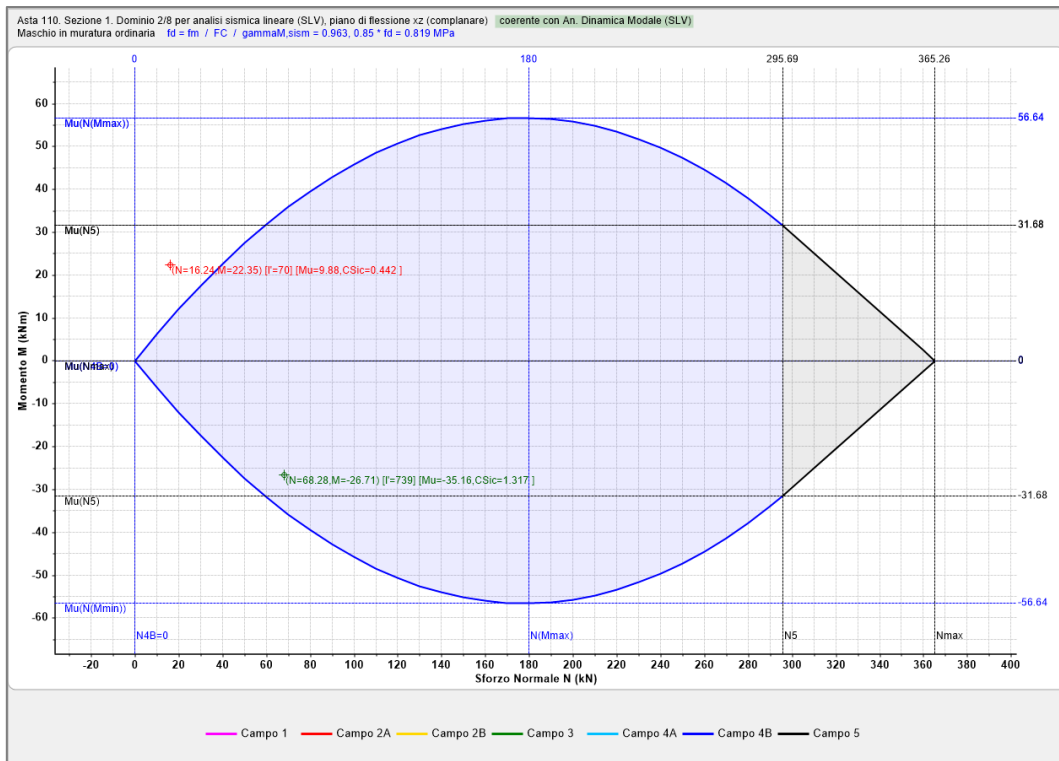


Figura 2-196: Analisi Dinamica Modale. Dominio di Resistenza dell'asta 110, senza rinforzo

Considerando invece l'asta rinforzata con sistema CAM, notiamo che il dominio di resistenza mostra un'espansione nella parte sinistra per effetto della resistenza a trazione dei nastri in acciaio. Inoltre, il pretensionamento dei nastri produce una precompressione dell'asta pari a 20.52 kN (come specificato nella descrizione del dominio); pertanto i punti di sollecitazione risultano traslati verso destra per un tratto proprio pari alla precompressione. La verifica a pressoflessione complanare risulta soddisfatta con un coefficiente pari a 2.405.

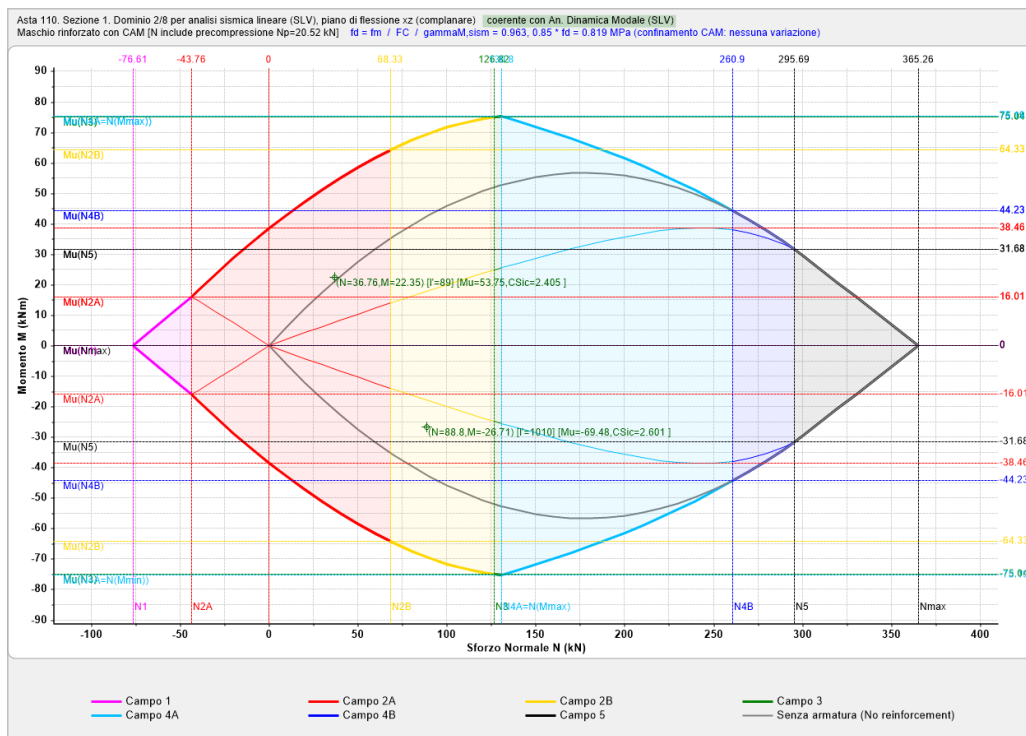


Figura 2-197: Analisi Dinamica Modale. Dominio di Resistenza dell'asta 110, rinforzata con CAM

Attraverso i Domini di Resistenza è possibile apprezzare visivamente l'incremento di resistenza offerto dal rinforzo anche prima di eseguire le analisi (comando *Struttura > Analisi > Domini di Resistenza*).

Il miglioramento offerto dal sistema CAM è evidente anche nei confronti della resistenza a taglio. In particolare, nella verifica a taglio per fessurazione diagonale, si tiene conto sia della resistenza a taglio dei nastri trasversali che della precompressione dovuta al pretensionamento dei nastri longitudinali (quest'ultima non viene invece considerata nella verifica a taglio per scorrimento, come suggerito dalle Linee Guida di EdilCAM).

Visualizzando lo stato di verifica a taglio in Analisi Dinamica Modale notiamo che tutti i maschi murari del Piano Primo rinforzati con sistema CAM risultano ora verificati. Per comprendere meglio l'effetto dell'intervento, confrontiamo i tabulati di verifica a taglio per fessurazione diagonale dell'asta 110 prima e dopo l'intervento.

In assenza di rinforzo

3. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 0.101 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	tau0 (N/mm ²)	γ _M * FC	fvd (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.
* 110	e	M.1	1.500	55.92	0.125	0.056	2.70	0.047	20.75	21.08	0.985
* 110	e	M.4	1.500	3.87	0.009	0.056	2.70	0.023	10.47	18.86	0.555

Calcolo manuale per combinazione M.4

Dimensioni: t = 350 mm; l = 1270 mm; h = 3000 - 360 = 2640 mm

$\tau_0 = 0.056$ MPa, FC = 1.35, $\gamma_M = 2 \rightarrow \tau_{0d} = 0.02074$ MPa

$h/l = 2640 / 1270 = 2.08 \rightarrow b = 1.5$

P = 3.87 kN

$\sigma_0 = P / (l * t) = 3870 / (350 * 1270) = 0.0087$ MPa

$f_{vd} = 1.5 * 0.02074 / 1.5 * \sqrt{1 + 0.0087 / 1.5 / 0.02074} = 0.0235$ MPa

$V_{tM} = l * t * f_{vd} = 1270 * 350 * 0.04 \approx 10.47$ kN

V = 18.86 kN

C.Sic = $V_{tM}/V = 10.47/18.86 = 0.555 \rightarrow$ Verifica non soddisfatta

Con rinforzo CAM

3. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 0.101 (Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p (N/mm ²)	tau0 (N/mm ²)	fvd (N/mm ²)	γ _M * FC tag.	%arm.	Vt,M (kN)	Vt,S (kN)	Vt,lim (kN)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.
110	e	M.1	1.500	76.44	0.17	0.056	0.053	2.70	0.030	23.61	20.52	113.75	44.13	21.08	2.093
110	e	M.4	1.500	24.39	0.05	0.056	0.034	2.70	0.030	15.37	20.52	113.75	35.89	18.86	1.903

Calcolo manuale per combinazione M.4

Grazie al consolidamento con CAM si ha uno sforzo di precompressione pari a 20.52 kN; quindi, lo sforzo normale risulta $P = 3.87 + 20.52 = 24.39$ kN

$$V_{TS} = (0.6 d A_{sw} * f_{yd}) / s$$

dove:

$s = 675$ mm, è il passo dei nastri orizzontali;

$A_{sw} = 0.9 * 19 * 2 * 2 = 68.4$ mm² è la sezione resistente ad un dato offset;

$f_{yd} = 300$ MPa è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio;

$d = 1270 - 150 = 1120$ mm è la distanza tra il lembo compresso ed il baricentro dell'armatura tesa, considerando che 150 mm è la distanza fissa dal bordo dei nastri CAM.

$$V_{TS} = (0.6 * 1120 * 68.4 * 300) / 675 \approx 20.52 \text{ kN}$$

$$\sigma = P / (l * t) = 24390 / (1270 * 350) = 0.055 \text{ MPa}$$

$$f_{vd} = 1.5 * 0.02074 / 1.5 * \sqrt{(1 + 0.055 / 1.5 / 0.02074)} = 0.0345 \text{ MPa}$$

$$V_{tM} = l * t * f_{vd} = 1270 * 350 * 0.0345 \approx 15.37 \text{ kN}$$

$$V_t = V_{tM} + V_{TS} = 15.37 + 20.52 = 35.89 \text{ kN}$$

$$C.Sic = V_t / V = 35.89 / 18.86 = 1.903 \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Per effetto del consolidamento la resistenza a taglio passa quindi da 10.47 kN a 35.89 kN (+243%) e la verifica risulta soddisfatta.

Ricapitolando, per considerare il consolidamento tramite CAM occorre procedere come segue:

- si definiscono le caratteristiche generali del sistema CAM utilizzato (tipo di acciaio, sezione dei nastri, tensioni e deformazioni, possibilità di considerare l'effetto di confinamento tramite ϵ_{mu} e/o f_{md} ; tutto questo dai "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi");
- per ogni singolo pannello oggetto di intervento si definisce la posizione dei nastri, attraverso il passo nelle direzioni orizzontale e verticale, il numero di avvolgimenti, la specifica se trattasi di spigoli ad alte prestazioni o di tipo migliorato (tutto questo dalla finestra degli "Interventi") e verificando la corrispondente configurazione della parete disegnata nell'area grafica, avendo attivato la vista dei "Solidi" (F10 da tastiera);
- ai fini della pressoflessione complanare: per ogni singolo pannello rinforzato, si costruisce il dominio di resistenza in assenza ed in presenza di consolidamento; nell'ambito di una data analisi, si entra nel dominio con il valore di progetto dello sforzo normale N_{sd} e si determina il momento resistente, eseguendo quindi la verifica a pressoflessione, utilizzando l'esito della verifica ai fini dell'analisi globale condotta (lineare o non lineare);
- ai fini del taglio: le formulazioni contenenti gli effetti del CAM (dovuti alla presenza dell'armatura e, nel caso della fessurazione diagonale, alla precompressione della muratura) determinano i tagli resistenti e quindi le corrispondenti verifiche di sicurezza.

02_008_Struttura_Muratura_Armata/Ordinaria

File di riferimento:

02_008_Struttura_Muratura_Ordinaria

02_008_Struttura_Muratura_Armata

Parole chiave:

- NUOVO EDIFICIO: CONFRONTO FRA MURATURA ORDINARIA E MURATURA ARMATA

GENERALITÀ

Per descrivere le principali funzionalità di PCM nell'ambito delle strutture in Muratura Armata si propone nel presente capitolo la modellazione e le analisi di un edificio nuovo da progettare in muratura armata. Dal punto di vista applicativo, lo stesso edificio viene analizzato dapprima come se fosse costruito in muratura ordinaria, evidenziandone le corrispondenti criticità, per poi eseguire di conseguenza un confronto con le prestazioni migliori offerte dalla muratura armata.

L'edificio in esame è destinato a civile abitazione, con tre piani in elevazione ed abbastanza compatto, anche se non regolare in pianta. Verrà realizzato con muratura portante in Blocchi Poroton, che presentano i seguenti parametri:

The screenshot shows the 'Materiali' window with the following content:

- Left Sidebar (Tree View):**
 - Calcestruzzo
 - C25/30
 - Acciaio
 - Acciaio S235
 - Muratura esistente
 - Muratura esistente
 - Muratura nuova
 - Muratura Poroton 800 Block 33-AST

- Main Pane (Table):**

Generale	
Nome	Muratura Poroton 800 Block 33-AST
Tipologia	Elementi di laterizio pieni
Moduli elastici	
E	5000
G	2000
Resistenze	
f,k	5.000
f,tm	0.000
f,hk	2.500
τ,0	
f,vk0	0.200
Altre proprietà meccaniche	
w	10.00
α	0.000006
f,b	10.000
μ	0.577
φ	1.000
Blocchi e malta	
f,bk	8
f',bk	1.5
f,m,m	10
Proprietà grafiche	
Colore 2D	DarkGray
Colore 3D	Wheat
Texture	Mattoni_1
Requisiti geometrici maschi murari	
Spessore minimo	0.240
Snellezza complanare limite	2.500
Snellezza ortogonale limite	12.000

$f_k, f_{vk0} = f(f_{bk}, f_{m,m})$

Nome
Nome del materiale

Buttons: Aggiungi, Rimuovi, OK

Figura 2-198: Finestra Materiali: definizione tipologia muratura nuova in "Poroton P800"

I parametri meccanici della muratura nuova possono essere inseriti manualmente dal Progettista secondo le indicazioni delle schede tecniche dei blocchi scelti, che in genere sono a disposizione nei casi di nuove progettazioni. Oppure, si può seguire la classificazione della muratura nuova prevista dalla normativa (cfr. NTC2018, §11.10.3), che permette di ottenere la resistenza della muratura completa sulla base delle resistenze dei blocchi e la classe di malta da utilizzare (ulteriori approfondimenti sono riportati anche nel 'Manuale di PCM', §3.1.9.2).

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
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	-

Figura 2-199: NTC 2018, tab. 11.10.VI

Tab. 11.10.VII - Valori di f_k per murature in elementi naturali di pietra squadrata (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,0	1,0	1,0	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	-

Figura 2-200: NTC 2018, tab. 11.10.VII

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{vk0} (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	f_{vk0} (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale ≥ 0,5 mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20 0,30	0,30*	0,15
	M2,5 - M9 0,20		
	M1 - M2 0,10		
Silicato di calcio	M10 - M20 0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9 0,15		
	M1 - M2 0,10		
Calcestruzzo vibrocompresso Calcestruzzo areato autoclavato Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M10 - M20 0,20	0,20**	0,15
	M2,5 - M9 0,15		
	M1 - M2 0,10		

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0$ N/mm²

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0$ N/mm²

Figura 2-201: NTC 2018, tab. 11.10.VIII

In questo caso i blocchi scelti hanno le seguenti caratteristiche (assunte pari o maggiori a quelle denunciate dal costruttore):

CARATTERISTICHE DEI BLOCCHI	
Range di spessori in produzione	20 ÷ 45 (cm)
Classificazione del blocco	semipieno
Peso specifico apparente del blocco	~ 800 ÷ 860 (kg/m ³)
Percentuale di foratura, ϕ	≤ 45%
Resistenza caratteristica in direzione dei carichi verticali, f_{bk}	> 8,0 (N/mm ²)
Res. caratt. in dir. ortogonale ai carichi verticali e nel piano del muro, f'_{bk}	> 1,5 (N/mm ²)

CARATTERISTICHE DELLA MURATURA	
CARATTERISTICHE MECCANICHE ¹	
Resistenza caratteristica a compressione, f_k	> 5,0 (N/mm ²)
Resistenza caratteristica a taglio, f_{vk0}	> 0,2 (N/mm ²)
Modulo di elasticità longitudinale, "E"	~ 5000 (N/mm ²)
Modulo di elasticità tangenziale, "G"	~ 2000 (N/mm ²)

Caratteristiche dei Blocchi:

- *Classificazione del blocco:* semipieno;
- *Percentuale di foratura:* <=45%;
- *Resistenza caratteristica f_{bk} in direzione dei carichi verticali:* > 8 MPa (si assume 9 MPa);
- *Resistenza caratteristica f'_{bk} in direzione ortogonale ai carichi verticali:* > 1.5 MPa (si assume 2 MPa);
- *Geometria del blocco utilizzato:* spessore 33cm, altezza 18cm (altezza dei giunti 1cm circa);
- *Peso proprio della muratura:* 10 kN/m³ (considerando anche l'intonaco)

Caratteristiche della Malta:

- *Malta di tipo:* M10 ($f_{m,m}$ = 10MPa).

Per prima cosa si impostano quindi le caratteristiche meccaniche dei blocchi e della malta (f_{bk} ed $f_{m,m}$) secondo quanto sopra indicato:

▼ Blocchi e malta	
f,bk	9
f',bk	2
f _{m,m}	10

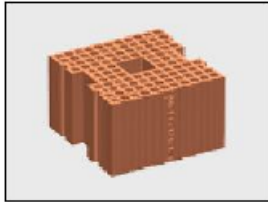
Dopo aver inserito questi valori, cliccando sull'apposito comando **$f_k, f_{vk0} = f(f_{bk}, f_{m,m})$** presente in basso alla finestra Materiali il software in automatico determinerà le caratteristiche compressive della muratura sulla base delle tabelle di normativa prima indicate:

▼ Moduli elastici	
E	5000
G	2000
▼ Resistenze	
f,k	5.000
f _{tm}	0.000
f,hk	2.500
τ,0	
f,vk0	0.300

Caratteristiche specifiche per Muratura Armata:

i particolari costruttivi relativi ai collegamenti e alle intersezioni fra pareti sono analoghi ai particolari illustrati nella figura seguente (descritti per blocco di 30cm):

POROTON BLOK 30x30 MA



Dimensioni (lxsxh): 300x300x185 mm

Blocco per muratura armata di spessore 30 cm, serie P800 MA, prodotto da azienda aderente al Consorzio Poroton Italia

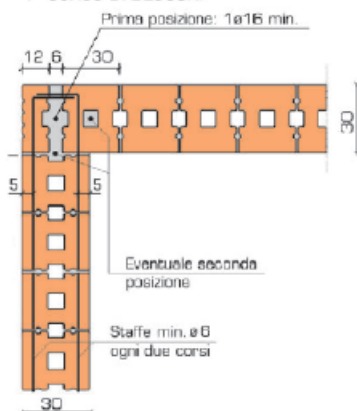
Rielaborazione grafica di fonti del Consorzio Poroton Italia, particolari costruttivi per Muratura Armata

Per la muratura armata di spessore 30 cm, l'armatura orizzontale minima (secondo il D.M. 14.1.2008, §4.5.7) è costituita da staffe $\Phi 6$ ogni due corsi, pari alla seguente percentuale di armatura ($2\Phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$):

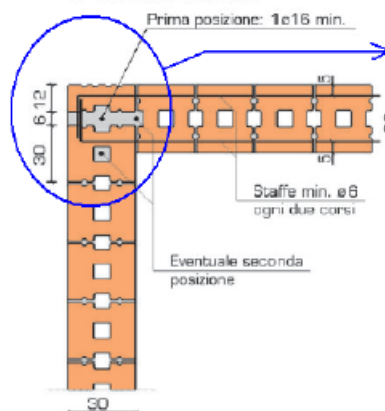
numero di corsi in 1,00 m: $100 / ((18.5+1.5)*2) = 100 / 40 = 2.5$

percentuale di armatura: $0.57*2.5 / (30*100) = 0.0475\% (> 0.04\% \text{ di } \S 4.5.7)$

1° CORSO DI BLOCCHI



2° CORSO DI BLOCCHI



Posizione dei ferri rispetto al bordo esterno del pannello:

1#16 posto a:

$$12 + (6/2) = 15$$

1#16 posto a:

$$12 + 6 + (30/2) = 33$$

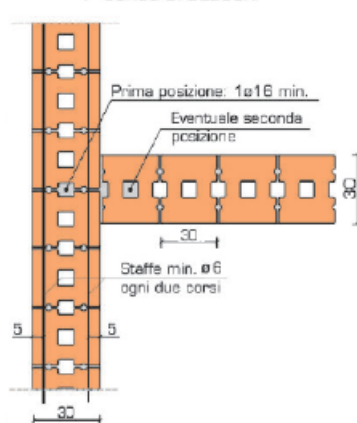
Il baricentro dei ferri è posto a $(15+33)/2 = 24$



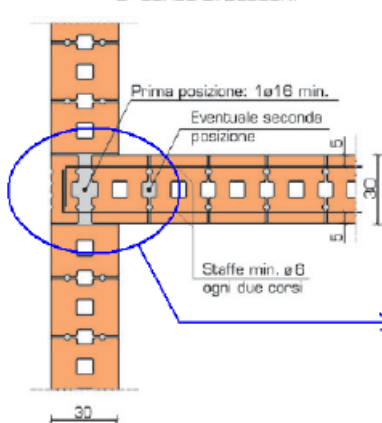
⇒ per il pannello di spessore 30 cm, di intersezione d'angolo, armato come in figura, il copriferro di calcolo risulta 24 cm

Particolare dell'intersezione d'angolo tra muri di $s=30 \text{ cm}$

1° CORSO DI BLOCCHI



2° CORSO DI BLOCCHI



Posizione dei ferri rispetto al bordo esterno del pannello:

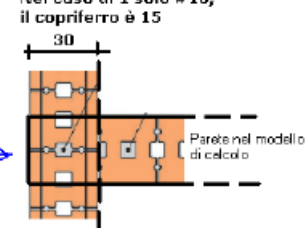
1#16 posto a: 15

1#16 posto a:

$$30 + (30/2) = 45$$

Il baricentro dei ferri è posto a $(15+45)/2 = 30$

Nel caso di 1 solo #16, il copriferro è 15



L'armatura adottata per le pareti è la seguente:

- **Armatura orizzontale:** staffatura $\Phi 6$ ($2\Phi 6 = 57 \text{ mm}^2$) ogni due ricorsi (40cm di interasse fra i corsi). In PCM tale armatura si definisce nei "Parametri di Calcolo", scheda "Muratura Armata":

Armatura

verticale: Φ_{min} barre: 5 mm.

orizzontale (nei giunti): Tipo di traliccio: 2 # 6 mm.

Sezione totale del traliccio A_{sw} (mm²) = 57

Distanza verticale tra livelli di armatura ($\leq 600 \text{ mm}$ [§4.5.7]) = 400

f_{yk} per l'armatura orizzontale = 450.0

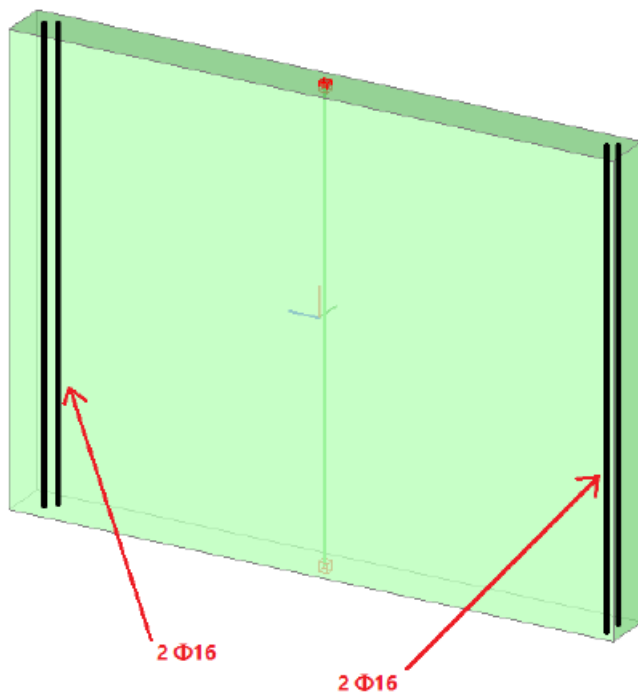
Coefficiente parziale di sicurezza γ_s [§4.1.2.1.1.3] = 1.15

- **Armatura verticale:** $2\Phi 16$ ad entrambi i bordi di ogni parete, con copriferro $c=24\text{cm}$ (a favore di sicurezza si mantiene tale valore uguale per tutte le pareti; nel caso si adottino armature diverse, ad es. solo $1\Phi 16$ nelle pareti di intersezione, l'area di armatura ed il copriferro devono essere modificati per ogni asta).

L'armatura verticale, essendo una caratteristica specifica di ogni singola parete, si imposta nella finestra delle proprietà, in corrispondenza del gruppo di caratteristiche "M.A. Armatura": per assegnare agevolmente l'armatura alle pareti (nei casi di armatura uguale per tutte) è utile il comando "*Trova*", filtrando per "*Tipologia*" in modo da selezionare solo tutti i Maschi Murari, quindi agire nella finestra delle proprietà inserendo le armature necessarie, tenendo conto delle seguenti convenzioni:

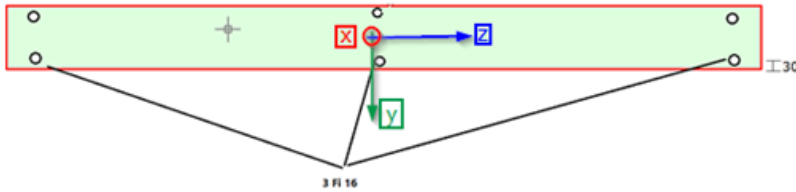
- il piano complanare delle pareti è sempre il piano "*xz*"; quindi, qualora si inserisca solo l'armatura ai fini delle verifiche complanari, bisogna modificare solo questa proprietà, unitamente al relativo copriferro "*xz*"; qualora si preveda invece di inserire un sistema di armature che comporti un 'braccio' resistente anche ai fini delle sollecitazioni nel piano ortogonale, bisognerà completare le proprietà inserendo i dati anche nei campi relativi al piano "*xy*" (piano ortogonale);

- il valore dell'armatura da inserire è relativo al singolo 'lato' della parete, per simmetria viene in automatico considerato applicato anche sul lato opposto; in altre parole, se la parete è armata con $2\Phi 16$ per lato, non andrà inserito il valore totale (804 mm^2), ma solo 402 mm^2 (come avviene in questo caso);



- l'armatura maggiormente sollecitata nel piano della parete è quella posta ai bordi della parete stessa; quindi, a favore di sicurezza, è possibile prescindere da eventuali altre armature poste al centro della parete, o comunque distribuite lungo la sua lunghezza.

L'eventuale armatura distribuita invece può risultare utile per il comportamento ortogonale, qualora però sia disposta in modo da formare un 'braccio' (distanza tra le barre) adeguato, cfr. ad esempio immagine seguente:



M.A. Armatura	
As xy	603
As xz	402
Copriferro xy	30
Copriferro xz	240

Qualora invece l'armatura sia posta in mezzera alla parete, ai fini del comportamento ortogonale bisogna impostare sia l'area di armatura nel piano xy che il relativo copriferro pari a zero, pertanto: $A_{s,xy}=0$ e Copriferro xy=0; questo consente di considerare la parete in muratura ordinaria per la pressoflessione ortogonale.

Nell'edificio in esame non sono presenti strisce "murarie" in quanto le aperture arrivano fino al 'cordolo' perimetrale a quota dei solai d'impalcato; in termini di modellazione, il modello architettonico è stato impostato inserendo gli oggetti "Apertura" normalmente, i quali in ambiente strutturale hanno generato degli elementi "Striscia": a questo punto, direttamente in ambiente strutturale è stato cambiato il loro materiale impostando il cemento armato, in questo modo tali elementi sono stati considerati come "Travi in c.a." (cordoli) per le quali è stata predisposta un'armatura longitudinale composta da 3Φ16 su ogni lato con copriferro pari a 3cm: l'armatura trasversale è composta da staffe Φ8/15.

È stata inoltre considerata una rigidezza fessurata al 50% per tutti gli elementi (in muratura e in c.a.).

Nella finestra "Azione Sismica", sulla base delle coordinate del sito da inserire (espresse nel sistema ED50), in automatico il software calcola tutti i parametri per la definizione dello Spettro Elastico e di Progetto, calcolato in base al fattore di comportamento q.

Il modello in esame si basa sui parametri sismici impostati sul comune di Uzzano (PT):

Longitudine: 10.685040, Latitudine: 43.898942

Categoria di Sottosuolo: B

Categoria Topografica: T2 da cui: $S_T=1.20$ (caso di edificio in testa ad un crinale)

Fattore di comportamento: (da formulazione normativa, edificio non regolare in altezza):

- per l'edificio in muratura ordinaria: $q=(1.75*\alpha_u/\alpha_1)*k_R=1.75*1.7*0.8=2.38$;
- per l'edificio in muratura armata: $q=(2.5*\alpha_u/\alpha_1)*k_R=2.5*1.5*0.8=3$.

Nella finestra "Parametri di Calcolo", si decideranno le impostazioni inerenti più in specifico alle analisi e verifiche da condurre.

Per il caso in esame, oltre all'Analisi Modale (sempre condotta in automatico), verrà eseguita:

- l'Analisi Statica Non Sismica;
- l'Analisi Dinamica Modale;
- l'Analisi Pushover, scegliendo le distribuzioni "C" ed "E", con un incremento di Taglio di 50 kN, con Momento Torcente.

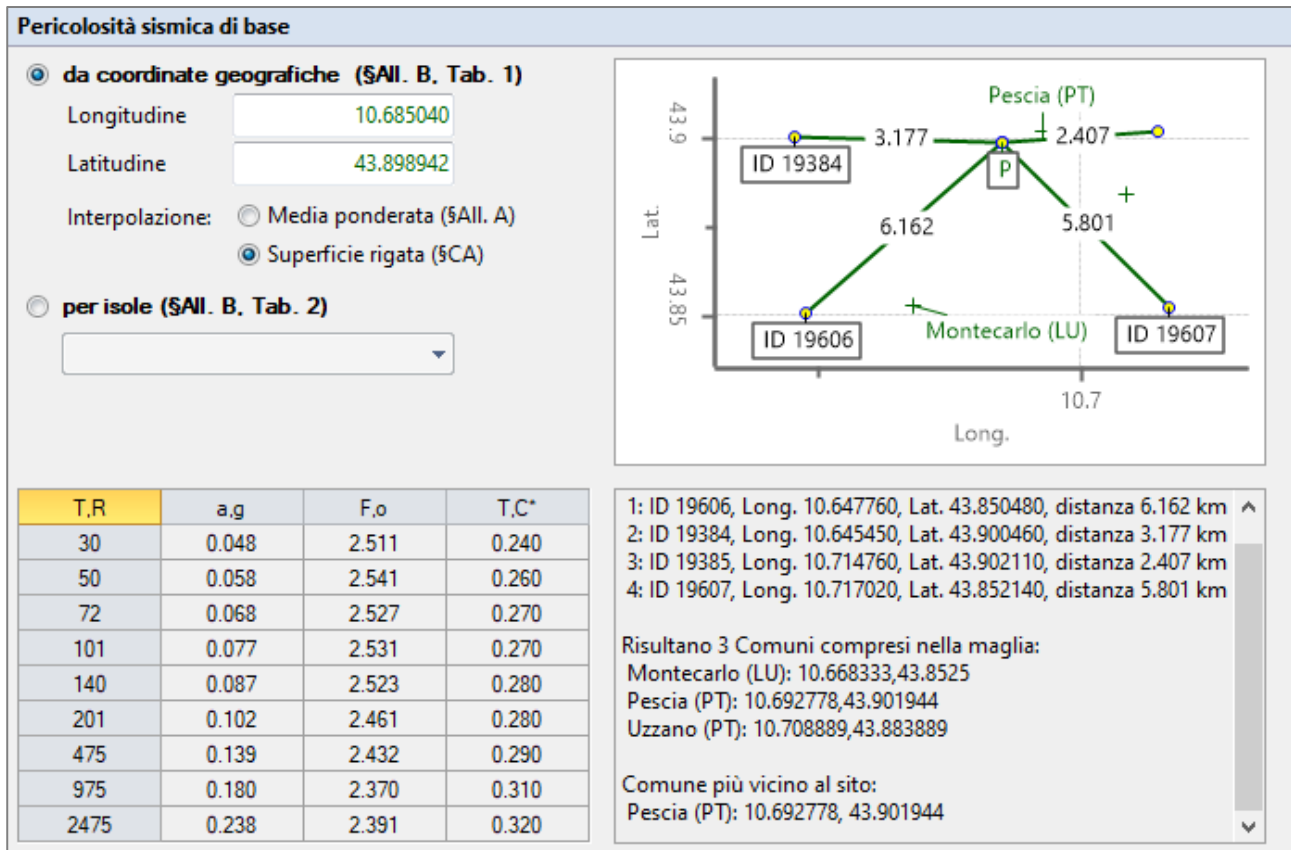


Figura 2-202: Azione Sismica: inserimento coordinate del sito

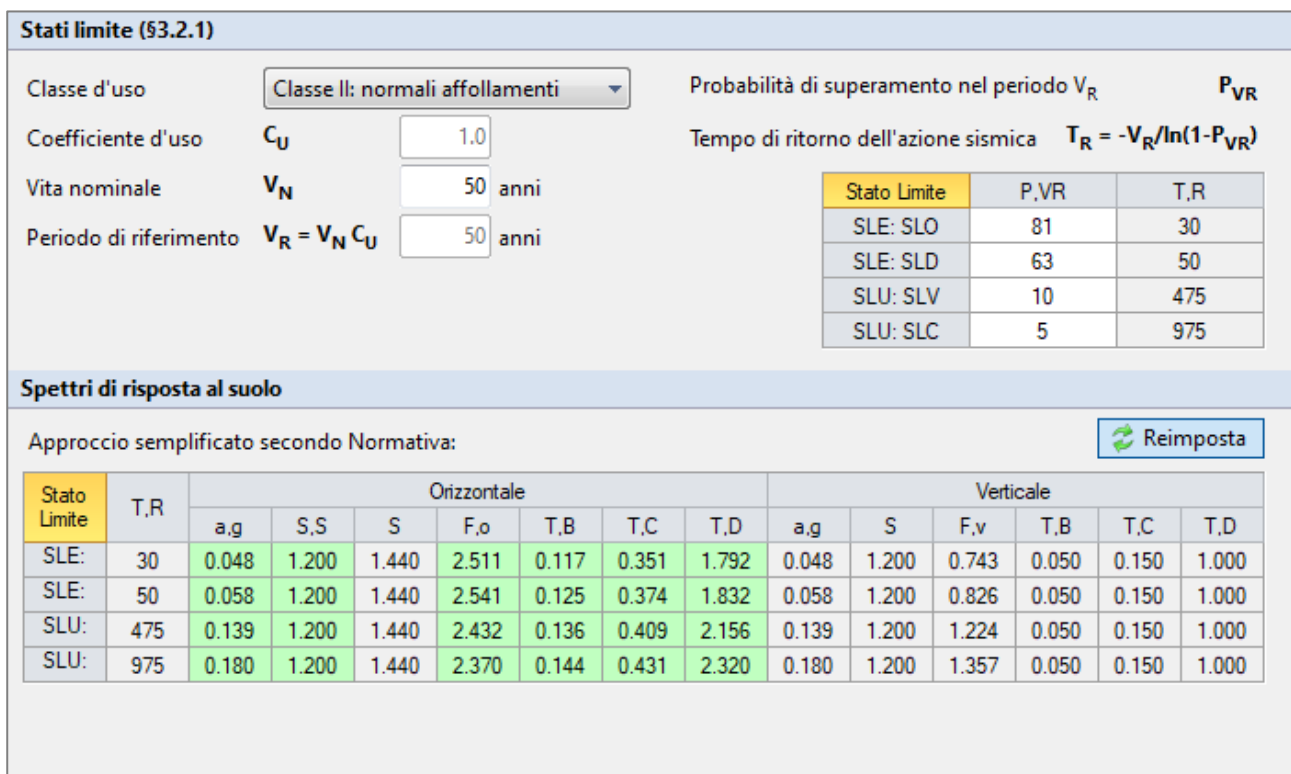


Figura 2-203: Azione Sismica: Vita Nominale e Classe d'Uso, con tabella dei Parametri di Spettro

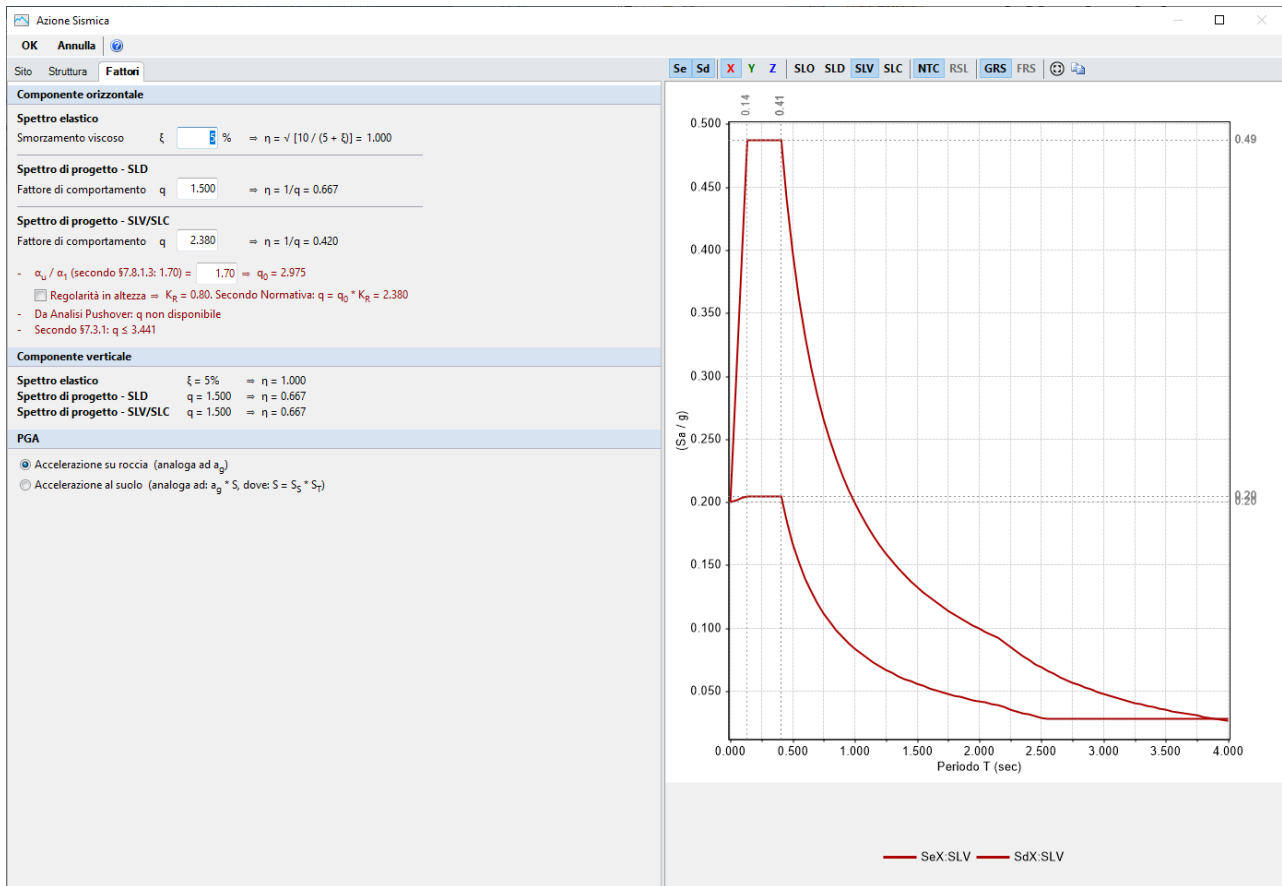


Figura 2-204: Azione Sismica: Definizione Fattore di Comportamento (Edificio in Muratura Ordinaria)

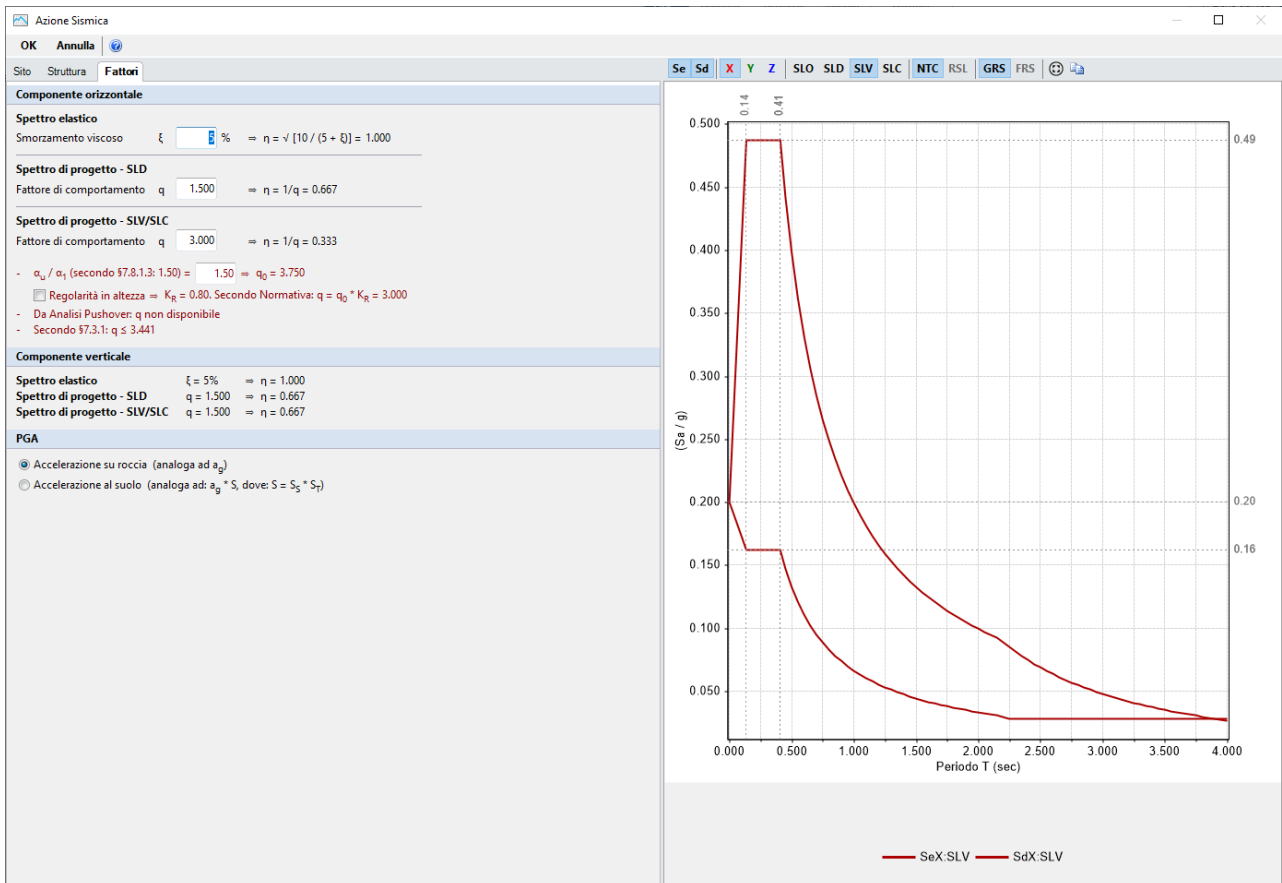


Figura 2-205: Azione Sismica: Definizione Fattore di Comportamento (Edificio in Muratura Armata)

Riepilogando, per l'edificio in esame:

- *Fase 1*) si studia dapprima la risposta dell'edificio considerandolo in "Muratura Ordinaria", considerando la legge di comportamento di tipo parabola-rettangolo per tutte le murature: in tal modo si generano i Domini di Resistenza, e sulla base di questi vengono effettuate le verifiche a Pressoflessione Complanare (§7.8.3.2.1) ed Ortogonale (§7.8.3.2.2), oltre che a Taglio;
- *Fase 2*) successivamente, lo stesso edificio viene studiato come se fosse costruito in "Muratura Armata": verranno quindi svolte verifiche analoghe al caso precedente, e si avrà modo di confrontare quanto la modifica in termini di tecnologia costruttiva incida sui risultati.

Nel modello in "Muratura Armata", si ha:

- per il comportamento a pressoflessione complanare:

l'armatura ai bordi di ogni parete è pari a $2\Phi 16$ ed il copriferro è assunto ovunque pari a 24 cm (tale scelta è a favore di sicurezza, in quanto nelle intersezioni interne potrebbe anche essere assunto inferiore);

- per il comportamento a pressoflessione ortogonale:

si considera l'armatura posizionata sull'asse neutro, pertanto $A_s xy=0$

N.B: l'inserimento delle armature nelle pareti deve rispettare i limiti massimi e minimi di armatura previsti al §4.5.7 delle NTC 2018. Tale controllo viene effettuato in automatico da PCM in fase di generazione dei domini di resistenza e, se necessario, il Check-Up potrebbe riportare una o entrambe le seguenti segnalazioni:

- *Muratura Armata: percentuale di armatura verticale maggiore di 1.0 %;*
- *Muratura Armata: percentuale di armatura verticale minore di 0.05 %.*

Quelle appena indicate sono 'segnalazioni' che non impediscono l'esecuzione delle analisi, tuttavia si consiglia di valutare caso per caso se intervenire modificando opportunamente le armature.

Più in specifico, le segnalazioni indicate derivano dal fatto che generalmente nella procedura di assegnazione delle armature per le strutture in muratura armata si selezionano tutti i maschi (ad. es. col comando "Trova", filtrando per "Tipologia") e si applica a tutti la stessa armatura, senza particolare attenzione alla reale dimensione della sezione di ogni singola parete:

- nei riguardi del limite superiore di armatura (1% rispetto all'area lorda della parete): spesso tale situazione è relativa all'applicazione dell'area di armatura scelta a pareti snelle di piccola estensione, quali potrebbero essere le mazzette a definizione delle aperture vicine ai bordi o agli incroci. In tal caso, è opportuno, ove possibile e non limitante per il modello, evitare la creazione di piccole mazzette già dal Modello Architettonico, estendendo la parete al muro ortogonale: in tal modo si evita la creazione di un'asta in muratura armata a cui assegnare un'armatura che, per la sua sezione, risulta eccessiva;
- nei riguardi del limite inferiore di armatura (0.05% rispetto all'area lorda della parete): tale situazione può essere condizionata dalla suddivisione delle pareti, a volte può accadere di non spezzare le pareti esattamente in tutte le intersezioni, facendole proseguire oltre; questo comporta la gestione di una sezione più grande rispetto a quella della "specchiatura" reale misurata tra le intersezioni. L'area di armatura inserita (nei casi ad es. sia uguale per tutte le pareti) diventa non sufficiente per la sezione della parete non spezzata, quando invece potrebbe risultare sufficiente qualora si considerasse la lunghezza della specchiatura. In questi casi quindi sarebbe opportuno spezzare le pareti anche nelle intersezioni, considerando che comunque a livello costruttivo effettivamente secondo la regola dell'arte ci saranno sicuramente armature aggiuntive nelle intersezioni.

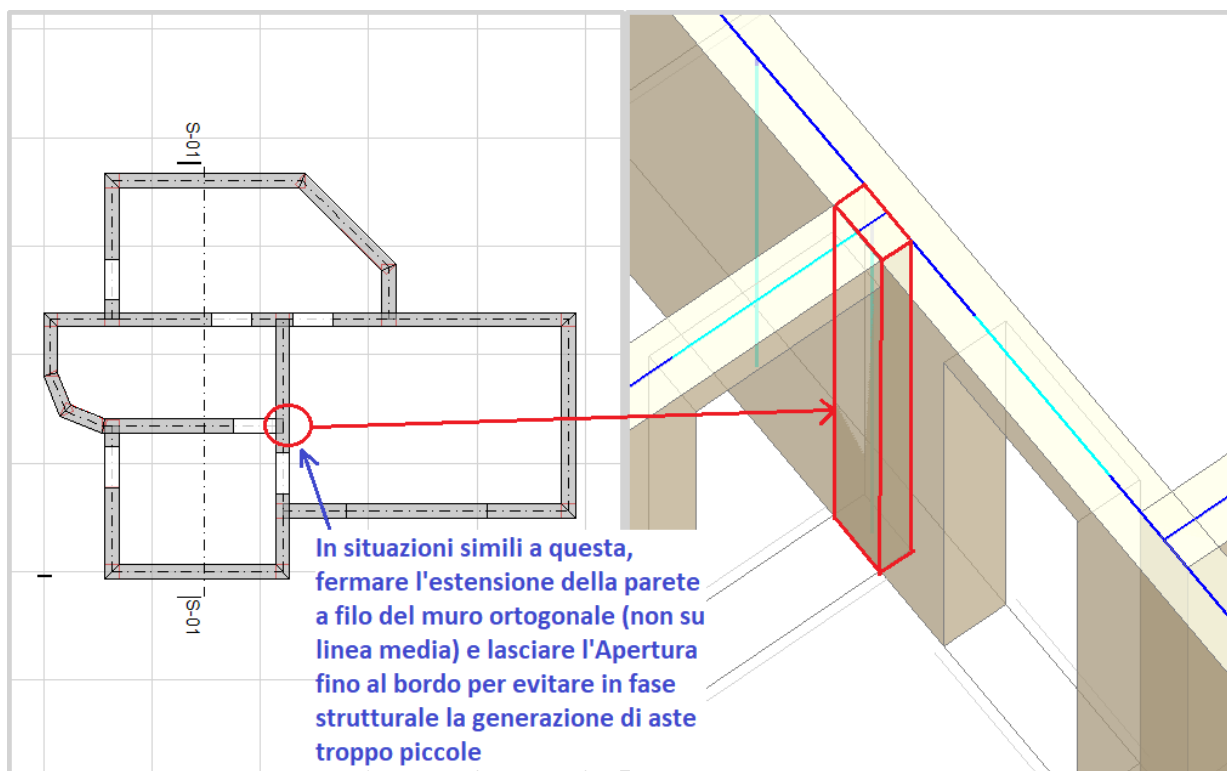


Figura 2-206: Edificio in Muratura Armata: gestione delle mazzette d'intersezione

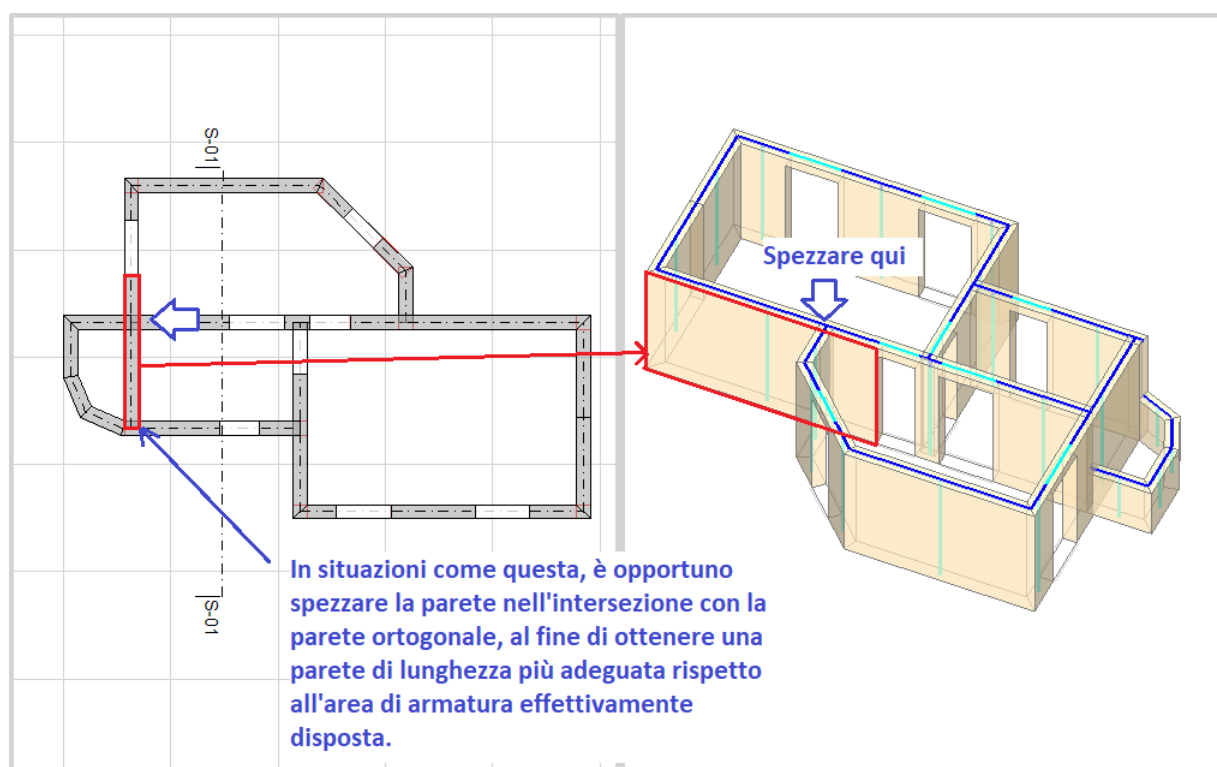


Figura 2-207: Edificio in Muratura Armata: gestione delle Pareti nei confronti delle intersezioni

Eseguendo le analisi sui files prima descritti, si nota che in Analisi Statica Non Sismica le verifiche risultano tutte soddisfatte (come si evince dal Report dei Coefficienti di sicurezza, selezionando l'Involuppo delle verifiche). In Analisi Dinamica Modale ci sono invece alcune problematiche di verifica:

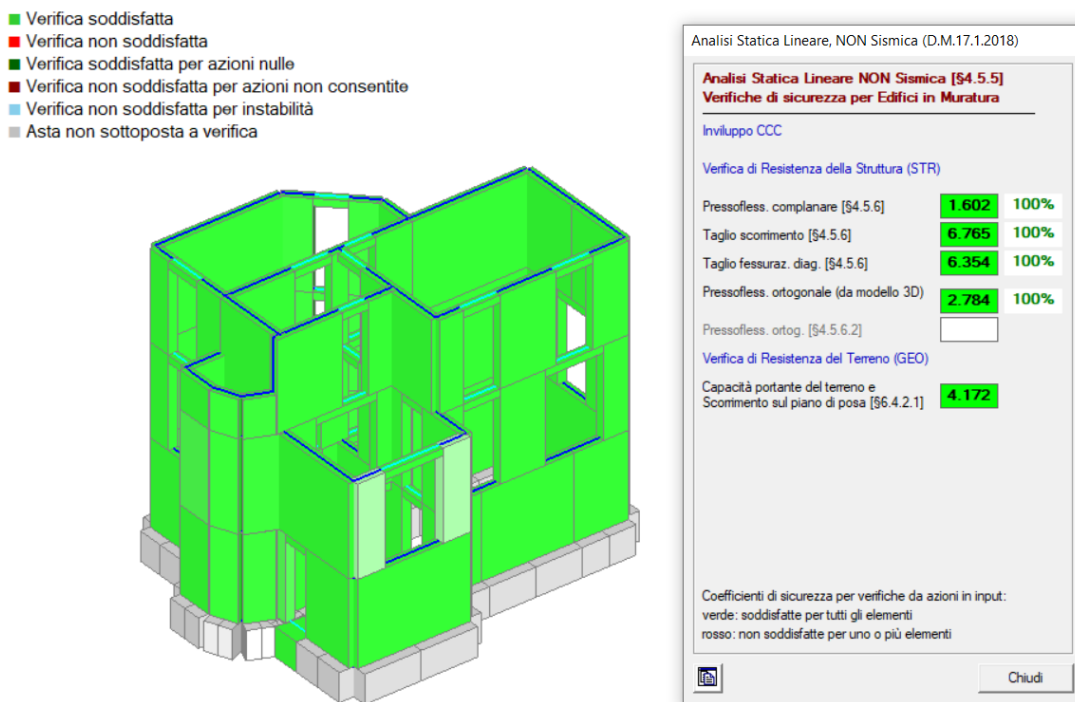


Figura 2-208: Edificio in Muratura Ordinaria: Risultati Analisi Statica → VERIFICHE SODDISFATTE

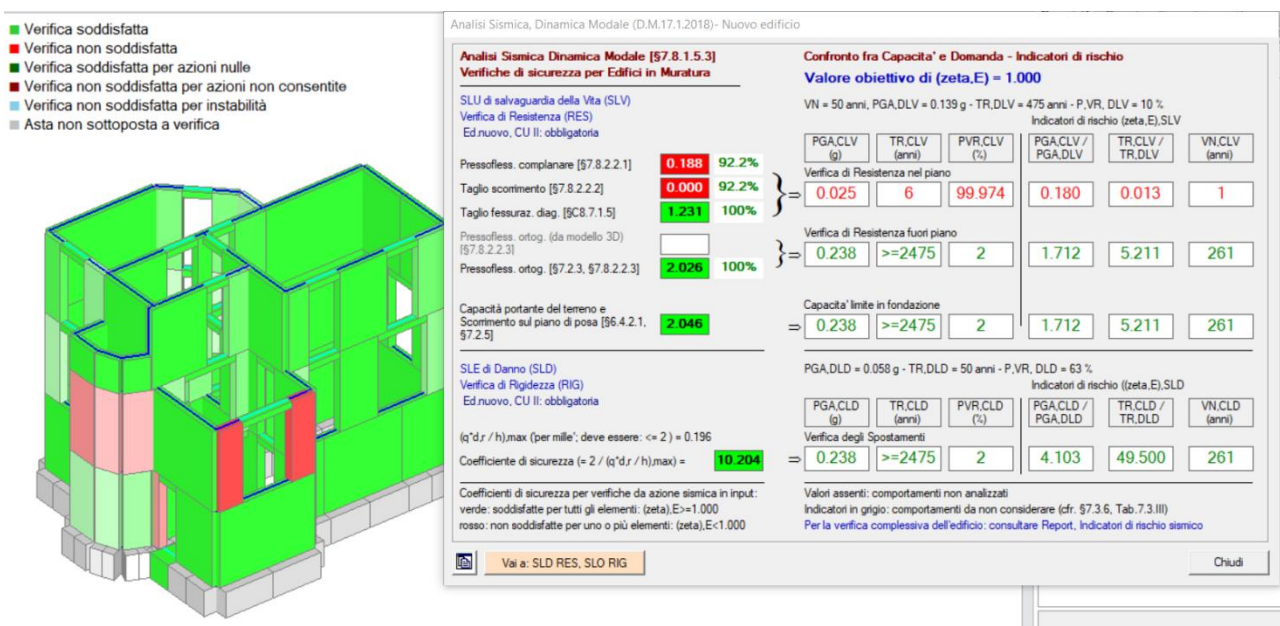


Figura 2-209: Edificio in Muratura Ordinaria: Risultati Dinamica Modale → VERIFICHE NON SODDISFATTE

In Analisi Dinamica Modale, sono presenti 8 aste che non verificano a Pressoflessione Complanare e a Taglio per Scorrimento: visualizzando ad es. la parete meno verificata (asta 74), e richiedendo la visualizzazione del suo Dominio di Resistenza, si nota che la verifica non è soddisfatta in quanto i punti di sollecitazione cadono al di fuori dei confini del dominio stesso (sono infatti indicati in rosso):

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

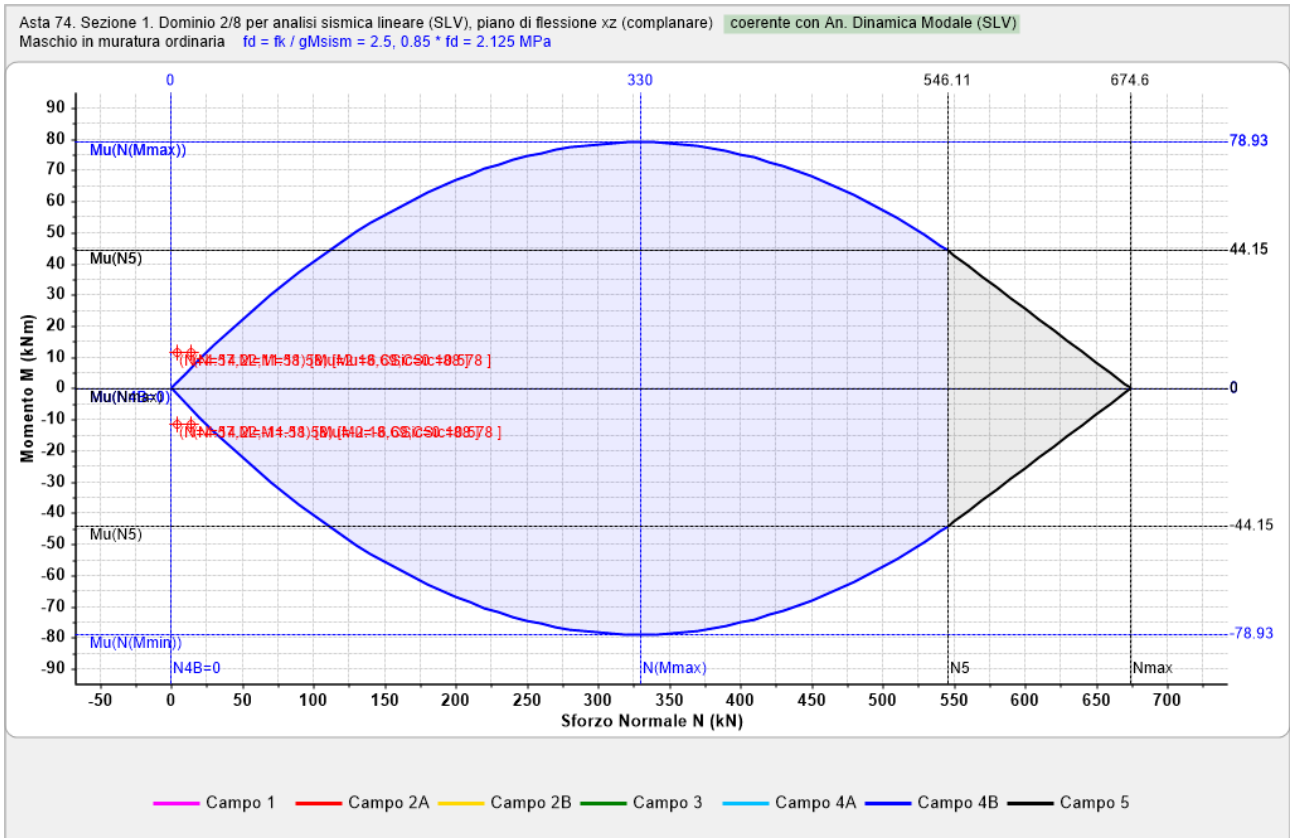
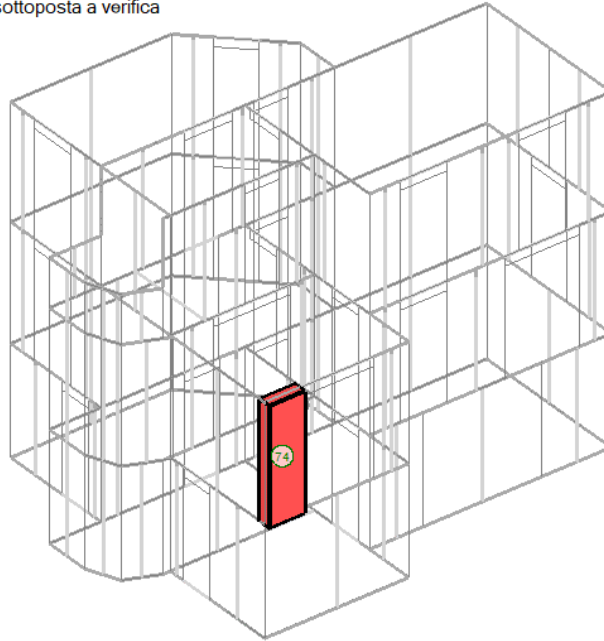
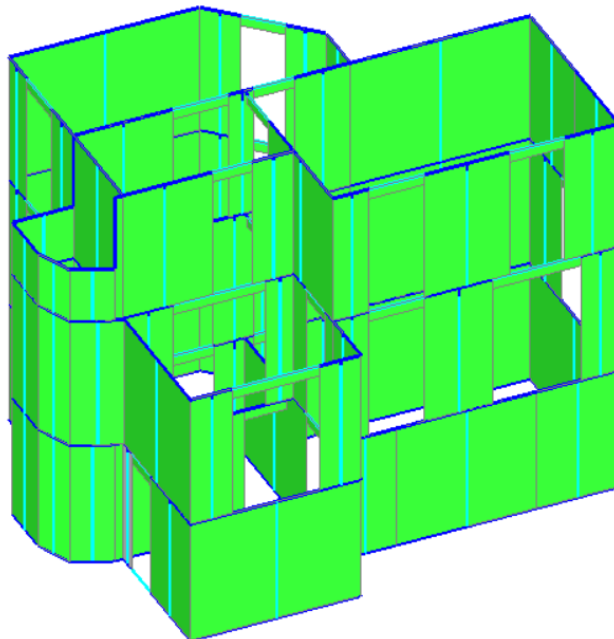


Figura 2-210: Edificio in Muratura Ordinaria: Dominio di Resistenza per azioni complanari (piano xz) relativo all'Asta 74 (meno Verificata)

Passando invece ai risultati del modello in "Muratura Armata", si notano verifiche soddisfacenti sia in Analisi Statica che in Dinamica Modale:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

Inviluppo CCC

Verifica di Resistenza della Struttura (STR)

Pressofless. complanare [§4.5.6]	4.110	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	6.765	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	>> 1	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	2.721	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		

Verifica di Resistenza del Terreno (GEO)

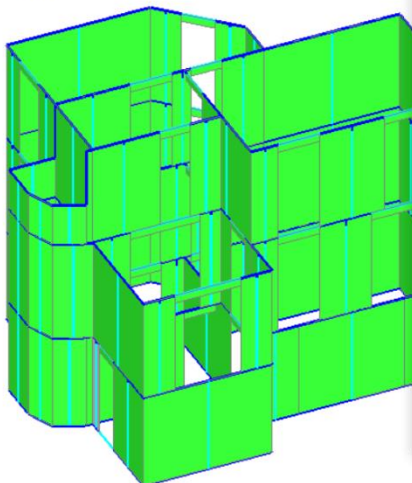
Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	4.177	
--	-------	--

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azioni in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi

Chiudi

Figura 2-211: Edificio in Muratura Armata: Risultati Analisi Statica → VERIFICHE SODDISFATTE

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Analisi Sismica, Dinamica Modale (D.M.17.1.2018)- Nuovo edificio

Analisi Sismica Dinamica Modale [§7.8.1.5.3]
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura

SLU di salvaguardia della Vita (SLV)
Verifica di Resistenza (RES)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

Pressofless. complanare [§7.8.2.2.1]	3.898	100%
Taglio scorcimento [§7.8.2.2.2]	3.298	100%
Taglio fessuraz. diag. [§C8.7.1.5]	2.476	100%
Pressofless. ortog. (da modello 3D) [§7.8.2.2.3]		
Pressofless. ortog. [§7.2.3, §7.8.2.2.3]	1.984	100%

Capacità portante del terreno e Scorcimento sul piano di posa [§6.4.2.1, §7.2.5]

	2.046	
--	-------	--

SLE di Danno (SLD)
Verifica di Rigidezza (RIG)
Ed.nuovo, CU II: obbligatoria

$(q^*d_r/h)_{max}$ (per mille); deve essere: ≤ 3 = 0.196
Coefficiente di sicurezza $(= 3 / (q^*d_r/h)_{max})$ = 15.306

Coefficienti di sicurezza per verifiche da azione sismica in input:
verde: soddisfatte per tutti gli elementi: (zeta),E=1.000
rosso: non soddisfatte per uno o più elementi: (zeta),E<1.000

Confronto fra Capacità e Domanda - Indicatori di rischio
Valore obiettivo di (zeta,E) = 1.000

VN = 50 anni, PGA,DLV = 0.139 g - TR,DLV = 475 anni - P,VR,DLV = 10 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLV

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PVR,CLV (%)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	VN,CLV (anni)
0.238	>=2475	2	1.712	5.211	261

Verifica di Resistenza nel piano

Verifica di Resistenza fuori piano

Capacità limite in fondazione

0.238	>=2475	2	1.712	5.211	261
-------	--------	---	-------	-------	-----

PGA,DLD = 0.058 g - TR,DLD = 50 anni - P,VR, DLD = 63 %
Indicatori di rischio (zeta,E),SLD

PGA,CLD (g)	TR,CLD (anni)	PVR,CLD (%)	PGA,CLD / PGA,DLD	TR,CLD / TR,DLD	VN,CLD (anni)
0.238	>=2475	2	4.103	49.500	261

Verifica degli Spostamenti

Valori assenti: comportamenti non analizzati
Indicatori in grigio: comportamenti da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)
Per la verifica complessiva dell'edificio: consultare Report, Indicatori di rischio sismico

Vai a: SLD RES, SLO RIG

Chiudi

Figura 2-212: Edificio in Muratura Armata: Risultati Dinamica Modale → VERIFICHE SODDISFATTE

Confrontando i risultati della stessa asta n°74 che in precedenza non era verificata, nel modello in Muratura Armata si può notare che adesso la verifica è soddisfatta, in quanto i punti di sollecitazione ricadono interamente all'interno del Dominio (sempre con riferimento al piano complanare xz):

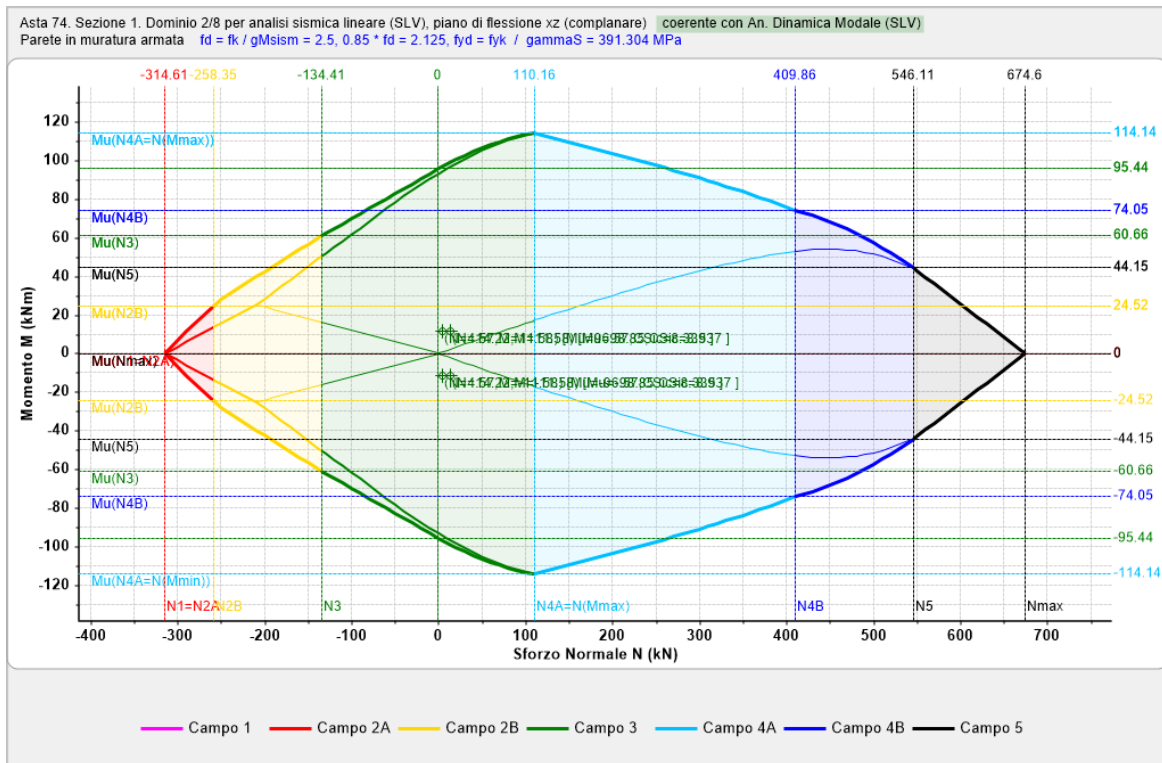


Figura 2-213: Edificio in Muratura Armata: Dominio di Resistenza per azioni complanari (piano xz) per Asta 74

Consultazioni analoghe possono farsi per le altre pareti, e anche per la pressoflessione ortogonale: nei riguardi di quest'ultima sollecitazione, bisogna avere l'attenzione di scorrere i Domini di Resistenza per trovare quello coerente con l'Analisi Dinamica e che indica il piano ortogonale xy: per le motivazioni espresse in precedenza (l'area di armatura per le sollecitazioni nel piano ortogonale non si considera se giacente nell'asse medio della parete) è possibile verificare che in effetti il dominio nel piano ortogonale sia lo stesso tra i due modelli:

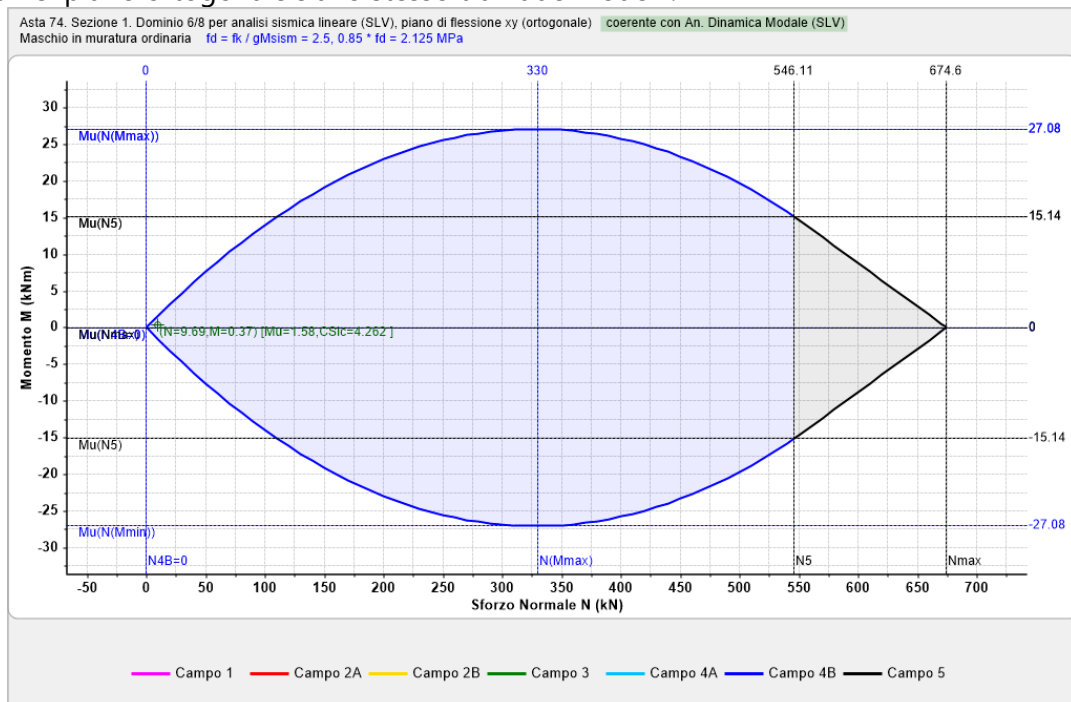


Figura 2-214: Edificio in Muratura Ordinaria: Dominio di Resistenza per azioni ortogonali (piano xy) relativo all'Asta 74 (verifica comunque soddisfatta)

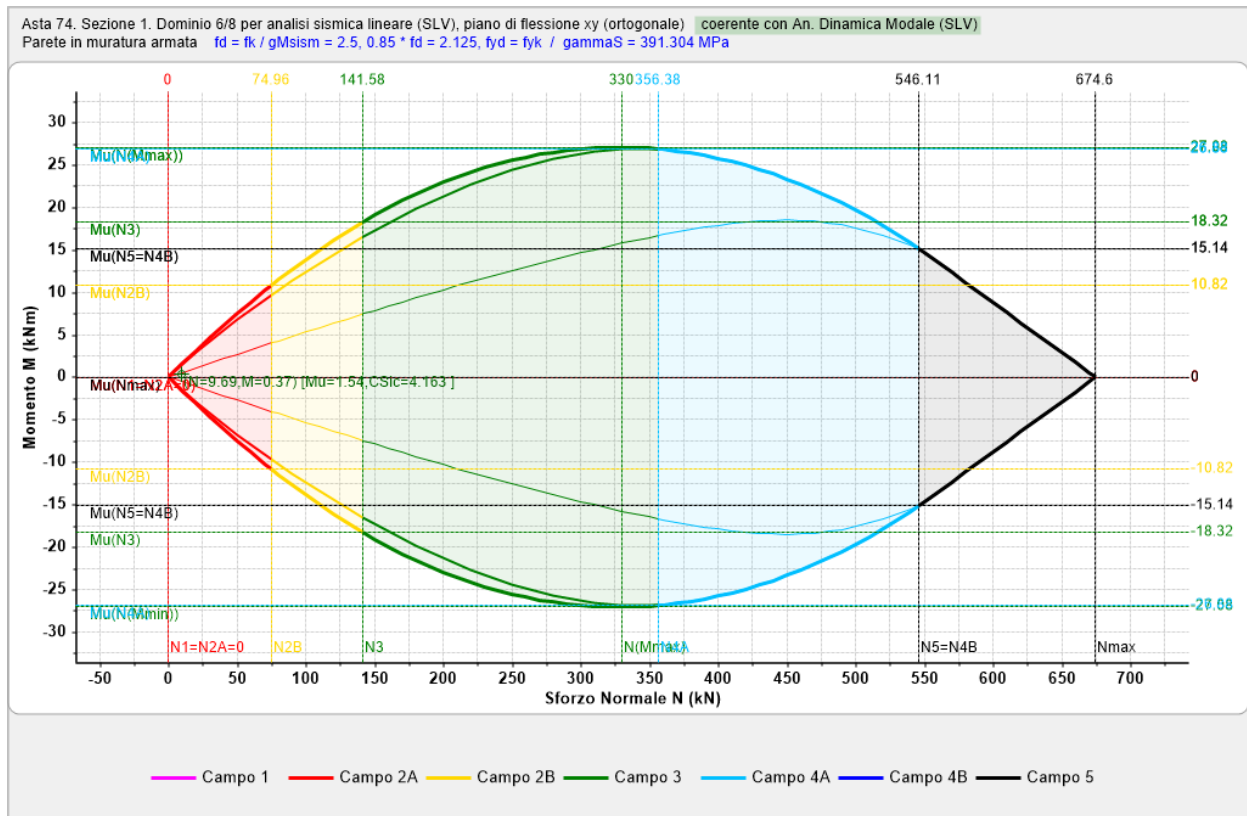


Figura 2-215: Edificio in Muratura Armata: Dominio di Resistenza per azioni ortogonali (piano xy) per Asta 74

02_009_Edificio_Alto

File di riferimento:

02_009_Edificio_Alto_A

02_009_Edificio_Alto_B

Parole chiave:

- EDIFICI ALTI E STABILITA' DELL'EQUILIBRIO

GENERALITÀ

In questo capitolo, si descriverà un primo esempio finalizzato allo studio dei fenomeni di instabilità e come questi possono condizionare i risultati delle analisi sismiche su un edificio esistente.

Per ulteriori riferimenti teorici sulle verifiche di instabilità si rimanda al Manuale di PCM, §3.2.4.12.

Di seguito si analizza la modellazione di un edificio esistente alto, con geometria semplice, avente pianta rettangolare di circa 12m x 6m, con cinque piani fuori terra aventi tutti altezza di 3.50m. Le pareti perimetrali hanno spessore di 50cm e sono costruite in Blocchi lapidei squadriati (peso specifico: 22 kN/m³). Internamente in direzione Y è presente una parete di spina centrale in Mattoni Pieni (peso specifico: 18 kN/m³).

In una prima ipotesi, lo spessore del paramento interno in mattoni è supposto piuttosto piccolo, e pari a 12 cm, continuo da terra alla sommità (modello A); in seconda istanza, si aumenterà tale spessore a 20cm (modello B); per entrambi, si considererà o meno l'effetto della stabilità.

I solai sono tutti orditi lungo X, quindi la maggior parte dei carichi gravano proprio su tale paramento. Le pareti in mattoni del piano terra sono pertanto sottoposte a forti sforzi normali dovuti sia al carico dei solai che al peso proprio.

Per gli impalcati sono stati considerati i seguenti carichi:

- Solai intermedi: si suppone di considerare 2.50 kN/m² per i Permanenti Strutturali, 2 kN/m² per i Permanenti Non Strutturali, e 2.00 kN/m² per i Variabili ("Cat.A");
- Solai di Copertura: si suppone di considerare 2.50 kN/m² per i Permanenti Strutturali, 2 kN/m² per i Permanenti Non Strutturali, e 1.00 kN/m² per i Variabili ("Cat.Neve");

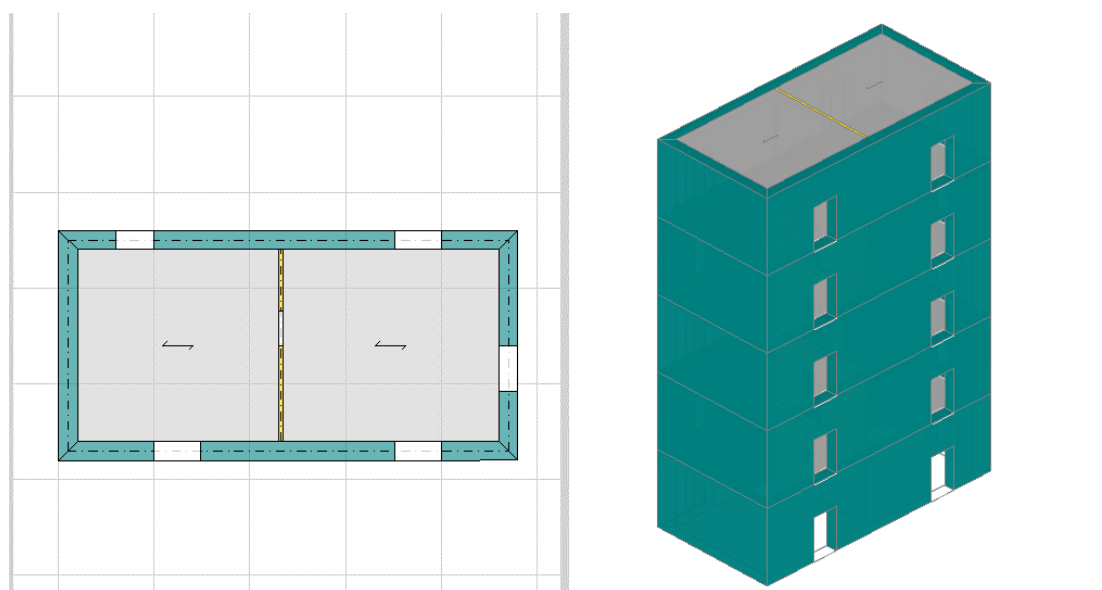


Figura 2-216: Edificio Esistente Alto: Vista in Pianta e Assonometria Sud-Ovest

Ci si aspetta quindi una certa influenza dei fenomeni di instabilità di tipo fragile, coinvolgenti cioè sezioni totalmente compresse (*Instabilità per carico di punta*), che si differenzia dalla crisi di resistenza per pressoflessione con parzializzazione della sezione, con differenti conseguenze nello sviluppo della Pushover.

MODELLAZIONE STRUTTURALE

Per l'edificio in esame, la natura degli impalcati consente di **impostarli come "Rigidi"**.

Di seguito si elencano altre scelte di modellazione condotte in ambiente strutturale:

- 1) Comportamento delle fasce: si considerano bielle (comando "Fasce: Tutte non Collaboranti");
- 2) Rigidità fessurata: proprietà "Rigidità Fessurata" = 50, in tal modo considerando un comportamento trilineare;
- 3) Comportamento "Shear Type": attivo;
- 4) Link Rigidi svincolati a traslazione verticale negli angoli e nelle intersezioni ortogonali: in modo da evitare migrazioni dei carichi su parti non interessate dalle orditure;
- 5) Maschi Resistenti al sisma: si considerano pareti portanti e reagenti al sisma solo quelle perimetrali; i maschi dei paramenti interni si vincolano quindi come "Cerniera-Cerniera". La loro snellezza nel piano ortogonale (consultabile anche dalla finestra delle proprietà) è infatti notevole: $\lambda = h_0/t = 350 / 12 \approx 29$, quindi un valore nettamente superiore ai massimi previsti dai requisiti per le pareti nuove resistenti al sisma secondo le Norme Vigenti (Tab. 7.8.II, §7.8.1.4: per muratura ordinaria in elementi artificiali, la snellezza massima è pari a 12).
- 6) Verifiche per pressoflessione ortogonale: si trascura l'eccentricità accidentale ($h/200$), anche se generalmente sempre prevista nell'ambito delle verifiche per edifici nuovi. Questo consente di confrontare in modo migliore il valore del carico critico dei calcoli manuali con quanto calcolato dal software. Le verifiche a pressoflessione ortogonale si mantengono attive anche in Analisi Pushover: nell'ambito di queste verifiche l'instabilità svolgerà un ruolo determinante.

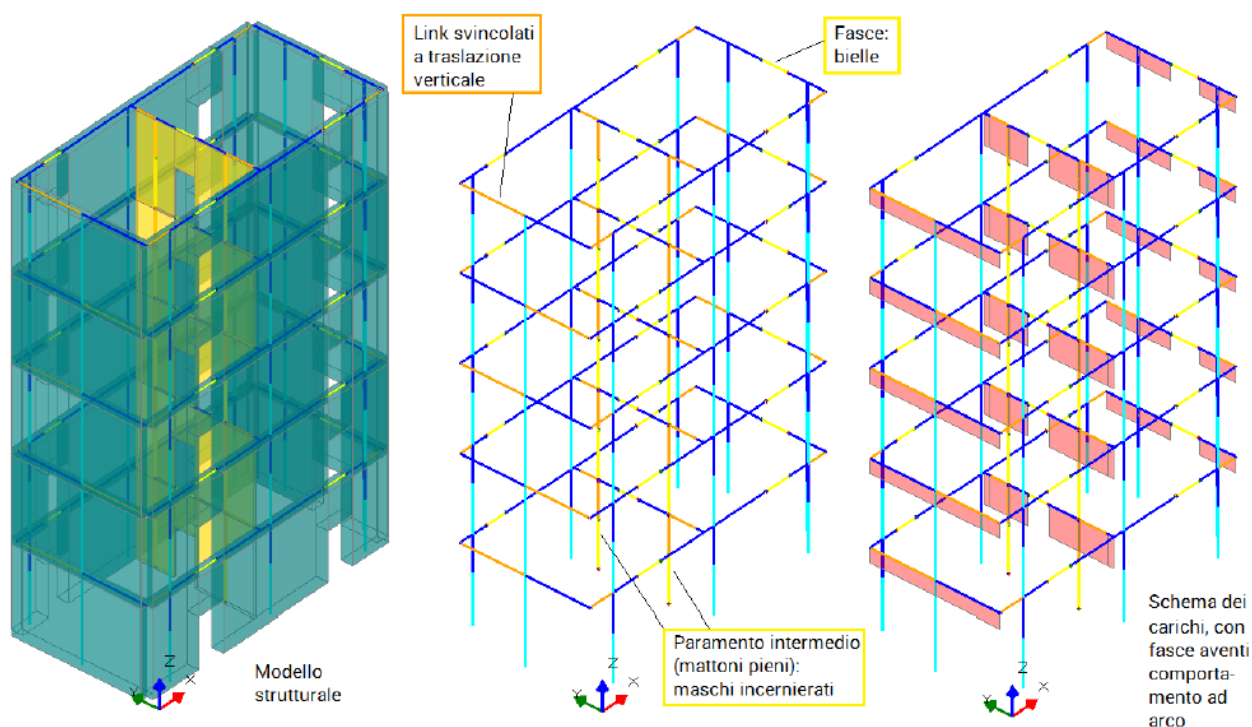


Figura 2-217: Edificio Esistente Alto: Modello Strutturale

Il modello in esame si basa sui parametri sismici impostati sul comune di Firenze (FI):

Longitudine: 13.050000, Latitudine: 43.033333

Categoria di Sottosuolo: C

Per il caso in esame, oltre all'Analisi Modale (sempre condotta in automatico), verrà eseguita:

- l'Analisi Statica Non Sismica;
- l'Analisi Pushover, scegliendo le distribuzioni "B" ed "E", con un incremento di Taglio di 50 kN.

Prima di analizzare i risultati delle Analisi in PCM, si svolgono alcuni calcoli manuali per inquadrare lo stato di sollecitazione delle pareti a piano terra in mattoni pieni nei confronti della resistenza e della stabilità.

Area di Influenza che insiste sul paramento intermedio:

$$(11.00\text{m} / 2\text{m}) \times 5.00\text{m} = 27.5 \text{ m}^2$$

Carico Verticale in condizioni sismiche:

Dal piano di copertura: $(2.50 \text{ kN/m}^2 + 1.00 \text{ kN/m}^2) = 3.50 \text{ kN/m}^2$ (la neve è ininfluente perché $\Psi_2=0$).

Da ogni impalcato sottostante: $(2.50 + 2.00 + 0.30 \times 2) = 5.10 \text{ kN/m}^2$

Totale carico da solai: $(3.50 + 4 \times 5.10) \times 27.5\text{m}^2 = 657.25 \text{ kN}$

Peso proprio del paramento che insiste sulla sommità delle pareti del piano terra:

(dimensioni: $5.00 \times 0.12\text{m}$, con altezza $3.50\text{m} \times 4$ piani (escluse le aperture di $0.90\text{m} \times 2.00\text{m}$)):

$$18 \text{ kN/m}^3 \times (5.00\text{m} \times 0.12\text{m} \times 3.50\text{m} - 0.90 \times 2.00\text{m} \times 0.12\text{m}) \times 4 = 135.65 \text{ kN}$$

Carico Totale: $(657.25 \text{ kN} + 135.65 \text{ kN}) = 792.90 \text{ kN}$

Distinguendo il paramento a piano terra nei due maschi distinti (cfr. immagine seguente), uno di dimensioni 2.50m (asta 31) e l'altro 1.60m (asta 34) si ottiene:

- asta 31: $792.90 \times 2.95 / (2.05 + 2.95) = 467.81 \text{ kN}$;

- asta 34: $792.90 \times 2.05 / (2.05 + 2.95) = 325.09 \text{ kN}$.

Con riferimento all'Analisi Statica non Lineare, nella quale le resistenze di progetto sono considerate divise solo per FC non anche per γ_M , a queste entità corrispondono tensioni normali inferiori alle resistenze di progetto, ad esempio per la parete 34:

$$310080 \text{ kN} / (120\text{mm} \times 1600\text{mm}) = 1.615 \text{ MPa} < f_d = 2.87 \text{ MPa}$$

Per quanto riguarda il carico critico euleriano, si ha che:

$$P_e = (\pi^2 E J) / l_0^2 = \pi^2 * 1500 * (1600 * 120^3 / 12) / 3500^2 = 278444 \text{ N} = 278.44 \text{ kN}$$

Il valore del carico critico euleriano per l'asta incernierata sottoposta a sforzo normale costante può essere corretto col coefficiente che tiene conto dello sforzo normale variabile (si rimanda alla teoria per le formule):

$P_{crit} = P_e / \beta^2$, dove:

$$\beta = \sqrt{(1 + 0.881 N_S / N_I) / 1.881}$$

con: $N_S = 310.08 \text{ kN}$, $N_I = N_S + \text{peso proprio parete piano terra} = 310.08 + 18 \times 0.12 \times 1.60 \times 3.50 = 322.18 \text{ kN}$, e quindi:

$$\beta = \sqrt{(1 + 0.881 \times 310.08 / 322.18) / 1.881} = 0.991, \text{ da cui infine:}$$

$$P_{crit} = 278.44 / 0.991^2 = 283.43 \text{ kN}$$

La sollecitazione di progetto risulta superiore al carico critico:

$325.09 \text{ kN} > 283.43 \text{ kN}$, l'asta si trova quindi in equilibrio instabile.

La notevole altezza dell'edificio ed il piccolo spessore dei paramenti interni sono la causa principale di questo comportamento: non è un assetto frequente, ma denota l'importanza di tenere in considerazione i fenomeni di instabilità.

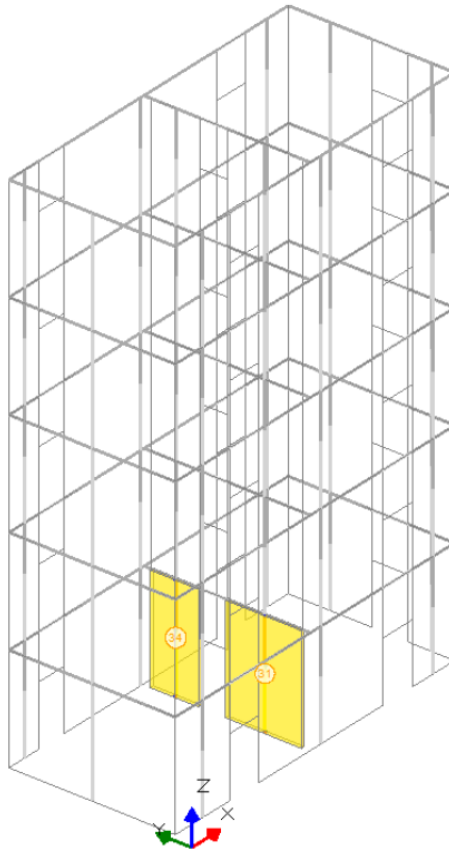


Figura 2-218: Edificio Esistente Alto: Maschi Murari al Piano Terra oggetto di Calcoli Manuali

RISULTATI DELLE ANALISI

Ad analisi eseguita, si consultano innanzitutto i risultati dell'Analisi Modale, per valutare il corretto andamento delle deformate modali, conoscere i periodi di vibrazione e le masse partecipanti.

In tal caso, le deformate modali sono coerenti con un edificio dai livelli rigidi (moti traslazionali); il primo modo principale è il n.1 in direzione Y, con periodo di 0.234 e massa partecipante 88%; Il secondo modo è il n.4 in direzione X, con periodo di 0.151 e massa partecipante 88%.

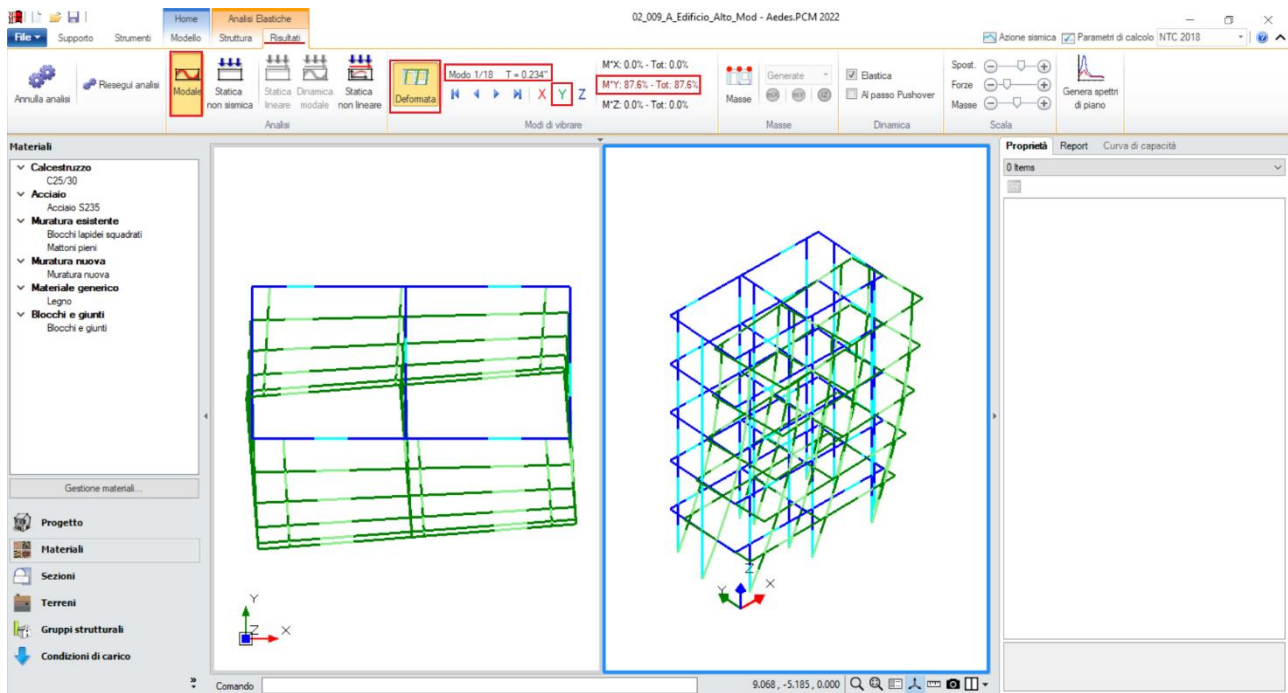


Figura 2-219: Modo principale in Y: Periodo 0.234 sec e Massa Partecipante 88%

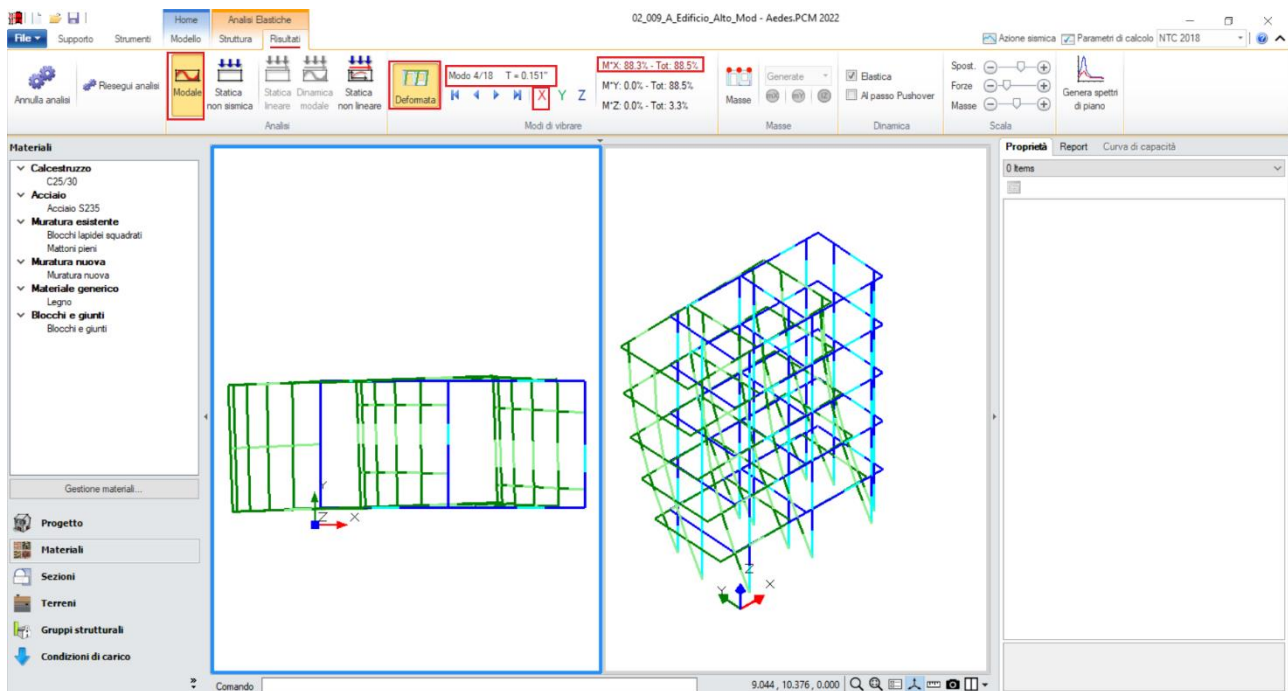


Figura 2-220: Modo principale in X: Periodo 0.151 sec e Massa Partecipante 88%

In **Analisi Statica Non Sismica**, è importante controllare in particolare *l'andamento degli spostamenti e dello Sforzo Normale*, principalmente in "Combinazione Sismica", che fotografa lo stato della struttura al Passo Iniziale della Pushover; in tal caso gli sforzi normali sono coerenti, più in specifico per le pareti oggetto di approfondimento si registrano i seguenti valori di sforzo normale:

- asta 31: in sommità, 431.58 kN (da calcolo manuale era 467.81kN) / alla base 450.48 kN;
- asta 34: in sommità, 297.98 kN (da calcolo manuale era 325.09kN) / alla base 310.08 kN (304.03 in mezzeria).

I valori di sforzo normale sono in accordo con i calcoli manuali, e le verifiche delle pareti al piano terra sono soddisfatte nella Combinazione Sismica (senza considerare la verifica di instabilità).

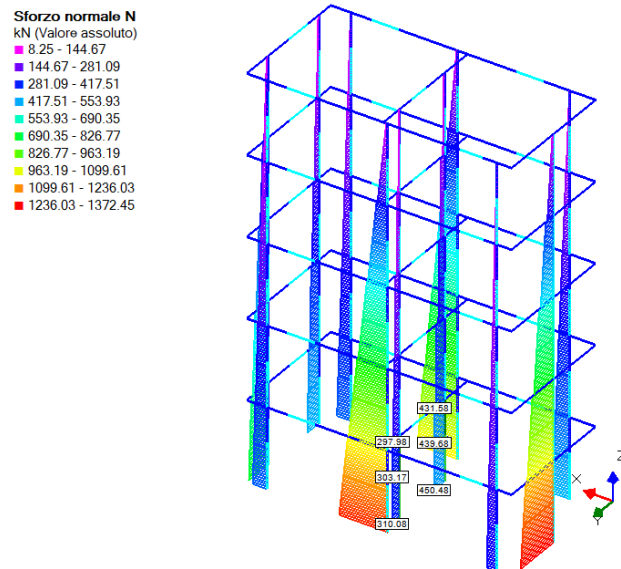


Figura 2-221: Analisi Statica Non Sismica: Sforzo Normale in Combinazione Sismica

In Pushover, la distribuzione B può essere utilizzata in quanto sono rispettate le limitazioni normative in merito alla percentuale di massa partecipante nei modi principali; le verifiche risultano positive, l'unico indicatore minore di uno è quello relativo alla curva E +Y (0.969):

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta, \text{PGA}(\text{SLV})$	$\zeta, \text{TR}(\text{SLV})$	VN,CLV
4	●	□	E	+Y'				L5	0.969	0.935	47
2	○	□	B	+Y'				L5	1.245	2.074	104
3	○	□	E	+X'				L5	1.515	4.783	239
1	○	□	B	+X'				L5	1.546	5.211	261

Figura 2-222: Analisi Pushover: Sintesi degli Indicatori di Rischio (pareti interne da 12cm, senza instabilità)

Osservando l'andamento delle verifiche al passo, si nota come concorrano alla "Causa del termine della curva" (labilità generale della struttura) tutte le verifiche, sia complanari che ortogonali:

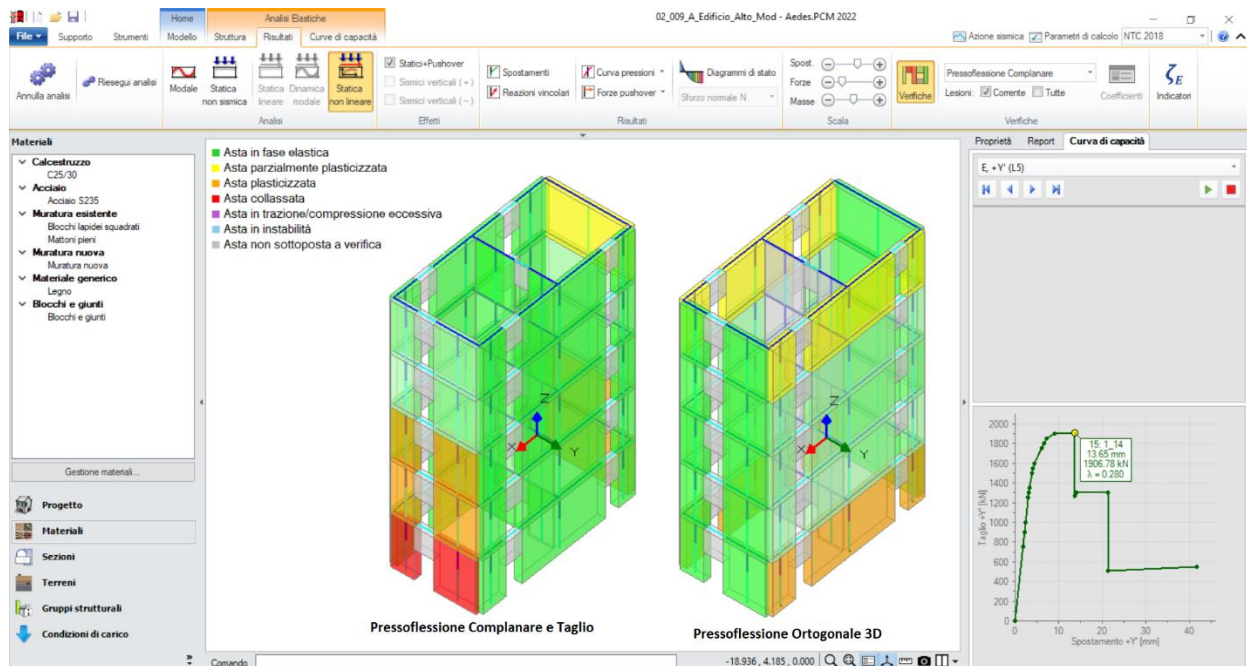


Figura 2-223: Analisi Pushover: Consultazione Verifiche al passo (pareti interne da 12cm, senza instabilità)

Invece, come mostrato nel seguito, il risultato cambia del tutto se si decide di considerare anche la verifica di stabilità.

Si ricorda infatti che già dall'Analisi Statica emerge una crisi delle pareti a piano terra a seguito della quale è plausibile attendersi una instabilizzazione.

Attivando in "Parametri di Calcolo", scheda "Verifiche", il check su "Riduzione della resistenza per gli effetti della stabilità" e rieseguendo le analisi ci si attende, pertanto, un collasso di tipo fragile sull'asta 34 oggetto di approfondimento (il valore di sforzo normale in mezzeria è infatti pari a 304.03 kN > carico critico= 283.43 kN):

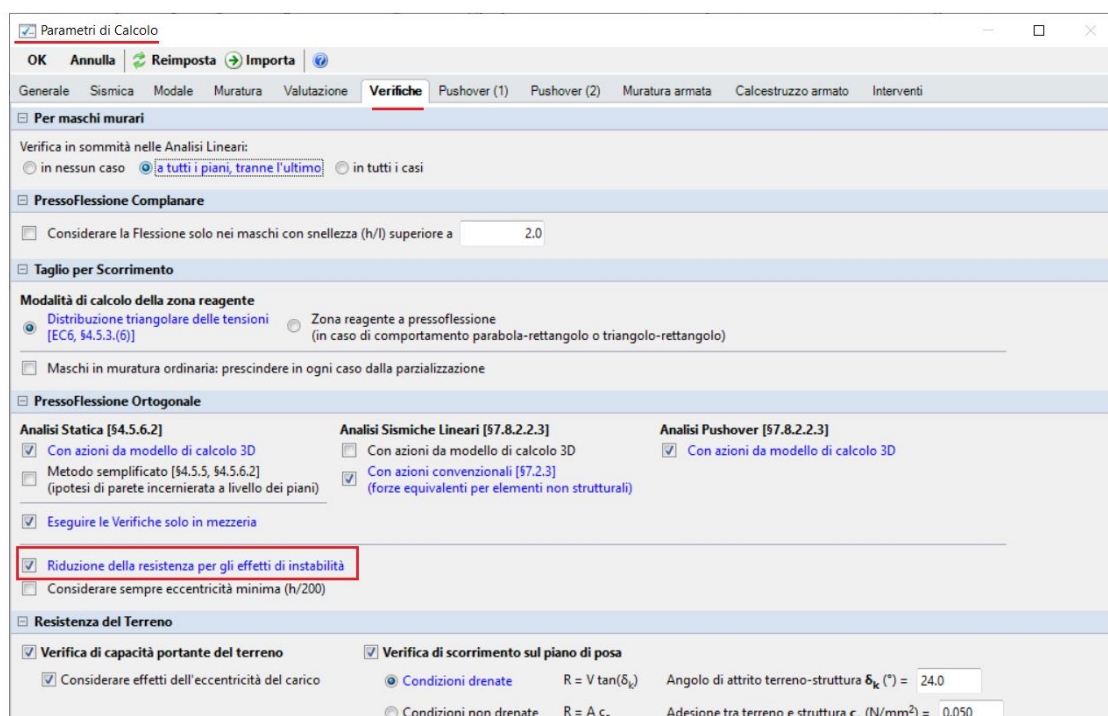


Figura 2-224: "Parametri di Calcolo", scheda "Verifiche", attivazione verifica di stabilità

I risultati mostrano quanto atteso, ovvero l'Analisi Pushover non parte neanche in quanto, già dal passo 0 (statica), il collasso di tipo fragile interrompe la costruzione delle curve (è possibile notare tale situazione direttamente dal Check-Up Dati, che evidenzia un errore grave e rimanda alla consultazione delle verifiche statiche in Combinazione Sismica): l'effetto del collasso fragile dell'asta n°34 è dovuto al superamento del carico di punta, con la conseguenza che tutte le pareti ed i solai superiori collasceranno, determinando quindi la crisi globale:

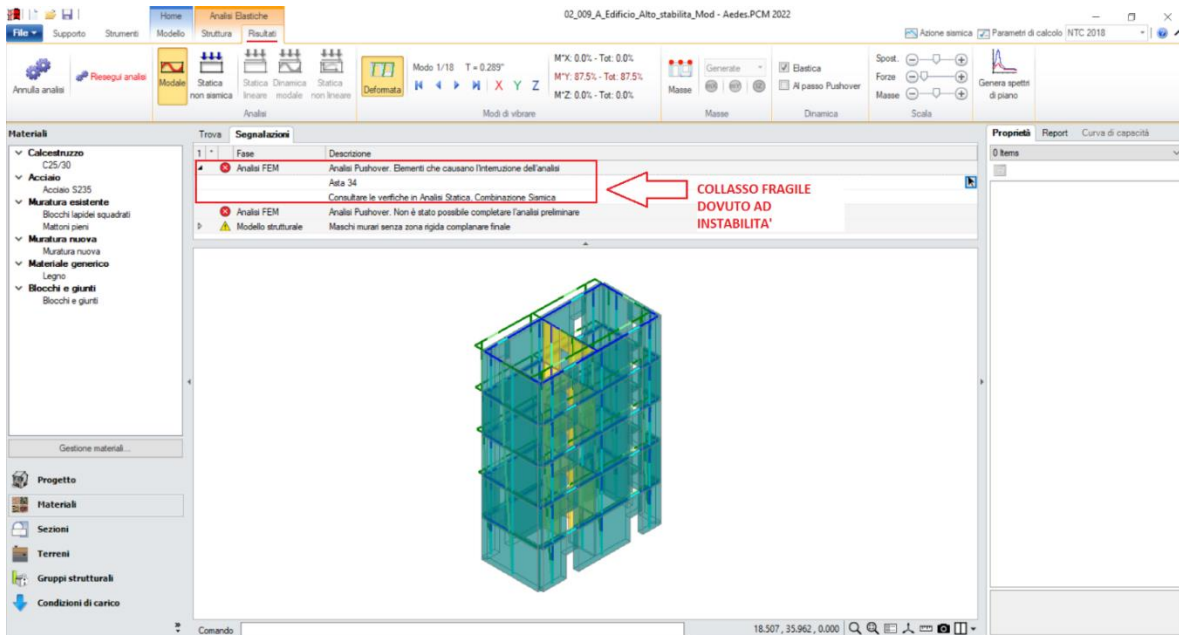


Figura 2-225: Analisi Pushover: considerando anche la verifica di stabilità, l'Analisi si interrompe subito

Questi primi due esempi hanno quindi mostrato come l'effetto dell'instabilità, sia pur dovuta solo al caso "statico" e non "sismico", possa determinare un effetto molto pericoloso.

Ipotizzando un secondo modello in cui aumentare lo spessore del paramento intermedio da 12cm a 20cm, la risposta della struttura cambia ancora. Poiché le pareti interne si mantengono comunque incernierate alle estremità, il loro effetto sulla struttura nel complesso non cambia molto:

- in Analisi Modale, la deformata non cambia e anche i modi di vibrare non hanno variazioni significative:
 - in dir. Y (Modo n.1) → Massa Partecipante 88% e Periodo 0.216 sec;
 - in dir. X (Modo n.3) → Massa Partecipante 88% e Periodo 0.140 sec.
- in Analisi Pushover, gli Indicatori sono simili, anzi la struttura risulterebbe "adeguata" ($\zeta_{PGA} > 1$):

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
4	●	□	E	+Y'				L5	1.020	1.059	53
2	●	□	A	+Y'				L5	1.082	1.291	65
1	●	□	A	+X'				L5	1.546	5.211	261
3	●	□	E	+X'				L5	1.546	5.211	261

Figura 2-226: Analisi Pushover: Sintesi degli Indicatori di Rischio (pareti interne da 20cm, senza instabilità)

Attivando invece anche la verifica di stabilità, è interessante osservarne le conseguenze in Pushover a seguito di questo incremento di spessore sul paramento interno: i risultati in direzione X sono di fatto comparabili, questo significa che, poiché il paramento interno è orientato lungo Y, la sua possibile instabilità nei confronti della spinta in direzione X (che per esso si traduce in azioni ortogonali) non interviene nel calcolo:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN.CLV
4		<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L5	0.582	0.257	13
2		<input type="checkbox"/>	B	+Y'				L5	0.908	0.777	39
3		<input type="checkbox"/>	E	+X'				L5	1.500	4.562	228
1		<input type="checkbox"/>	B	+X'				L5	1.546	5.211	261

Figura 2-227: Analisi Pushover: Sintesi degli Indicatori di Rischio (pareti interne da 20cm, con instabilità)

Si è quindi evitata la crisi per instabilità con l'aumento di spessore da 12 a 20cm. Tuttavia, nascono adesso instabilizzazioni a pressoflessione in direzione Y, che concorrono ad abbassare drasticamente l'Indicatore di Rischio (fino a $\zeta_{PGA}=0.582$); si potrà avere ulteriore conferma di questo visualizzando l'andamento delle verifiche al passo per questa curva meno verificata:

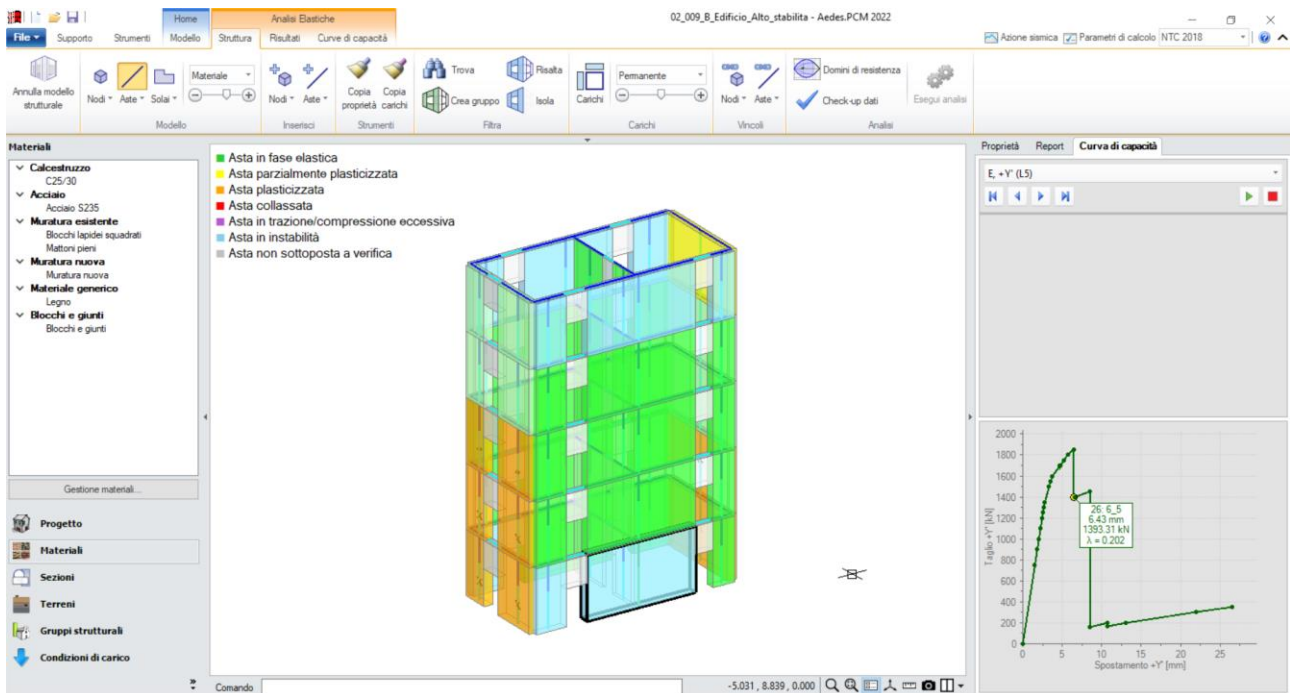


Figura 2-228: Analisi Pushover: considerando anche la verifica di stabilità, alcuni Maschi sono in instabilità

Approfondendo la situazione dell'asta n°17 (Maschio Murario al piano terra, in direzione X), si osserva quanto segue:

- al passo 6_3 l'Asta è ancora verificata (colorazione in verde);
- al passo 6_4 l'Asta è "Parzialmente Plasticizzata" (colorazione in giallo): questo significa che, nella sezione di sommità dove avviene l'apertura della cerniera, la verifica a pressoflessione non è soddisfatta;
- al passo 6_5 l'Asta è "Instabilizzata" (colorazione in azzurro): questo significa che la combinazione di Sforzo Normale e Momento Ortogonale a quel passo è tale da instabilizzare la parete, rendendo quindi del tutto nullo il suo coefficiente di sicurezza e quindi il suo contributo nel complesso della struttura.

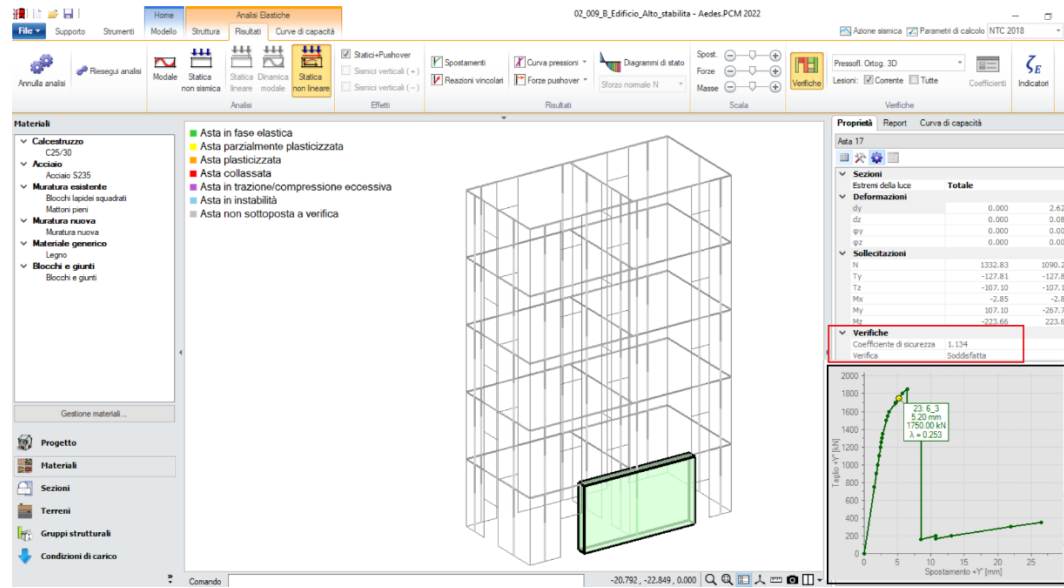


Figura 2-229: Analisi Pushover: verifiche al passo per Asta n°17, passo 6_3 curva E+Y, Verifica soddisfatta

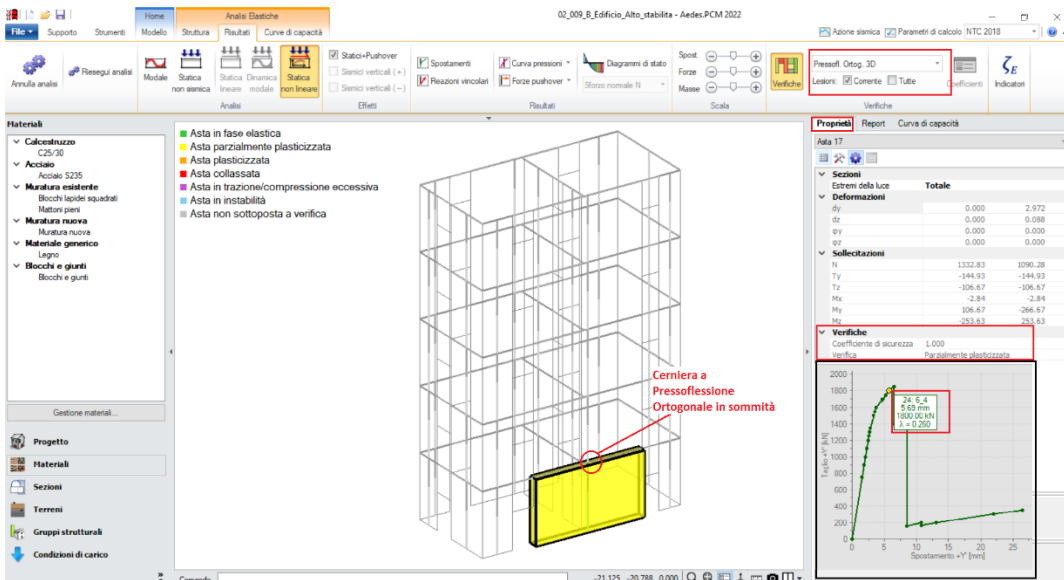


Figura 2-230: Analisi Pushover: verifiche Asta n°17, passo 6_4 curva E+Y, Verifica non soddisfatta in sommità

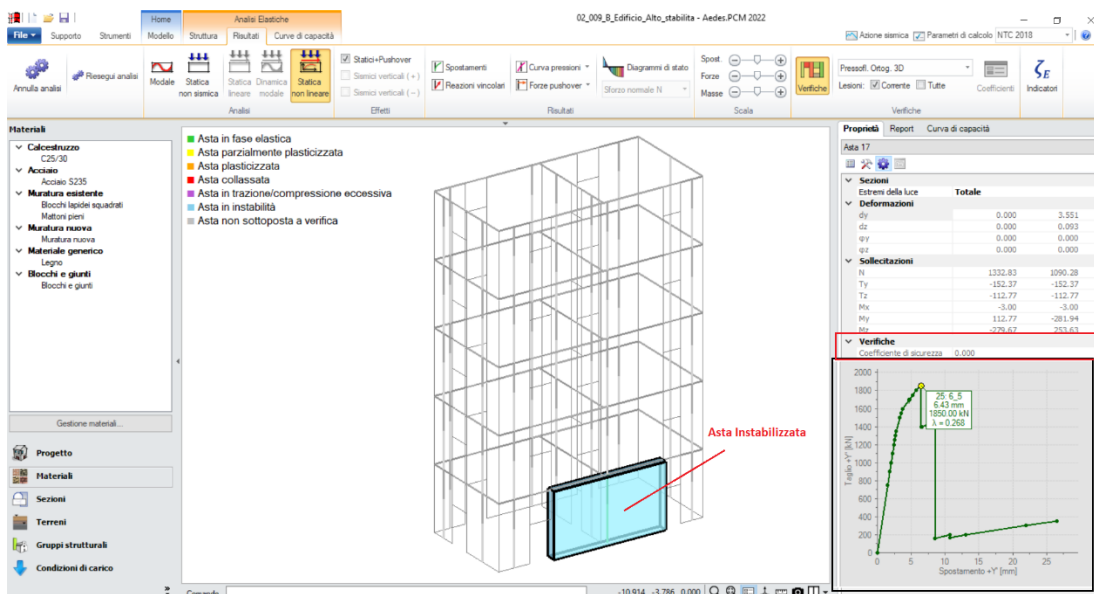


Figura 2-231: Analisi Pushover: verifiche Asta n°17, passo 6_5 curva E+Y, Asta Instabilizzata

In conclusione, si può quindi affermare che l'aumento di spessore da 12cm a 20cm per il paramento interno ha risolto l'instabilità dovuta al carico di punta, tuttavia l'instabilità avviene durante il corso dell'analisi a seguito della parzializzazione della sezione, abbassando l'indicatore fino a $\zeta_{PGA}=0.582$.

Si riportano alcune osservazioni integrative sull'esempio appena descritto:

- se le pareti in mattoni pieni fossero state modellate come "Incastrate-incastrate", il valore del carico critico sarebbe stato sicuramente maggiore, e tale da impedire collassi fragili anche nel caso con spessore 12cm. Tuttavia, mantenerle incastrate avrebbe significato considerarle "sismicamente reagenti", contro l'evidente snellezza eccessiva ($\lambda \approx 29$);

- se si fosse attivata anche l'opzione relativa al "Considerare sempre l'eccentricità minima (h/200)", ci sarebbe stato un peggioramento del comportamento dettato dalla diminuzione del carico critico, tuttavia la sezione sarebbe risultata sempre "interamente compressa" ($h/200 = 350/200 = 1.75 < t/6 = 12/6 = 2$), non escludendo quindi un'eventuale crisi fragile per carico di punta;

- considerato che comunque il modello in PCM è tridimensionale, è chiaro che assieme alle scelte in oggetto concorrono anche le altre scelte del Progettista, sia in termini di vincolamento che di schematizzazione, su tutte le altre aste della struttura. L'importante è che PCM consenta la modellazione dello schema desiderato, e che il Progettista possa averne padronanza anche considerando che trascurare gli effetti della stabilità potrebbe portare a risultati sovrastimati rispetto alla reale risposta della struttura qualora effettivamente siano plausibili fenomeni di instabilità.

In quest'ultimo aspetto, particolare attenzione andrà riposta sia alla gestione delle zone rigide ortogonali (ad es. qualora si vogliano considerare i vincoli per lo spessore di solaio), che influisce sulla lunghezza della luce deformabile nel piano ortogonale, sia l'applicazione di altri carichi aggiuntivi (non da solai) rappresentativi ad es. di cordoli e/o sporgenze, gronde, tali da aumentare lo sforzo normale di sommità.

02_010_Fienile

File di riferimento:

02_010_Fienile

02_010_Fienile_FRP

Parole chiave:

- COLONNE STABILITA' DELL'EQUILIBRIO
- CONTROVENTI DI FALDA
- CONSOLIDAMENTO CON FRP

Riferimenti utili, Canale YouTube AEDES:

ECS ColonneMuratura

<https://www.youtube.com/watch?v=xQRXJrVx6tE>

GENERALITÀ

In questo esempio si descriverà la modellazione di un fienile in muratura composto da pareti e pilastri. La sua gestione prevede l'uso del modulo ECS per una corretta modellazione degli oggetti "Colonna in Muratura". Anche lo studio di questa struttura sarà finalizzato allo studio dei fenomeni di instabilità e alla loro influenza sui risultati delle analisi.

Il fienile analizzato è una struttura ad un piano, composto da 9 pilastri e 4 pareti, con copertura a due falde (altezza di gronda 4.00m e altezza di colmo 5.50m).

Sia le pareti che le Colonne sono costruite in "Mattoni pieni e malta di calce", adottando un LC2, da cui un $FC=1.20$ (valori medi sia per le resistenze, che per i Moduli Elastici).

Le falde inclinate sono costruite con tavolato di 3cm inchiodato a travicelli in legno 10x15cm ad interasse 50cm, con manto di copertura in coppi ed embrici in laterizio: nel modello sono state considerate le travi principali, inserendo poi delle aste di controvento schematizzate a bielle con sezione tale da simulare la rigidezza del solaio.

Per i solai di copertura, si suppone di considerare 2.00 kN/m^2 per i Permanenti Strutturali, 1 kN/m^2 per i Permanenti Non Strutturali, e 0.8 kN/m^2 per i Variabili ("Cat.Neve");

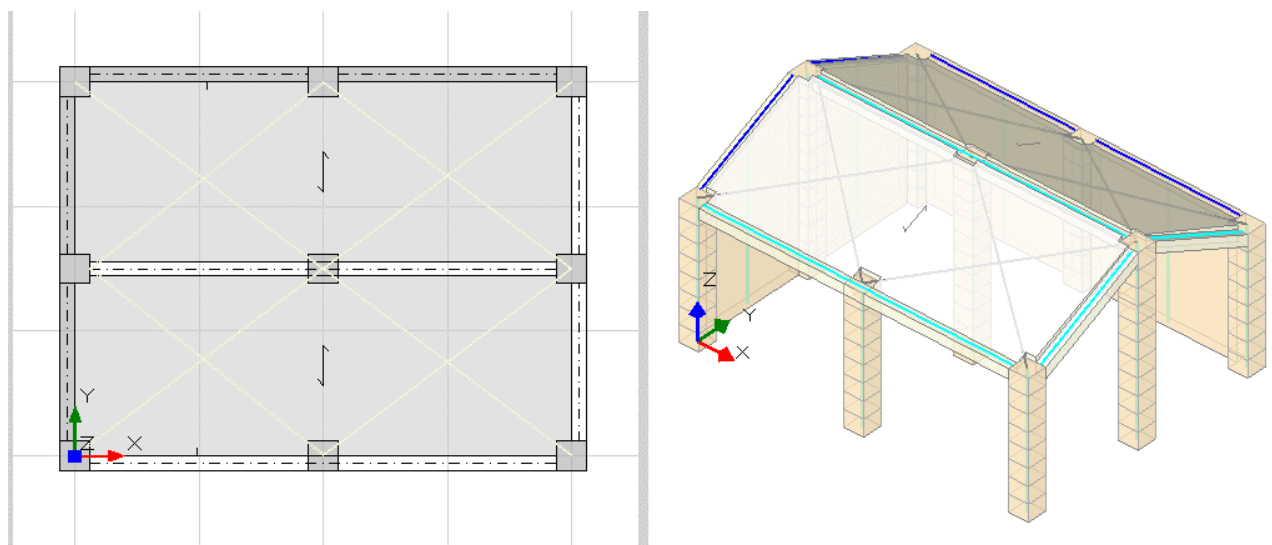


Figura 2-232: Fienile Esistente in Muratura: Vista in Pianta e Assonometria Sud-Est

In merito al solaio di copertura, si riporta di seguito un approfondimento relativo alla sua rigidezza: considerata la sua tipologia costruttiva infatti, sicuramente non può considerarsi infinitamente rigido,

ma anche considerarlo del tutto deformabile non appare una scelta coerente in quanto penalizzerebbe eccessivamente la colonna centrale.

A tale scopo, sono state considerate delle bielle di controvento in modo da simularne una rigidezza intermedia.

Più in specifico, la rigidezza del solaio deriva dalla seguente formulazione:

$$K_{sol} = \frac{1}{\frac{(L')^3}{12EJ} + \frac{L'}{AG}}$$

dove:

L' = dimensione del solaio in direzione ortogonale al sisma (in tal caso, $L'=5m$);

E = modulo elastico del materiale costituente la sezione di solaio (in tal caso, è Legno, $E=10000$ MPa);

G = modulo di elasticità tangenziale del materiale, nel caso in esame $G=3500$ MPa;

J = momento d'inerzia della sezione, nel caso in esame $J= 83990$ cm⁴;

A = area della sezione, per il caso in esame $A= 2850$ cm²;

Si ottiene quindi:

$$K_{sol} = 803.06 \text{ N/mm}$$

Poiché il campo di solaio è pressoché quadrato, considerando sia il contributo della biella tesa che di quella compressa, è possibile eguagliare (con errore trascurabile) la rigidezza del solaio con quella della singola biella:

$$K_b = \frac{E_b A_b}{L_b}$$

Ipotizzando per semplicità che anche le bielle siano in legno come il solaio, si ottiene l'area della biella:

$$A_b = 501.99 \text{ mm}^2$$

Si inseriscono quindi bielle con sezione 22cm x 22cm, aventi un'area di 484 cm², paragonabile a quanto calcolato sopra.

Risulta necessario tuttavia precisare quanto segue in merito alla schematizzazione di queste bielle in PCM: generalmente, in PCM è possibile considerare elementi di controvento (verticali o di falda) attraverso oggetti di tipo "Trave" con materiale "Acciaio" o generico, qualificandoli come bielle reagenti solo a trazione, evitando quindi la verifica delle bielle in compressione per evitare fenomeni di instabilità (in automatico, se la verifica è attiva per tali elementi, questi saranno considerati non reagenti a compressione in analisi pushover).

Nel caso in esame però queste bielle non sono elementi fisicamente presenti nella struttura, ma servono solo a definire in modo più aderente la rigidezza del solaio: per tale motivo, si considerano sia gli elementi tesi che quelli compressi (prescindendo dai problemi di stabilità di lastre piane). A tal fine, è necessario disattivare le verifiche degli elementi lignei: si disattiveranno quindi tutte le verifiche per le aste in legno, comprese anche le travi di contorno delle falde, anch'esse comunque vincolate come cerniera-cerniera.

MODELLAZIONE STRUTTURALE

I modelli che si allegano come esempi descrivono il fienile ipotizzando che il collegamento tra le pareti ed i pilastri sia efficace: questo si traduce nel mantenere i link rigidi di sommità con vincolamento interno di "Incastro-Incastro"; qualora invece l'ammorsamento non sia garantito (perché ad es. le pareti risultano solo dei tamponamenti), risulta necessario svincolare i link con cerniere negli angoli e nelle intersezioni che possano simulare l'apertura angolare, con conseguente perdita di capacità.

L'elemento Colonna (in presenza del Modulo "ECS" attivo) va considerato suddiviso in conci già a partire dal Modello Architettonico: in questo caso, si considera attiva la suddivisione in conci da 50cm. In ambiente strutturale, attivando quindi la vista per "Tipologia", si potranno notare le colonne (in verde) suddivise in singoli conci secondo quanto definito:

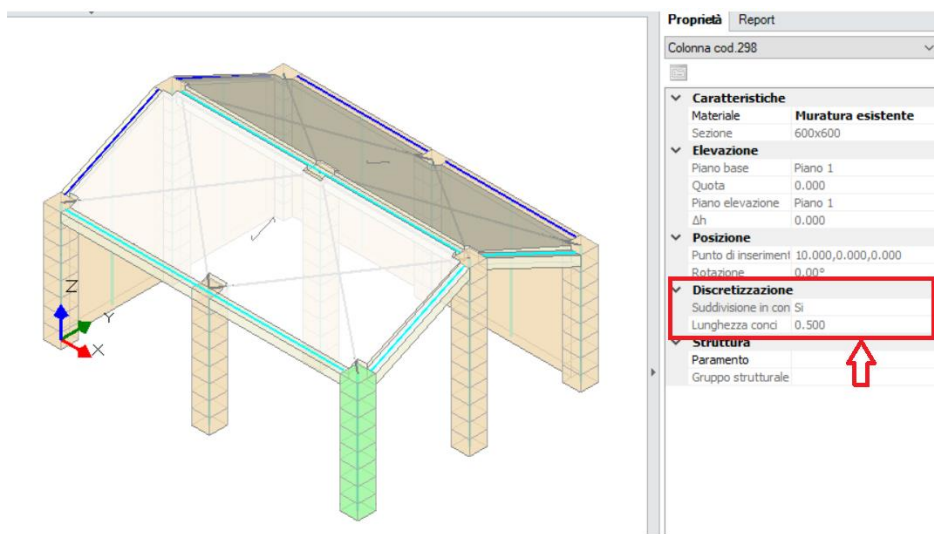


Figura 2-233: Fienile Esistente in Muratura: Discretizzazione delle Colonne in Muratura

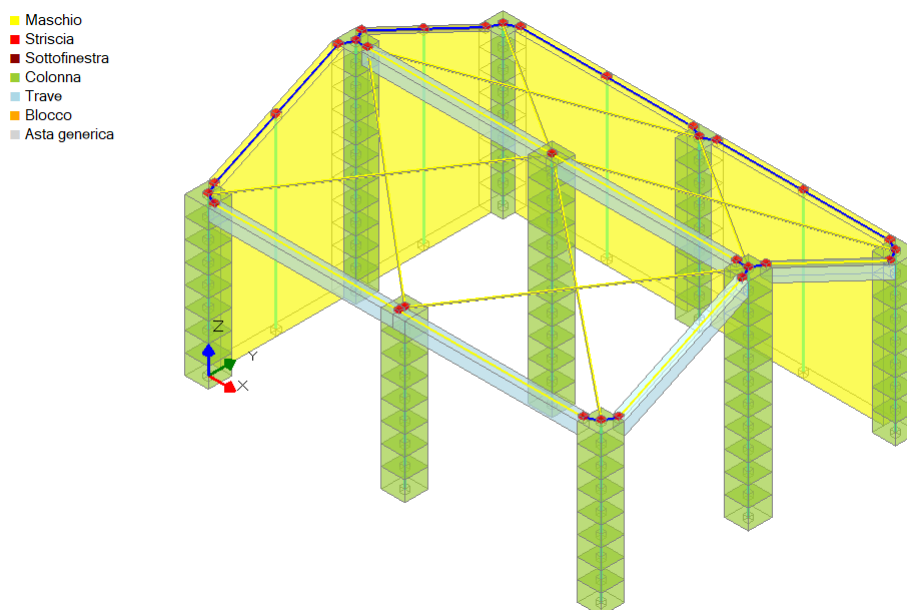


Figura 2-234: Fienile Esistente in Muratura: Modello Strutturale, vista per Tipologia

In merito alle verifiche, i Pilastri saranno verificati a Pressoflessione (per resistenza) e a Taglio. I maschi murari saranno sottoposti a tutte le verifiche (pressoflessione complanare, taglio per scorrimento, taglio per fessurazione diagonale, pressoflessione ortogonale).

RISULTATI DELLE ANALISI

Viene eseguita l'Analisi Pushover sul modello iniziale dello Stato Attuale, con le distribuzioni A ed E ed incremento di Taglio di 1 kN, inizialmente trascurando le verifiche di stabilità (file: 02_010_A_Fienile.vdml); i risultati mostrano che il minimo Indicatore è relativo alla curva A +Y:

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PG\dot{A}}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
2	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'				L1	0.310	0.046	2
4	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	E	+Y'				L1	0.325	0.053	3
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L1	0.722	0.406	20
1	<input type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L1	0.746	0.429	22

Figura 2-235: Fienile, Stato Attuale (senza verifiche di stabilità): Pushover. Sintesi degli Indicatori di Rischio

La curva si interrompe perché la struttura diventa labile, osservando l'andamento delle verifiche in corrispondenza del punto di SLU si nota come viene raggiunta la rottura dei conci di sommità per alcune colonne interne collegate alle pareti e del concio di sommità per la colonna inferiore in corrispondenza dell'origine.

I maschi murari si plasticizzano sia per pressoflessione complanare che per pressoflessione ortogonale; la crisi dei conci nei pilastri in questo caso avviene comunque successivamente a quella delle pareti:

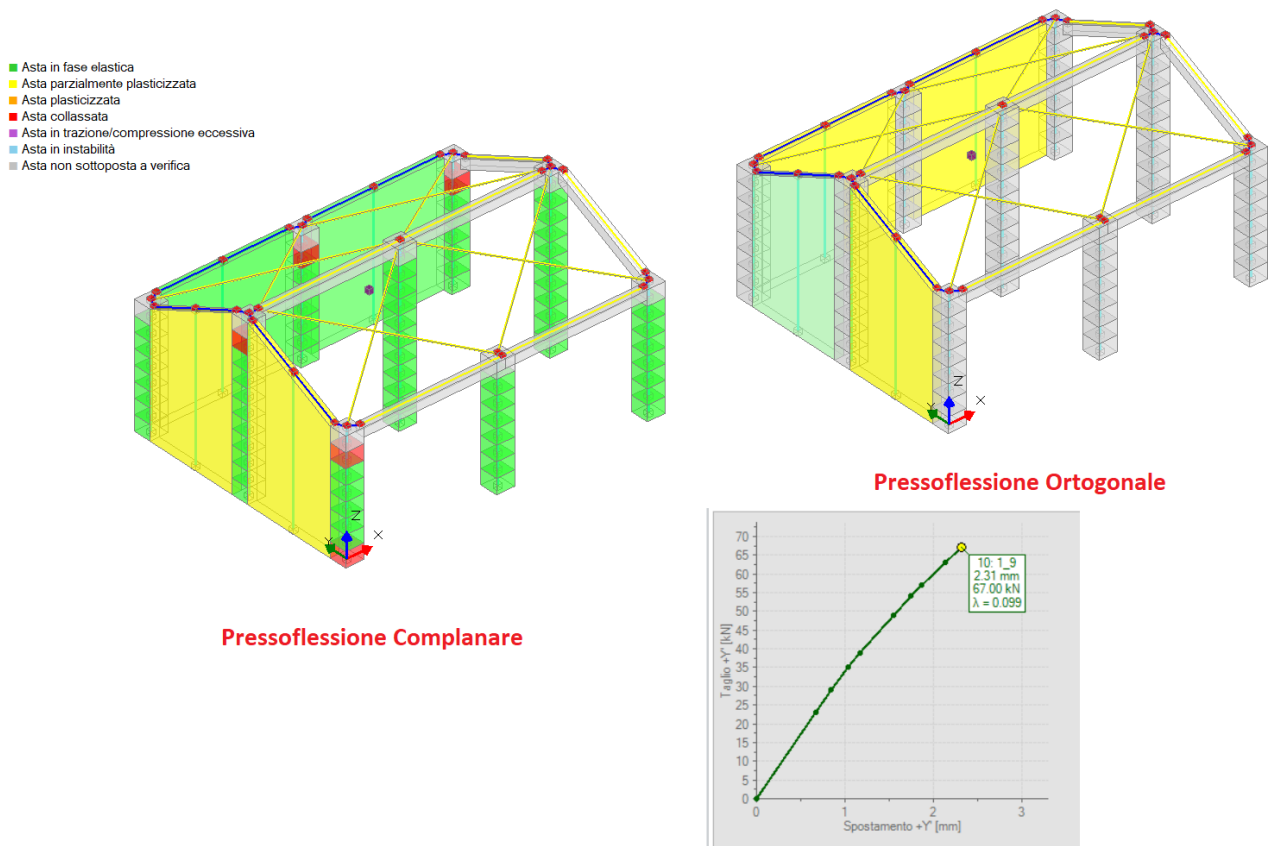


Figura 2-236: Fienile Esistente in Muratura, Stato Attuale: Pushover, verifiche al passo finale della Curva A+Y

La verifica dei singoli Conci a pressoflessione può essere *"con controllo di resistenza"* oppure *"con controllo geometrico"*: nel primo caso, la verifica è condotta in termini di Dominio di Resistenza, controllando che i punti di sollecitazione siano interni o esterni al Dominio di Resistenza (che è spaziale, 3D); nel secondo caso, la verifica è legata alla posizione della curva delle pressioni.

In questo caso, si sceglie di impostare la verifica *"con controllo di resistenza"*: visualizzando ad esempio il Dominio di Resistenza del Concio di base della colonna in vicinanza dell'origine, è possibile notare che i punti rappresentativi delle sollecitazioni si spostano progressivamente verso sinistra (N sempre più verso la trazione), fino ad uscire dal confine del dominio al passo di SLU (punti in rosso):

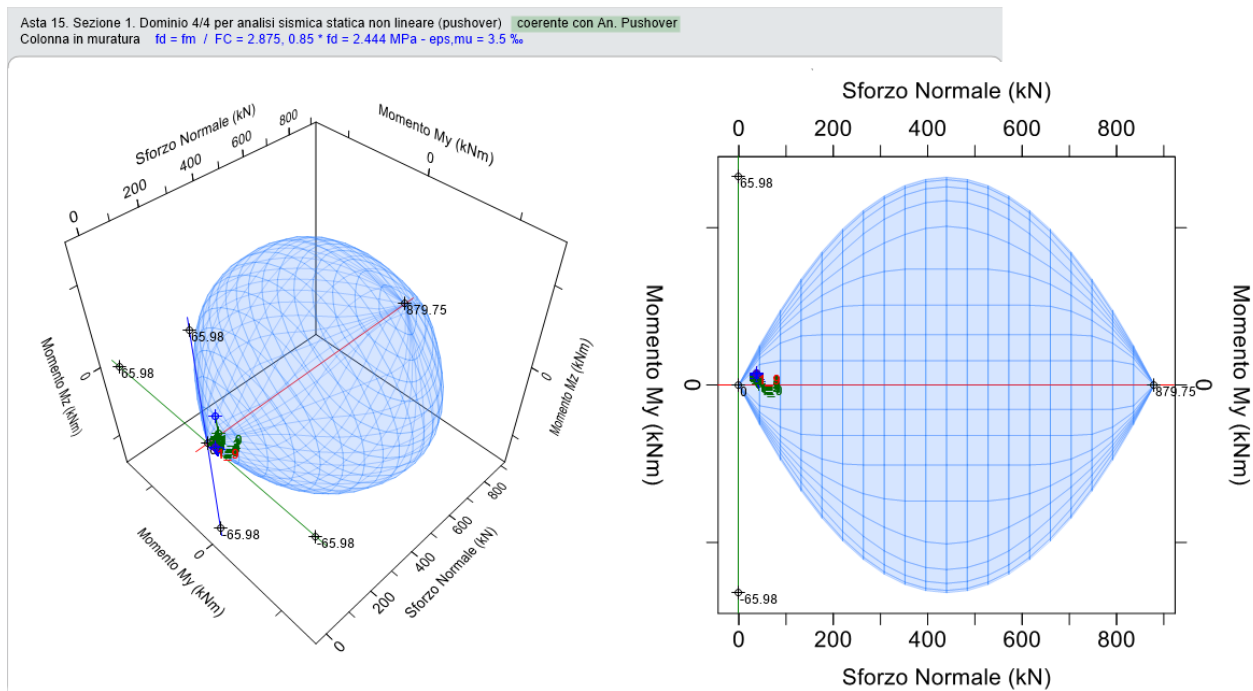


Figura 2-237: Fienile Esistente in Muratura, Stato Attuale: Dominio di Resistenza per Concio di base pilastro

Attivando invece la verifica di stabilità, come ci si aspettava si nota subito un peggioramento degli Indicatori in Pushover: più in specifico, confrontando i risultati si evidenzia un peggioramento medio del 25% in direzione Y e del 55% in X; le curve peggiori sono adesso sia quella con distribuzione A che la E:

- Curva (A) +X: passa da $\zeta=0.746$ a $\zeta=0.246$ (-50%);
- Curva (A) +Y: passa da $\zeta=0.310$ a $\zeta=0.238$ (-23%);
- Curva (E) +X: passa da $\zeta=0.722$ a $\zeta=0.278$ (-61%);
- Curva (E) +Y: passa da $\zeta=0.325$ a $\zeta=0.238$ (-27%).

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PG\dot{A}}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'				L1	0.238	0.025	1
4	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+Y'				L1	0.238	0.023	1
1	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'				L1	0.246	0.025	1
3	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	E	+X'				L1	0.278	0.036	2

Figura 2-238: Fienile, Stato Attuale (con verifiche di stabilità): Pushover: Sintesi degli Indicatori di Rischio

Attivando anche il check sul "Considerare sempre eccentricità minima h/200", i risultati sono ancora più bassi:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PG\dot{A}}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
2	☉	☐	A	+Y'				L1	0.198	0.015	1
4	☉	☐	E	+Y'				L1	0.214	0.017	1
1	☉	☑	A	+X'				L1	0.246	0.025	1
3	☉	☐	E	+X'				L1	0.270	0.032	2

Figura 2-239: Fienile, Stato Attuale (con verifiche di stabilità, $e_{min}=h/200$): Pushover: Sintesi degli Indicatori

Per un confronto più diretto con la curva esaminata sopra, si approfondisce l'andamento delle verifiche per la curva A +Y nel caso in cui si considera anche la verifica di stabilità: l'abbassamento della risposta è evidente, già considerando la variazione dei parametri caratterizzanti la curva pushover:

- in termini di Taglio globale alla base: si passa da 67 kN a 50 kN;
- in termini di Capacità di Spostamento: si passa da 1.74mm a 1.45mm.

Si ha quindi una riduzione della capacità in termini sia di resistenza che di duttilità.

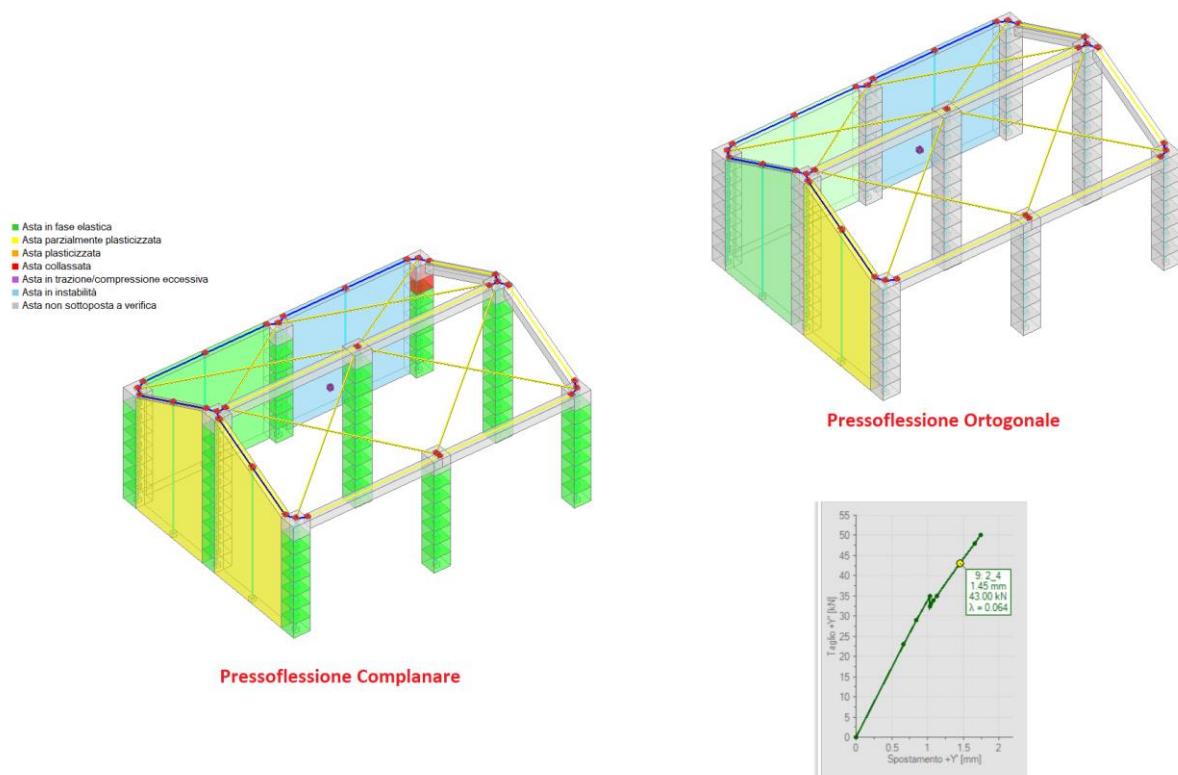


Figura 2-240: Fienile, Stato Attuale: Pushover con controlli di stabilità, verifiche al passo finale della Curva A+Y

Da quanto appena esaminato, emerge come le zone maggiormente soggette a plasticizzazioni e/o collassi siano i maschi murari e i pilastri d'angolo/intermedi a loro connessi. La fase progettuale dei rinforzi dovrebbe tenere in considerazione questo aspetto per poterne migliorare la risposta.

Si ipotizza quindi un intervento di rinforzo con FRP da applicare in modo diffuso a tutti gli elementi con fibre FRP, sia longitudinali che trasversali (File: 02_010_Fienile_FRP.vdml), i risultati vengono mostrati di seguito in modo analogo a quanto visto prima:

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz.2	Mt	Ez	Control	$\zeta_{PG\dot{A}}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV
4	☉	☐	E	+Y'				L1	1.540	3.701	185
2	☉	☐	A	+Y'				L1	1.627	4.507	226
1	☉	☑	A	+X'				L1	1.690	5.211	261
3	☉	☐	E	+X'				L1	1.690	5.211	261

Figura 2-241: Fienile, Stato Consolidato Esteso: Pushover: Sintesi degli Indicatori

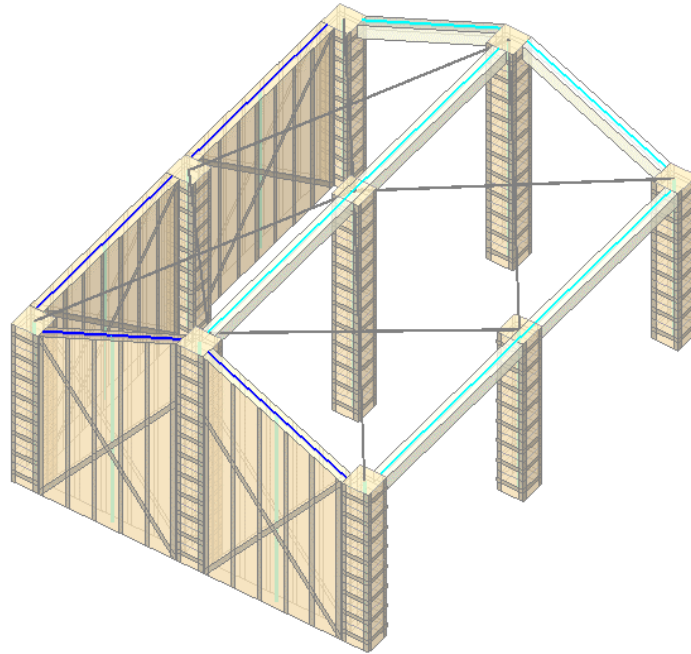


Figura 2-242: Fienile, Ipotesi di consolidamento esteso

Dai risultati ottenuti emerge un evidente miglioramento, il fienile in esame risulterebbe addirittura adeguato (Indicatori maggiori di 1). In questo caso, i controlli di stabilità possono essere considerati superflui, in quanto l'elasticità delle fibre e l'impacchettamento esercitato dai nastri contrasterà efficacemente i tentativi di sbandamento delle pareti e delle colonne. Il quadro fessurativo che ne deriva è riportato di seguito:

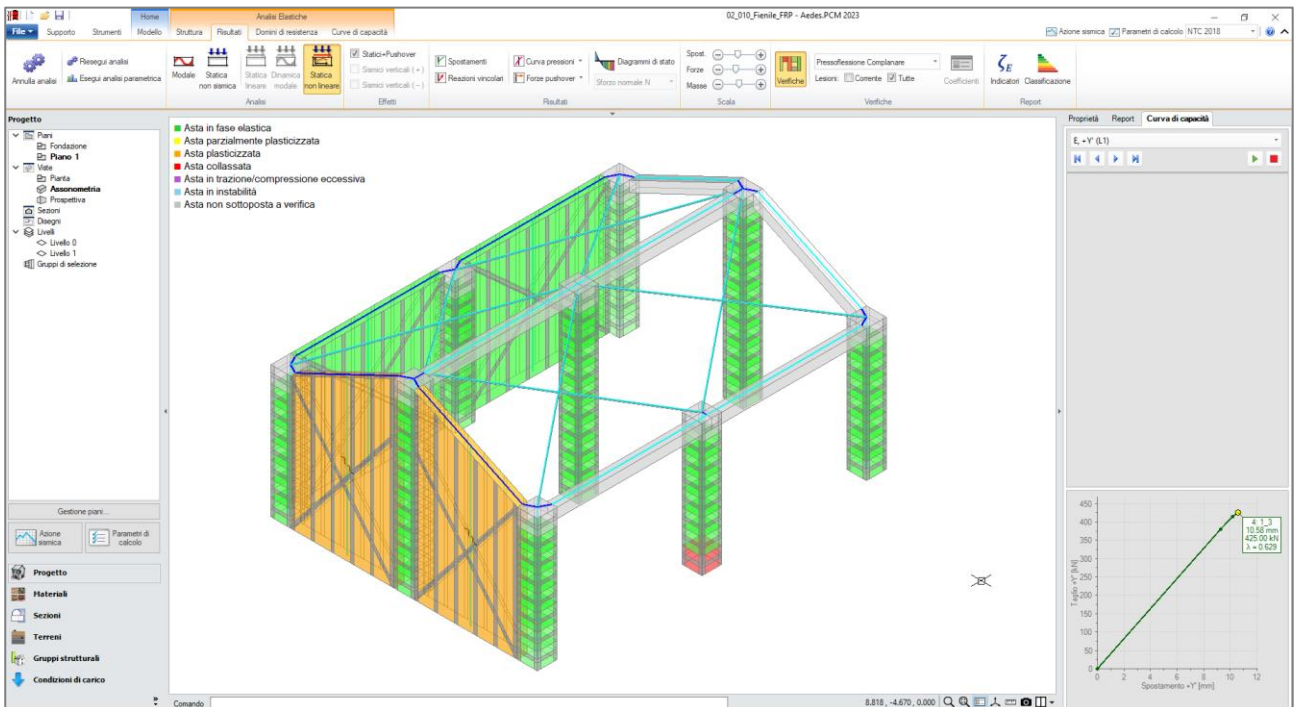


Figura 2-243: Fienile, Stato Consolidato: Pushover, verifiche al passo finale della Curva E+Y

La crisi finale è determinata dal taglio per fessurazione diagonale dei maschi murari, oltre alla crisi locale per resistenza a pressoflessione nel concio di base di un pilastro isolato.

02_011_AppendiceH

File di riferimento:

02_011_AppendiceH
02_011_AppendiceH_RinfPress
02_011_AppendiceH_RinfPressTag
02_011_AppendiceH_RinfPressTag_FasceNonRinf
02_011_AppendiceH_RinfPressTag_FasceRinfPress
02_011_AppendiceH_RibaltamentoNoRinf
02_011_AppendiceH_RibaltamentoRinf

Parole chiave:

CONSOLIDAMENTO FRP

Riferimenti utili:

CNR-DT 200 R1/2013, §14. Appendice H, <https://www.cnr.it/it/node/2620>

In questo capitolo, si descriverà l'analisi di un Paramento Murario 2D, studiandone le caratteristiche dapprima in assenza di rinforzi e successivamente con rinforzi in FRP costituiti da nastri orizzontali e/o verticali, differenziando la loro applicazione nei confronti dei soli maschi murari o anche alle fasce.

Il paramento murario viene tratto dalle "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati", le quali costituiscono un affidabile documento tecnico-scientifico del CNR a cui fare riferimento.

Al paragrafo 14 del testo indicato, si analizza il caso di un paramento a tre elevazioni fuori terra con altezze di interpiano di 3m, lungo nel complesso 14m, in cui sono presenti tre serie di aperture allineate in altezza: al piano 1 sono presenti porte di 1.25m x 2.50m, ai piani superiori finestre di 1.25m x 1.50m, con sottofinestra alti 1m.

La presenza delle aperture genera pertanto due allineamenti di maschi murari cosiddetti "*di riva*" alle estremità (con lunghezza di base 2m) e due cosiddetti "*di spina*" (con lunghezza di base 3m).

Le pareti del paramento sono rastremate in altezza: al piano 1 hanno spessore 50cm, al piano 2 37.5cm e all'ultimo piano 30cm.

Per allinearsi ai dati del riferimento, in PCM si impostano "valori personalizzati" per quanto riguarda le caratteristiche del Materiale laterizio di cui sono costituite le pareti: si imposta inoltre un fattore di confidenza unitario ($FC=1$) al fine di considerare nel calcolo esattamente le resistenze caratteristiche.

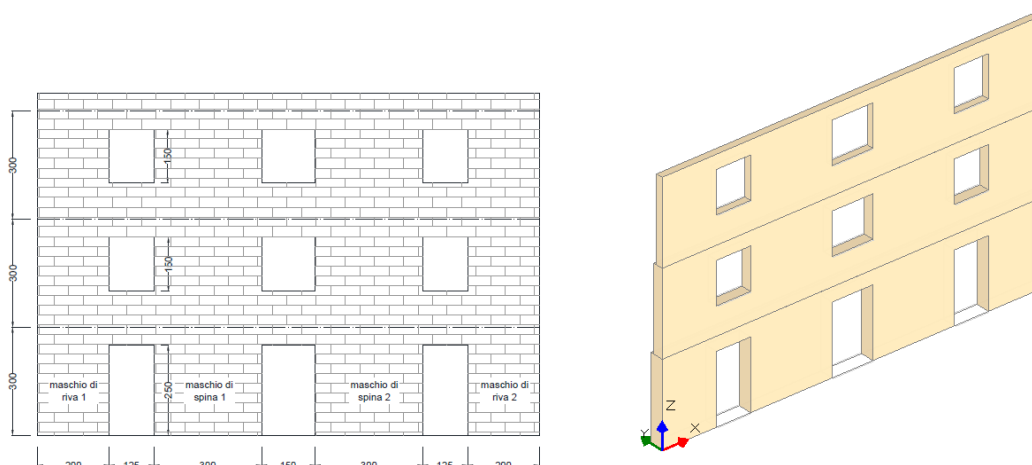


Figura 2-244: Paramento 2D: a sinistra il riferimento del testo; a destra, il Paramento in Assonometria in PCM

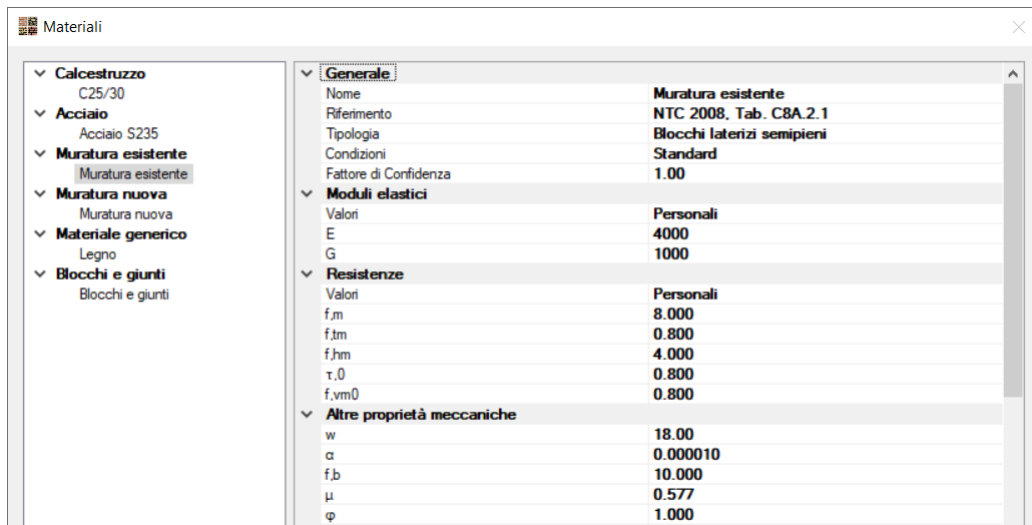


Figura 2-245: Paramento 2D: finestra "Materiali" in PCM

Il paramento è soggetto a carichi gravitazionali e forze concentrate orizzontali nei nodi, che di fatto simulano l'azione sismica:

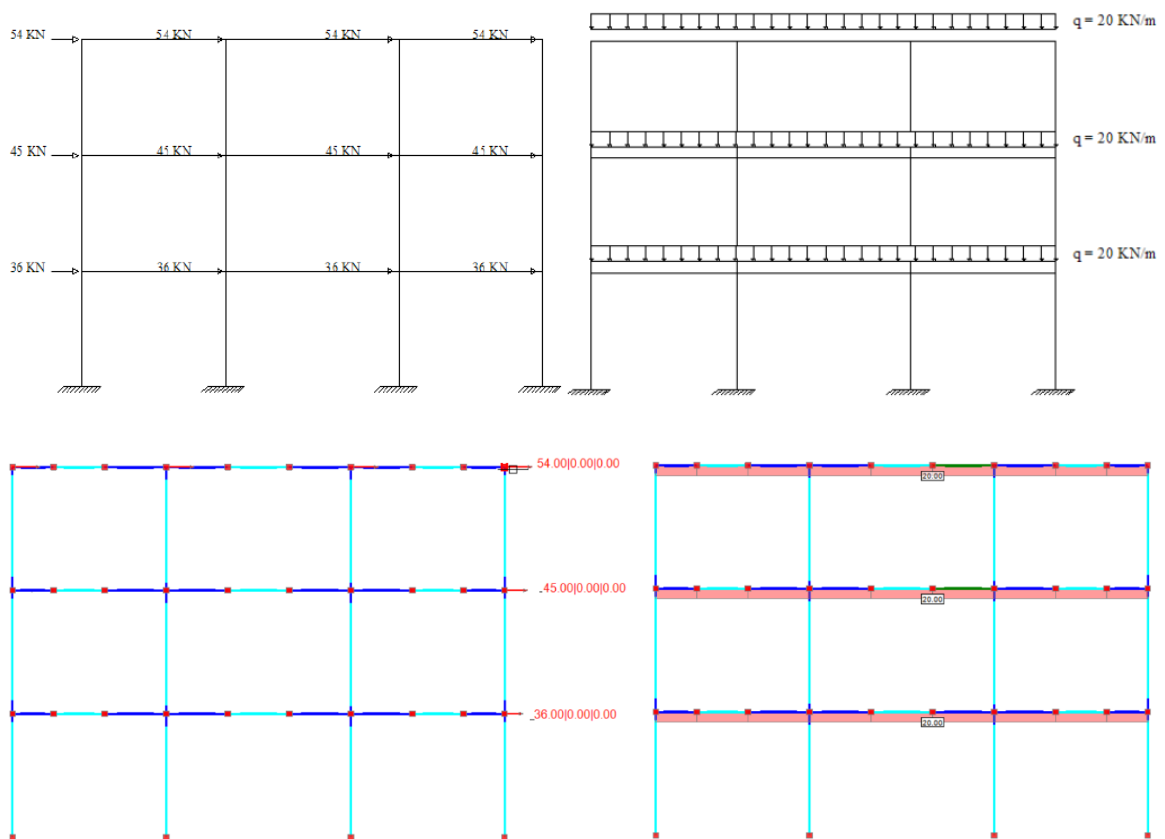


Figura 2-246: Carichi da testo di riferimento e loro visualizzazione in PCM

In coerenza col testo di riferimento, per la muratura si considera il comportamento "Parabolo-Rettangolo" con $\epsilon_m = 2\%$ ed $\epsilon_{mu} = 3.5\%$ ("Parametri di Calcolo", scheda "Muratura"):

Comportamento muratura

Diagramma di calcolo tensione - deformazione [54.1.2.1.2.1]

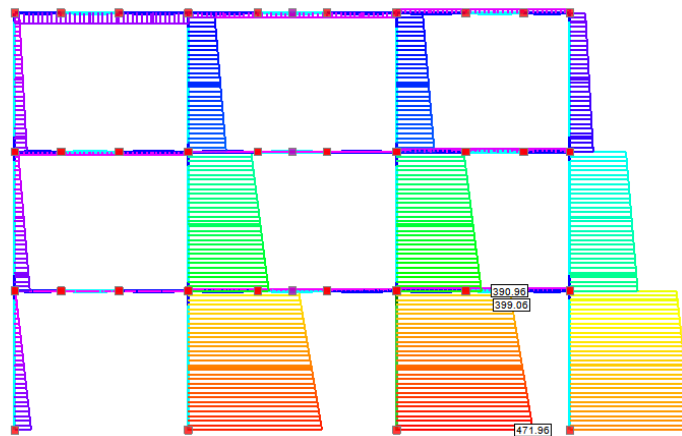
Stress block $M_U = (I^2 t \sigma_0 / 2) * [1 - (\sigma_0 / 0.85 f_d)]$ [57.8.2.2.1]

Parabola-Rettangolo $\epsilon_{m2} = 2.00$ $\epsilon_{mu} = 3.50$ (‰) M_U da dominio di resistenza N-M

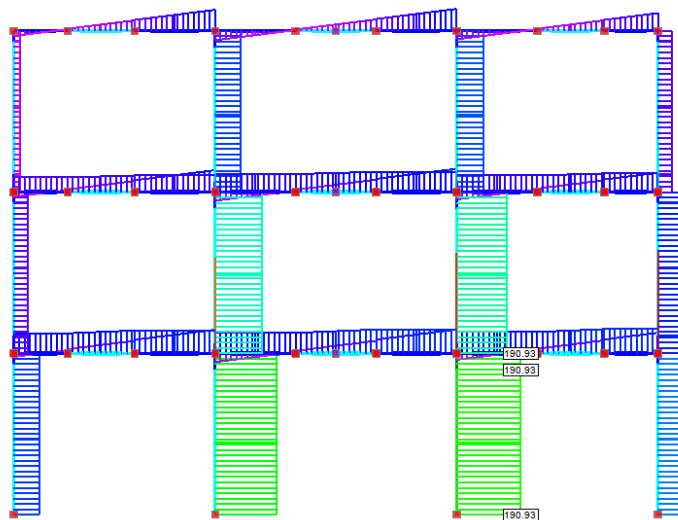
Triangolo-Rettangolo $\epsilon_{m3} = fd/E$ $\epsilon_{mu} = 3.50$ (‰) M_U da dominio di resistenza N-M

Viene quindi eseguita in prima istanza un'Analisi Statica della parete allo Stato Attuale, dalla quale si evince che i valori delle Sollecitazioni ottenute sono in accordo con quanto indicato nel testo di riferimento:

- Sforzo normale N**
kN (Valore assoluto)
- 0.00 - 47.20
 - 47.20 - 94.39
 - 94.39 - 141.59
 - 141.59 - 188.78
 - 188.78 - 235.98
 - 235.98 - 283.18
 - 283.18 - 330.37
 - 330.37 - 377.57
 - 377.57 - 424.76
 - 424.76 - 471.96



- Taglio Tz**
kN (Valore assoluto)
- 0.00 - 30.64
 - 30.64 - 61.27
 - 61.27 - 91.91
 - 91.91 - 122.54
 - 122.54 - 153.18
 - 153.18 - 183.82
 - 183.82 - 214.45
 - 214.45 - 245.09
 - 245.09 - 275.72
 - 275.72 - 306.36



Momento My
 kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 43.08
- 43.08 - 86.15
- 86.15 - 129.23
- 129.23 - 172.30
- 172.30 - 215.38
- 215.38 - 258.46
- 258.46 - 301.53
- 301.53 - 344.61
- 344.61 - 387.68
- 387.68 - 430.76

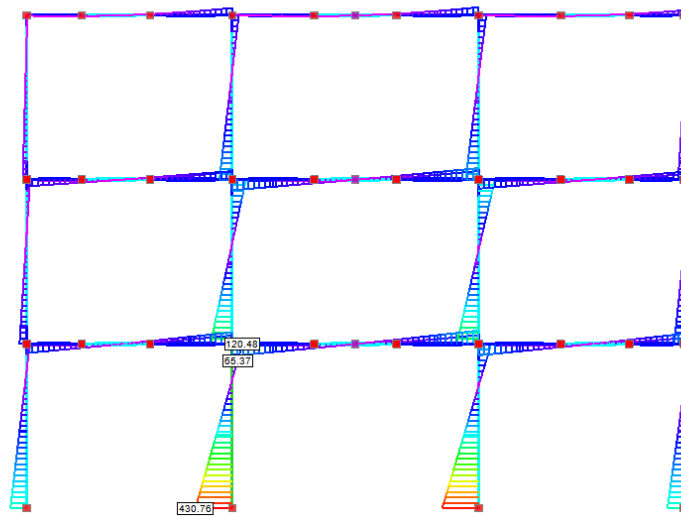


Figura 2-247: Sollecitazioni N, T ed M in Analisi Statica

Visualizzando le verifiche di sicurezza, si nota quanto segue:

- nei confronti della Pressoflessione Complanare, risultano non verificati i maschi murari "di riva" sull'allineamento sinistro (*maschi di riva 1 nel testo di riferimento*): si può notare infatti che il loro coefficiente di sicurezza è inferiore ad 1, inoltre visualizzandone il Dominio di Resistenza si nota come i punti di sollecitazione ricadano al di fuori della frontiera di confine;
- nei confronti del Taglio: tutti i maschi murari "di riva" 1 sono non verificati, così come anche il maschio murario all'ultimo piano dell'allineamento "di riva" 2 opposto;
- nei confronti della Pressoflessione Ortogonale 3D, è non verificato un solo maschio murario a piano terra.

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

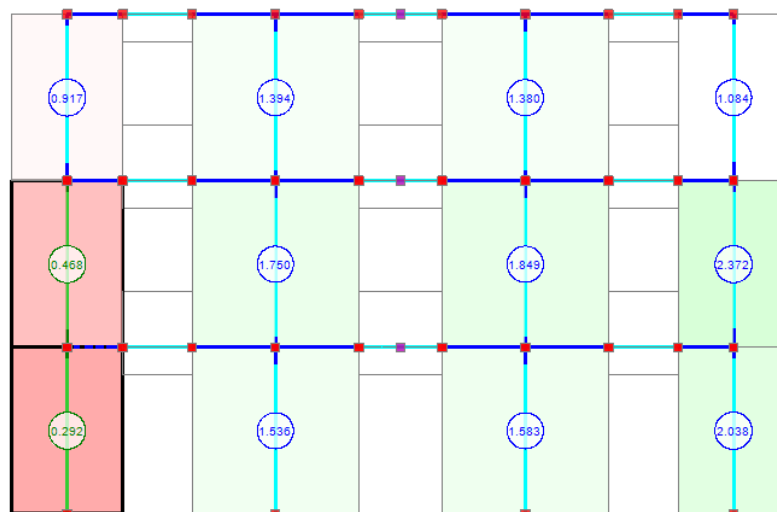


Figura 2-248: Analisi Statica (Parete non rinforzata): Verifiche a Pressoflessione

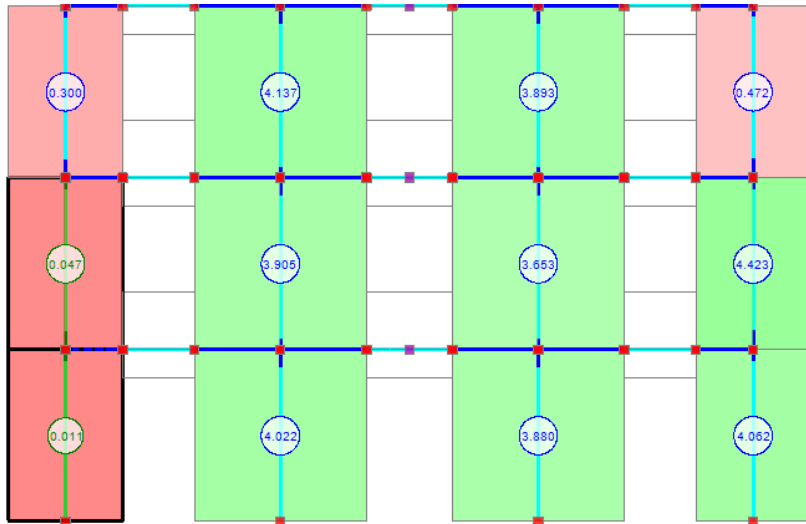


Figura 2-249: Analisi Statica (Parete non rinforzata): Verifiche a Taglio

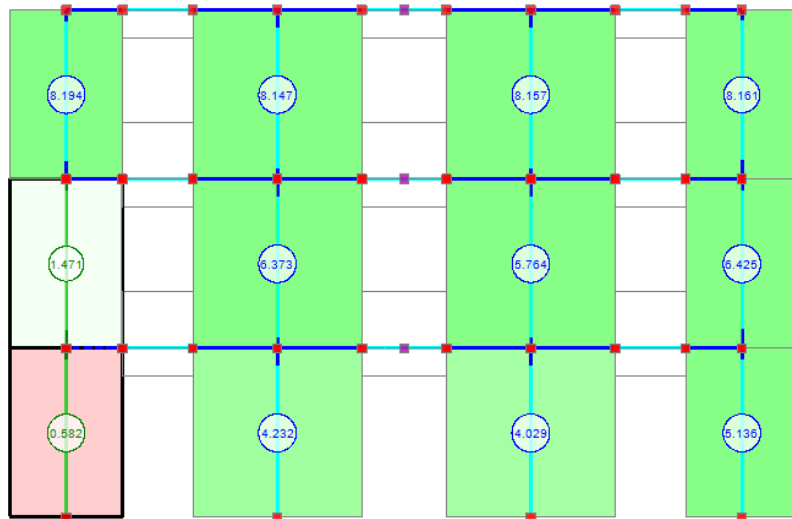


Figura 2-250: Analisi Statica (Parete non rinforzata): Verifiche a Pressoflessione Ortogonale 3D

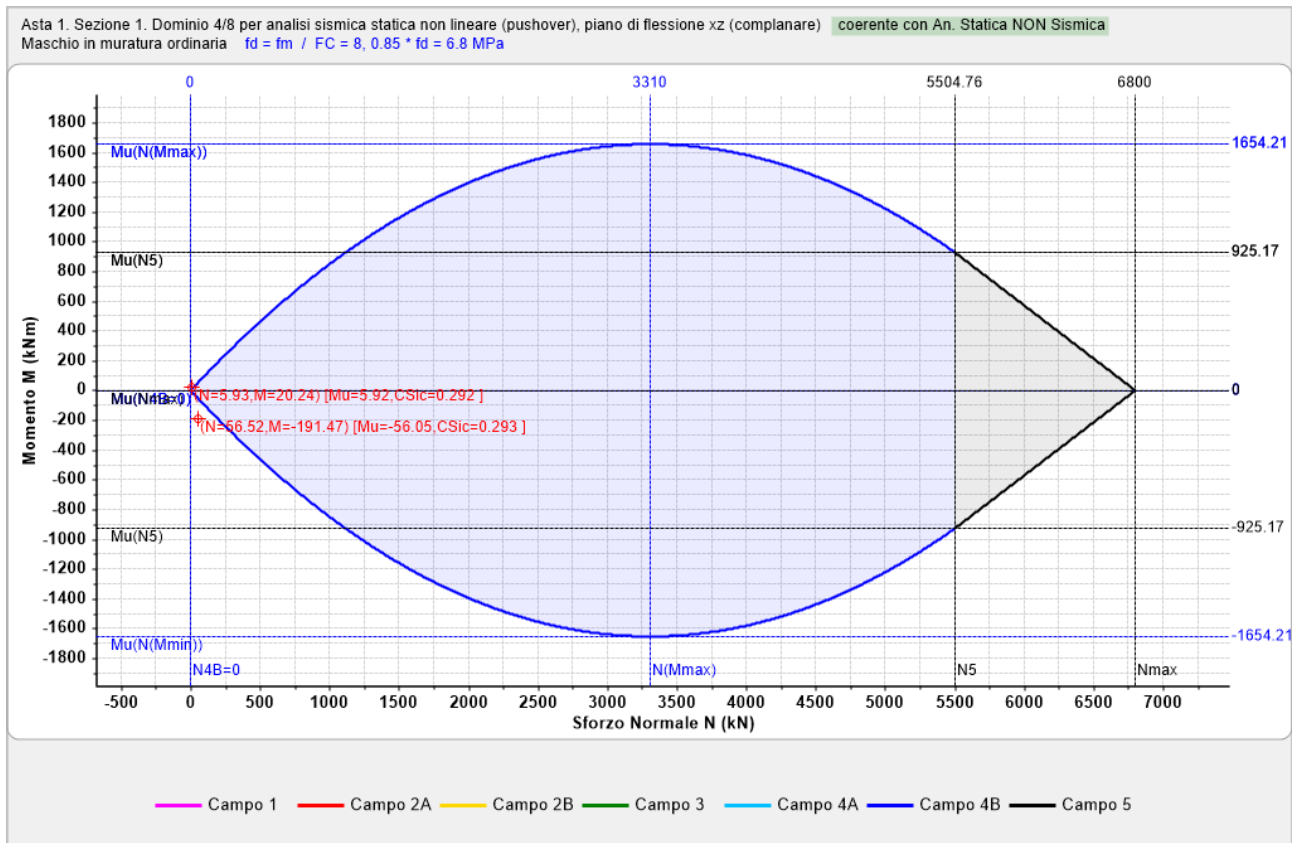


Figura 2-251: Analisi Statica: Dominio di Resistenza per Maschio di riva n. 1 a Pressoflessione Complanare

Emerge quindi una crisi sia a pressoflessione che a taglio che interessa principalmente un allineamento murario "di riva".

Si ipotizza quindi un primo intervento da progettare in modo opportuno nei riguardi della Pressoflessione (*file di riferimento: 02_011_AppendiceH_RinfPress.vdml*): in questo modello, vengono rinforzati in modo simmetrico gli allineamenti "di riva", attraverso l'applicazione di rinforzi del tipo "impregnato in situ", aventi un solo strato di tessuto in CFRP con fibre unidirezionali.

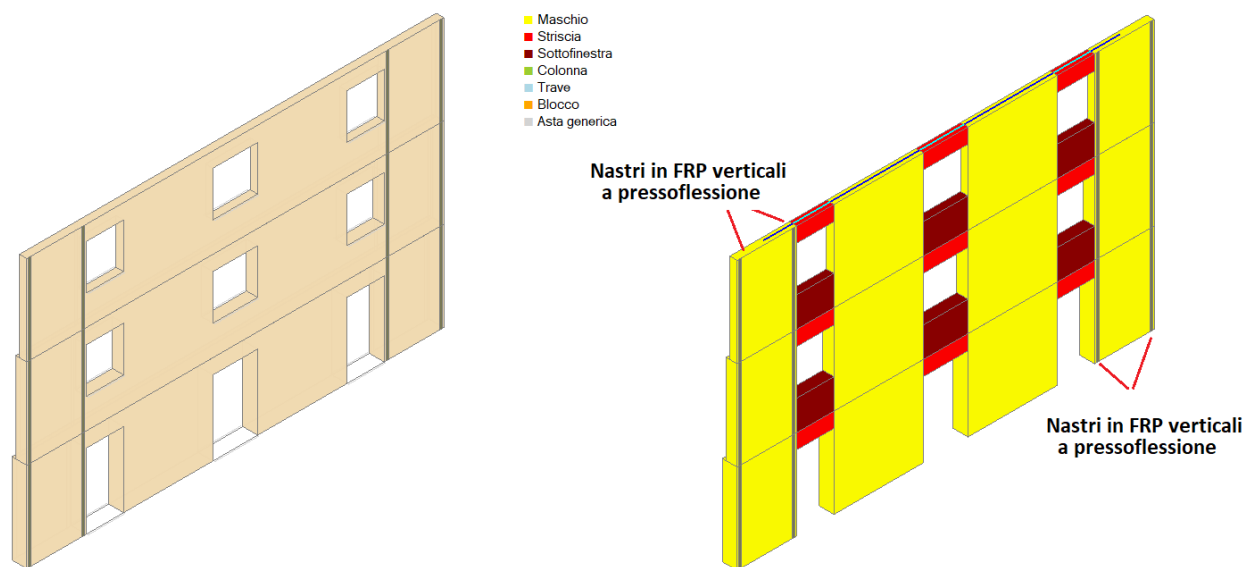


Figura 2-252: Paramento con nastri FRP a pressoflessione nei maschi di riva: modello architett. e strutturale

Le caratteristiche generali del sistema di rinforzo con FRP in PCM si impostano nei "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi":

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato **Interventi**

Rinforzi a Taglio

FRP

Composito FRP: modello elastico lineare fino a rottura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Tipo di applicazione [LG 2009, §2.4.1]: A B ⇒ Coefficienti parziali [DT200, §3.4.1]: SLU del materiale FRP: $\gamma_f = 1.10$ distacco dal supporto: $\gamma_{fd} = 1.20$

Modulo di elasticità normale nella direzione delle fibre $E_f = 230000$ Deformazione caratteristica a rottura per trazione $\epsilon_{fk} = 17.50$

Fattore di conversione ambientale η_a [DT200, §3.5.1] = 0.95 ⇒ Deformazione di calcolo a rottura per trazione ($\eta_a \epsilon_{fk} / \gamma_f$) = 15.11

Spessore del singolo nastro t_f (mm) = 0.165

Per strutture in muratura

Raggio di curvatura degli spigoli R (mm) = 50 Angolo d'attrito dei corsi di malta ϕ [DT200, §5.4.1.2.2] (°) = 30.0

FRCM

CAM

Reticolatus

Acciaio per rinforzo pilastri

Figura 2-253: "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi"

Mentre le altre informazioni riguardanti le caratteristiche geometriche del rinforzo, come la loro disposizione lungo le pareti, il numero di nastri e la loro larghezza, la deformazione di progetto ϵ_{fd} , vengono impostate all'interno della finestra "Interventi", dopo aver selezionato le pareti oggetto di rinforzo ed attivato dalla proprietà "Altri Interventi", "FRP": in questo caso, si adotta un solo strato di nastri, posizionati solo ai bordi e distanti da questi 50mm, impostando per la deformazione massima di progetto $\epsilon_{fd} = 10\text{‰}$ (ciò equivale a considerare una limitazione in termini di deformazione rispetto al valore massimo della deformazione a rottura esplicitato nei Parametri di Calcolo $\epsilon_{fd,max} = 15.11\text{‰}$):

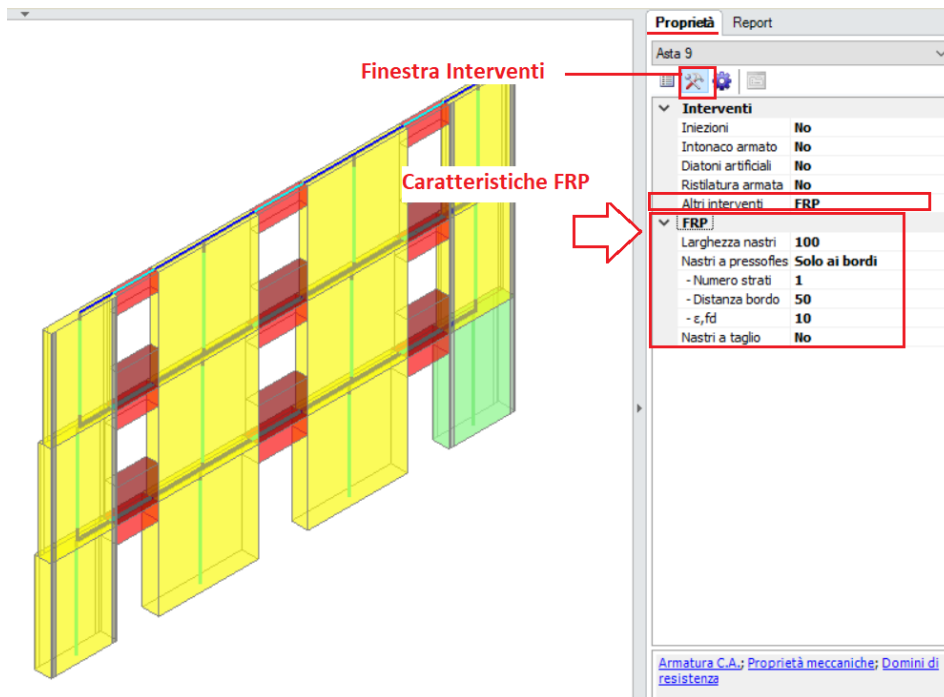


Figura 2-254: Applicazione di rinforzi FRP a Pressoflessione dalla finestra "Interventi"

Rieseguendo l'analisi, si nota adesso che la verifica a pressoflessione è pienamente soddisfatta per tutte le pareti, tuttavia permane una mancata verifica a taglio sul maschio di riva in basso a sinistra (asta 1): questa parete è anche la meno verificata a pressoflessione (coeff. di sicurezza 1.016). Osservandone il dominio di resistenza, si nota come i punti di sollecitazione ricadano all'interno del confine a seguito dell'allargamento del dominio verso sinistra (sforzi normali di trazione):

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

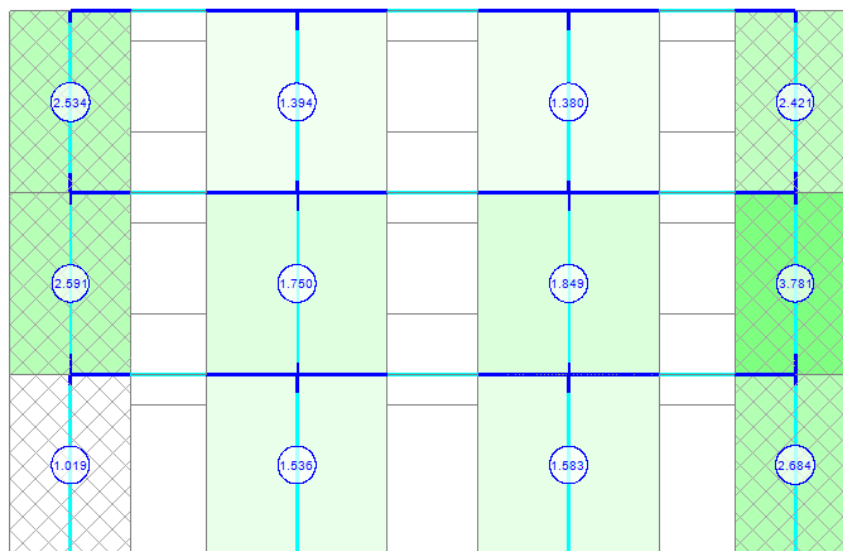


Figura 2-255: Analisi Statica (Rinforzi a pressoflessione solo alle pareti di riva): Verifiche a Pressoflessione

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

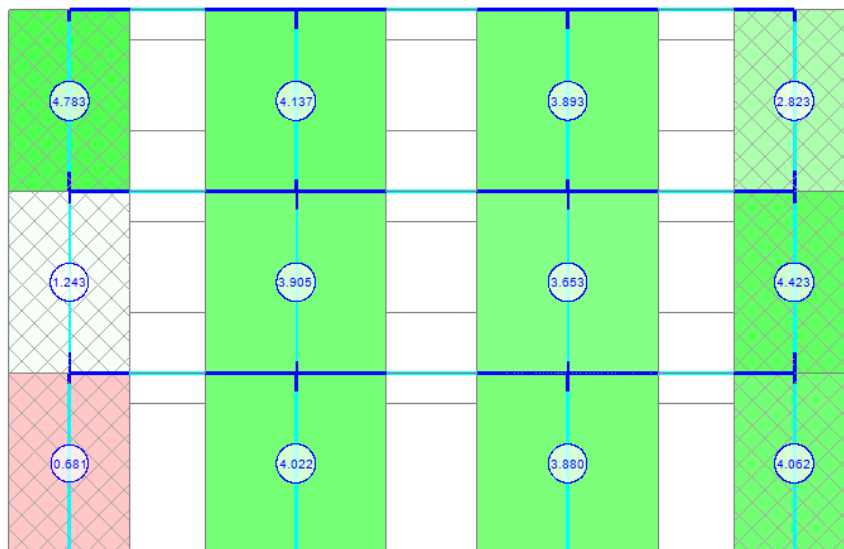


Figura 2-256: Analisi Statica (Rinforzi a pressoflessione solo alle pareti di riva): Verifiche a Taglio

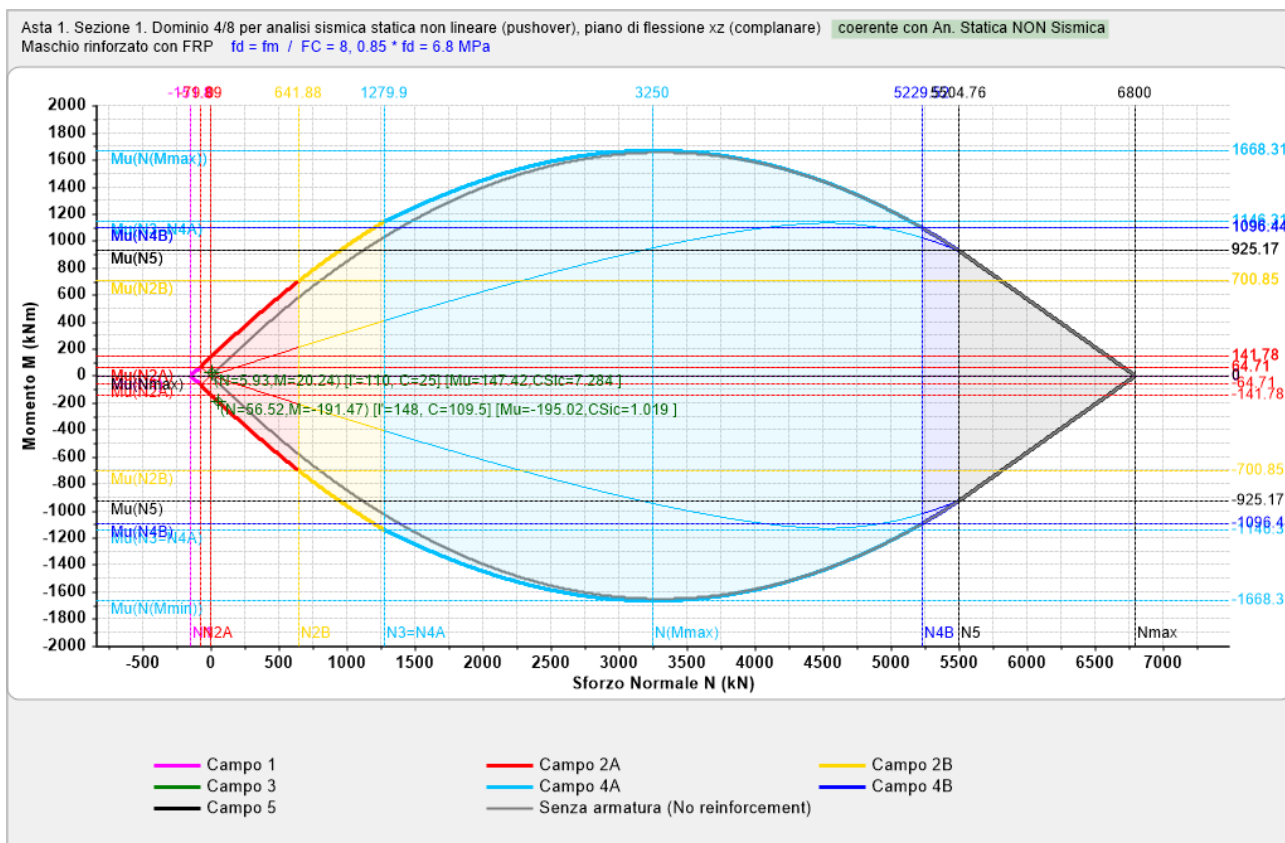


Figura 2-257: Analisi Statica: Dominio per Maschio di riva n. 1 con rinforzi a Pressoflessione Complanare

Si decide pertanto di aggiungere anche dei Nastri a Taglio oltre a quelli a Pressoflessione (*file di riferimento: 02_011_AppendiceH_RinfPressTag.vdml*), simmetricamente su entrambi i maschi di riva, adottando sempre un singolo strato, uguale valore per la deformazione di progetto $\epsilon_{fd}=10\text{‰}$, decidendo di distribuire i nastri orizzontali "in base al passo" impostato a 50cm (la minima distanza dal bordo è quindi calcolata in automatico):

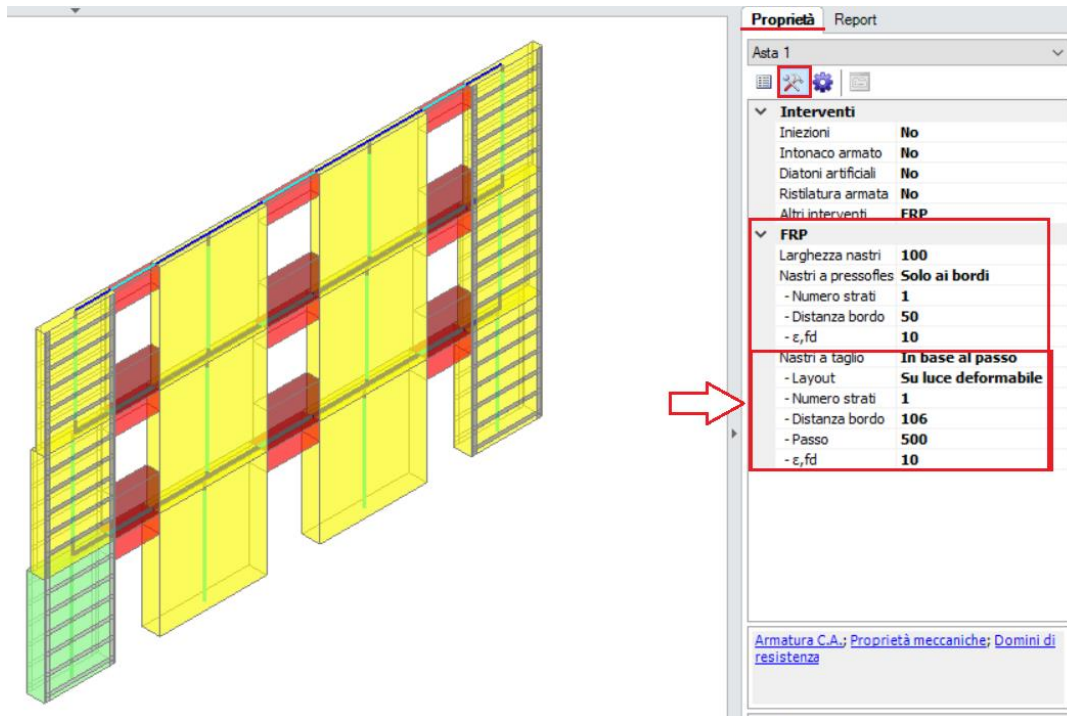


Figura 2-258: Applicazione di rinforzi FRP a Pressoflessione e Taglio dalla finestra "Interventi"

I risultati ottenuti a seguito di quest'ulteriore rinforzo mostrano adesso il pieno soddisfacimento delle verifiche anche a taglio:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

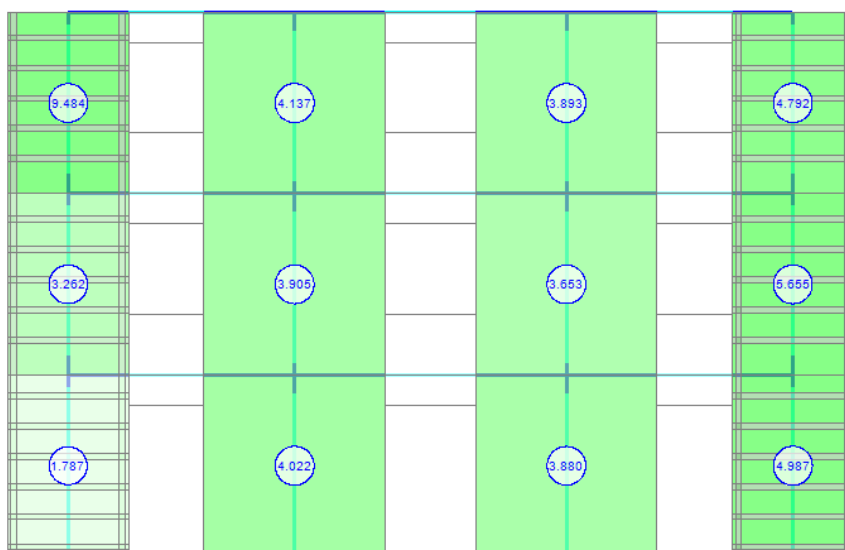


Figura 2-259: Analisi Statica (Rinforzi a pressoflessione e taglio solo alle pareti di riva): Verifiche a Taglio

L'applicazione progressiva prima dei rinforzi FRP a sola pressoflessione e successivamente anche a taglio ha quindi aumentato la resistenza delle pareti; questo è evidente anche numericamente, osservando le stampe delle verifiche di sicurezza (es. per il Maschio n.1 di riva):

- per quanto riguarda la verifica a pressoflessione, si nota immediatamente un incremento del Momento Ultimo Mu, specialmente per la sezione di sommità;
- per quanto concerne invece il taglio, si osserva un incremento del Taglio Resistente Vt, ottenuto come somma del Taglio Resistente dalla sola sezione in muratura (V_{tm}) e del Taglio dettato dal rinforzo FRP (V_{ts}), tenendo presente che il contributo della muratura è sempre calcolato sulla sezione parzializzata in coerenza con la pressoflessione:

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 0.290
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Combinazione sismica (QuasiPermanente))

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	fk / fm (N/mm ²)	γ_{m} * FC	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.	
*	1	M	e	B	56.52	0.060	16.000	2.00	8.000	6800.00	56.05	-191.47	0.293
*	1	M	e	S	5.93	0.010	16.000	2.00	8.000	6800.00	5.92	20.24	0.292

4. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 0.000
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Combinazione sismica (QuasiPermanente))

N.	n/e	Sez.	P (kN)	M (kN m)	Ecc. (m)	Beta	C (kN)	σ_n (N/mm ²)	fvk0/fvm0 * FC	γ_{m} * FC	fvd (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.	
*	1	e	B	56.52	-191.47	3.39	0.010	56.52	6.800	0.800	2.00	0.929	7.72	75.31	0.102
*	1	e	S	5.93	20.24	3.41	0.000	5.93	6.800	0.800	2.00	0.929	0.81	75.31	0.011

2. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§4.5.6, §7.8.2.2.1, §7.8.2.2.4) - C.Sic: 1.005
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Combinazione sismica (QuasiPermanente))

N.	Tip.	n/e	Sez.	P (kN)	p (N/mm ²)	fk / fm (N/mm ²)	γ_{m} * FC	fd (N/mm ²)	Nu (kN)	Mu (kN m)	M (kN m)	C.Sic.
1	M	e	B	56.52	0.060	16.000	2.00	8.000	6800.00	195.02	-191.47	1.019
1	M	e	S	5.93	0.010	16.000	2.00	8.000	6800.00	147.42	20.24	7.284

4. VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§4.5.6, §7.8.2.2.2) - C.Sic: 1.571
(Analisi Statica Lineare NON Sismica: Combinazione sismica (QuasiPermanente))

N.	n/e	Sez.	P (kN)	M (kN m)	Ecc. (m)	Beta	C (kN)	σ_n (N/mm ²)	fvk0/fvm0 * FC	fvd (N/mm ²)	γ_{m} * FC	%arm. tag.	Vt,M (kN)	Vt,S (kN)	Vt,lim (kN)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.
1	e	B	56.52	-191.47	3.39	0.070	109.50	1.478	0.800	0.929	2.00	0.010	68.82	83.26	1140.00	152.08	75.31	2.019
1	e	S	5.93	20.24	3.41	0.060	25.00	0.452	0.800	0.929	2.00	0.010	51.30	83.26	1140.00	134.56	75.31	1.787

Figura 2-260: Analisi Statica (Rinforzi a pressoflessione e taglio solo alle pareti di riva): Verifiche estese

Nei modelli finora analizzati, non si è tenuto in considerazione il ruolo delle fasce: più in specifico, volendo concentrare lo studio ai risultati ottenuti a seguito del rinforzo FRP ai soli maschi, le fasce sono state inizialmente escluse dalle verifiche.

Riseguendo l'analisi attivando anche le verifiche delle fasce (file di riferimento: 02_011_AppendiceH_RinfPressTag_FasceNonRinf.vdml) si nota come le strisce risultino verificate a taglio ma non a pressoflessione, a causa della mancanza di elementi resistenti a trazione:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

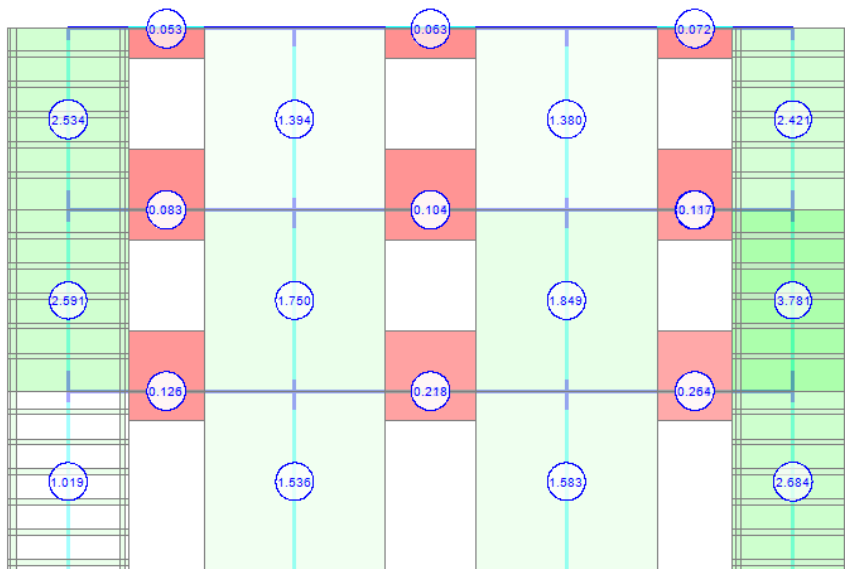


Figura 2-261: Analisi Statica (con FRP sui maschi laterali): Verifiche a Pressoflessione su fasce non soddisfatte

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

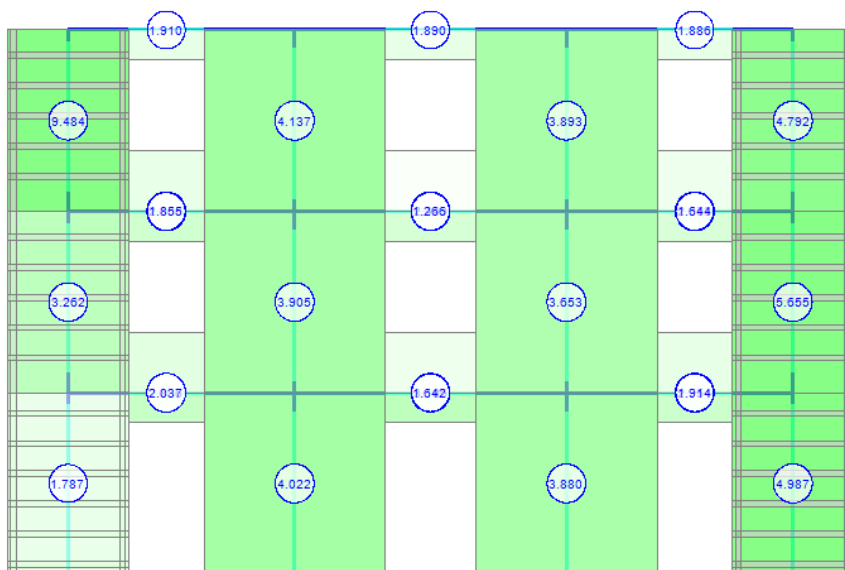


Figura 2-262: Analisi Statica (con FRP sui maschi laterali): Verifiche a Taglio soddisfatte anche su fasce

Per soddisfare totalmente la verifica del paramento si decide pertanto di aggiungere anche dei nastri a Pressoflessione anche sulle fasce:

(file di riferimento: 02_011_AppendiceH_RinfPressTag_FasceRinfPress.vdml)

In questo caso, si ipotizza l'applicazione di 2 strati di nastri FRP larghi 100mm con disposizione "a partire dai bordi", in modo da rispettarne una distanza di 100mm. In base alle dimensioni degli elementi, si ottiene che le strisce saranno soggette a due orizzontamenti di nastri, i sottofinestra invece a 3 orizzontamenti.

La deformazione di progetto per le fasce viene considerata pari a $\epsilon_{fd}=8.6\text{‰}$, ovvero un valore ancora minore di quanto considerato per i maschi murari: questo simula una "gerarchia di resistenze", in tal modo volendo salvaguardare prima i maschi murari, garantendogli più resistenza rispetto alle fasce:

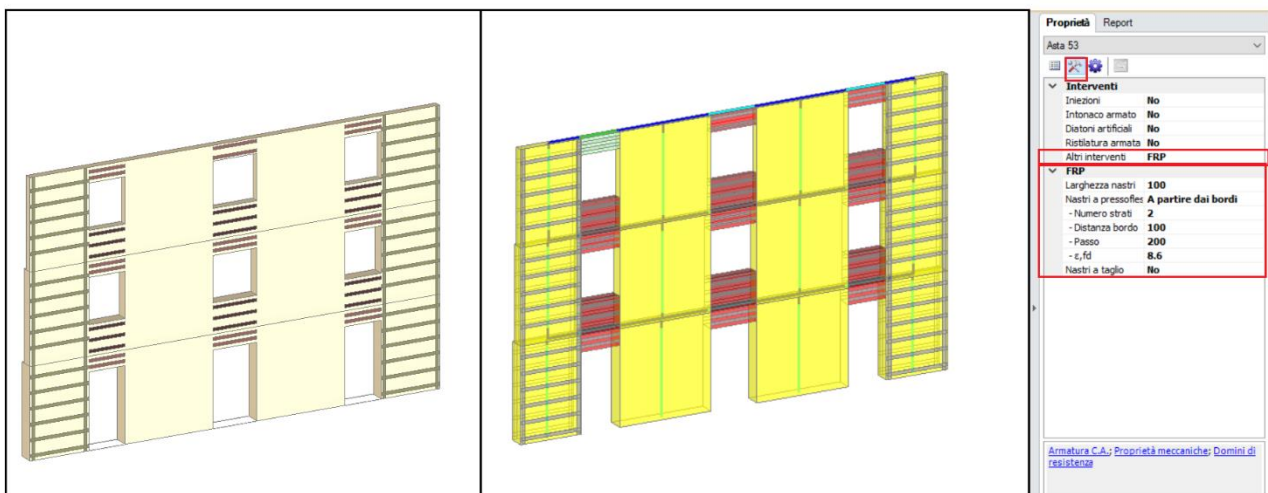


Figura 2-263: Applicazione di rinforzi FRP a Pressoflessione anche alle fasce dalla finestra "Interventi"

I risultati evidenziano in quest'ultimo caso la verifica soddisfatta anche per le fasce murarie: analogamente ai maschi murari, la verifica a pressoflessione è effettuata in termini di domini di resistenza, ad esempio visualizzando il dominio di resistenza per la striscia meno verificata in alto a sinistra si osserva che i punti di sollecitazione sono interni alla frontiera del dominio; si nota inoltre che è una striscia muraria dal fatto che $N=0$:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

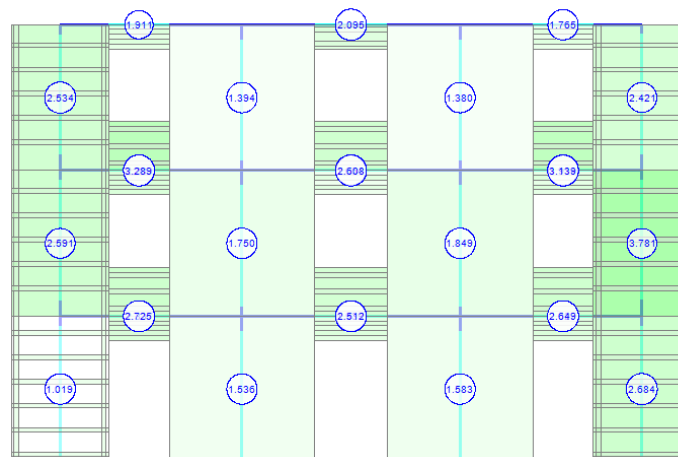


Figura 2-264: Analisi Statica (con FRP anche sulle fasce): Verifiche a Pressoflessione soddisfatte anche su fasce

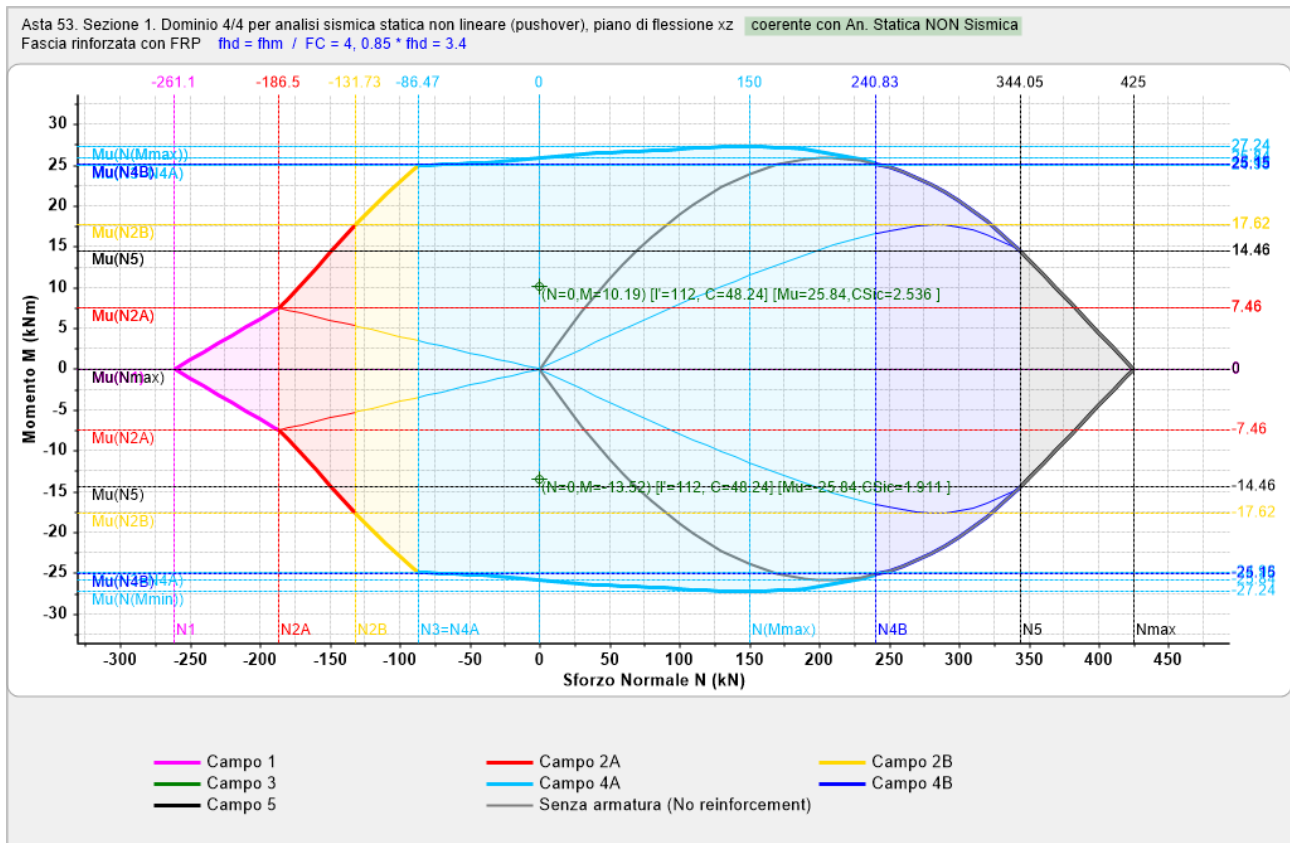


Figura 2-265: Analisi Statica: Dominio per Striscia muraria con rinforzi a Pressoflessione Complanare

In cascata alla descrizione dell'esempio, il testo di riferimento analizza inoltre i benefici dell'applicazione dei rinforzi FRP anche nei confronti dei cinematicismi di ribaltamento. Volendo ripercorrere anche in PCM questo aspetto, si valuta il ribaltamento semplice del prospetto dapprima in assenza di rinforzi e successivamente applicando i nastri in FRP come descritto nel testo:

files di riferimento:

- 02_011_AppendiceH_Ribaltamento.vdml;
- 02_011_AppendiceH_RibaltamentoRinf.vdml.

A partire quindi dal modello iniziale del prospetto non rinforzato, si genera il "Modello Cinematico": poiché si tratta di un modello 2D (assenza di solai), i carichi vanno inseriti manualmente attraverso l'inserimento di "Punti Materiali"; rispetto al testo di riferimento, che adotta risultanti lievemente diverse fra i piani, per semplicità si ritiene coerente considerare i carichi che sono stati inseriti in precedenza in ambiente strutturale, uniformi tra i livelli.

Si creano quindi tre punti materiali, da posizionare sulla linea media di ogni impalcato, in corrispondenza dello spessore interno (si considera in tal modo che i solai poggino sul paramento interno di ogni piano).

Poiché in ambiente strutturale si era considerato un carico lineare pari a 20kN/m ed il paramento è lungo 14m, ne consegue che per ognuno dei tre punti materiali andrà inserito un carico verticale (in direzione Z) pari a: $20\text{kN/m} * 14\text{m} = 280\text{ kN}$:

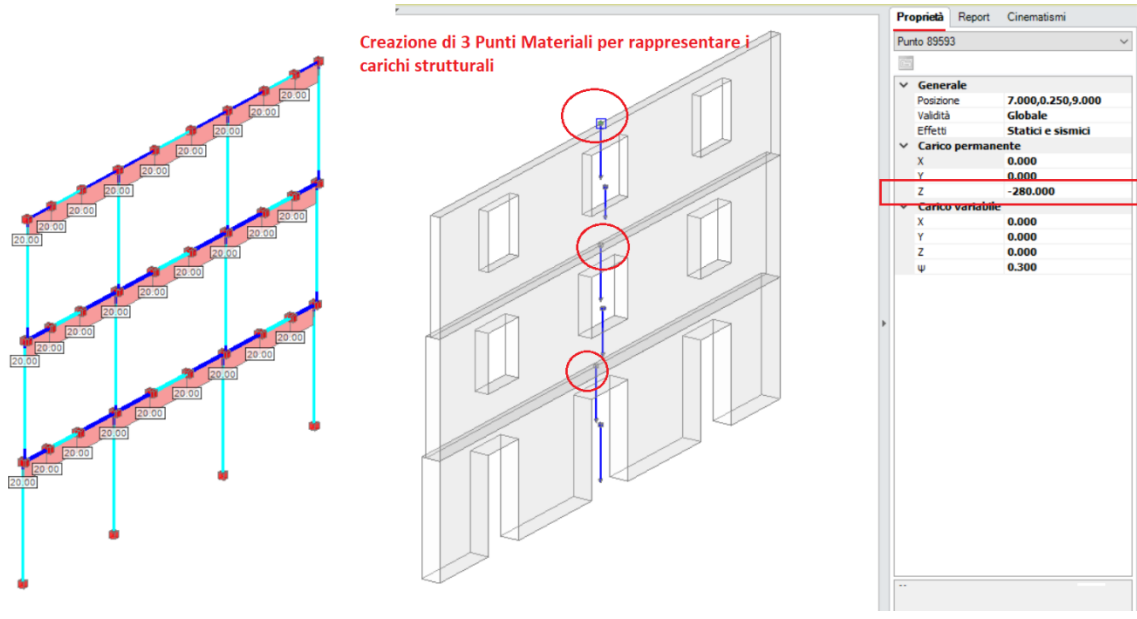


Figura 2-266: Analisi Cinematica: aggiunta di Punti Materiali per inserimento carichi

Analizzando sia i meccanismi dei singoli piani che dell'intero prospetto, in assenza di rinforzi emerge come i ribaltamenti dell'ultimo piano e dell'intero prospetto non soddisfino pienamente la verifica:

01. Ribaltamento P3

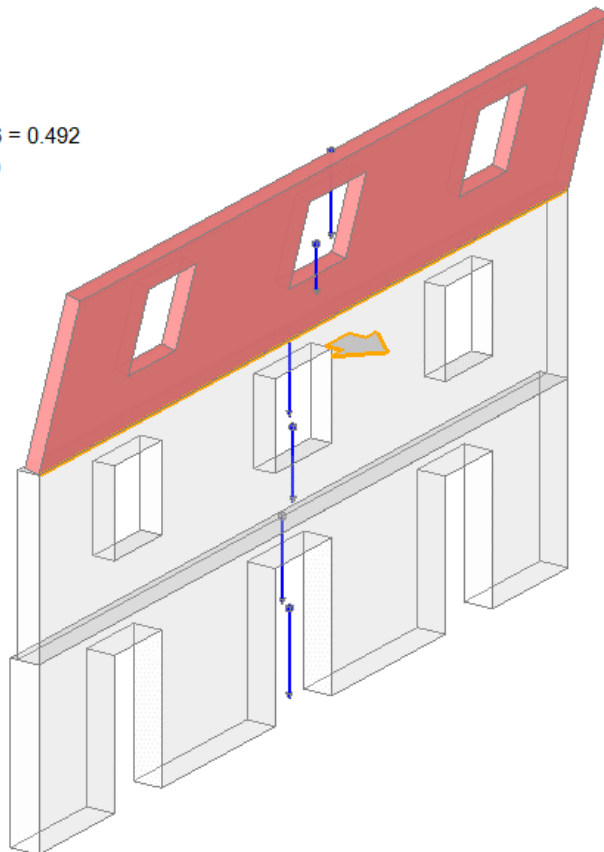
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.083$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.062 / 0.126 = 0.492$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 71 / 475 = 0.149$



02. Ribaltamento P2 + P3

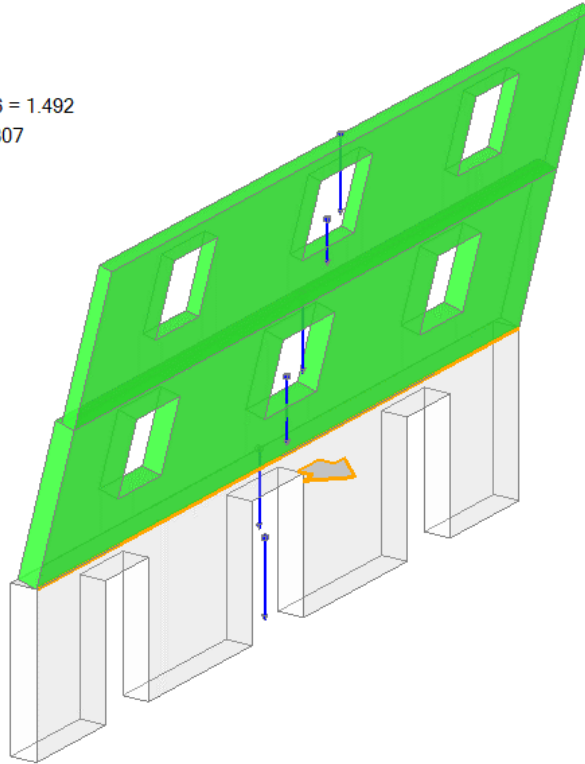
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.086$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.188 / 0.126 = 1.492$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 1571 / 475 = 3.307$$



03. Ribaltamento INTERO

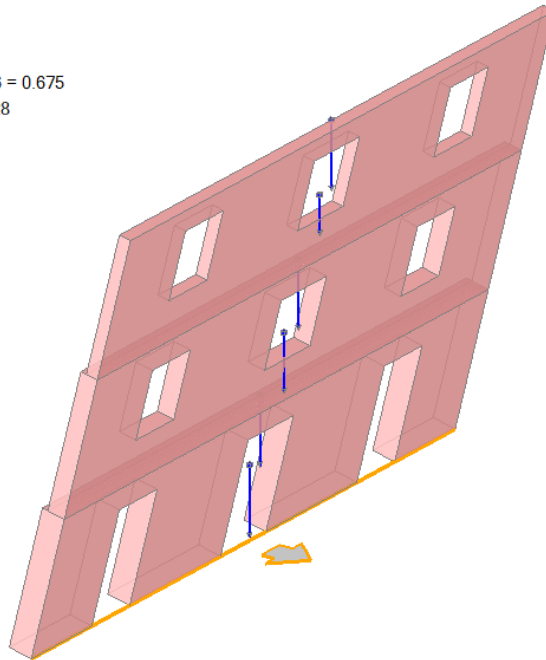
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.049$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.085 / 0.126 = 0.675$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 156 / 475 = 0.328$$



L'indicatore minimo infatti risulta $\zeta_{SLV}=0.492$ per il ribaltamento all'ultimo piano e $\zeta_{SLV}=0.675$ per il ribaltamento dell'intero prospetto, il quale fornisce anche il valore minimo per il moltiplicatore di collasso $\alpha_0=0.049$.

Seguendo la linea del testo di riferimento, si ipotizza di "fasciare" con dei nastri in FRP il prospetto in esame, andando ad applicare tre sistemi di nastri alle quote degli impalcati, così suddivisi:

- per il terzo piano: nastri in FRP con 2 strati e larghezza di 350mm;
- per il secondo piano: 1 solo strato di nastri FRP, con stessa larghezza di 350mm;
- per il primo piano: 1 solo strato di nastri FRP, ma con larghezza di 200mm.

Per tutti i nastri FRP sopra indicati si considera il massimo contributo, che coincide col considerare il valore di deformazione di progetto coincidente con la deformazione a rottura impostata nei Parametri di Calcolo; si imposta quindi $\epsilon_{fd}=15.11\%$.

In PCM si creano quindi dei nuovi rinforzi scegliendo la tipologia "Nastro", e successivamente qualificandone opportunamente le caratteristiche di FRP dalla finestra delle proprietà.

In automatico, in base alle caratteristiche dei nastri, viene mostrata in sola lettura la massima trazione che ogni nastro di rinforzo può offrire, nel caso in esame si avrà:

- per il piano 3: $T \approx 401$ kN;
- per il piano 2: $T \approx 201$ kN;
- per il piano 1: $T \approx 115$ kN.

I valori calcolati coincidono con quelli considerati nel testo di riferimento.

Dal punto di vista applicativo, per poter considerare efficace il nastro di rinforzo, in PCM è necessario inserire un valore "di calcolo" effettivo per la trazione (tale valore non può ovviamente superare i valori massimi di cui sopra).

Inoltre, va considerato che il nastro di rinforzo che effettivamente entra in azione durante il cinematismo è il nastro con direzione "ortogonale" al paramento, in quanto è questo che garantirà l'azione di trattenimento. Bisogna quindi considerare l'intervento di rinforzo a livello "tridimensionale", a tal fine si completa la definizione dei nastri con alcuni tratti di nastro ortogonali alle pareti, simulando di fatto che la fasciatura prosegua anche alle pareti ortogonali.

Il sistema di rinforzo viene progettato nel testo di riferimento per resistere ad un moltiplicatore dei carichi $\alpha=1.5$: adottando quindi le caratteristiche proposte dal testo, sfruttando fino al valore massimo le trazioni nei nastri, tutte le verifiche risultano soddisfatte anche considerando incrementi del 50% dei carichi inseriti nei punti materiali; diversamente, si potranno ridimensionare le caratteristiche dei nastri per tarare l'intervento accettando livelli più bassi del moltiplicatore di collasso:

01. Ribaltamento P3

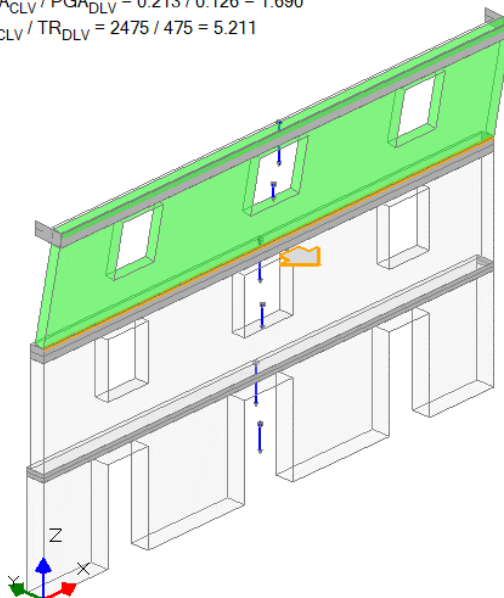
Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 1.597$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.213 / 0.126 = 1.690$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$



02. Ribaltamento P2 + P3

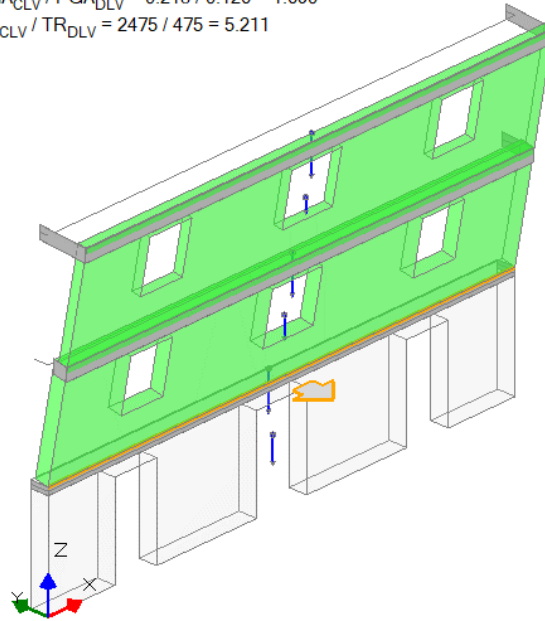
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 1.285$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.213 / 0.126 = 1.690$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$



03. Ribaltamento INTERO

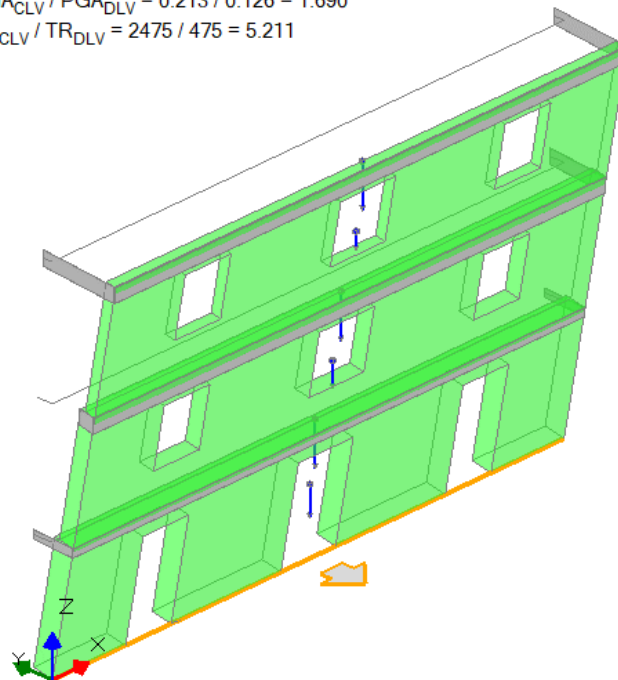
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 1.028$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.213 / 0.126 = 1.690$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 475 = 5.211$$



02_012_Consolidamento_FRP/FRCM

File di riferimento:

02_012_Consolidamento_FRP

02_012_Consolidamento_FRCM

Parole chiave:

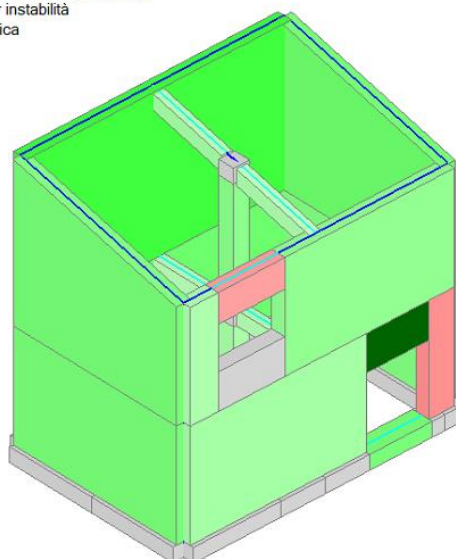
- CONSOLIDAMENTO CON FRP
- CONSOLIDAMENTO CON FRCM

In questo capitolo, si descriverà l'applicazione dei sistemi di consolidamento con nastri in FRP e FRCM su una stessa struttura di esempio, analizzandone le caratteristiche di ognuno e i risultati ottenuti.

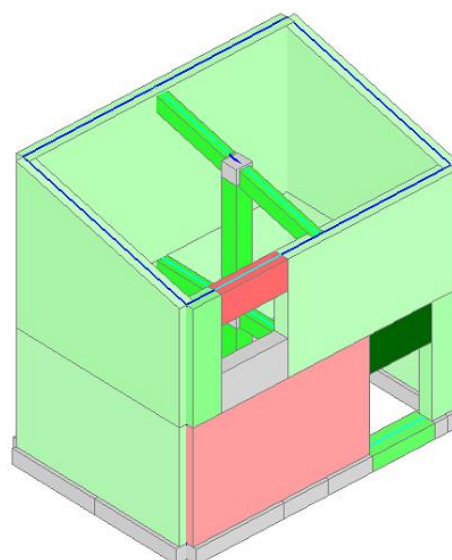
Più in specifico, si riprende un esempio di un semplice edificio già analizzato nella prima parte degli esempi applicativi (Fase 1): il file base è il modello "01_002_freeware02.vdml", il quale rappresenta una struttura a due piani di forma rettangolare con dimensioni esterne in pianta di 7.90m x 5.40m, copertura a falda unica che poggia sulle murature a timpano dei lati corti e su un telaio centrale in c.a. C25/30 composto da travi di sezione 30x40 e pilastri sottostanti di sezione 45x45, con travi di fondazione in c.a. di sezione 60x40.

Riprendendo i risultati dell'Analisi Dinamica Modale del modello iniziale senza interventi, si nota che permanevano delle verifiche non soddisfatte per i due maschi murari a piano terra in direzione X sul fronte principale (rispettivamente a Pressoflessione complanare per il maschio snello d'angolo e a Taglio per l'altro maschio attiguo); inoltre, la striscia muraria a piano primo non risultava verificata né a pressoflessione né a taglio:

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Verifica a Pressoflessione Complanare



Verifica a Taglio

Figura 2-267: Analisi Dinamica Modale modello "01_002_freeware02" (senza interventi)

In generale quindi per poter soddisfare le verifiche, gli interventi di rinforzo dovranno concentrarsi sui maschi murari dell'allineamento X1 (ed eventualmente estendersi alle fasce qualora necessario).

Si ipotizza in prima istanza l'applicazione di un rinforzo sia a pressoflessione che a taglio tramite nastri in FRP (file di riferimento: 02_012_A_Consolidamento_con_FRP.vdml): nei "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi" si impostano i parametri generali dei nastri in FRP, di seguito indicati:

Figura 2-268: "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi", FRP

Successivamente, selezionando le aste oggetto di rinforzo, nelle Proprietà, scheda Interventi, si imposta "Altri Interventi" > "FRP" e si specificano le caratteristiche del rinforzo.

I nastri vengono applicati su maschi murari e fasce della facciata Sud. Sia per i nastri a pressoflessione che per i nastri a taglio si opta per una disposizione a partire dai bordi con distanza dal bordo pari a 100 mm. Il passo viene specificato pari a 500 mm, ma questo viene adeguato automaticamente in funzione delle dimensioni del pannello murario rispettando comunque la distanza dal bordo specificata.

I nastri hanno larghezza pari a 100mm e sono costituiti da un solo strato di tessuto. Si sfrutta al massimo il loro contributo specificando la deformazione di progetto $\epsilon_{fd}=15.11\%$, coincidente con la deformazione a rottura specificata in Parametri di Calcolo.

Attivando la visualizzazione dei Solidi delle aste è possibile controllare anche graficamente la corretta applicazione dell'intervento:

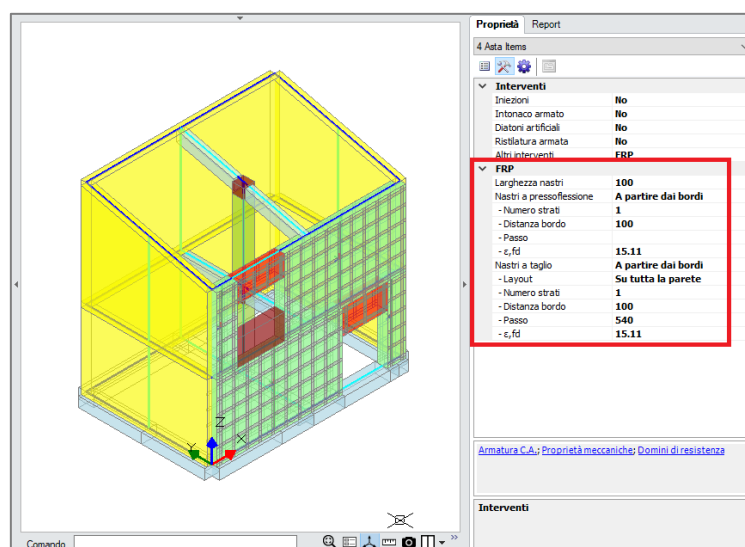


Figura 2-269: Applicazione di rinforzi FRP a Pressoflessione e Taglio dalla scheda "Interventi"

In basso a destra è sempre disponibile il comando "Domini di resistenza", che si ricorda possono essere generati anche prima delle analisi, in modo da valutare subito il beneficio dato dal rinforzo rispetto al dominio dell'asta non rinforzata (quest'ultimo sempre in grigio nei domini).

Rieseguendo l'analisi, si nota che adesso le verifiche sono tutte soddisfatte:

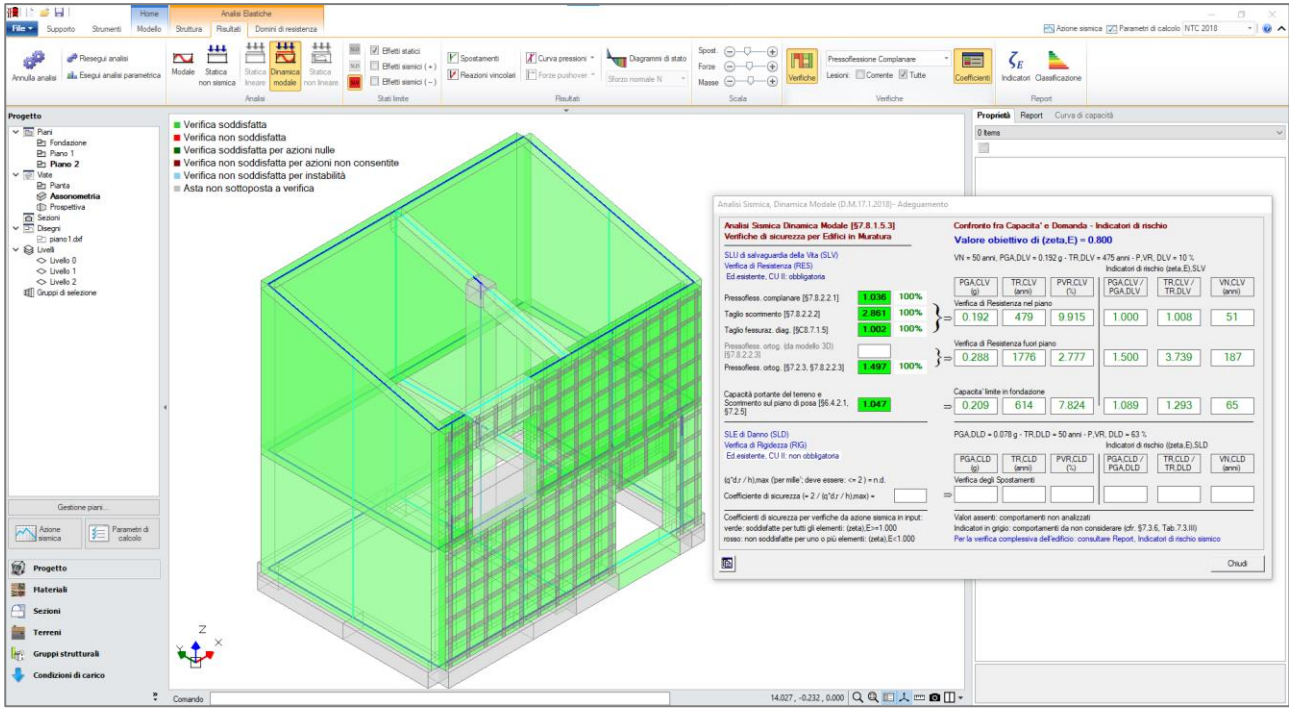


Figura 2-270: Analisi Dinamica Modale: Modello con rinforzi in FRP, Verifiche soddisfatte

Il maschio snello della facciata Sud a Piano Terra (Asta 11) non era verificato a pressoflessione complanare nel modello di base. Con riferimento ai suoi domini di resistenza, è possibile notare l'importante allargamento del dominio verso sinistra (sforzo normale di trazione):

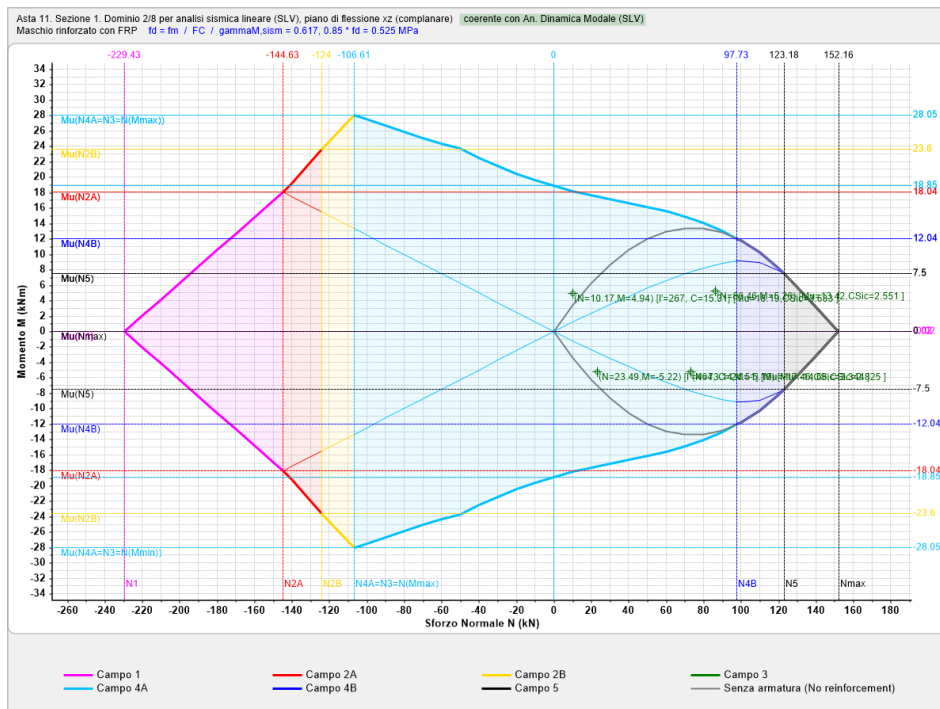


Figura 2-271: Dominio di Resistenza per maschio murario 11, rinforzato con FRP

Il miglioramento è apprezzabile anche dai tabulati delle verifiche a pressoflessione complanare.

Tabulato di verifica per asta non rinforzata:

3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§7.8.2.2.1) [SLV] - C.Sic: 0.695
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P	p	fk / fm	γ_m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.
			comb.	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)	
11	M	e	B.1	86.46	0.300	2.000	3.24	0.617	152.16	13.04	5.26	2.479
11	M	e	B.4	23.49	0.080	2.000	3.24	0.617	152.16	7.16	-5.22	1.372
11	M	e	S.1	73.14	0.250	2.000	3.24	0.617	152.16	13.42	-5.19	2.585
* 11	M	e	S.4	10.17	0.040	2.000	3.24	0.617	152.16	3.43	4.94	0.695

Tabulato di verifica per asta rinforzata:

3. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO (§7.8.2.2.1) [SLV] - C.Sic: 1.036
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	Tip.	n/e	Sez.	P	p	fk / fm	γ_m	fd	Nu	Mu	M	C.Sic.
			comb.	(kN)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN m)	(kN m)	
11	M	e	B.1	86.46	0.300	2.000	3.24	0.617	152.16	13.42	5.26	2.551
11	M	e	B.4	23.49	0.080	2.000	3.24	0.617	152.16	17.46	-5.22	3.344
11	M	e	S.1	73.14	0.250	2.000	3.24	0.617	152.16	14.66	-5.19	2.825
11	M	e	S.4	10.17	0.040	2.000	3.24	0.617	152.16	18.19	4.94	3.683

Figura 2-272: Dominio di Resistenza per maschio murario tozzo rinforzato con FRP

Il maschio tozzo della Facciata Sud a Piano Terra (Asta 10) non era verificato a taglio per fessurazione diagonale. Confrontando i tabulati di verifica a taglio si osserva un incremento del Taglio Resistente V_t , ottenuto come somma del Taglio Resistente dalla sola sezione in muratura (V_{tM}) e del Taglio resistente dovuto al rinforzo FRP (V_{tS}).

Tabulato di verifica per asta non rinforzata:

6. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 0.414
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	tau0	γ_m	fvd	Vt	V	C.Sic.
		comb.	b	(kN)	(N/mm ²)		* FC	(N/mm ²)	(kN)	(kN)	
10	e	M.1	1.000	373.60	0.187	0.035	3.24	0.057	114.60	87.94	1.303
* 10	e	M.4	1.000	116.21	0.058	0.035	3.24	0.035	69.32	87.18	0.795

Tabulato di verifica per asta rinforzata:

3. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.002
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez.	Coeff.	P	p	tau0	fvd	γ_m	%arm.	Vt,M	Vt,S	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.
		comb.	b	(kN)	(N/mm ²)			* FC	tag.			(kN)			
10	e	M.1	1.000	373.61	0.19	0.035	0.057	3.24	0.020	114.60	296.87	358.59	358.59	87.94	4.078
10	e	M.4	1.000	116.21	0.06	0.035	0.035	3.24	0.020	69.32	296.87	358.59	358.59	87.18	4.113

In alternativa all'intervento appena considerato, si ipotizza il consolidamento mediante applicazione di un sistema FRCM (*file di riferimento: 02_012_Consolidamento_FRCM.vdml*). In "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi" si impostano i parametri generali del sistema FRCM. Nell'esempio in oggetto si fa riferimento al sistema Kerakoll "GeoSteel Grid G400" con "GeoCalce F Antisismico".

Parametri di Calcolo

OK Annulla Reimposta Importa

Generale Sismica Modale Muratura Valutazione Verifiche Pushover (1) Pushover (2) Muratura armata Calcestruzzo armato **Interventi**

Rinforzi a Taglio

FRP

FRCM

Composito FRCM: modello elastico lineare fino a rottura (tensioni in N/mm², deformazioni in ‰)

Modulo elastico del tessuto secco $E_f =$ Deformazione caratteristica a rottura per trazione del tessuto secco $\epsilon_{uf} =$

Fattore di conversione ambientale η_a [DT215, §3.2] = \Rightarrow Deformazione di calcolo a rottura per trazione ($\eta_a \epsilon_{uf} / \gamma_f$) = 9.07

Spessore equivalente del tessuto t_f (mm) =

Per confinamento colonne

Raggio di curvatura degli spigoli R (mm) =

Spessore complessivo del rinforzo t_{mat} (mm) = Resistenza caratteristica a compressione della matrice $f_{c,mat} =$

CAM

Reticolatus

Acciaio per rinforzo pilastri

Figura 2-273: "Parametri di Calcolo", scheda "Interventi", FRCM

Successivamente, selezionando le aste oggetto di rinforzo, nella scheda "Interventi" si imposta "Altri Interventi" > "FRCM" e si specificano le caratteristiche del rinforzo.

Il rinforzo viene applicato su maschi e fasce murarie della facciata Sud. Trattandosi di una rete, il rinforzo è di tipo diffuso; pertanto, i nastri a pressoflessione e taglio devono essere disposti in modo da ricoprire interamente la superficie del pannello. Si opta quindi per una disposizione "in base al passo" specificando passo e larghezza nastri pari a 100 mm.

La scheda tecnica del sistema FRCM fornisce il valore della deformazione limite convenzionale su supporto in pietra: $\epsilon_{lim,conv} = 9.90$ ‰.

Coerentemente con le indicazioni delle linee guida per i sistemi FRCM (CNR-DT 215/2018) le deformazioni di calcolo vengono impostate come segue:

- per i nastri a pressoflessione, $\epsilon_{fd} = \eta_a \epsilon_{lim,conv} / \gamma_m = 0.8 \cdot 9.90 / 1.5 = 5.28$ ‰
- per i nastri a taglio, $\epsilon_{fd} = \eta_a \epsilon_{lim,conv}^{(\alpha)} / \gamma_m = 0.8 \cdot 1.5 \cdot 9.90 / 1.5 = 7.92$ ‰

Attivando la visualizzazione dei *solidi* delle aste, è possibile controllare anche graficamente la corretta applicazione dell'intervento.

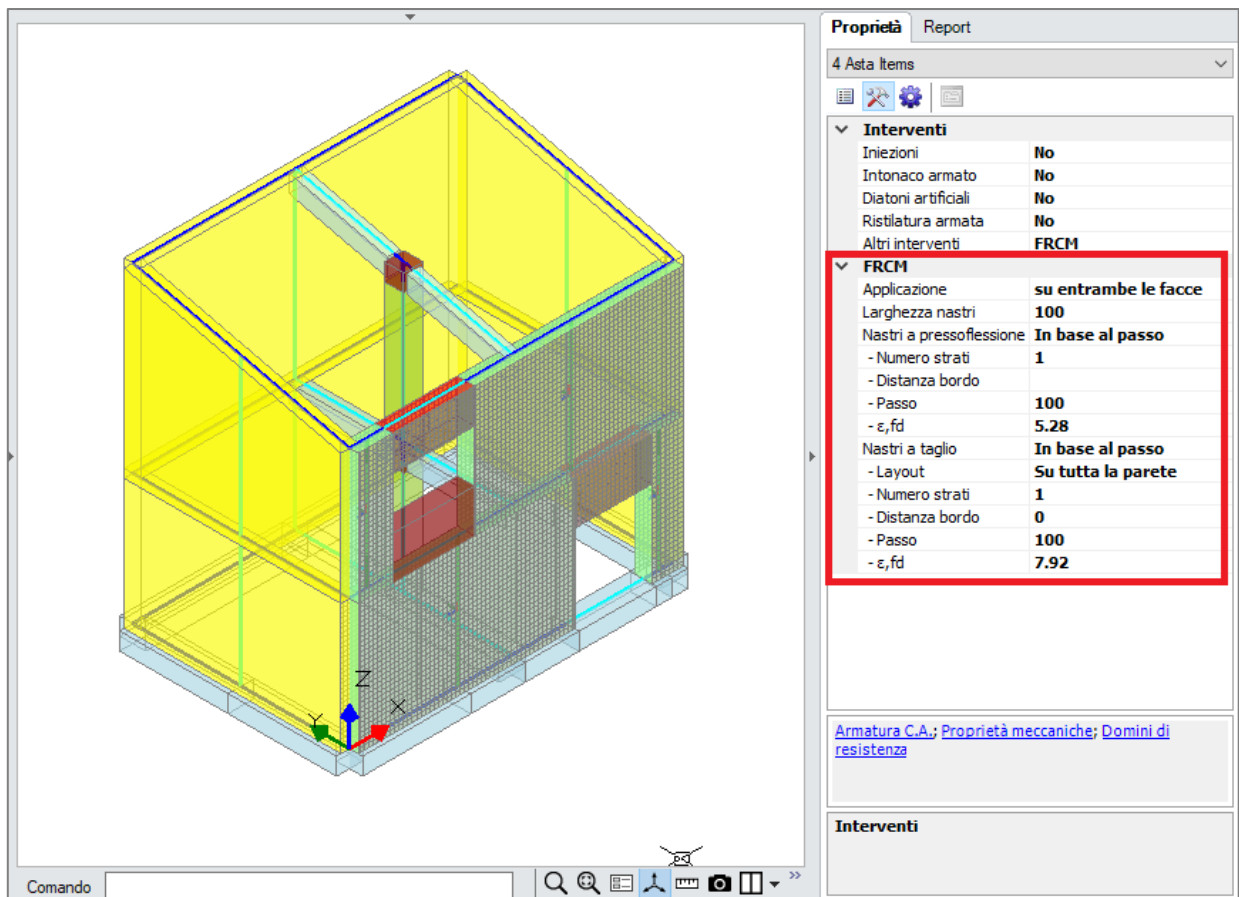


Figura 2-274: Applicazione di rinforzi con nastri in FRCM dalla finestra "Interventi"

Anche in questo caso, i risultati evidenziano che a seguito dell'intervento le verifiche sono soddisfatte:

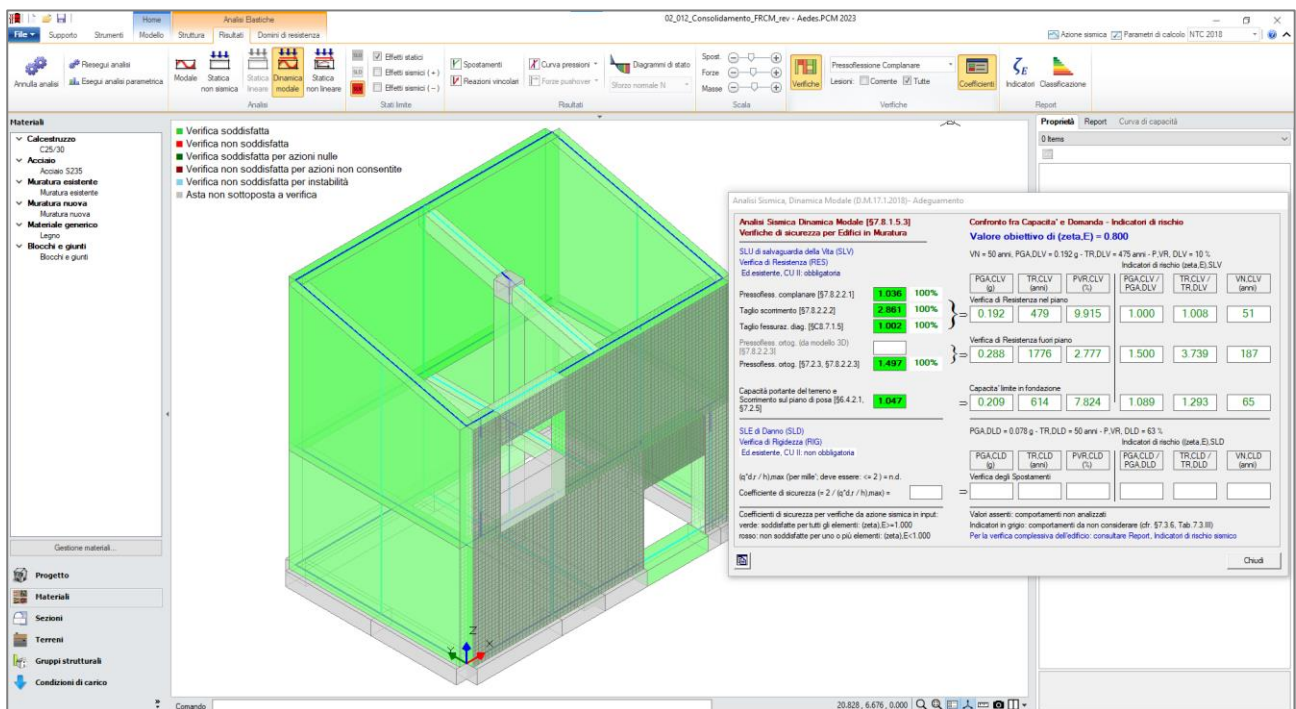


Figura 2-275: Analisi Dinamica Modale. Modello con rinforzi FRCM. Verifiche soddisfatte

Consultando il dominio di resistenza del maschio 11, si nota una lieve espansione verso sinistra, sufficiente a contenere il punto di sollecitazione che risultava esterno rispetto al dominio dell'asta non rinforzata.

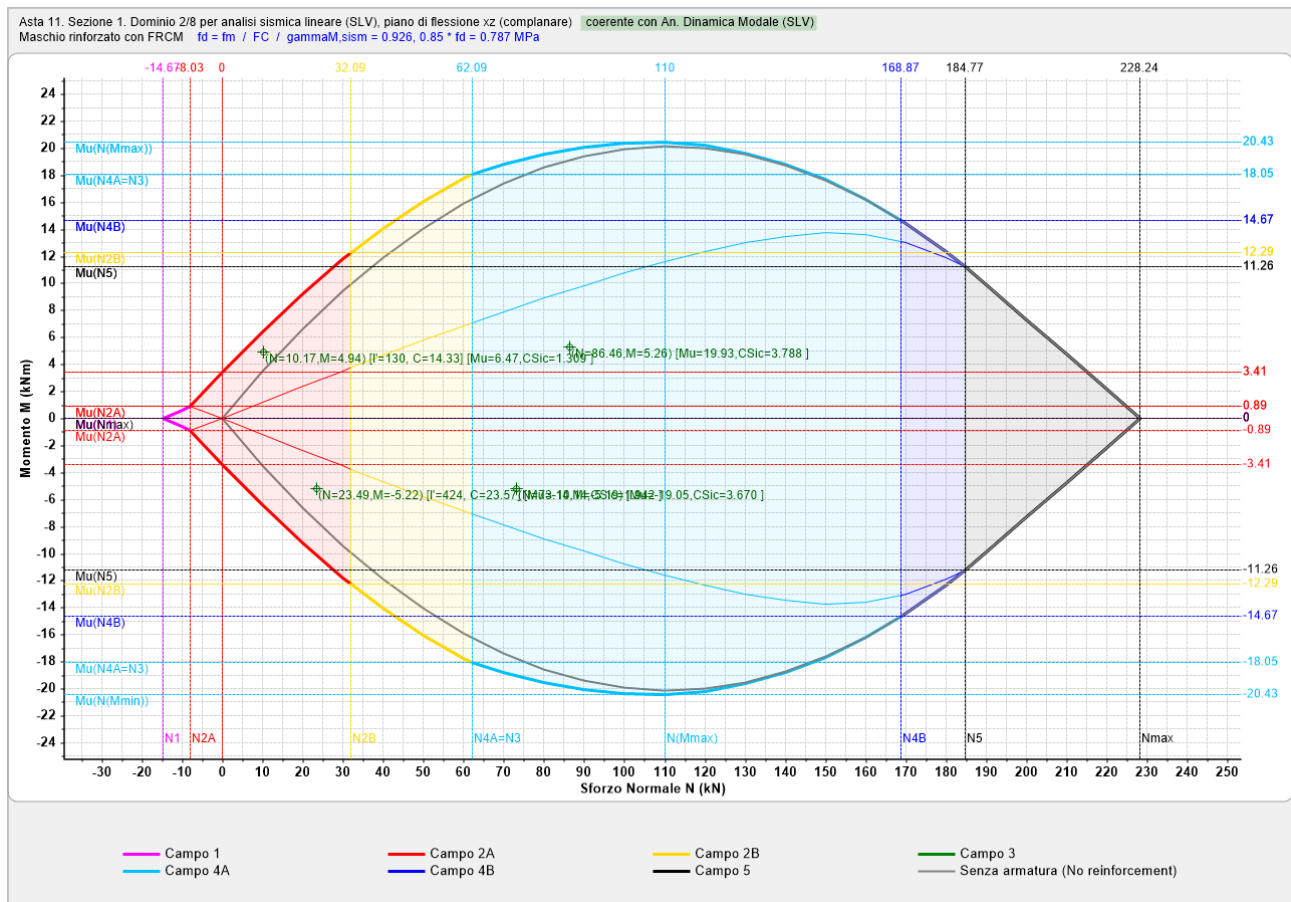


Figura 2-276: Dominio di Resistenza per maschio murario 11, rinforzato con FRCM

Come testimoniano i tabulati della verifica a taglio per fessurazione diagonale condotta per l'asta 10, anche in questo caso la verifica risulta soddisfatta. Nel tabulato relativo all'asta rinforzata si osserva un incremento del Taglio Resistente V_t , ottenuto come somma del Taglio Resistente dalla sola sezione in muratura (V_{tM}) e del Taglio resistente dovuto al rinforzo FRCM (V_{tS}).

Tabulato di verifica per asta non rinforzata:

6. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 0.414
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p	tau0 (N/mm ²)	fvd (* FC) (N/mm ²)	Vt (kN)	V (kN)	C.Sic.
10	e	M.1	1.000	373.60	0.187	0.035	3.24	114.60	87.94	1.303
* 10	e	M.4	1.000	116.21	0.058	0.035	3.24	69.32	87.18	0.795

Tabulato di verifica per asta rinforzata:

3. VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE [C8.7.1.16] (§C8.7.1.3.1) [SLV] - C.Sic: 1.002
(Analisi Sismica Dinamica Modale)

N.	n/e	Sez. comb.	Coeff. b	P (kN)	p	tau0 (N/mm ²)	fvd (* FC) (N/mm ²)	γ_m %arm. tag.	Vt,M	Vt,S	Vt,lim	Vt	V	C.Sic.	
10	e	M.1	1.000	373.61	0.19	0.035	0.057	3.24	0.020	114.60	37.71	453.28	152.31	87.94	1.732
10	e	M.4	1.000	116.21	0.06	0.035	0.035	3.24	0.020	69.32	37.71	453.28	107.04	87.18	1.228

02_013_EdificioBIM

File di riferimento:

02_013_EdificioBIM

File ausiliari per input:

02_013_EdificioBIM_1.ifc

02_013_EdificioBIM_2.ifc

Parole chiave:

- IMPORTAZIONE FILE IFC

La necessità di ricercare un formato unico ai fini dell'interscambio dei files tra diversi software ha portato negli ultimi anni alla definizione del formato "IFC" (Industry Foundation Class), sviluppato da Building Smart per poter garantire l'interoperabilità tra software diversi nel campo delle costruzioni, basandosi sulle informazioni parametriche tipiche degli oggetti BIM.

In PCM è possibile sia importare che esportare file IFC (ulteriori riferimenti sono riportati nel "Manuale di PCM", §3.1.16.1).

Si supponga di voler importare in PCM il seguente edificio, il cui modello è stato realizzato con Archicad, avente due piani fuori terra, struttura portante in muratura, con telaio centrale in c.a. e copertura a due falde:



Figura 2-277: Prospettiva dell'edificio modellato in Archicad

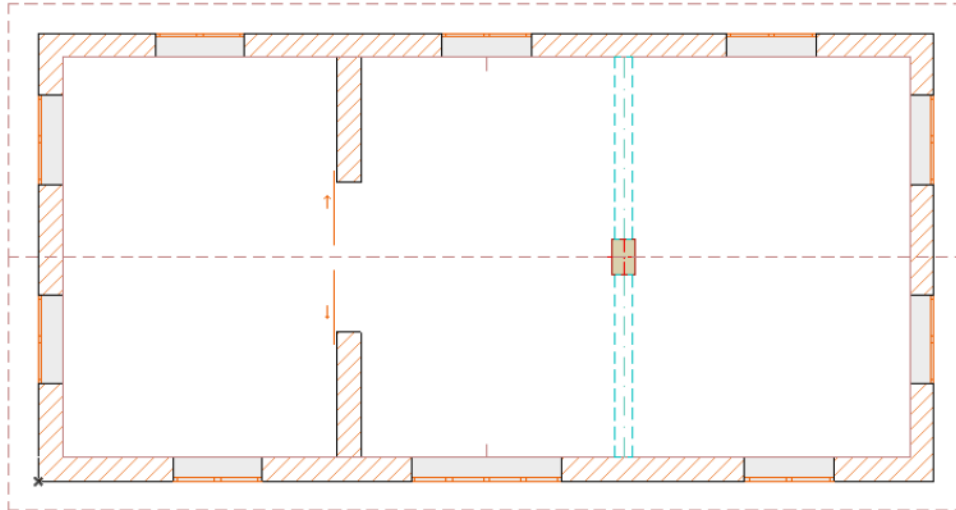


Figura 2-278: Pianta del piano primo in Archicad

Il modello di Archicad è stato esportato nel formato SPF (con estensione .ifc) secondo lo schema IFC 2x3. Nelle opzioni di esportazione è opportuno porre particolare attenzione alla rappresentazione geometrica degli oggetti, preferendo l'estrusione parametrica (IfcExtrudedAreaSolid) rispetto ad altri tipi di rappresentazione.

Dal Menu "File", "Importa", "Importa modello IFC" si seleziona quindi il file da importare: a valle dell'importazione, apposite finestre di dialogo informano sulla corretta importazione, nel Report vengono inoltre indicati in dettaglio gli oggetti importati e/o non importati, con le loro proprietà "Tipo", "Piano", "Nome", "Tag".

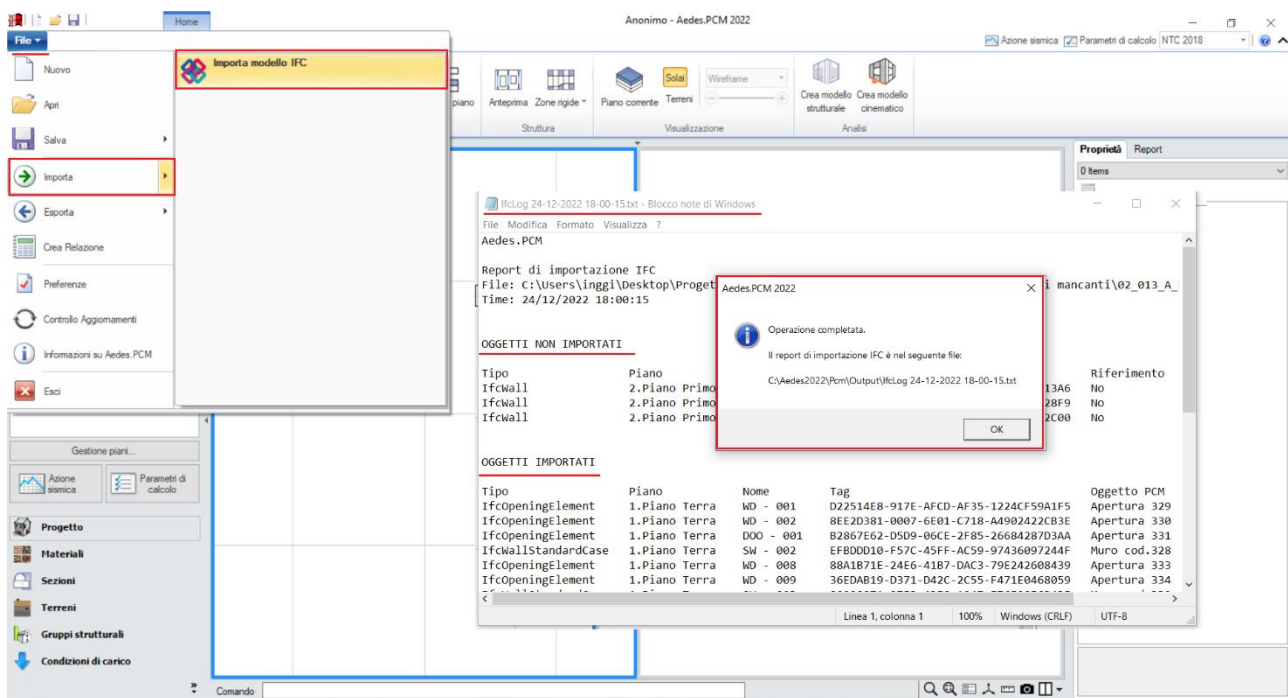


Figura 2-279: Menu "File", "Importa", "Importa file IFC"

Seguendo lo standard IFC, in PCM vengono i seguenti tipi di oggetto: "Muri" (IfcWallStandardCase), "Aperture" (IfcOpeningElement), "Colonne" (IfcColumn) e "Travi" (IfcBeam).

In prima istanza, in PCM vengono importati tutti gli oggetti tranne i muri trasversali a primo piano, che hanno andamento inclinato a timpano e sono stati definiti come "IFCWall" (non IfcWallStandardCase): per questo motivo non sono stati importati, come anche evidenziato nel Report sopra indicato fra gli oggetti non importati.

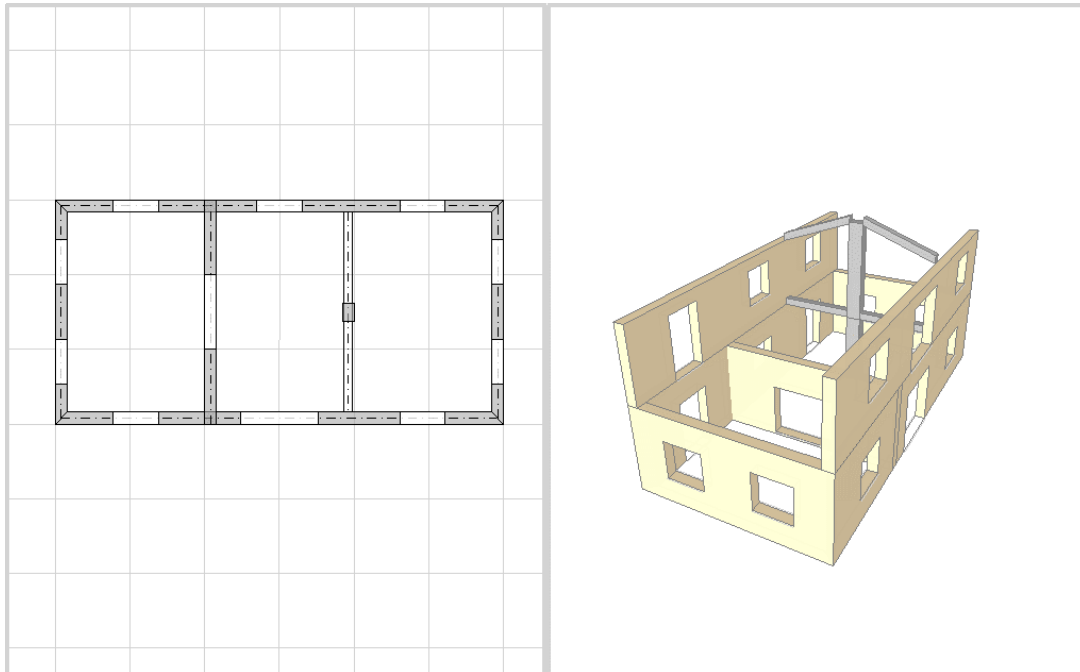


Figura 2-280: Importazione del modello di cui al file "02_013_EdificioBIM_1.ifc"

A questo punto, si possono seguire due strade:

- 1) inserire manualmente i muri mancanti direttamente in PCM;
- 2) modificare il modello in Archicad, evitando il taglio dei muri per ricreare l'andamento a timpano (in alcuni casi infatti le operazioni booleane di taglio in Archicad potrebbero fare perdere al generico oggetto "Muro" la tipologia "IfcWallStandardCase" richiesta).

Supponendo di seguire la seconda strada, si reimporta un nuovo modello IFC, il cui risultato è mostrato di seguito, si nota come i muri trasversali (con profilo al momento piano) siano regolarmente importati:

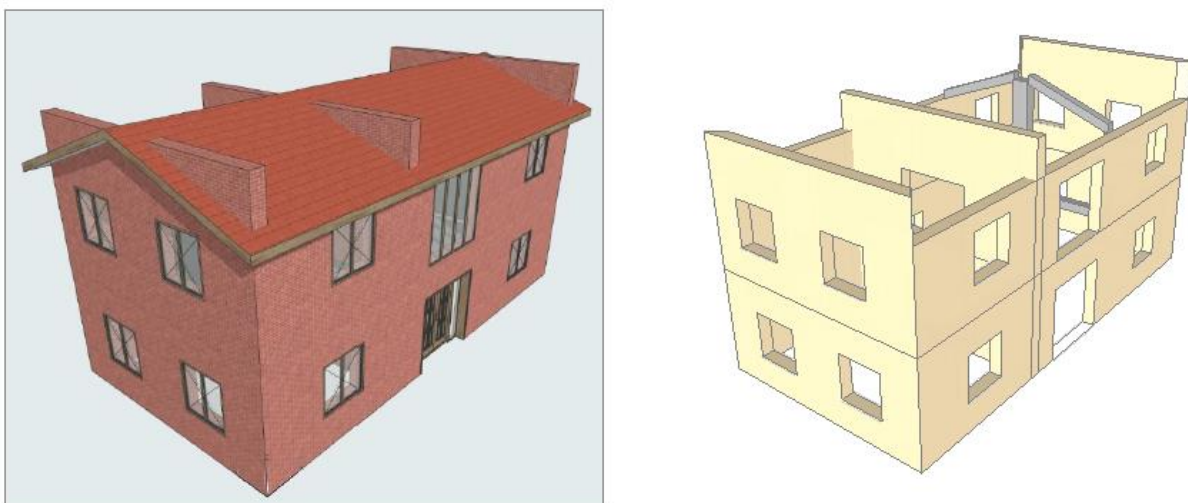


Figura 2-281: Importazione del modello di cui al file "02_013_EdificioBIM_2.ifc"

Per completare la modellazione, sarà necessario adeguare il modello in PCM tramite i seguenti passi:

- Suddivisione dei Muri Trasversali (scheda "Strumenti", comando "Spezza" in corrispondenza della mezzeria);
- Adeguamento delle proprietà Δh iniziale e/o finale dei muri per poter ricreare l'andamento a timpano;
- Disegno della trave di colmo centrale in c.a. con sezione 300x300 ed adeguamento Δh iniziale e finale;
- Inserimento dei solai ai vari livelli e delle falde di copertura.

Il risultato è quindi un modello aderente con quello iniziale di Archicad, che a questo punto può essere regolarmente analizzato con PCM:

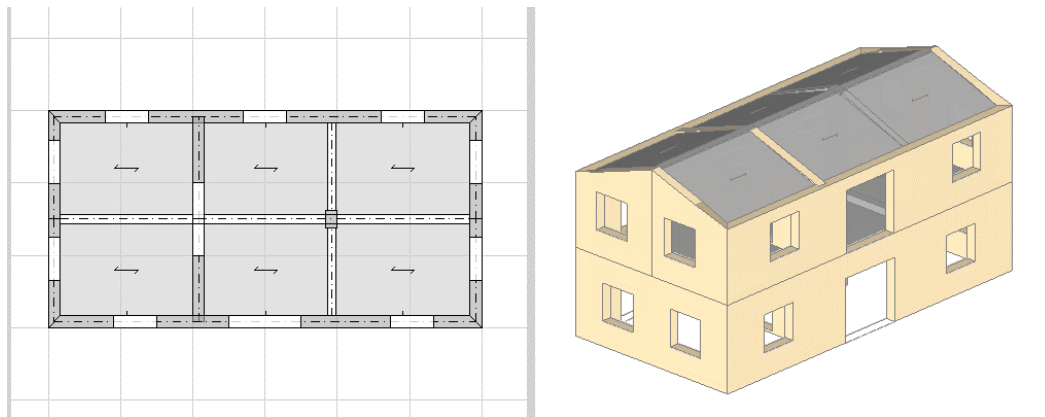


Figura 2-282: Completamento del modello (file: "02_013_EdificioBIM.vdml")

02_014_AggregatoIFC

File di riferimento:

02_014_AggregatoIFC
02_014_AggregatoIFC_US1
02_014_AggregatoIFC_US2
02_014_AggregatoIFC_US3

File ausiliari per input:

02_014_Rilievo.dwg
02_014_AggregatoIFC_US1.ifc
02_014_AggregatoIFC_US2.ifc
02_014_AggregatoIFC_US3.ifc

Parole chiave:

- IMPORTAZIONE FILE IFC
- UTILIZZO IFC PER UNIRE PIU' MODELLI

L'importazione dei file in formato IFC può risultare utile nello studio di modelli complessi ed estesi come le strutture in aggregato, composte da più unità strutturali.

Supponiamo di aver modellato con un software BIM ogni singola unità separatamente e di disporre per ognuna del modello in formato IFC.

L'analisi in Aedes.PCM può essere condotta separatamente per ogni sottostruttura importando ogni modello IFC su un file distinto. Tuttavia, se nella modellazione delle varie sottostrutture è stato adottato un sistema di riferimento comune a tutto l'aggregato, i modelli IFC possono anche essere importati in un unico file ottenendo così un modello complessivo dell'aggregato.

Si consideri come esempio l'aggregato edilizio rappresentato nella figura seguente. È possibile distinguere tre unità strutturali per le quali sono disponibili tre modelli IFC:

- 02_014_AggregatoIFC_US1.ifc
- 02_014_AggregatoIFC_US2.ifc
- 02_014_AggregatoIFC_US3.ifc

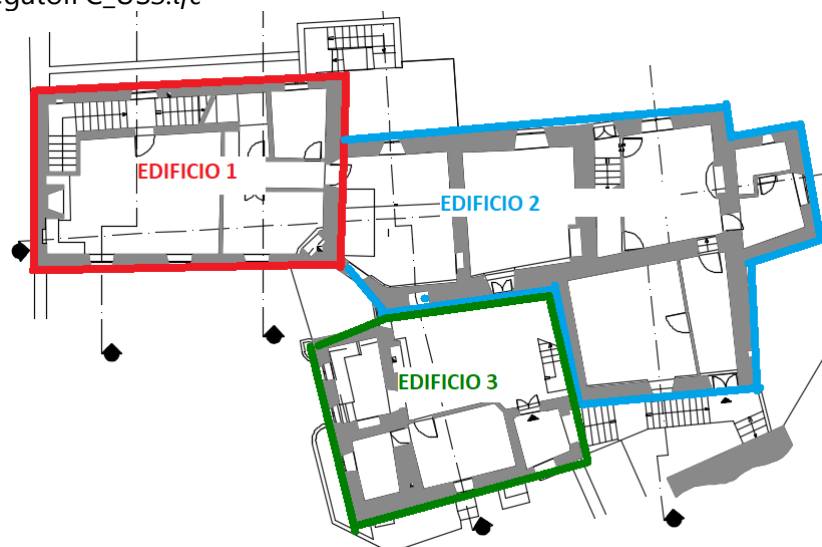


Figura 2-283: Suddivisione planimetrica di un aggregato in sottostrutture

La prima sottostruttura è composta da due porzioni a diversa altezza, si noti la continuità in aggregato con le altre strutture sulla parte sinistra (dove si nota la mancanza delle pareti) e con differenti tipologie di murature:

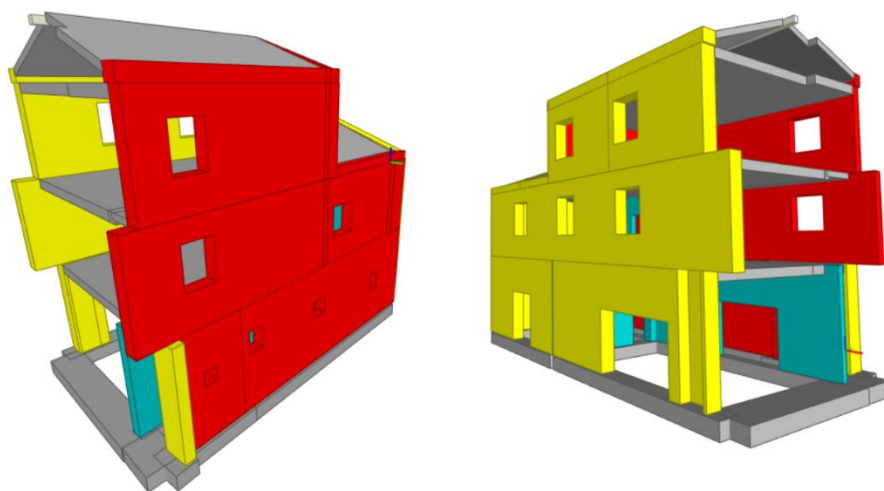


Figura 2-284: Modello "02_014_AggregatoIFC_US1.ifc" visualizzato con il software gratuito "BIMvision"

Eseguendo l'importazione in PCM, come sopra descritto, in prima istanza saranno mantenuti tutti gli oggetti ed i muri non avranno l'andamento inclinato. In questo caso, nel modello BIM erano state inizialmente considerate anche le aperture fittizie al sottotetto con altezza nulla, queste però (come indicato nel Report) non saranno importate:

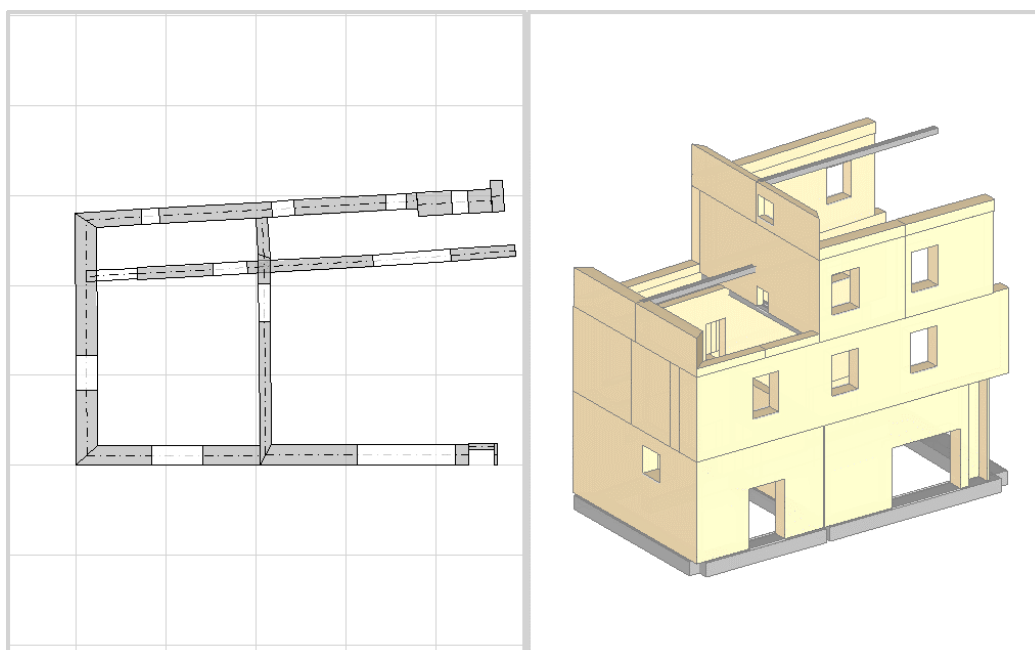


Figura 2-285: Importazione del modello di cui al file "02_014_AggregatoIFC_US1.ifc"

Per completare la modellazione, sarà necessario adeguare il modello in PCM tramite i seguenti passi:

- Aggiunta dei Muri Trasversali a chiusura del paramento in continuità dell'aggregato;
- Adeguamento delle proprietà Δh iniziale e/o finale dei muri per poter ricreare l'andamento a timpano;
- Inserimento dei solai ai vari livelli e delle falde di copertura;
- Inserimento aperture fittizie (altezza nulla) nel sottotetto;

- Definizione dei Materiali delle murature dalla finestra "Materiali" ed applicazione alle relative pareti: in tal caso, il modello IFC ha già i Materiali impostati, sarà quindi sufficiente confrontarne le caratteristiche per un agevole inserimento anche in PCM; più in specifico, tre lati sono costruiti in "Muratura di Pietrame", il lato posteriore è in "Laterizio con fori orizzontali" e le pareti interne sono in "Blocchi di cls forati":

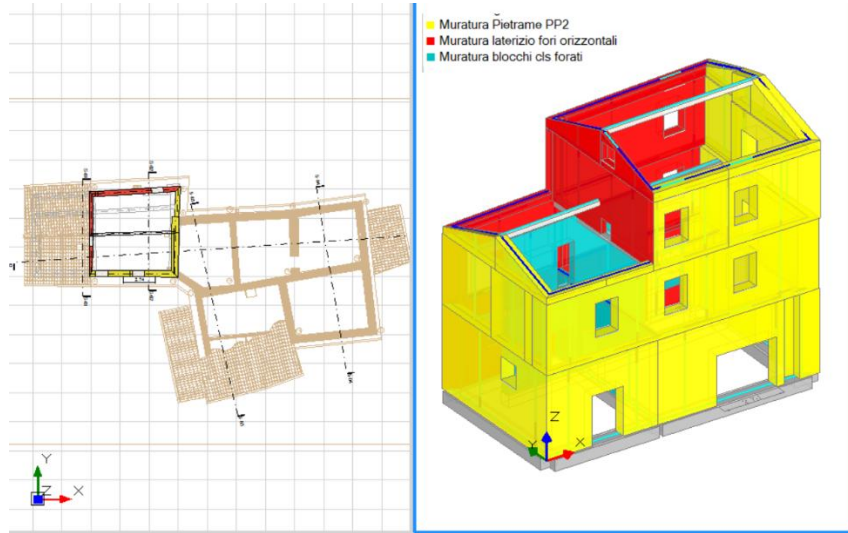


Figura 2-286: Completamento del modello "02_014_AggregatoIFC_US1.vdm"

La seconda e la terza sottostruttura definiranno compiutamente tutto l'aggregato:

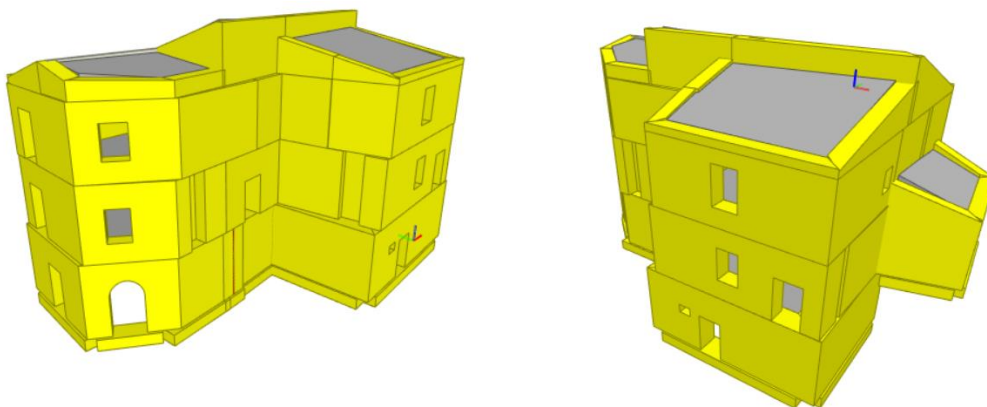


Figura 2-287: Modello "02_014_AggregatoIFC_US2.ifc" visualizzato con il software gratuito "BIMvision"

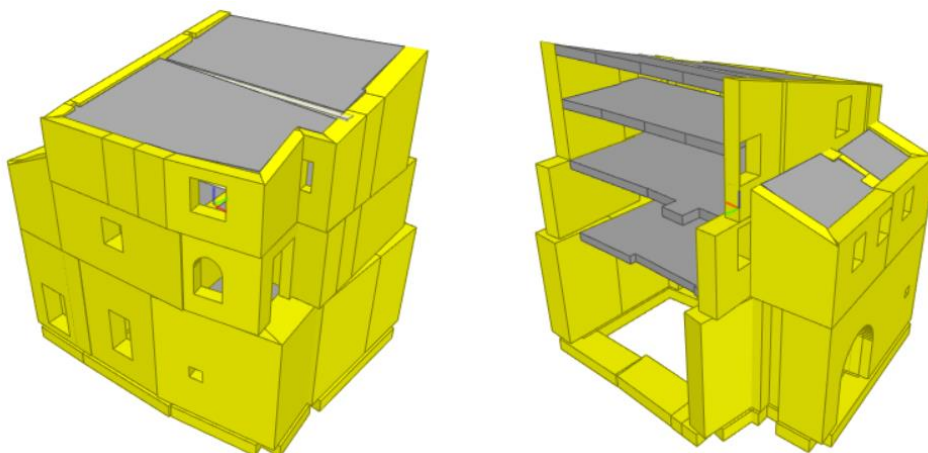


Figura 2-288: Modello "02_014_AggregatoIFC_US3.ifc" visualizzato con il software gratuito "BIMvision"

Anche in questo caso, dopo una prima importazione in PCM, per completare le modellazioni architettoniche, sarà necessario ripercorrere gli stessi passaggi effettuati per la prima sottostruttura:

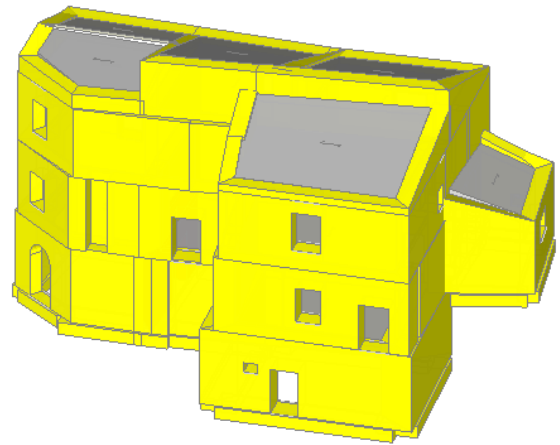
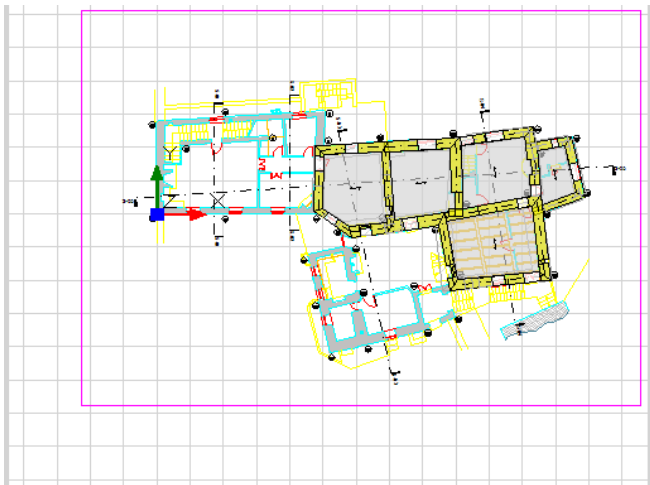


Figura 2-289: Completamento del modello "02_014_AggregatoIFC_US2.vdml"

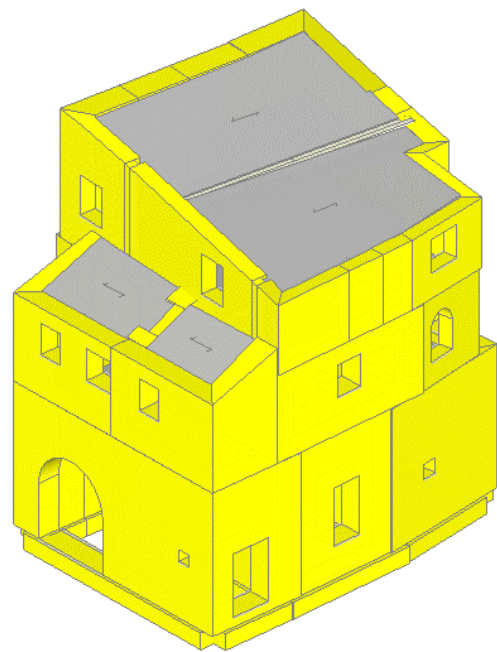
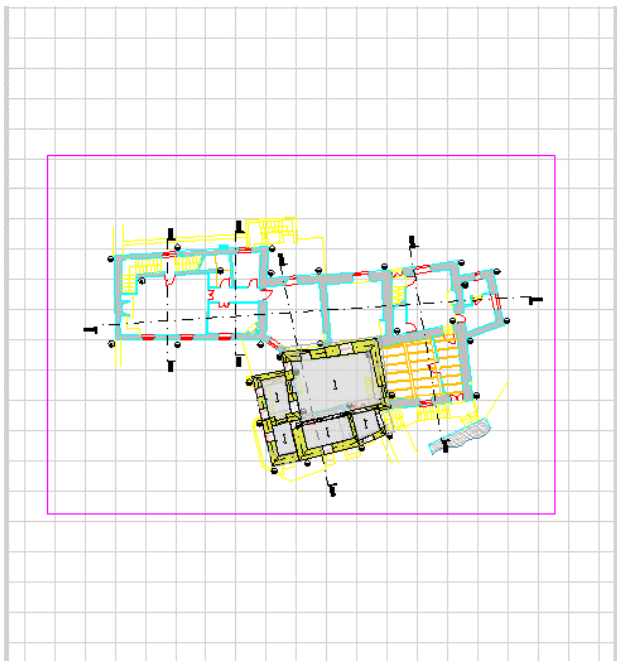


Figura 2-290: Completamento del modello "02_014_AggregatoIFC_US3.vdml"

Importando i vari modelli IFC in unico progetto di Aedes.PCM, è possibile ottenere un modello complessivo di tutto l'aggregato.

Nota. Per importare singoli files IFC in un unico modello di PCM, è necessario che il sistema di riferimento adottato in tutti i modelli sia lo stesso. In altre parole, bisogna accertarsi di mantenere un'origine comune in modo che ogni modello venga importato nella sua corretta posizione.

Importando i modelli IFC in unico file, le altezze dei piani vengono adeguate a quelle del primo modello importato. Quindi, in caso di piani sfalsati tra le varie unità strutturali, occorre porre particolare attenzione ed eventualmente adeguare le altezze degli elementi costruttivi per mezzo di offset in elevazione.

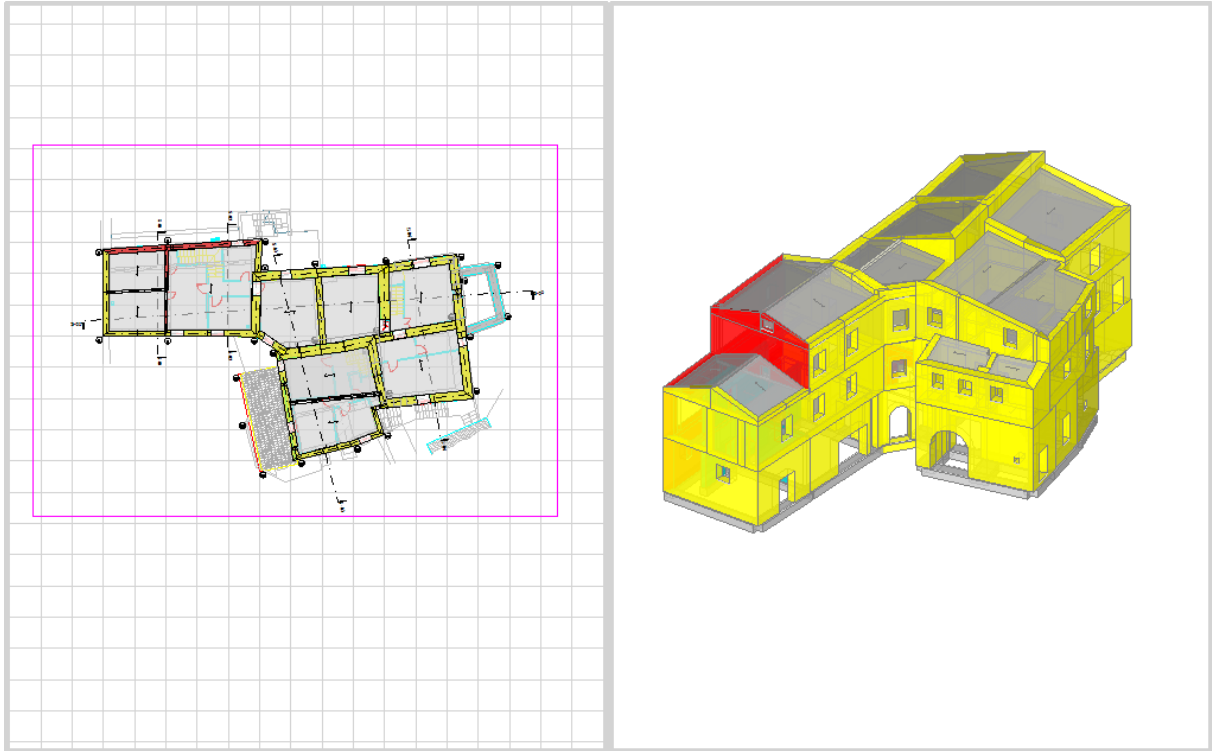


Figura 2-291: Modello dell'intero aggregato, file "02_014_AggregatoIFC.vdml"

02_015_Miglioramento

File di riferimento:

02_015_Miglioramento_SA

02_015_Miglioramento_SP

File ausiliari per input:

02_015_Piante_Prospetti_Sezioni.dwg

Parole chiave:

- NUOVA MURATURA
- DOPPIO VOLUME

In questo capitolo, si descriverà un esempio di progetto per Miglioramento sismico relativo a un edificio in muratura abbastanza compatto sito in San Marcello Pistoiese (PT).

Più in specifico, l'edificio ha pianta di dimensioni circa 11.70m x 8.70m ed allo Stato Attuale è costituito da due elevazioni fuori terra più un sottotetto a doppia falda. Il piano terra ha altezza di 3.05m, il piano primo è alto 3.20m e la massima altezza del colmo è di 2.35m a partire dalla quota di gronda.

Il piano terra è costruito in Muratura di conci sbozzati, mentre sia il piano primo che il sottotetto sono costruiti in Muratura di blocchi di calcestruzzo (si considera un livello di conoscenza LC1).

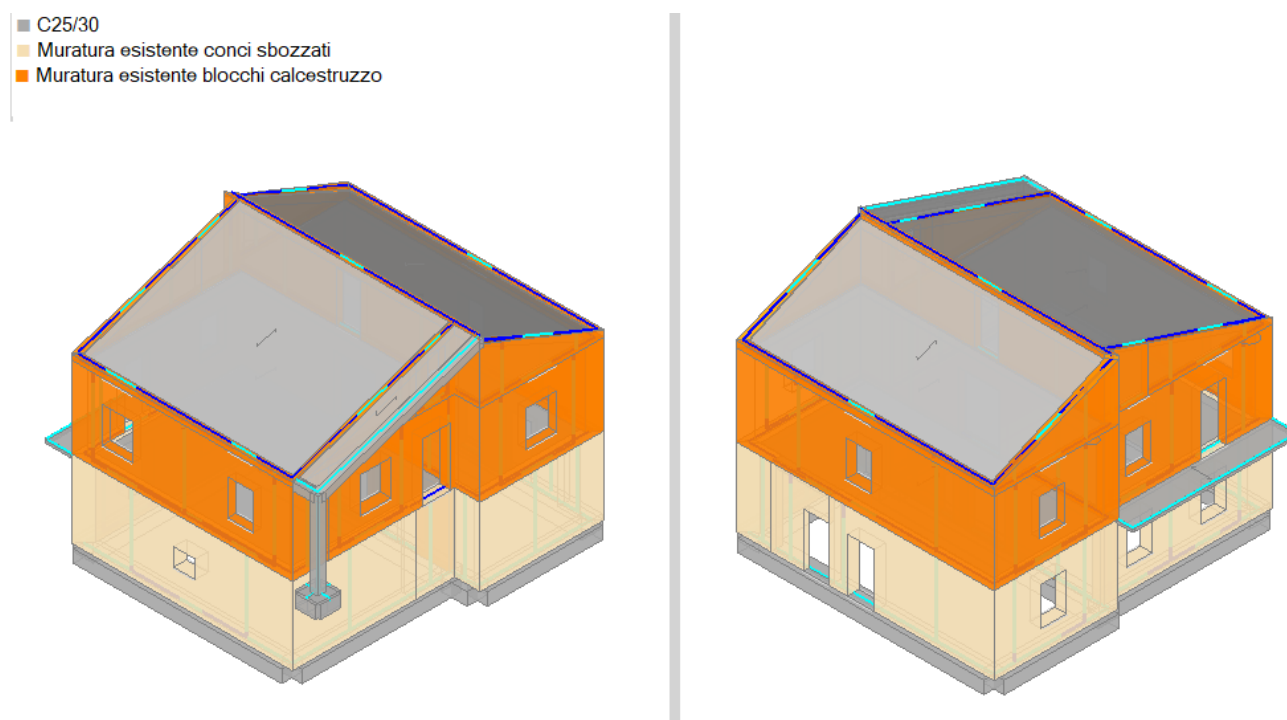


Figura 2-292: Stato attuale di un intervento di miglioramento

L'esigenza della committenza in questo caso è di distribuire diversamente gli ambienti a piano primo, creando un grande ambiente con un doppio volume in collegamento col sottotetto, dal quale ci si affaccerà attraverso un solaio a sbalzo. Il piano di sottotetto si alzerà inoltre di 1m a quota di colmo e di 0.45m a quota di gronda.

Inoltre, l'intervento prevede la demolizione e ricostruzione di pareti e solai al piano primo e sottotetto, sostituendo i blocchi in calcestruzzo con nuove murature di tipo "Poroton":

- C25/30
- Muratura esistente conci sbozzati
- Muratura nuova Poroton
- Legno
- Muratura esistente blocchi calcestruzzo

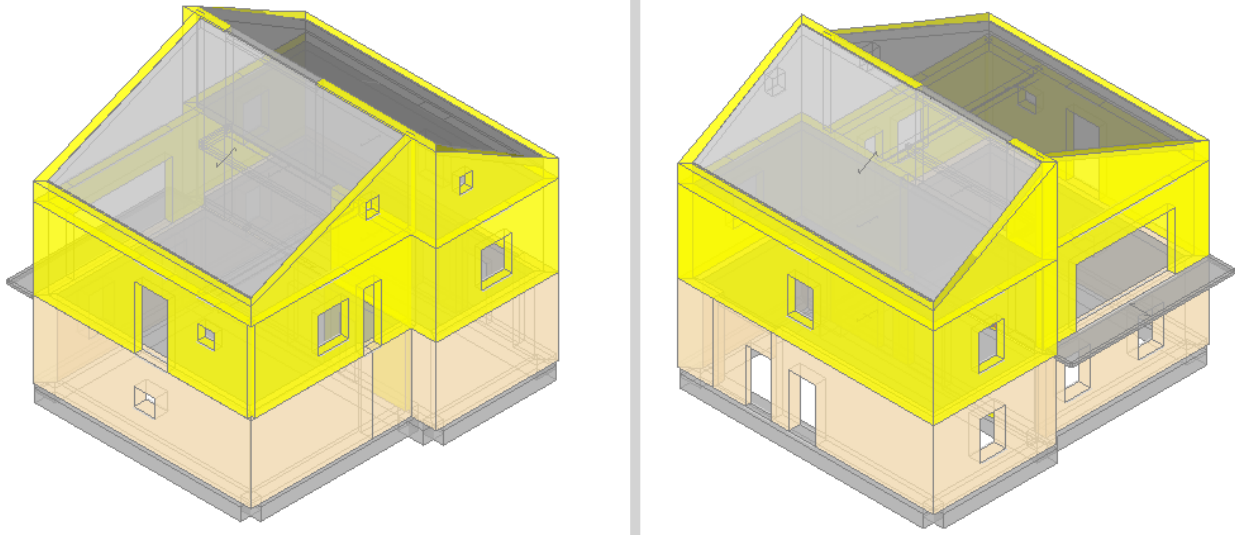


Figura 2-293: Stato di Progetto di un intervento di miglioramento

Dal punto di vista della modellazione architettonica, la gestione del doppio volume può essere realizzata in due modi:

- 2) mantenendo tutte le pareti definite secondo i tre piani come inseriti nella finestra "Gestione Piani": in tal caso, semplicemente non verrà inserito il solaio nella zona di comunicazione tra piano primo e sottotetto, gestendo i solai a sbalzo tramite inserimento di travi in legno:

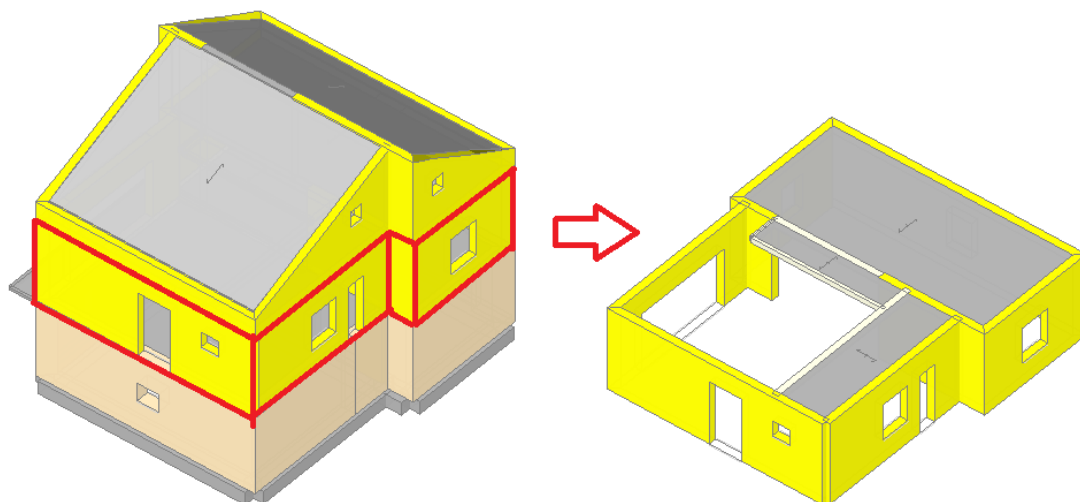


Figura 2-294: Stato di Progetto, doppio volume realizzato mantenendo la suddivisione delle pareti in tre piani

- 3) gestendo le pareti del doppio volume in modo che si estendano interamente dal piano primo al piano sottotetto (cfr. "Manuale di PCM", §3.1.3.2 "Muri a doppia altezza"): in questa ipotesi, occorrerà spezzare le murature esattamente in corrispondenza della lunghezza che si desidera estendere al piano sottotetto, quindi agire attraverso la finestra delle proprietà impostando "Piano elevazione=Piano 3 (sottotetto)":

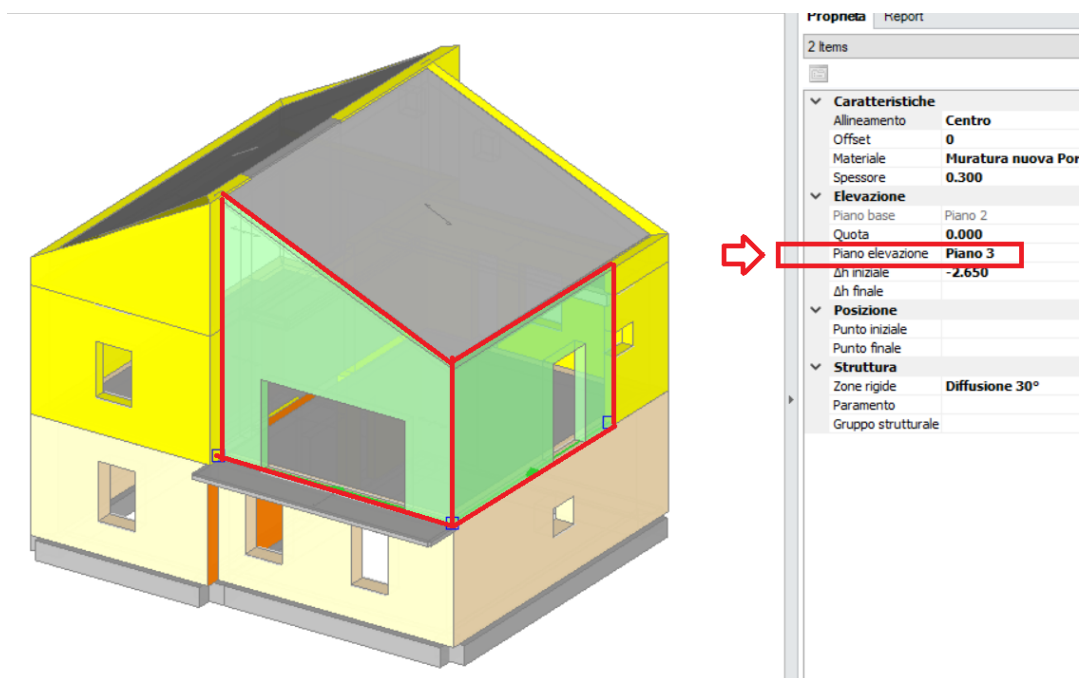


Figura 2-295: Stato di Progetto, doppio volume realizzato con pareti a doppia altezza

La differenza tra le due modalità sopra indicate riguarda sostanzialmente la successiva definizione delle aste rappresentative dei maschi murari nella zona del doppio volume:

- mantenendo le pareti definite in base ai piani (prima ipotesi: piano 2 + piano sottotetto) si otterranno maschi aventi altezza di interpiano per come definita in Gestione Piani; questa ipotesi può essere rappresentativa della presenza di un cordolo perimetrale che comunque separa i maschi del sottotetto da quelli del piano primo;
- diversamente, se ad esempio a livello costruttivo le pareti non sono dotate di cordolo intermedio ma risultano costruite in continuità fino al tetto, è coerente considerare la seconda ipotesi con pareti a doppia altezza, in tal modo i loro maschi rappresentativi saranno definiti da una luce deformabile maggiore, con conseguenze in termini di rapporti di snellezza e ovviamente sui risultati.

L'adozione di nuove murature Poroton può essere inoltre facilmente considerata in PCM sulla base dei valori di resistenza dei singoli blocchi e della malta, che solitamente vengono derivati dalle schede tecniche dei prodotti: inserendo questi parametri nella finestra "Materiali", e cliccando sull'apposita funzione " $f_k, f_{V,k0} = f(f_{bk}, f_{mm})$ ", in automatico verranno aggiornate le resistenze complessive della muratura:

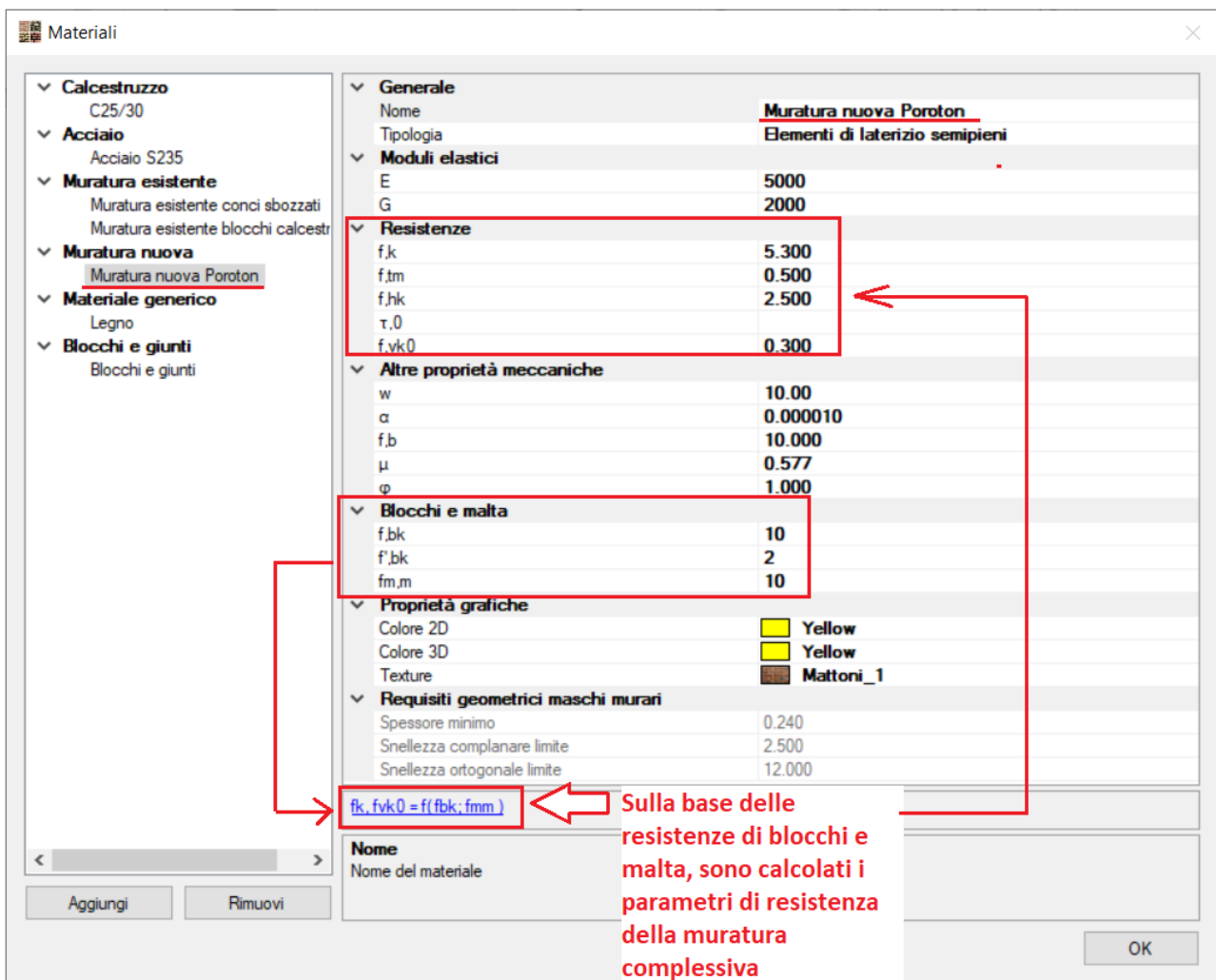


Figura 2-296: Stato di Progetto, parametri della nuova Muratura in Poroton

Si noti come, qualora si segua la seconda ipotesi di modellazione, la gestione di pareti a doppia altezza abbia influenza sia sulla snellezza complanare che ortogonale (aumentando l'altezza deformabile, aumenteranno anche i valori di snellezza).

Secondo quanto previsto dalle NTC 2018, Tab. 7.8.I, per le murature nuove l'applicazione dei requisiti geometrici affinché un maschio possa essere considerato sismicamente reagente in tali casi declasserebbe tali pareti comportando l'adozione di un vincolamento "Cerniera-cerniera": in PCM questo controllo può essere richiesto in automatico dal gruppo "Vincoli", comando "Aste", "Maschi: Applica requisiti geometrici", resta comunque una libera scelta del progettista applicare o meno tali requisiti e decidere quali pareti effettivamente debbano essere soggette a questa modifica:

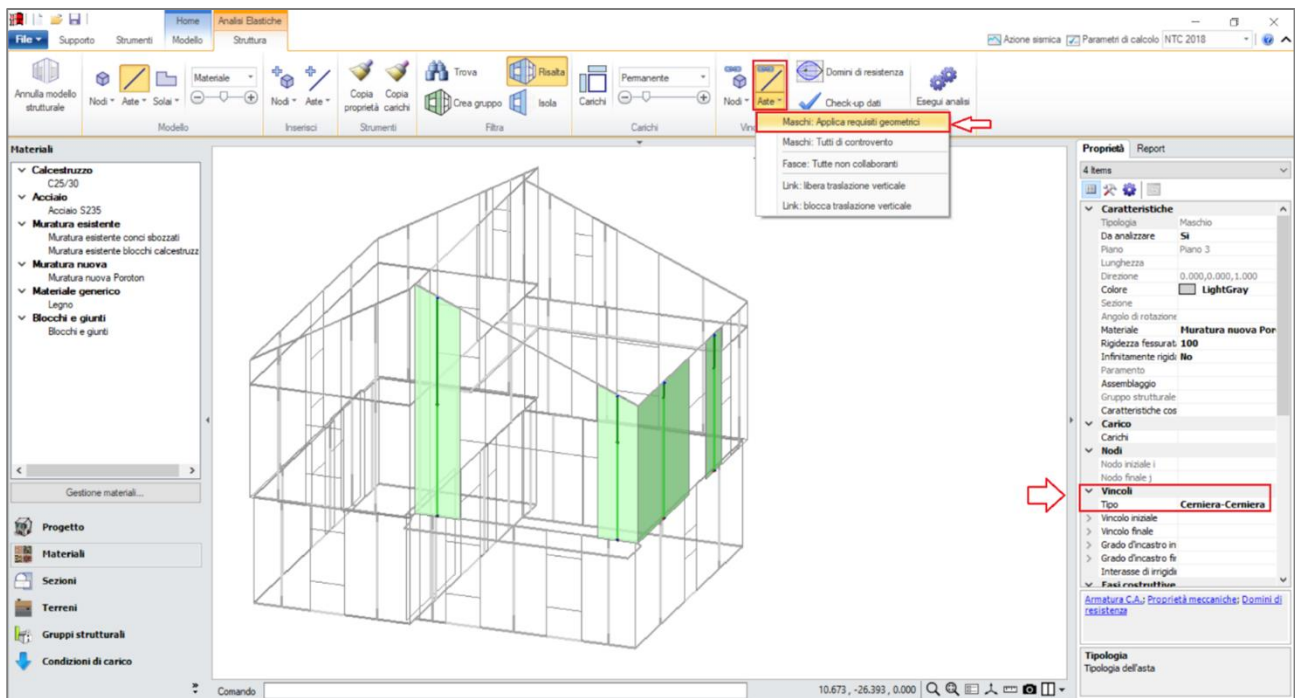


Figura 2-297: Stato di Progetto, applicazione Requisiti geometrici, Cerniera-Cerniera su pareti a doppia altezza

Per confrontare i risultati tra Stato Attuale e Stato di Progetto è necessario adeguare i nomi dei relativi files all'interno dei "Parametri di Calcolo", scheda "Valutazione": in tal caso, è sufficiente inserire il nome del file dello Stato Attuale (senza estensione .vdm) nella casella di testo relativa al file dello Stato Attuale; in ognuno dei due modelli sono infatti già presenti anche i cinematici:

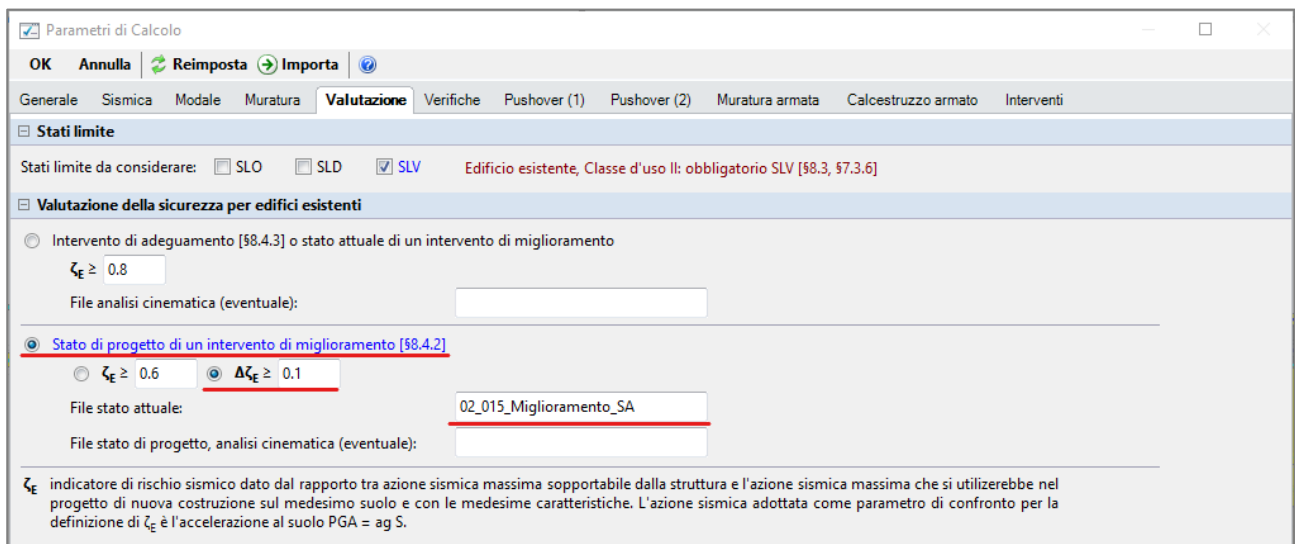


Figura 2-298: Stato di Progetto, "Parametri di calcolo", scheda "Valutazione"

Seguendo invece la prima strada di modellazione, nell'ipotesi di presenza del cordolo anche per le murature del doppio volume, i risultati mostrano un miglioramento evidente rispetto allo Stato Attuale: gli indicatori di rischio allo Stato di Progetto infatti risultano maggiori dello Stato Attuale, e la differenza tra i minimi valori è maggiore di 0,1, superando quindi l'obiettivo prefissato nei Parametri di Calcolo:

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLO	
SLD	
SLV	0.572

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLO			
SLD			
SLV	0.365	0.572	0.207

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 0.465$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): II

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA _C /PGA _D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.572
SLV: Resistenza nel piano	0.572
SLV: Cinematismo	1.484

Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.086	30
SLD	0.112	50
SLV	0.285	475

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.086	30
SLD	0.112	50
SLV	0.285	475

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Verifiche di resistenza (RES)

Stato Attuale (prima dell'intervento)

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.104	0.365	42	0.088
Resistenza fuori piano del pannello	0.104	0.365	42	0.088
Cinematismo	0.107	0.375	46	0.097

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.163	0.572	104	0.219
Resistenza fuori piano del pannello	0.163	0.572	104	0.219
Cinematismo	0.423	1.484	2111	4.444

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO		
SLD		
SLV	0.365	0.088

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLO		
SLD		
SLV	0.572	0.219

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag*S, accelerazione al suolo.

Livello di Miglioramento sismico: ζ_E (PGA_C/PGA_D)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro ζ_E definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	ζ _E Stato Attuale	ζ _E Stato di Progetto	Variazione Δζ _E
SLO			
SLD			
SLV	0.365	0.572	0.207

02_016_Edificio_piani_sfalsati

File di riferimento:

02_016_Edificio_piani_sfalsati

File ausiliari per input:

02_016_Rilievo.dwg

Parole chiave:

- PIANI SFALSATI
- RISPOSTA SISMICA LOCALE

Nell'ambito degli edifici esistenti, una situazione che talvolta si riscontra è quella di edifici costruiti su quote sfalsate. Spesso, infatti, per superare dislivelli anche importanti si costruisce un edificio nel rispetto dell'andamento plano-altimetrico del terreno, in modo da evitare eccessivi sbancamenti.

Nel presente esempio si descrive lo sviluppo di un edificio su due piani fondati a differente quota; i piani hanno le seguenti altezze:

- Piano 1: H=3.70m;
- Piano 2: H=3.60m.
- Piano 3: H=3.00m.
- Piano 4: H=3.50m.

La definizione delle altezze massime è rappresentata nell'immagine seguente:

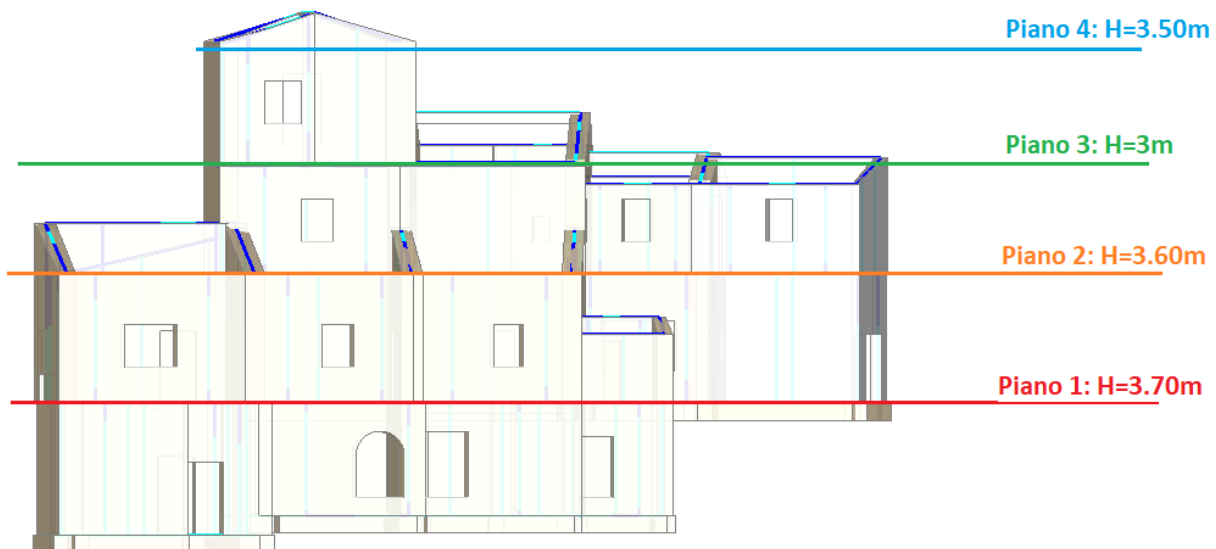


Figura 2-299: Definizione delle altezze per i Piani

Una volta definiti i piani sulla base di una ragionevole suddivisione in altezza, si impostano quindi le altezze nella finestra "Gestione Piani": i singoli Muri andranno poi successivamente adeguati tramite le proprietà "Quota" (per rappresentare correttamente eventuali lievi differenze di quota nell'ambito dello stesso piano) e " Δh iniziale e/o finale" (per impostare l'andamento a timpano in base alle falde di copertura).

Piani

Fondazione	Caratteristiche
Piano 1	Nome Piano 1
Piano 2	Colore ■ Red
Piano 3	Elementi 41 Items
Piano 4	Riferimento Si
	Elevazione
	Quota 0.000
	Altezza 3.700
	Vento
	Pressione del vento

Piani

Fondazione	Caratteristiche
Piano 1	Nome Piano 2
Piano 2	Colore ■ 255; 255; 0
Piano 3	Elementi 41 Items
Piano 4	Riferimento Si
	Elevazione
	Quota 3.700
	Altezza 3.600
	Vento
	Pressione del vento

Piani

Fondazione	Caratteristiche
Piano 1	Nome Piano 3
Piano 2	Colore ■ 144; 238; 144
Piano 3	Elementi 23 Items
Piano 4	Riferimento No
	Elevazione
	Quota 7.300
	Altezza 3.000
	Vento
	Pressione del vento

Piani

Fondazione	Caratteristiche
Piano 1	Nome Piano 4
Piano 2	Colore ■ 173; 216; 230
Piano 3	Elementi 20 Items
Piano 4	Riferimento No
	Elevazione
	Quota 10.300
	Altezza 3.500
	Vento
	Pressione del vento

Figura 2-300: Gestione Piani: inserimento altezze dei vari piani

Dopo aver impostato i piani, è conveniente definire compiutamente i materiali: in questo caso, la porzione centrale dell'edificio è costruita in "**Pietrame disordinata**", mentre solo una piccola parte laterale è costruita in "**Blocchi di calcestruzzo**". Si adotta inoltre un Livello di Conoscenza **LC1** (da cui un Fattore di confidenza $FC=1.35$ e *conseguenti valori minimi per le Resistenze e medi per i Moduli Elastici*).

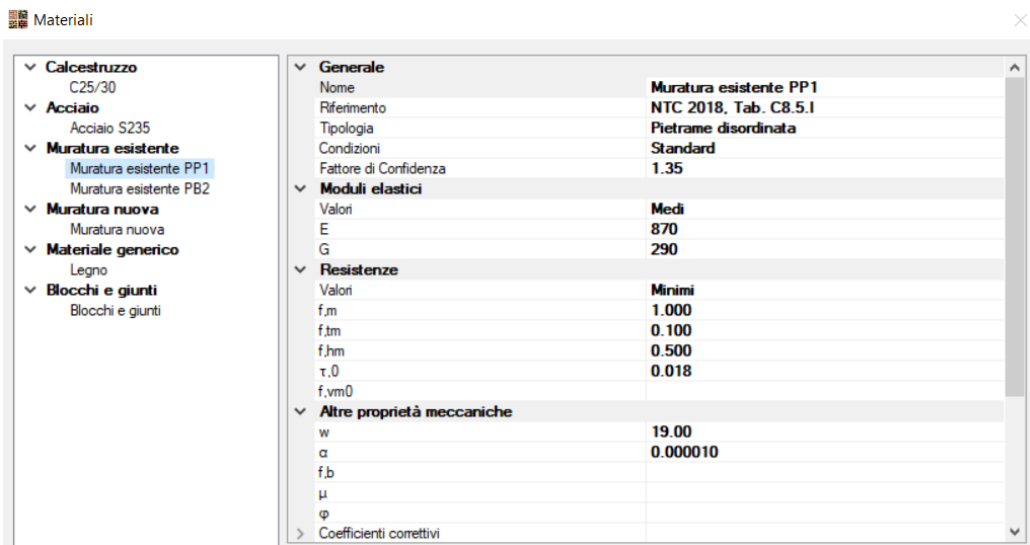


Figura 2-301: Finestra Materiali: definizione tipologia "Pietrame disordinata"

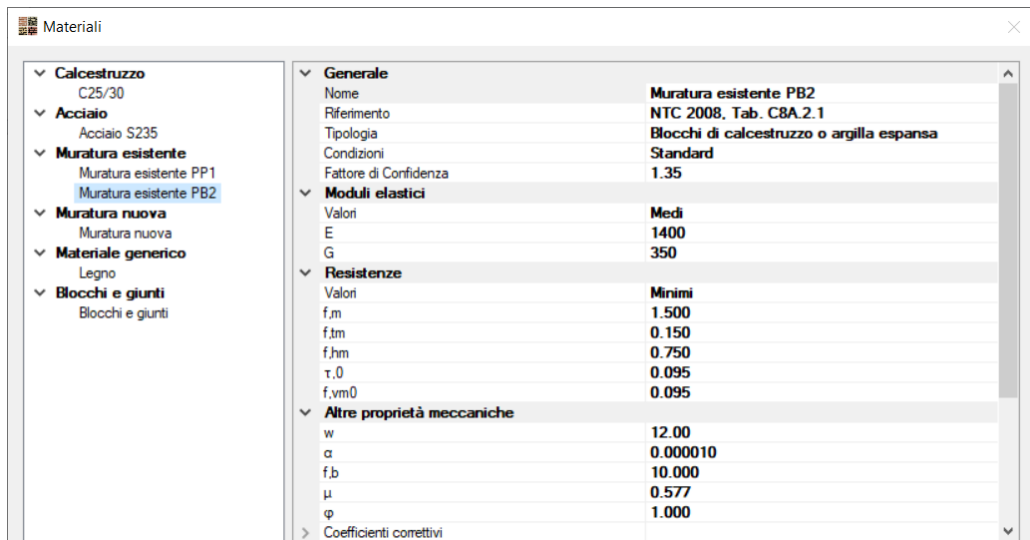


Figura 2-302: Finestra Materiali: definizione tipologia "Blocchi di calcestruzzo"

- C25/30
- Muratura esistente PP1
- Muratura esistente PB2

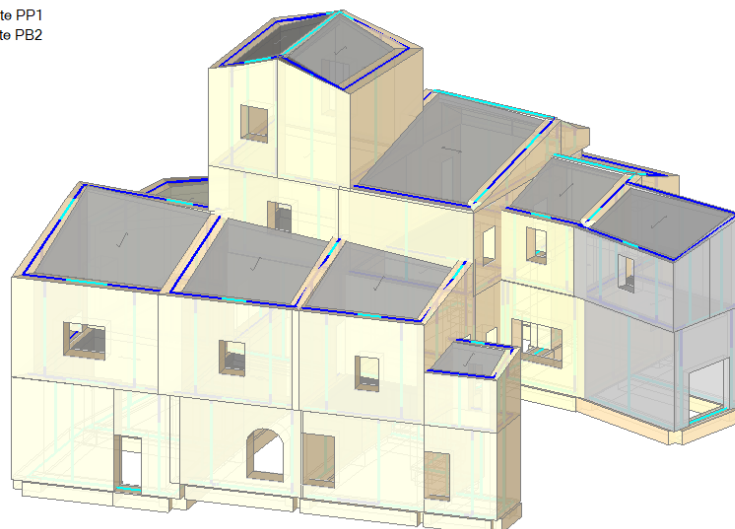


Figura 2-303: Assonometria con identificazione Materiali

La modellazione inizia sempre dal piano più basso: al Piano 1, sulla base del dxf di riferimento, si tracciano quindi tutte le murature perimetrali, le aperture ed i solai presenti al primo impalcato. Si procede allo stesso modo anche ai piani superiori, tenendo presente l'utilità dell'attivazione della proprietà "Riferimento" per i piani inferiori o superiori in modo da visualizzare una traccia delle murature inferiori o superiori ed avere così un sottofondo di ausilio nella creazione degli elementi.

Una volta create le murature, è possibile a questo punto disegnare le travi di fondazione. Posizionandosi al Piano Fondazione ed attivando la proprietà "**Riferimento=Si**" per il Piano 1, si potranno disegnare le travi sulla base delle murature del piano terra già disegnate in precedenza.

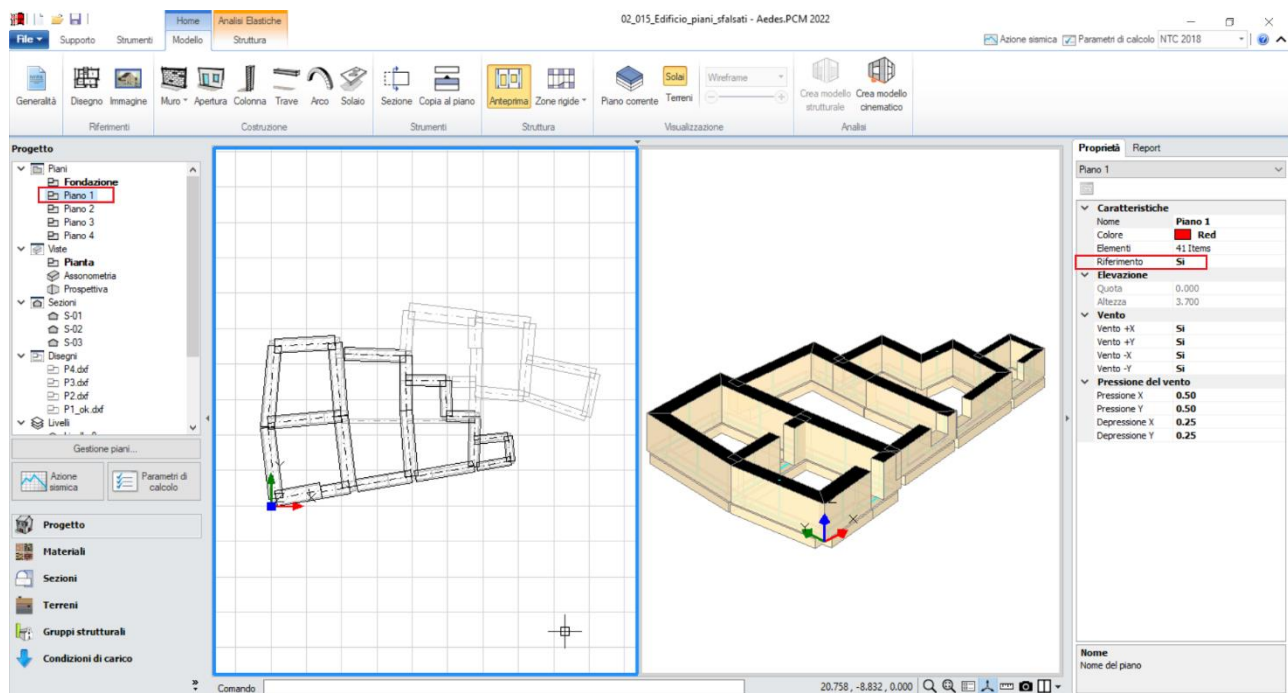


Figura 2-304: Disegno delle travi di fondazione al Piano Fondazione (Quota di fondazione più bassa)

Una volta create tutte le travi di fondazione alla quota più bassa, si attiverà successivamente il Piano1 e si imposterà la proprietà "**Riferimento=Si**" per il Piano 2: in tal modo, sarà possibile disegnare le travi di fondazione alla quota sfalsata.

Per una generazione ottimale del modello strutturale, sarà necessario seguire alcune regole:

- dove possibile, evitare di collegare le travi a quota sfalsata appena disegnate con le murature provenienti dal piano sottostante: questo eviterà la creazione di link rigidi fra livelli diversi, che potrebbero condizionare la regolarità dell'analisi modale; qualora per ragioni di schematizzazione sia comunque necessario estendere tali travi fino a toccare le murature sottostanti (si pensi ad esempio al dover mantenere le fondazioni su piccoli maschi d'angolo che altrimenti non verrebbero collegati) nel modello strutturale potranno essere rimossi i link rigidi generati fra livelli diversi;
- selezionare le travi appena disegnate, ed impostare la proprietà "**Posizione=In fondazione**" per far sì che queste siano considerate travi su suolo elastico anche se a quota sfalsata:

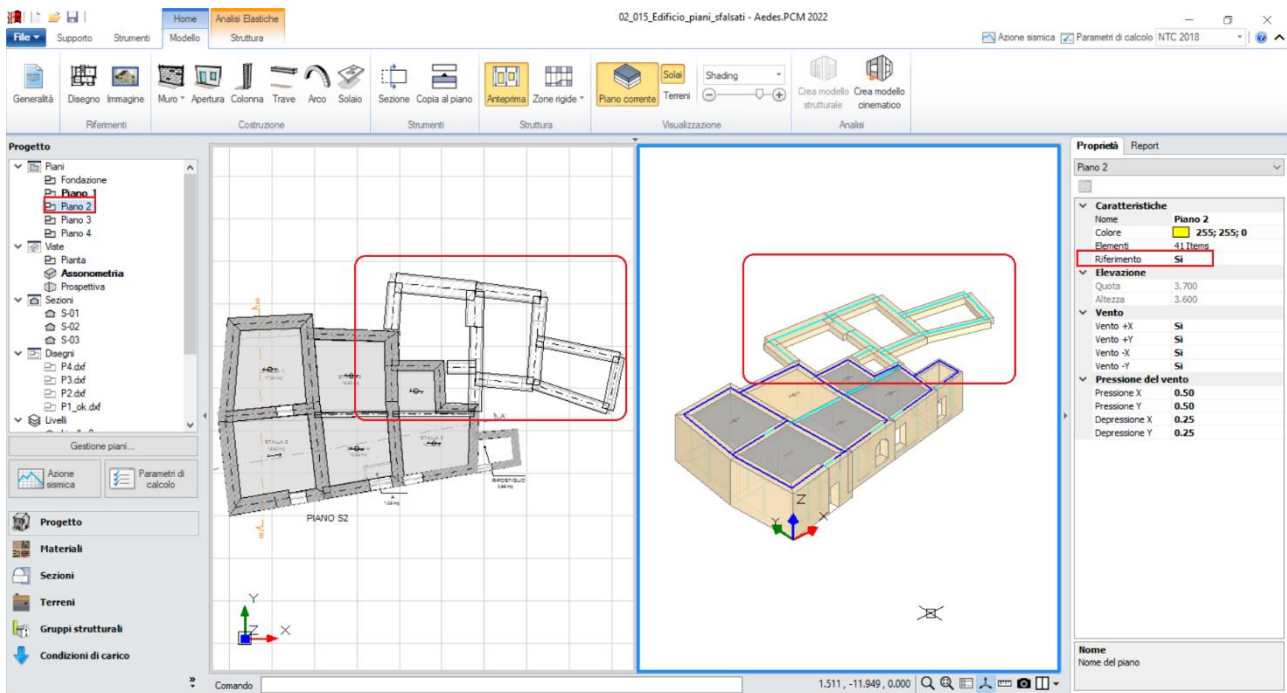


Figura 2-305: Disegno delle travi di fondazione a quota sfalsata

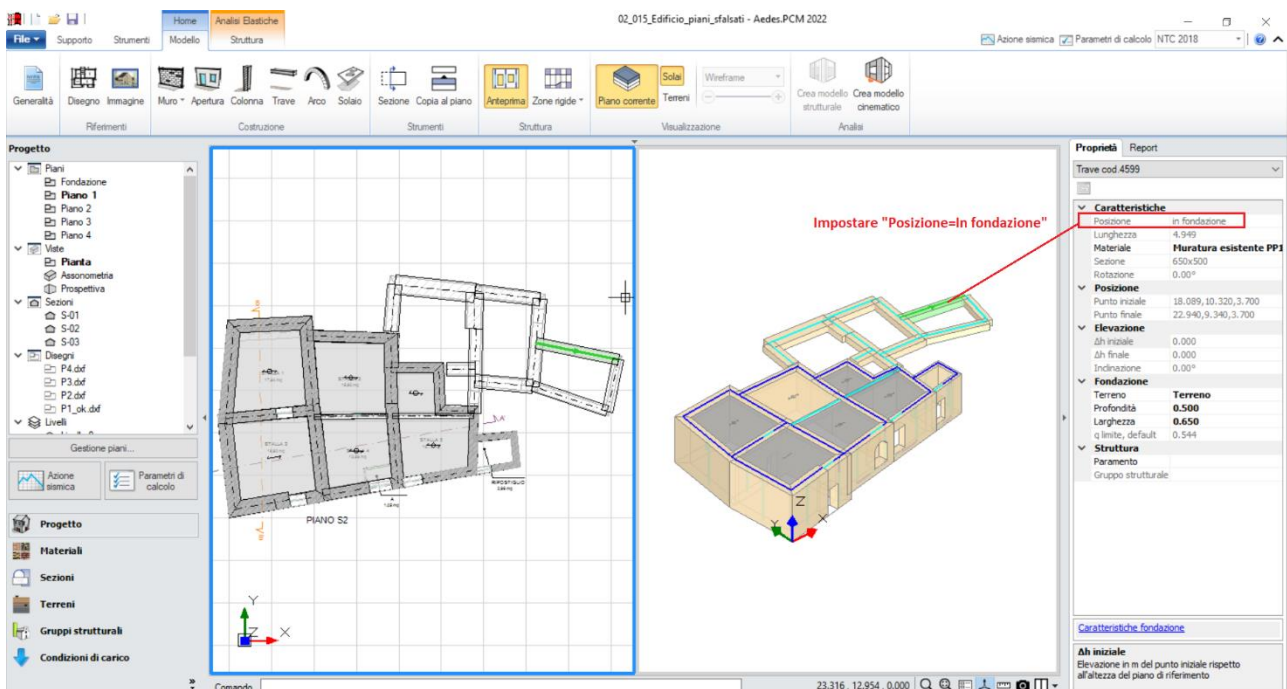


Figura 2-306: Proprietà "Posizione=In fondazione" per le travi di fondazione a quota sfalsata

In questa fase della modellazione architettonica potranno inoltre essere adeguate anche le proprietà delle fondazioni ai fini geotecnici; più in specifico, si imposteranno le seguenti proprietà:

- **Terreno**: scegliendo la tipologia di terreno fra quelle inserite nella finestra "Terreni";
- **Profondità** (del piano di Posa) = **0.50m**;
- **Larghezza** (del piano di Posa) = **0.65m**.

In questo esempio, sia *Profondità* che *Larghezza* coincidono con altezza e base delle sezioni delle travi.

Per quanto riguarda la gestione dei terreni, nel caso di travi con fondazioni sfalsate possono riscontrarsi due situazioni:

- 1) Terreno non in pendenza: in questa situazione, il terreno (eventualmente stratificato) è inizialmente orizzontale, ma a seguito dello sbancamento per ricavarne il Piano1 le travi di fondazioni si troveranno su un tipo di sottosuolo differente in base alla quota. Il corretto affondamento delle travi di fondazione sarà gestito attraverso la proprietà "Profondità" per ogni trave di fondazione (Profondità=0.55 per le travi a quota sfalsata; Profondità=3.50m per quelle a quota più bassa):

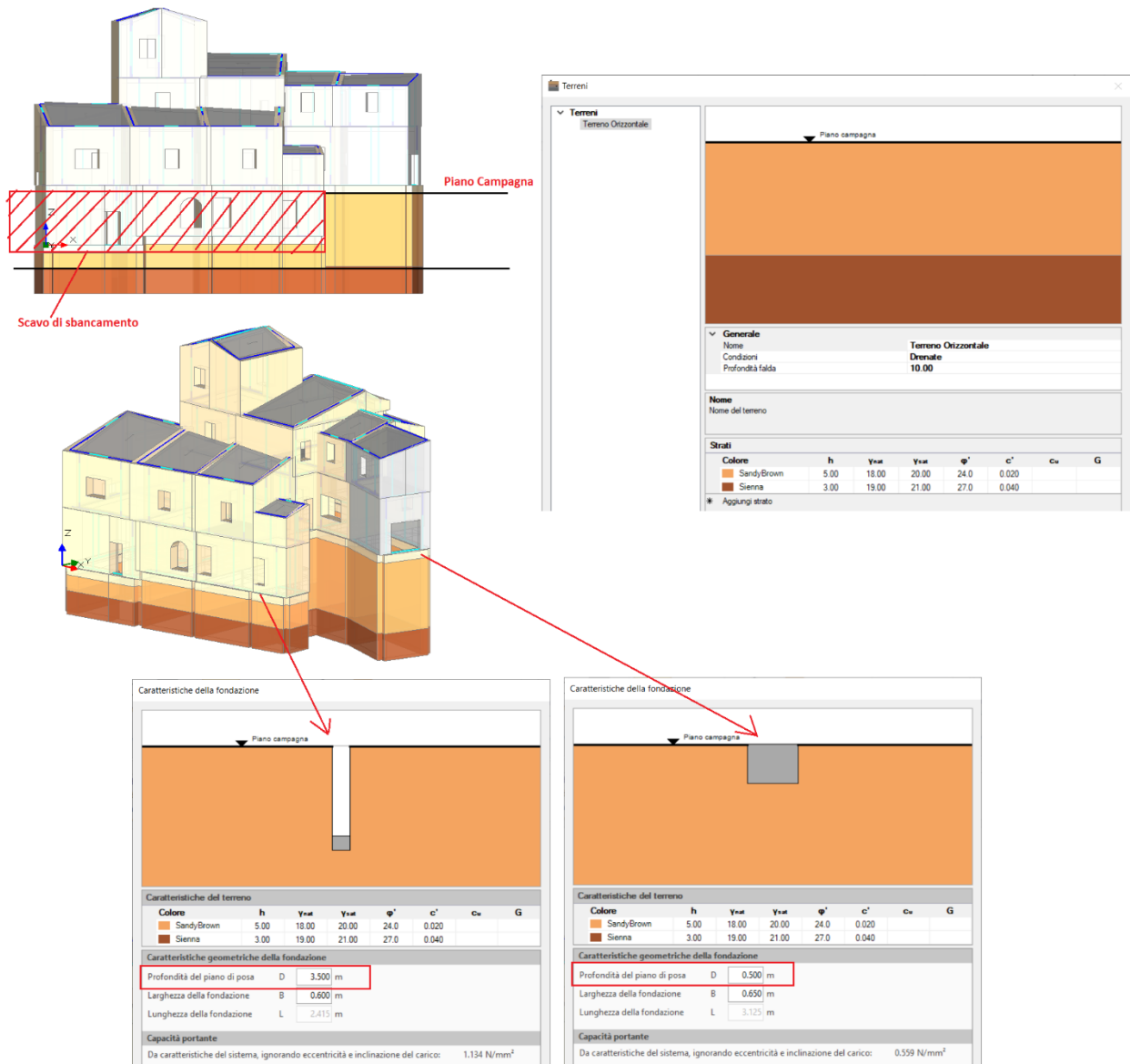


Figura 2-307: Terreno stratificato con piano campagna e sublivelli orizzontali

- 2) Terreno in pendenza: in quest'altra situazione, il terreno (eventualmente stratificato) segue invece il pendio, pertanto i suoi sub-livelli saranno anch'essi inclinati, con la conseguenza che tutte le travi di fondazione (sia quelle a quota sfalsata che quelle a quota più bassa) saranno definite sullo stesso terreno senza necessità di adeguare l'affondamento tramite la proprietà "Profondità":

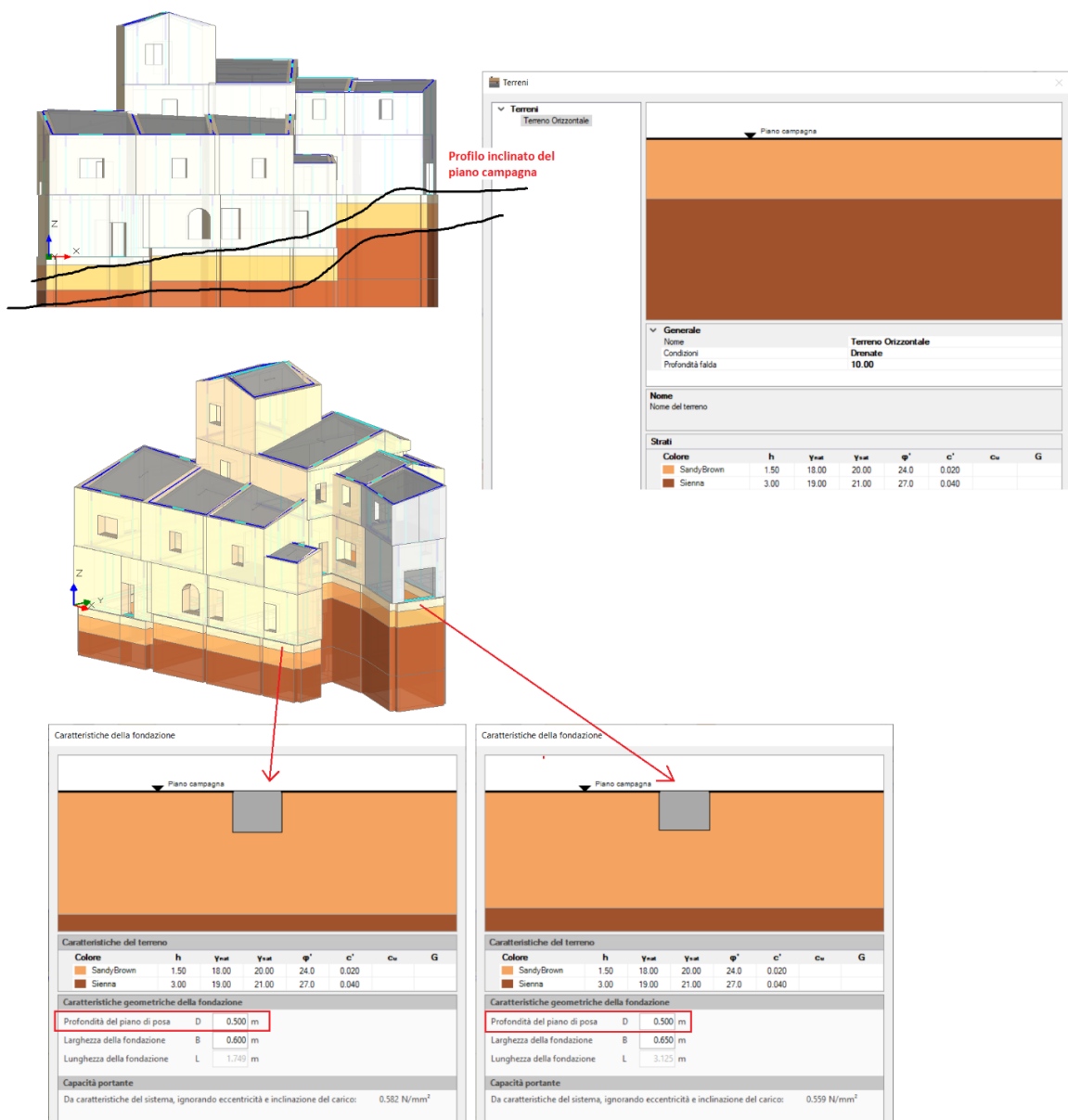


Figura 2-308: Terreno stratificato con piano campagna e sub-livelli in pendenza secondo il pendio

Per il caso in esame, nei riguardi del terreno è stata eseguita un'analisi di risposta sismica locale, ovvero un approfondimento di tipo geotecnico che porta a specifiche definizioni relative alle amplificazioni dovute alla stratigrafia e alla topografia.

Questo aspetto può essere considerato in PCM dalla finestra "Azione Sismica", scheda "Sito", gruppo "Risposta sismica Locale", attivando il check "Approccio rigoroso con Analisi RSL": nella tabella direttamente sottostante sarà quindi possibile specificare i tre parametri caratterizzanti lo spettro ovvero a_g , F_0 e T_c .

Se si hanno a disposizione solo i parametri per lo spettro orizzontale, si lasceranno vuoti i campi relativi allo spettro verticale, per il quale continueranno a valere le formulazioni da normativa.

Poiché nella procedura di regolarizzazione i periodi notevoli sono dello spettro TB, TC e TD sono legati dalle stesse relazioni della normativa, la costruzione di spettri per valori di TR diversi da quelli forniti dalla RSL può essere condotta agevolmente attraverso specifiche procedure di interpolazione (cfr. "Manuale di PCM", §2.6.1 "Sito").

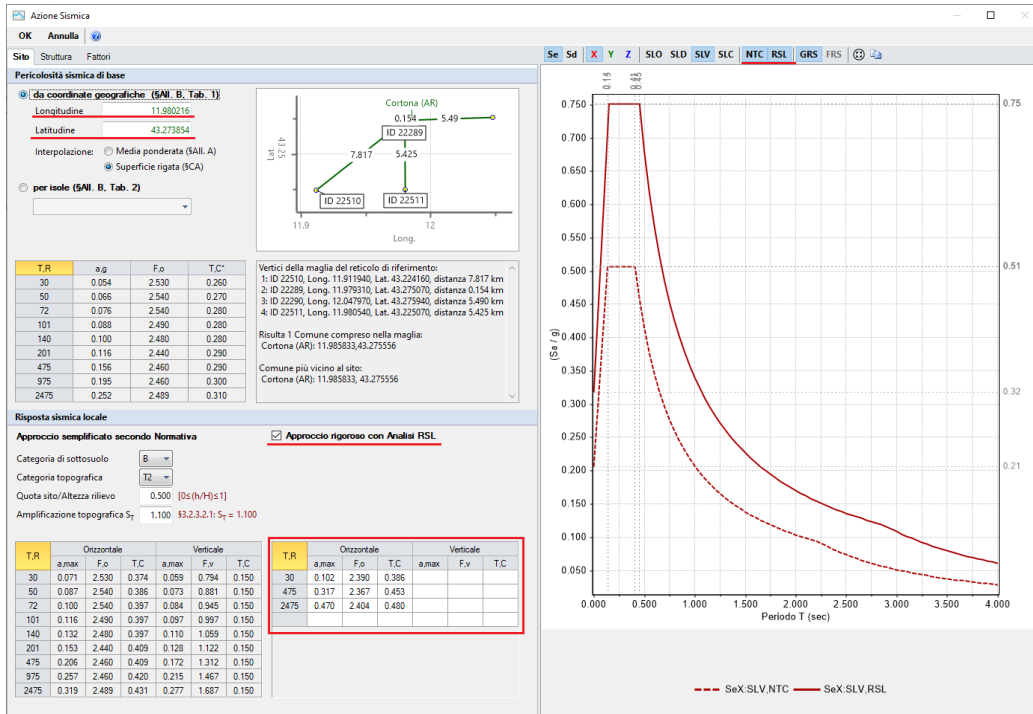


Figura 2-309: Azione Sismica, scheda "Sito"

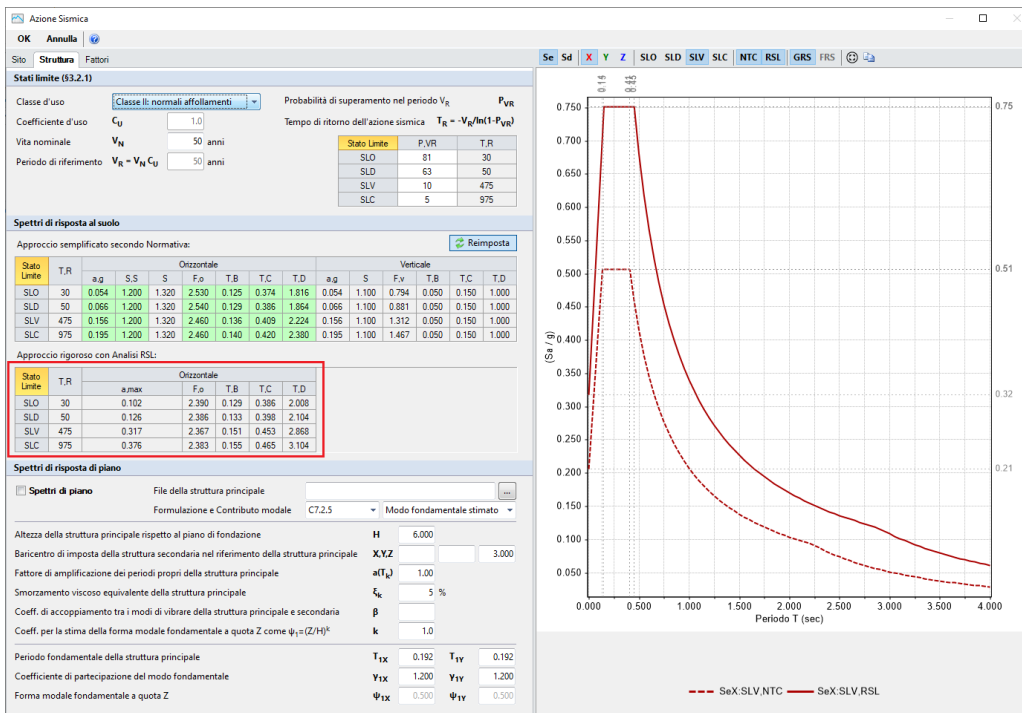


Figura 2-310: Azione Sismica, scheda "Struttura"

Analizzando quanto indicato in questo caso, anche a livello grafico emerge come lo Spettro da RSL (linea tratteggiata) risulti più basso rispetto allo Spettro previsto da la Normativa (linea continua), secondo cui il suolo appartiene alla Categoria di sottosuolo "B" con Categoria Topografica T2.

Ad es. per TR=475, si osserva infatti che:

Secondo Normativa: $a_g * S_s * S_T = 0.156 * 1.2 * 1.1 \approx 0.21$ [a_g/g]

Secondo RSL: $a_g = 0.317$ [a_g/g]

N.B.: (l'accelerazione da inserire in Input deve già essere comprensiva dei fattori amplificativi di sottosuolo e topografico dati dalla RSL)