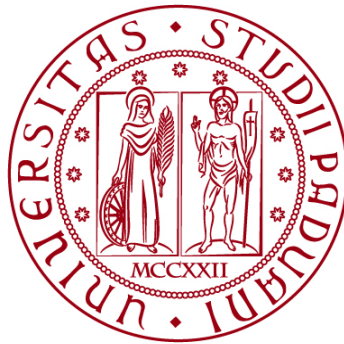


**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA**  
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
*Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering*

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



**TESI DI LAUREA**

**CONFRONTO DI SISTEMI PER IL RETROFIT ANTISISMICO  
INTEGRATO CON APPLICAZIONE SU UN EDIFICIO DI CASO  
STUDIO IN CA**

**COMPARISON OF SYSTEMS FOR INTEGRATED ANTI-SEISMIC  
RETROFIT WITH APPLICATION ON A CASE STUDY RC BUILDING**

Relatore:  
Prof.ssa Francesca Da Porto  
Correlatore:  
Prof. Marco Donà

Laureando: Denis Ormesini  
Matricola: 1190212

**ANNO ACCADEMICO 2021-2022**





## Sommario

OGGETTO .....	8
PARTE I .....	10
1.1 Excursus retrofit sismico edifici esistenti.....	12
1.2 Introduzione.....	12
1.3 Interventi di rinforzo locale .....	21
1.4 Interventi di adeguamento globale .....	26
PARTE II .....	32
2.1. Introduzione.....	34
2.2. Norme di riferimento .....	34
2.3. Rilievo Geometrico.....	35
2.3.1. Esame della documentazione disponibile e analisi storico-critica .....	35
2.4. Caratteristiche geomorfologiche del sito .....	37
2.5. Azione sismica di riferimento .....	39
Vita nominale della costruzione .....	39
Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	40
Ubicazione dell'opera .....	40
Condizioni topografiche .....	40
Categoria di sottosuolo .....	40
Azioni sismiche.....	41
2.6. Analisi dei carichi .....	43
2.6.1. Carichi Strutturali ( $G_1$ ):.....	43
Classe d'uso.....	43
2.6.2. Carichi Permanenti Portati ( $G_2$ ): .....	43
2.6.3. Carichi Accidentali ( $Q_k$ ): .....	43
2.6.4. Carico Neve ( $Q_n$ ):.....	44
2.8.4. Carico Vento ( $Q_v$ ): .....	45
2.7. Conoscenza dell'edificio.....	49
2.8. Livello di Conoscenza raggiunto.....	51
2.9. Materiali da costruzione impiegati .....	52
Strutture esistenti .....	52
Strutture nuove.....	54
2.10. Modellazione dell'edificio .....	56
Dichiarazione delle proprietà dei materiali .....	56
Definizione delle sezioni strutturali .....	57
Modellazione della geometria dell'edificio .....	58

Applicazione dei carichi .....	59
Vincoli alla base e fondazioni.....	62
Tamponature perimetrali .....	63
Modelli a puntone equivalente.....	63
Modelli a bielle multiple .....	64
Modelli a shell ed elementi beam a plasticità concentrata.....	65
Caso studio – Modello a puntone equivalente.....	65
Orizzontamenti .....	69
Combinazioni di carico .....	70
<i>Famiglia SLU</i> .....	71
<i>Famiglia SLE rara</i> .....	72
<i>Famiglia SLE frequente</i> .....	72
<i>Famiglia SLE quasi permanente</i> .....	72
<i>Famiglia SLU eccezionale</i> .....	72
<i>Famiglia SLO</i> .....	72
<i>Famiglia SLD</i> .....	73
<i>Famiglia SLV</i> .....	74
Inserimento delle armature di travi e pilastri .....	76
Vulnerabilità sismica .....	77
Analisi Statica Lineare .....	77
Analisi Dinamica Lineare .....	78
Analisi Statica Non Lineare .....	78
Analisi Dinamica Non Lineare .....	79
L'analisi PUSHOVER con modello a fibre .....	80
Definizione delle proprietà del materiale plastico .....	81
Definizione delle sezioni a fibre .....	88
Creazione delle cerniere plastiche.....	89
Definizione dei casi di carico .....	91
Risultati dell'analisi PUSHOVER .....	92
Vulnerabilità sismica – Stato Di Fatto caso studio.....	93
Risposta modale.....	95
Verifica degli elementi allo stato di fatto .....	97
PARTE III .....	106
3.1 Stato di progetto caso studio.....	107
3.1.1 SDP mediante Parete CLT .....	108
Descrizione del modello.....	108

Risposta modale.....	113
Verifica degli elementi allo stato di progetto .....	115
Verifica di vulnerabilità' stato di progetto .....	124
Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – ADEGUAMENTO sismico .....	125
Calcolo sommario di spesa .....	130
3.1.2 SDP mediante GridShell .....	131
Descrizione del modello.....	131
Risposta modale.....	136
Verifica degli elementi allo stato di progetto .....	138
Verifica di vulnerabilità' stato di progetto.....	147
Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – ADEGUAMENTO sismico .....	148
Calcolo sommario di spesa .....	150
3.1.3 SDP mediante Cappotto sismico.....	151
Descrizione del modello.....	151
Risposta modale.....	156
Verifica degli elementi allo stato di progetto .....	158
Verifica di vulnerabilità' stato di progetto.....	167
Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – AEGUAMENTO sismico .....	168
Calcolo sommario di spesa .....	170
3.2 Confronto tra i sistemi di adeguamento.....	172
3.3 Conclusioni.....	176
Bibliografia .....	178



## OGGETTO

Il presente lavoro di tesi vuole visionare le soluzioni proposte dal mercato, ad oggi, per eseguire retrofit di edifici esistenti. Ricercare ove possibile criticità nelle pratiche odierne. Si è voluto inoltre confrontare un sistema di retrofit tradizionale, volto solo ad adeguare sismicamente l'edificio, e due sistemi di retrofit integrato, i quale portano ad un miglioramento energetico oltre che ad un adeguamento sismico.

Per raggiungere tale obiettivo il lavoro è stato suddiviso in due parti:

La prima parte si è trattato lo stato dell'arte, ovvero un excursus dei sistemi di miglioramento ad oggi presenti sul mercato, studiando teorie alla base, modalità di messa in opera e relativi vantaggi e svantaggi di ogni metodologia proposta.

Nella seconda e terza parte si è proceduto all'analisi di un caso studio, analizzando dapprima lo stato di fatto dell'edificio e successivamente si sono progettati i tre diversi sistemi di adeguamento sismico, analizzando il grado di adeguamento raggiunto ed il miglioramento energetico derivante dalle tecnologie impiegate.





# PARTE I

Stato dell'arte



## 1.1 Excursus retrofit sismico edifici esistenti

### 1.2 Introduzione

Il territorio italiano presenta un rischio sismico tra i più elevati d'Europa. Questo è dovuto per la collocazione geologica della Penisola italiana, la quale nasce lungo la linea di confine tra la placca euroasiatica e la placca africana.

La collocazione in questo sito predispone l'intera penisola sia ad avere un'alta probabilità di accadimento di un evento sismico, e sia che questo sia di entità medio alta.



*Sorgenti sismogenetiche sul territorio italiano. (DISS-INVS, n.d.)*

La Storia infatti conta un gran numero di eventi sismici accaduti alla Penisola, sia dall'epoca romana sia ai giorni nostri. La Storia recente infatti ricorda alcuni degli eventi sismici più catastrofici e significativi come il Terremoto del Friuli (1976), il Terremoto dell'Irpinia (1980), il Terremoto L'Aquila (2009), il Terremoto dell'Emilia (2012) o il Terremoto del Centro Italia (2016); questi sono solo alcuni degli eventi sismici con magnitudo superiore al grado 5.0 della scala Richter. (INGV terremoti, 2019). Il patrimonio edilizio italiano, e più generalmente, europeo è costituito per la maggior parte da strutture edificate dagli anni '50 ai giorni nostri e le costruzioni, ad oggi, più vulnerabili si concentrano nel periodo edificatorio tra gli anni '50 e gli anni '80.

Gli edifici di quest'epoca storica sono accomunati da alcune caratteristiche che possono definirsi peculiari. Infatti, sono edifici aventi dai 2 ai 4 piani fuori terra; dotati di una struttura portante

progettata secondo i carichi statici e sono stati progettati secondo il metodo delle tensioni ammissibili. Questa metodologia di calcolo risulta obsoleta e basata su limiti tensionali e non deformativi, inoltre prende in considerazione valori limite non derivanti da dati semiprobabilistici. Limitare la tensione limite di resistenza del materiale era conseguenza del campo di lavoro. Il materiale infatti veniva fatto lavorare in campo elastico e quindi vi era una corrispondenza tra tensione e deformazione, ignorando però il campo plastico del materiale. Ne consegue che le sezioni progettate con tale metodo non garantiscono la duttilità di sezione in quanto, il metodo delle tensioni ammissibili non garantisce il campo di lavoro 3 della sezione.

Oltre alle tecniche progettuali obsolete vi sono criticità legate ai materiali costruttivi impiegati. Si ricorda che gli anni '50 erano i primi anni di dopoguerra, in cui non vi era una grande necessità di abitazioni per la popolazione in ripresa ma non vi erano né fondi né progresso tecnologico tale da garantire materiali per impiego edilizio di qualità. I materiali impiegati, infatti, possiedono caratteristiche meccaniche e resistenza al degrado molto scarse rispetto agli attuali materiali da costruzione. Considerando una vita media degli edifici di 50 anni e la scarsa qualità dei materiali implica che ad oggi la maggior parte delle strutture hanno terminato o stanno per terminare la loro vita utile.

Le vulnerabilità sismiche comuni a questa tipologia di edifici sono legate alle criticità elencate e sfociano in problemi legati alle travi, ai pilastri ed ai nodi delle strutture.

- Travi

La problematica comune legata alle travi riguarda le armature longitudinali e trasversali.

Le armature longitudinali sono calcolate nei confronti delle azioni statiche, in cui, a tale configurazione corrisponde il momento massimo positivo in mezzeria delle campate ed il momento minimo negativo in corrispondenza degli appoggi. In configurazione sismica vi è l'inversione del momento, ovvero, avendo una forza orizzontale, la struttura a telaio risponde generando incremento di momento negativo da un lato del telaio stesso mentre alla parte opposta vi è la generazione di un momento positivo non trascurabile. Tale momento positivo generalmente non è gestibile dall'armatura inferiore della trave in quanto in prossimità degli appoggi al lembo inferiore vi è sola armatura longitudinale reggistaffa.

Le armature trasversali delle travi venivano realizzate con staffe e ferri piegati. In situazione statica questo schema di armatura ottimizza la quantità di acciaio necessaria per garantire un coefficiente di sicurezza della trave maggiore all'unità. Le staffe, inoltre, erano realizzare con la chiusura della

staffa a 90°. Questa tipologia di armatura trasversale porta a due problemi: l'utilizzo di ferri piegati resiste alla sollecitazione tagliante in una sola direzione, in fase sismica si può verificare l'inversione del taglio e di conseguenza la trave risulta non sufficientemente armata (in quanto il contributo dei ferri piegati, con inversione del taglio danno contributo nullo alla nuova configurazione sollecitante). In secondo luogo, le staffe con piega finale a 90° e non a 45° non garantiscono un'efficace chiusura della staffa. Questa può aprirsi e rendere inefficace la staffatura presente.

- Pilastr

I pilastri in condizione statica hanno la sola funzione di recepire i carichi delle travi e trasferirli alla fondazione, non vi sono sollecitazioni dovute da carichi orizzontali. Le geometrie dei pilastri sono di conseguenza snelle e scarsamente armate.

Le armature trasversali, costituite da staffe, presentano il medesimo problema delle travi. Queste non sono efficacemente ripiegate, ne consegue l'apertura delle stesse venendo meno il grado di confinamento del calcestruzzo da loro generato. Non è realizzato inoltre, alcun infittimento delle armature trasversali in prossimità dei nodi della struttura, dove, in configurazione sismica si hanno le sollecitazioni a taglio e momento flettente maggiori.

- Nodi

Le intersezioni travi pilastri costituiscono il terzo punto dell'inadeguatezza strutturale in ambito sismico.

Anzitutto le travi possono essere realizzate secondo due tipologie differenti, sotto sporgenti o in spessore. Nel primo caso vi sono problematiche legate alle armature trasversali dei pilastri: queste, infatti, venivano interrotte per dare continuità alle armature delle travi. Ne consegue che il nodo non è adeguatamente confinato e vi sarà un'alta probabilità di rottura dello stesso. Nel secondo caso oltre alle armature trasversali dei pilastri assenti, vi sono le travi con la sezione di base maggiore alla sezione del pilastro. Allo stesso modo non è garantito un soddisfacente grado di resistenza al nodo e questo potrà risultare un punto debole delle strutture dell'epoca.

Questi dettagli caratteristici delle strutture, le quali costituiscono la maggior parte del patrimonio edilizio italiano una duttilità strutturale adeguata, e possono oltre che a rotture degli elementi strutturali anche a cedimenti strutturali di tipo fragile.

A livello globale le strutture sono accumulate da un'assenza dello studio di regolarità geometriche, in elevazione ed in pianta. Sono molto frequenti edifici residenziali multipiano con il piano terreno adibito ad autorimessa o locali commerciali. Tali situazioni soffrono di fenomeni come il "*piano soffice*" ovvero una non continuità della rigidezza strutturale posta ai piani superiori e non continua

fino al piano di fondazione. In caso di evento sismico le sollecitazioni indotte andranno a concentrarsi ai piani con assenza di rigidità e portando alla crisi e verosimilmente al collasso la struttura; una volta collassato il piano sofficce si ha la creazione di una forza impulsiva, dato dal cedimento fragile dell'intero piano, e può provocare una reazione a catena che porterà al collasso l'intera struttura.

Ad oggi quindi il patrimonio edilizio risulta per la maggior parte sismicamente inadeguato.

Per la valutazione del livello di sicurezza la normativa prevede l'impiego di un **coefficiente  $\zeta_E$**  (indice di vulnerabilità sismica) che è dato dal **rapporto fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica di progetto che si utilizzerebbe nel caso di una nuova costruzione**

$$\zeta_E = \frac{\text{Azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione}}$$

Come si evince dall'equazione sopra citata, il rapporto, e quindi il valore dell'Indice di Vulnerabilità  $\zeta_E$  può assumere valori:

- $\zeta_E > 1$  edificio adeguato sismicamente, l'edificio è verificato ai sismi di progetto calcolati allo SLV per il sito di costruzione.
- $0 > \zeta_E > 1$  edificio non adeguato sismicamente, l'edificio non è verificato ai sismi di progetto calcolati allo SLV per il sito di costruzione.

La norma definisce diverse tipologie di costruzioni e differenti classi d'uso al §2.4 NTC18. Tali tipologie e classi sono definite con grado d'importanza crescente definendo valori di vita nominale e coefficienti d'uso maggiori.

Di seguito è riportata la tab.2.4.I NTC18 la quale definisce la vita nominale di progetto distinguendo le diverse tipologie di costruzione. Il patrimonio edilizio è costituito prevalentemente da tipologie di costruzioni con vita nominale  $V_N \geq 50$  anni.

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Di seguito, un estratto del capitolo riguardante la classe d'uso degli edifici – §2.4.2 NTC18.

#### **2.4.2. CLASSI D'USO**

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

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Tali parametri permettono di definire, oltre al periodo di riferimento per determinare l'azione sismica, il grado di miglioramento minimo o l'adeguamento che gli edifici esistenti, oggetto di retrofit antisismico, devono garantire.

Gli edifici esistenti di classe d'uso I,II – ovvero edifici agricoli, edifici residenziali, costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, industrie le quali non prevedano attività pericolose per l'ambiente – il miglioramento minimo prescritto dalla norma, al §C.8.4.2. deve portare l'edificio allo stato di progetto ad un  $\zeta_E$  maggiore al 10% rispetto allo stato di fatto.

Gli edifici di classe d'uso III, ovvero edifici pubblici i quali sono caratterizzati da importanti afflussi di persone ma non adempiono a funzioni strategiche e industrie con lo svolgimento di attività pericolose per l'ambiente devono essere migliorati in modo che allo stato di progetto si abbia un valore di  $\zeta_E$  a seguito del miglioramento deve essere maggiore allo 0.60. Tali valori sono determinati in relazione all'azione sismica di riferimento calcolata nel sito in cui persiste il fabbricato oggetto di retrofit.

Gli interventi permessi per apportare tali miglioramenti alle strutture indicate possono essere modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando:

- Variazioni di rigidezza;
- Variazioni di resistenza;
- Variazioni di capacità deformativa di singoli elementi o porzioni di struttura;
- L'introduzione di nuovi elementi strutturali.



L'adeguamento sismico prevede il raggiungimento del valore  $\zeta_E$  almeno pari a 1.0 L'adeguamento è richiesto dalla norma per edifici in classe d'uso *IV* o edifici per cui è previsto:

- Una sopraelevazione dell'edificio;
- Un ampliamento con opere strutturalmente connesse tali da alterare significativamente la risposta dell'edificio;
- Apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi verticali in fondazione superiori al 10%
- Effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione ad un sistema strutturale diverso;
- Apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni in classe *III* ad uso scolastico o in classe d'uso *IV*.

Il miglioramento e l'adeguamento sismico sono raggiungibili applicando le medesime tecniche d'intervento.

Si procede a caratterizzare ogni tecnologia presente oggi sul mercato, in particolare esaminando:

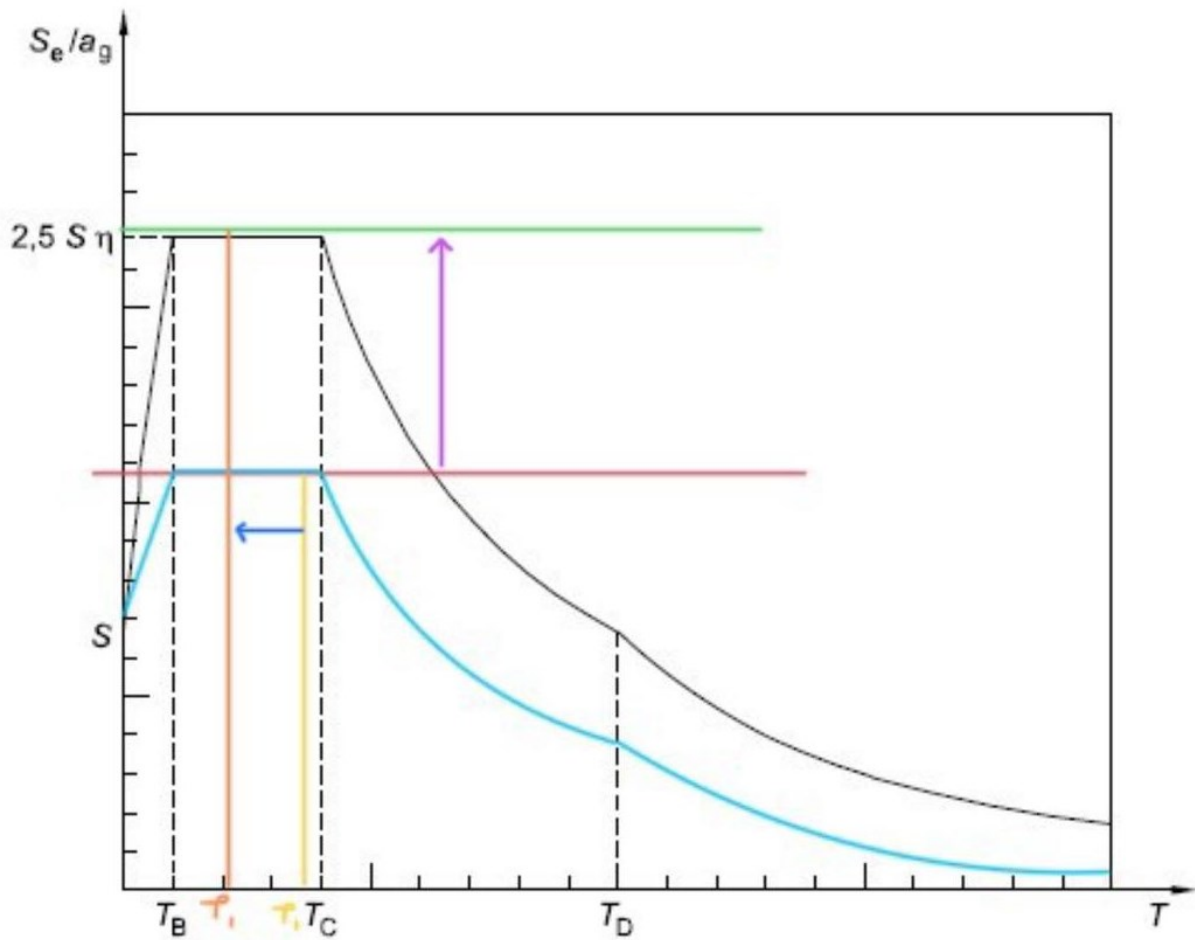
- La descrizione d'intervento;
- Le carenze strutturali che tali interventi possono sanare;
- Una breve descrizione della messa in opera di tali interventi;
- Una disamina elencando fattori positivi e negativi che ogni tecnologia offre.

Visto l'aspetto normativo è possibile esaminare le strategie d'intervento possibili per raggiungere quanto imposto dalla norma.

Perché un miglioramento sismico sia efficace è necessario attuare una o una combinazione delle seguenti strategie:

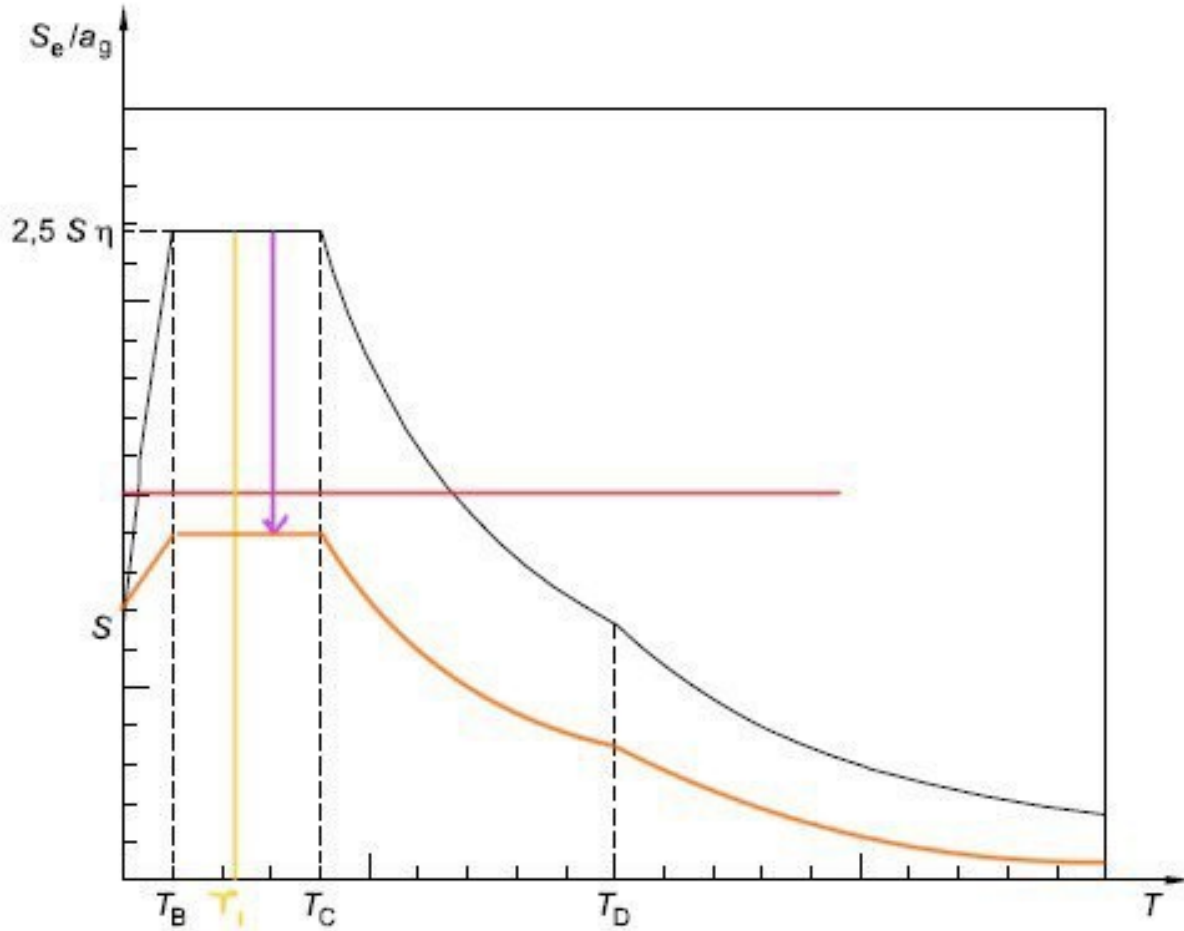
- Aumento della rigidità strutturale, ovvero, inserendo elementi più rigidi rispetto alla struttura esistente o incrementando la rigidezza sugli elementi strutturali esistenti per rispondere alla domanda sismica. Graficamente si tratta di traslare l'orizzontale (rappresentante la capacità strutturale) verticalmente fino ad equivalere e superare lo spettro di progetto al tempo  $T_1$  (periodo proprio di vibrazione o modo di vibrare nel quale si ha la maggiore massa partecipante). Contestualmente all'aumento di capacità strutturale avvenuta a seguito di irrigidimento di elementi esistenti o creando nuovi elementi,

generalmente vi è una diminuzione del periodo di vibrazione  $T_1$  graficamente questo fenomeno porta ad una traslazione verso l'origine della verticale rappresentante tale punto.



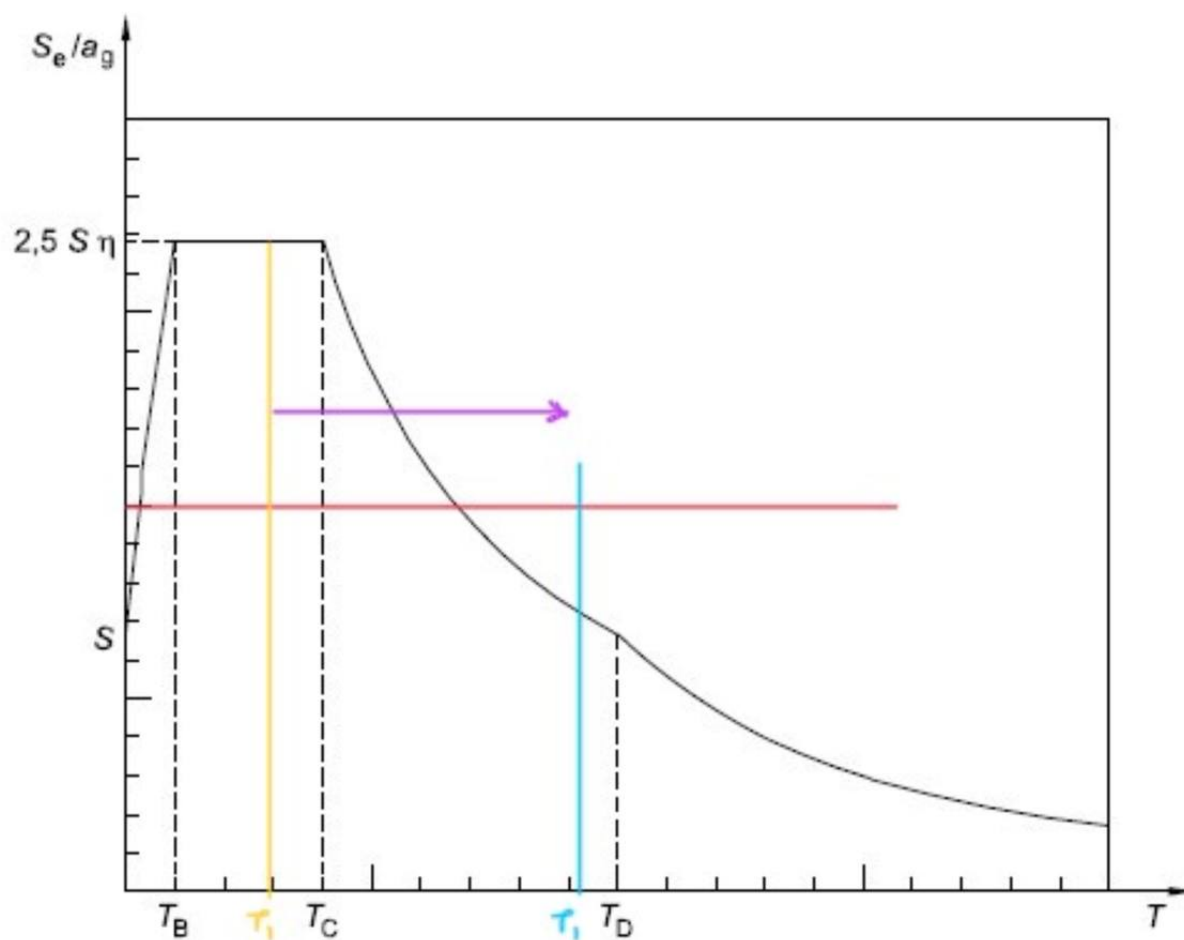
- Capacità strutturale Stato Di Fatto
- Capacità strutturale Stato Di Progetto
- Spettro di progetto Stato Di Fatto
- Spettro di progetto Stato Di Progetto
- Periodo proprio di vibrazione Stato Di Fatto
- Periodo proprio di vibrazione Stato Di Progetto

- Aumento dello smorzamento, migliorando localmente le zone con possibili cedimenti fragili. In questo modo si aumenta la duttilità della struttura. Graficamente corrisponde ad incrementare il fattore di struttura  $q$  e di conseguenza si ha un abbattimento maggiore dello spettro di progetto.



- Capacità strutturale Stato Di Fatto – Stato Di Progetto
- Spettro di progetto Stato Di Fatto
- Spettro di progetto Stato Di Progetto
- Periodo proprio di vibrazione Stato Di Fatto – Stato Di Progetto

- Isolando la struttura. Questa strategia porta ad un aumento considerevole del periodo proprio di vibrazione, il quale fa uscire la struttura dall'azione sismica corrispondente al plateau e portando la struttura nel ramo discendente dello spettro di progetto. Questa strategia può portare ad una riduzione della domanda considerevole.



- Spettro di progetto Stato Di Fatto
- Periodo proprio di vibrazione Stato Di Fatto
- Periodo proprio di vibrazione Stato Di Progetto

Si procede alla disamina delle possibilità di intervento, atte ad eliminare o limitare le vulnerabilità presenti nelle strutture a telaio degli edifici residenziali costituenti una parte consistente del patrimonio edilizio italiano, trattando gli aspetti significativi e peculiari.

### 1.3 Interventi di rinforzo locale

Definite le criticità peculiari degli elementi portanti in strutture a telaio in calcestruzzo armato si procede ad illustrare gli interventi più frequenti per sanare tali criticità.

Gli interventi locali sono mirati ad incrementare la resistenza o di migliorare la duttilità del singolo elemento o gruppo di elementi. Le soluzioni sono molteplici e possono andare dal rinforzo mediante FRP o FRCM, alla calastrellatura dell'elemento al ringrosso della sezione. (da Porto et al., 2021)

L'utilizzo di rinforzi in fibra di carbonio a matrice polimera è una delle soluzioni più moderne e meno impattanti per elementi che presentano vulnerabilità sia statiche che sismiche. Operano questo tipo d'intervento si va ad agire sulla capacità di smorzamento della struttura, permettendo di incrementare il fattore di struttura associato. Questo è possibile poiché con questa tipologia di intervento si vanno a ridurre i collassi di tipo fragile permettendo lo sviluppo del ramo plastico della capacità a resistenza del materiale.

Tali fibre, non presentando un layer rigido possono assecondare ogni geometria in cui vengono applicate. Inoltre, per loro natura l'applicazione comporta spessori ridotti. Sono però necessarie maestranze specifiche per la messa in opera del materiale, inoltre occorre studiare le criticità dell'FRP.

Le criticità del sistema di rinforzo sono causate dall'interfaccia con il sottofondo; è necessario prevedere un ancoraggio efficace per permettere il funzionamento del sistema altrimenti si manifesterà il distacco del rinforzo dal substrato rendendo inefficace l'intervento di miglioramento. Per tale motivo l'FRP risulta più efficace per rinforzare elementi che presentano criticità per taglio e non per pressoflessione; in quanto l'ancoraggio delle fibre, essendo queste disposte ortogonali all'asse della trave risulta più semplice ed efficace.

Inoltre, vi sono problematiche legate all'iterazione della matrice polimera con il substrato: infatti, tale matrice, essendo a base di resina epossidica, quindi impermeabile e non traspirante modifica la porosità e la possibilità di scambio di umidità dell'elemento rinforzato sigillando la superficie esterna. Ne comporta che, se non adeguatamente studiato porti all'accumulo di umidità nel substrato portando l'elemento a degradare in tempi molto inferiori alla naturale vita.

La messa in opera di questo sistema prevede la rimozione dell'intonaco (se presente) ed il ripristino di eventuali parti di copriferro compromesse. Pulita la superficie da materiali organici, ad esempio muschio, e sostanze inorganiche, polvere, calcare, fuliggine, polvere derivante da lavorazioni di cantiere, è possibile applicare il rinforzo.

Questo tipo di intervento, per le modalità di messa in opera e per la natura dell'applicazione (ovvero per incollaggio sul substrato) non è applicabile su superfici di importanza storico-artistica.

Di seguito un'illustrazione di un tipico intervento in FRP.



*Rinforzo in FRP a flessione e taglio. (Marco de Pisapia, n.d.)*

Questo tipo di intervento non è applicabile su percorsi dedicati a vie di esodo in quanto, in caso d'incendio la matrice resinosa rilascia fumi tossici. È quindi necessario prevedere una protezione dal fuoco in caso di ambienti con rischio incendio.

Le difficoltà indotte dalla messa in opera della matrice polimerica e le problematiche legate al rischio incendio fanno preferire rinforzi in fibra di vetro o polimerica su matrice cementizia – FRCM – optando l'utilizzo dell'FRP laddove l'incremento di resistenza dato dalle fibre a base cementizia non sia sufficiente a adeguare l'elemento oggetto d'intervento.

La matrice cementizia, essendo di composizione chimica molto simile al substrato a cui viene applicata non altera la traspirazione originale della struttura, comportando dei benefici in termini di durabilità dell'intervento e dell'elemento rinforzato.

La messa in opera di questo sistema prevede la rimozione dell'intonaco (se presente) ed il ripristino di eventuali parti di copriferro compromesse. Pulita la superficie da materiali organici, ad esempio muschio, e sostanze inorganiche, polvere, calcare, fuliggine, polvere derivante da lavorazioni di cantiere, si applica il rinforzo.

Questo tipo di intervento, per le modalità di messa in opera e per la natura dell'applicazione (ovvero per incollaggio sul substrato) non è applicabile su superfici di importanza storico-artistica.



*Rinforzo in FRCM (Leca, 2020)*

L’FRCM non presenta criticità nei confronti del rischio incendio, può essere quindi impiegata anche per realizzare rinforzi all’interno di spazi dedicati alle vie di esodo.

Laddove non sia sufficiente l’incremento di resistenza dato dall’impiego di fibre è possibile operare secondo una tipologia d’intervento di tipo tradizionale. Ovvero operando la calastrellatura mediante carpenteria metallica.

Questo intervento permette di migliorare la resistenza a pressoflessione e a taglio degli elementi e di incrementare la loro duttilità implementando l’area di acciaio alla sezione. Inoltre, per sua costituzione crea una staffatura esterna alla sezione e permette di confinare e quindi di aumentare la sezione resistente di calcestruzzo, trasformando la quota parte di copriferro in parte di sezione resistente. Questo implica, per le travi un aumento del braccio delle forze interne e un conseguente aumento della resistenza flessionale. Analogamente i bracci trasversali incrementano la resistenza a taglio della sezione. Nel rinforzo dei pilastri la calastrellatura comporta un incremento di area di acciaio a rinforzo della sezione originale, mentre il confinamento dell’intera sezione del pilastro comporta lo sfruttamento dello spessore del copriferro come area aggiuntiva di calcestruzzo su cui ripartire le sollecitazioni. Questo, come nella trave si esplica con un incremento della resistenza della sezione di calcestruzzo, inoltre, viene eliminato o fortemente limitato la possibilità di verificarsi di rotture di tipo fragile a favore di rotture duttili. Questo comporta aumento della duttilità della struttura.

Analogamente i nodi possono essere efficacemente confinati così da incrementare la resistenza ed evitare rotture fragili dovute alla perdita del calcestruzzo costituente il nodo. Inoltre, eliminare la possibilità di rottura del nodo porta a migliorare la duttilità della struttura garantendo l'integrità alla connessione trave pilastro nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita.

Operativamente l'intervento prevede la messa in opera di carpenterie metalliche costituite da piatti in acciaio o profili metallici. All'elemento oggetto d'intervento viene quindi realizzata una cerchiatura in acciaio creando così un esoscheletro che racchiude l'elemento.

Di seguito un esempio di calastrellatura di travi, pilastri e nodi della struttura.



*Cerchiatura di elementi in ca mediante elementi in acciaio (Ordine degli Architetti della Provincia di Agrigento, 2016)*

L'aumentando della duttilità di struttura, si tramuta in uno smorzamento maggiore. Ne consegue a livello di calcolo numerico un incremento di smorzamento, il quale è esplicabile aumentando il fattore di struttura  $q$  così da abbattere maggiormente lo spettro di progetto.

In ultima istanza è possibile operare un ringrosso strutturale degli elementi esistenti.

Tale operazione prevede un aumento della sezione originale in calcestruzzo operando la realizzazione di un nuovo elemento attorno all'originale.

Questa soluzione risulta applicabile anche nei casi in cui vi siano problemi di degrado strutturale e vi sia la necessità di sostituire o ripristinare parti di coprifermo espulse o danneggiate.



L'intervento, aumentando la sezione, incrementa la rigidezza strutturale. Questo comporta una diminuzione delle frequenze di vibrazione principali con conseguenza di possibile aumento dell'azione sollecitante.

Il ringrosso strutturale, d'altro canto può essere armato con armature longitudinali ad incremento della resistenza press-flessionale e con armature trasversali ad incremento della resistenza tagliante.

Tale operazione comporta la rimozione del copriferro se questo presenta degrado, la realizzazione di nuove connessioni mediante inghisaggi chimici e la realizzazione dei nuovi collegamenti ai nodi. È l'intervento locale più invasivo tra gli interventi descritti ma apporta il maggior beneficio alla struttura.

Qualora non siano sufficienti tali interventi, o le fasi di cantiere siano economicamente svantaggiose, tali da preferire altre soluzioni vi sarà la necessità di inserire nuovi elementi sismo resistenti tali da modificare globalmente la risposta strutturale mediante interventi globali.

#### 1.4 Interventi di adeguamento globale

Qualora l'edificio presenti una vulnerabilità diffusa sulla maggior parte degli elementi strutturali è necessario intervenire a livello globale, modificando quindi la risposta sismica dell'edificio inserendo nuovi elementi sismo resistenti. Tali elementi hanno lo scopo di diventare gli elementi più rigidi all'interno della struttura, avendo maggior rigidezza riceveranno le forze indotte da eventi sismici evitando il collasso delle strutture esistenti.

Nell'ipotesi che via la presenza dei piani rigidi nella costruzione, ovvero che i solai presentino una cappa in calcestruzzo armato di spessore maggiore o uguale a 4 cm (§7.2.1 NTC18), per raggiungere l'obiettivo di incrementare la rigidezza strutturale possono essere inseriti elementi in calcestruzzo armato, controventi in carpenteria metallica o pannelli in legno CLT. I nuovi irrigidimenti possono essere disposti internamente alla struttura, in questo caso possono essere realizzati in calcestruzzo armato, andando a creare nuovi corpi scala o nuclei ascensori, o in acciaio andando a sostituire delle tamponature esistenti con controventi in carpenteria, eventualmente mascherandoli successivamente con rivestimenti in cartongesso.

Alternativamente essi possono essere posti perimetralmente l'edificio, così da minimizzare le lavorazioni interne all'edificio, questo comporta modificare necessariamente le facciate esistenti, con possibilità di modificare l'estetica ed implementando ai rinforzi sismici, al bisogno, soluzioni per l'efficientamento energetico come cappotti o soluzioni integrate. Minimizzare le lavorazioni interne all'edificio significa procurare minori interferenze con l'usabilità dell'edificio ma si dovrà progettare adeguatamente l'interfaccia tra i nuovi controventi e la struttura esistente, in quanto, in tali zone si verranno a creare concentrazioni di sollecitazione. Questa tipologia di intervento necessita di ampi spazi di cantiere se eseguita all'interno dell'edificio, si dovranno perforare orizzontamenti e lavorare su porzioni importanti di fabbricato. Nel caso le lavorazioni vengano eseguite all'esterno, queste non interferiranno con l'usabilità dell'edificio, ne consegue che questo potrà rimanere attivo anche durante la fase di cantiere.

La prefabbricazione degli elementi gioca un ruolo fondamentale nella velocità d'esecuzione di un cantiere. Nel caso di adeguamento di edifici pubblici, in cui vi sono brevi periodi dell'anno in cui sono utilizzati in minima parte, come nel caso di edifici scolastici, è essenziale, sia per la possibilità di utilizzo dell'edificio sia per la sicurezza degli utilizzatori, che gli interventi in strutture di questa tipologia vengano eseguiti in modo rapido e siano racchiusi nei mesi estivi di chiusura delle lezioni.

L'impiego di gridshell in acciaio, pannelli CLT o cappotti in calcestruzzo armato con funzione antisismica risultano possono raffigurarsi come una scelta vincente per eseguire il retrofit antisismico di strutture di questa categoria. (Margani et al., 2020)

Nel caso del gridshell vengono realizzati dei controventi in acciaio, a collegamento dei nodi della struttura. Tali elementi sono dimensionati come puntoni, quindi partecipanti sia in fase di trazione che di compressione dell'elemento. Risultano di conseguenza di sezione importante in quanto il fattore dimensionante di tali rinforzi non è la resistenza limite del materiale ma il raggiungimento dell'instabilità a compressione. Tale intervento permette di scaricare attraverso lo gridshell secondo sollecitazioni di sforzo normale le forze orizzontali, scaricando i pilastri da sforzi di taglio e da momenti flettenti altrimenti presenti. Allo stesso modo vengono scaricate anche le travi. Il nodo ne risulta anch'esso migliorato in quanto, il collegamento dei rinforzi implica un maggiore confinamento.

Di seguito una immagine illustrativa di uno schema gridshell.



*Rinforzo mediante gridshell (Sergio Fantinato, 2016)*

Gli interventi tramite rinforzo con contropareti in calcestruzzo armato si presentano più rigide rispetto all'acciaio. Per questo offrono un contributo maggiore alla struttura oggetto di retrofit, ma allo stesso tempo hanno costi di realizzazione notevolmente superiori e problematiche di messa in opera durante la fase liquida del calcestruzzo. (Scotta et al., 2021).

L'intervento mediante controparete in calcestruzzo armato o tramite bottoncino armato è molto efficace ed indicato qualora la facciata originale si presenti molto ammalorata e degradata, o laddove non vi sia un'efficace coibentazione termo-acustica. È possibile realizzare la controparete

creando una cassetta a spinta contro la parete oggetto di retrofit, in questo caso è necessario realizzare le cassette, distanziarle in modo omogeneo dalla facciata ed inserire l'armatura con adeguato collegamento alla struttura esistente. Solo dopo aver eseguito queste fasi è possibile realizzare il getto e creare la parete in calcestruzzo armato. (Petrile et al., 2021).

La prefabbricazione delle contropareti in calcestruzzo armato ed il retrofit integrato trovano la soluzione nell'impiego del sistema a cappotto sismico. Questa soluzione prevede l'impiego di casseri a perdere nei quali viene gettato il calcestruzzo. I casseri sono realizzati in materiale isolante. (Scotta et al., 2021).



*Rinforzo mediante cappotto sismico (Scotta et al., 2021)*

L'intervento mediante CLT prevede la messa in opera di pannelli in legno, adeguatamente ancorati alla struttura portante così che le sollecitazioni orizzontali indotte dall'evento sismico vengano efficacemente trasferite dalla struttura originale al rinforzo ligneo. (Valluzzi et al., 2021).

L'ampia superficie a cui viene applicato il CLT contribuisce ad abbassare le tensioni ai singoli elementi, creando un rinforzo strutturale diffuso. (Valluzzi et al., 2015)



*Rinforzo con pannellatura CLT (mdpi, 2020)*

Pur cambiando il materiale impiegato l'obiettivo è il medesimo: trasferire le forze dalla struttura originale per trasferirle ai nuovi elementi inseriti.

A livello fondazionale l'inserimento di nuovi elementi comporta il trasferimento a terra di forze diverse rispetto alle sollecitazioni di progetto (in quanto questo è solitamente dimensionato per le sole forze statiche), richiedendo uno studio adeguato agli elementi di fondazione ed al bisogno rinforzandoli mediante l'infissione di fondazioni profonde.

Sebbene le NTC 18, per strutture nuove permettano l'uso di fondazioni omogenee all'interno dello stesso corpo di fabbrica, per strutture esistenti questo limite non è vincolante. La normativa, infatti, impone l'uso del medesimo schema fondazionale per evitare la formazione di cedimenti differenziali all'interno dell'edificio evitando così la formazione di tensioni interne alle strutture e la possibilità di formazione di fessure alle strutture o agli elementi portati.

Nel caso di edifici esistenti questo problema non sussiste, in quanto, per una struttura con vita media di 50 anni i cedimenti sono già stati esplicitati. L'installazione di fondazioni di tipo differente rispetto alle originali non comporteranno quindi coazioni all'interno delle strutture esistenti.

Si procede ora ad analizzare un caso studio, procedendo all'analisi dello stato di fatto, e all'applicazione di pannellature CLT atte a adeguare l'edificio, all'applicazione di uno gridshell realizzato mediante elementi in acciaio o applicando una controparete in calcestruzzo armato come cappotto antisismico.



## PARTE II

Trattazione del caso studio – Stato di Fatto





## 2.1. Introduzione

Nella presente relazione si è studiato un edificio esistente analizzando dapprima lo stato di fatto della struttura e, in seconda battuta il miglioramento antisismico implementato dal sistema di controventamento adottato.

L'edificio in esame, edificato nei primi anni 2000, è attualmente utilizzato per attività didattiche.

Il complesso strutturale ha forma rettangolare, di dimensioni in pianta di circa 60.00 m x 21.00 m, e si eleva per 2 piani fuori terra.

La struttura portante è costituita da pilastri e travi in calcestruzzo armato in opera.

Si tralasciano, ai fini didattici, le informazioni riguardanti la localizzazione del fabbricato e l'inserimento di immagini che possano portare al riconoscimento della struttura.

I solai sono composti da lastre tipo "predalles" e sono orditi parallelamente alla direzione longitudinale dell'edificio.

## 2.2. Norme di riferimento

I calcoli sono svolti con riferimento alle seguenti normative:

- **UNI EN 206-1:2006** - "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità" + **UNI 11104:2016**
- **Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 (NTC18)** - "Aggiornamento delle norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7** - Circolare Ministero delle infrastrutture e dei trasporti "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- **EN 1990:2002+A1:2005** - "Eurocode. Basis of structural design"
- **EN 1991-1-1** - "Eurocode 1: Actions on structures, Part 1-1 - General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings"
- **EN 1992-1-1** - "Eurocode 2: Design of concrete structures"

## 2.3. Rilievo Geometrico

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

Il rilievo geometrico-strutturale permette di definire sia la geometria complessiva dell'organismo strutturale che quella degli elementi costruttivi, comprendendo la presenza di divisione in corpi strutturali della struttura principale o la presenza di eventuali strutture in aderenza. Individuato l'organismo resistente della costruzione, si è verificata la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.

Sulla base delle tavole architettoniche, strutturali e delle relazioni di calcolo disponibili e/o reperite si è raggiunto, come definito più nel dettaglio di seguito un Livello di Conoscenza LC3.

### 2.3.1. Esame della documentazione disponibile e analisi storico-critica

La ricerca documentale è una fase cruciale nell'analisi di una struttura, in quanto è il punto di partenza dal quale basare le attività di rilievo, le indagini e gli accertamenti, dai quali dipende a loro volta la definizione del Fattore di Confidenza. Quindi tali informazioni influiranno sia lo svolgimento dello studio sia i risultati delle analisi numeriche.

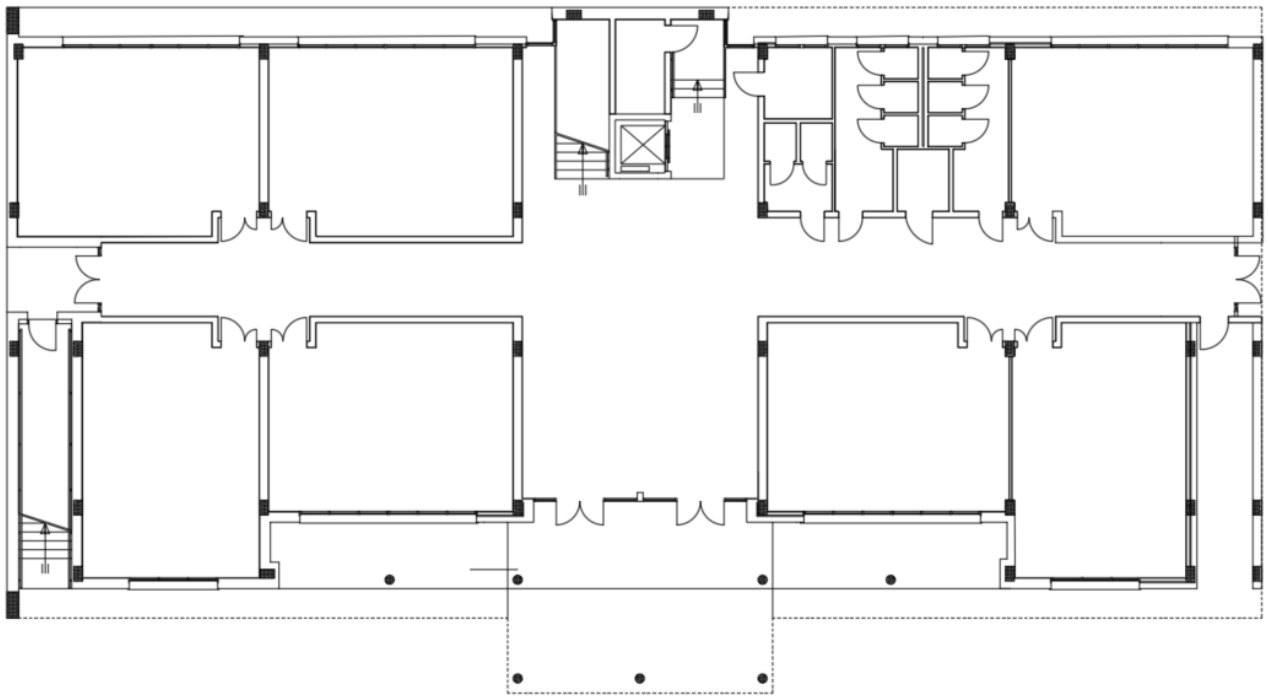
Nel caso specifico la documentazione fornita per lo svolgimento dello studio è di seguito elencata:

- Pianta prospetti e sezioni architettonici;
- Pianta e sezioni strutturali;
- Particolari costruttivi delle strutture;
- Codifica delle travi dei solai interpiano e di copertura;
- Disposizione delle armature delle travi e dei pilastri;
- Relazione illustrativa delle strutture;
- Relazione di calcolo delle strutture.

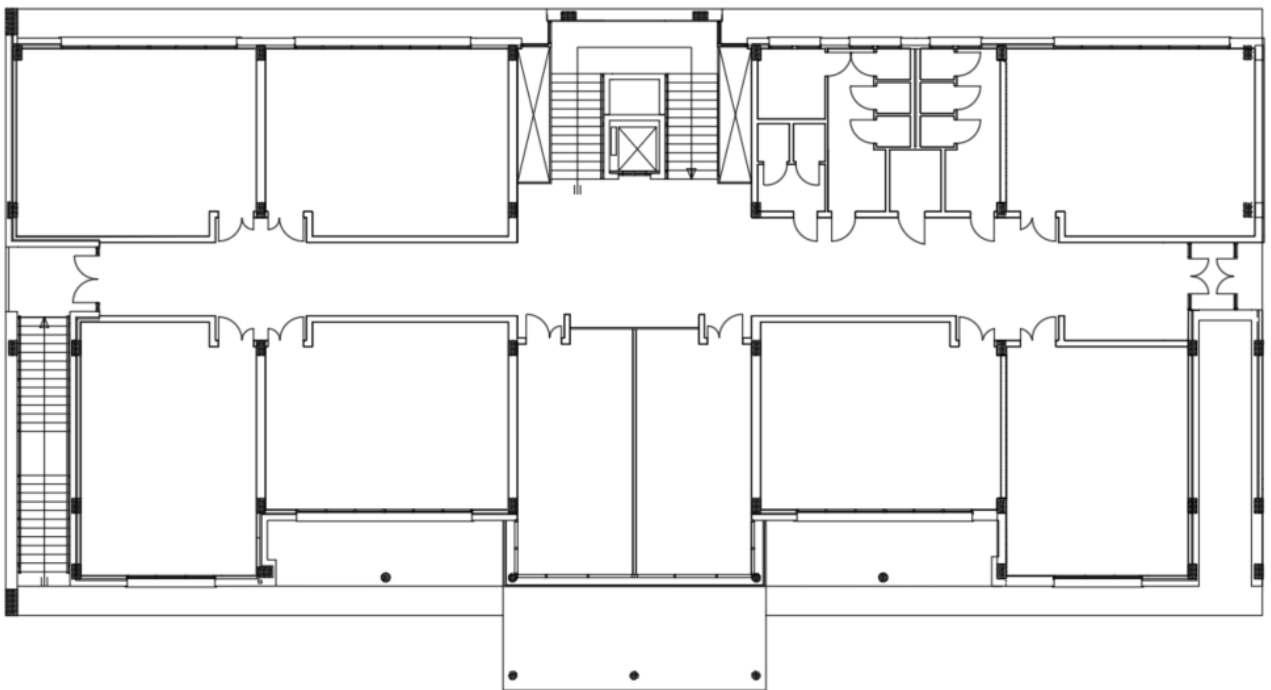
Tutta la documentazione reperita è originale e coerente con l'epoca di costruzione del fabbricato.

Non sono state apportate modifiche all'edificio durante il corso degli anni rispetto ai progetti originali, quindi la documentazione originale riporta lo stato di fatto reale.

Si riportano di seguito le planimetrie architettoniche dell'edificio in esame.



PIANO TERRA



PIANO PRIMO

## 2.4. Caratteristiche geomorfologiche del sito

Il terreno di fondazione, non avendo studi specifici o prove realizzate sul sito di costruzione si ipotizzano basandosi su informazioni ricavate da enti preposti a studi geotecnici.

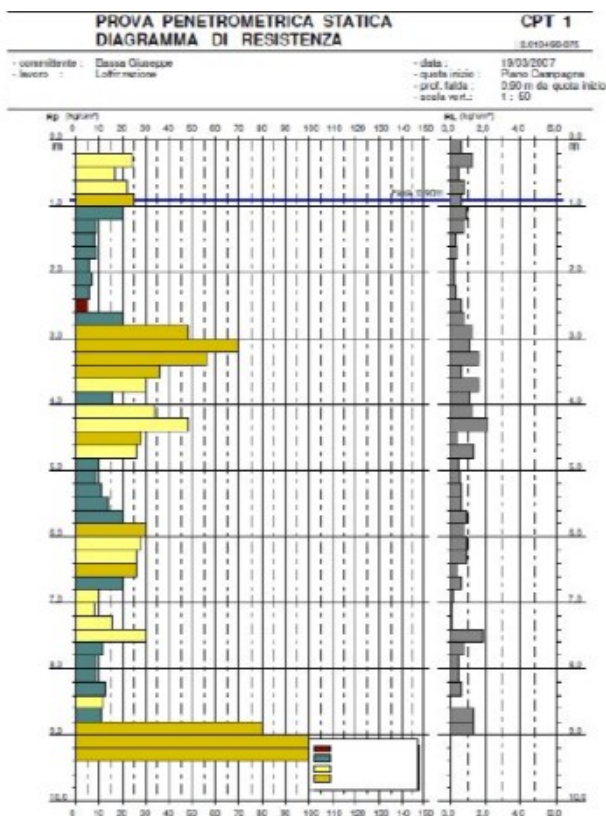
Il sottosuolo del Comune di Padova è composto da strati alternati di sabbia, limo e argilla con spessori che possono variare da qualche decina di centimetro a diversi metri. La falda acquifera è posta ad una profondità media di 1.5 m dal p.c.

È stata pervenuta una relazione geologica realizzata in un sito poco distante dal sito in esame.

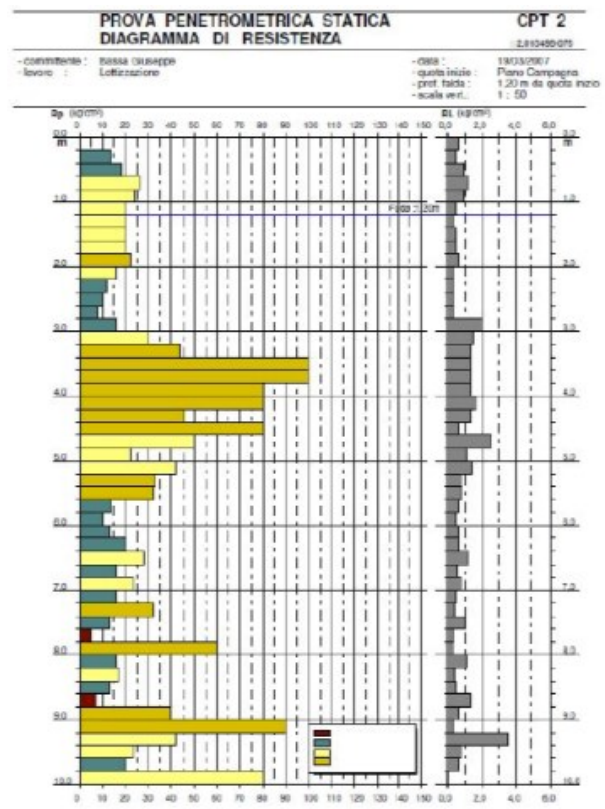
La relazione fa riferimento allo studio geologico, risalente al 2015, e realizzato mediante:

- n. 4 prove penetrometriche statiche CPT spinte fino a  $q = -10.00$  m.
- n.2 prove sismiche passive SISM con geofono digitale.

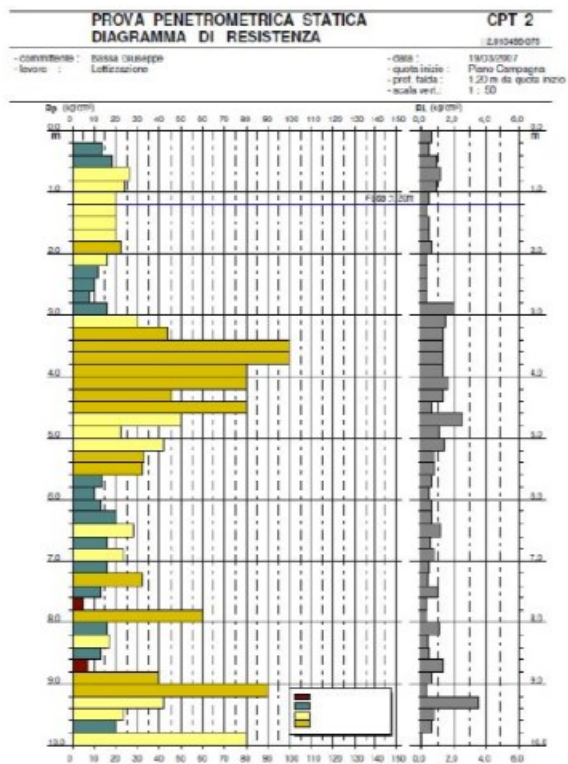
Si riportano di seguito i risultati delle prove CPT realizzate.



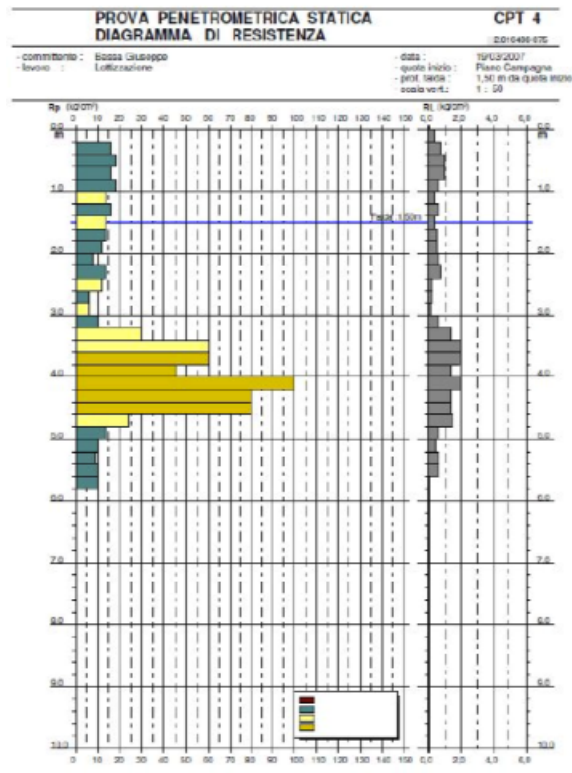
CPT1 (obm progetto e sviluppo srl, 2015)



CPT2 (obm progetto e sviluppo srl, 2015)



CPT3 (obm progetto e sviluppo srl, 2015)



CPT4 (obm progetto e sviluppo srl, 2015)

Visti i risultati delle prove effettuate e la localizzazione del sito indagato si evince che il terreno è composto da strati di terreno fine coesivo in prevalenza composti da argilla e limo alternati a strati di terreno granulare quale sabbia e sabbia fine. Definita la stratigrafia del terreno, il suolo di fondazione può essere identificato ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (secondo tab.3.2.II NTC18) come di **categoria C**, e cioè: depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti.

La relazione geologica definisce anch'essa la medesima categoria di sottosuolo secondo la precedente normativa tecnica. La normativa precedente identifica la medesima categoria di sottosuolo (secondo tab.3.2.II NTC08).

## 2.5. Azione sismica di riferimento

Ai fini della determinazione delle azioni sismiche gravanti sulle opere in progetto, risulta necessaria la conoscenza della pericolosità sismica di base e della risposta sismica locale.

La pericolosità sismica viene introdotta in termini di accelerazione orizzontale massima attesa in condizioni di campo libero su sito di riferimento e suolo rigido (Tipo "A" secondo la Tab. 3.2.II) con superficie topografica orizzontale ( $a_g$ ), di ordinate dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione ( $S_e(T)$ ), con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$  definito in fase di scelte progettuali (vedi tabella 3.2.I delle norme sotto riportata).

**Tab. 3.2.I** – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

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

Le forme spettrali vengono dunque definite, in funzione delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai seguenti parametri di sito:

$a_g$  = accelerazione orizzontale massima al sito

$F_o$  = valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

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

### Vita nominale della costruzione

-  $V_N \geq 50$  anni  $\Rightarrow$  "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" - Tab. 2.4.I, NTC 2018.

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

## Periodo di riferimento per l'azione sismica

$$- V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1.50 = 75 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow C_U = 1.5 \text{ per Classe d'uso III - Tab. 2.4.II, NTC 2018.}$$

## Ubicazione dell'opera

Al fine della presente tesi si omettono le coordinate del sito, questo per mantenere anonima la struttura in esame.

## Condizioni topografiche

Le condizioni topografiche sono tali da considerare la costruzione ricadente nella categoria "T1" della Tab. 3.2.III delle NTC 2018.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

## Categoria di sottosuolo

La categoria di sottosuolo individuata tra quelle previste nella Tabella 3.2.II della NTC 2018, come definito in precedenza è la "C".

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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



## Azioni sismiche

In definitiva le accelerazioni di ancoraggio (PGA) definite in funzione dei vari Stati Limite risultano:

### **Su suolo rigido (tipo "A")**

$$\Rightarrow \text{PGA}_{\text{SLV,RIF(A)}} = 0.089 \text{ g}$$

$$\Rightarrow \text{PGA}_{\text{SLD,RIF(A)}} = 0.042 \text{ g}$$

### **Sullo specifico suolo di fondazione (tipo "C")**

$$\Rightarrow \text{PGA}_{\text{SLV,RIF}} = 0.16 \text{ g}$$

$$\Rightarrow \text{PGA}_{\text{SLD,RIF}} = 0.076 \text{ g}$$

I corrispondenti periodi di riferimento, sempre in funzione dei vari Stati Limite, risultano:

$$\Rightarrow \text{T}_{\text{R,SLV,RIF}} = 711 \text{ anni}$$

$$\Rightarrow \text{T}_{\text{R,SLD,RIF}} = 75 \text{ anni}$$

I corrispondenti spettri elastici in termini di accelerazione-periodo, valutati in base all'effettiva categoria di sottosuolo (*cat. C*), risultano:

## SLV

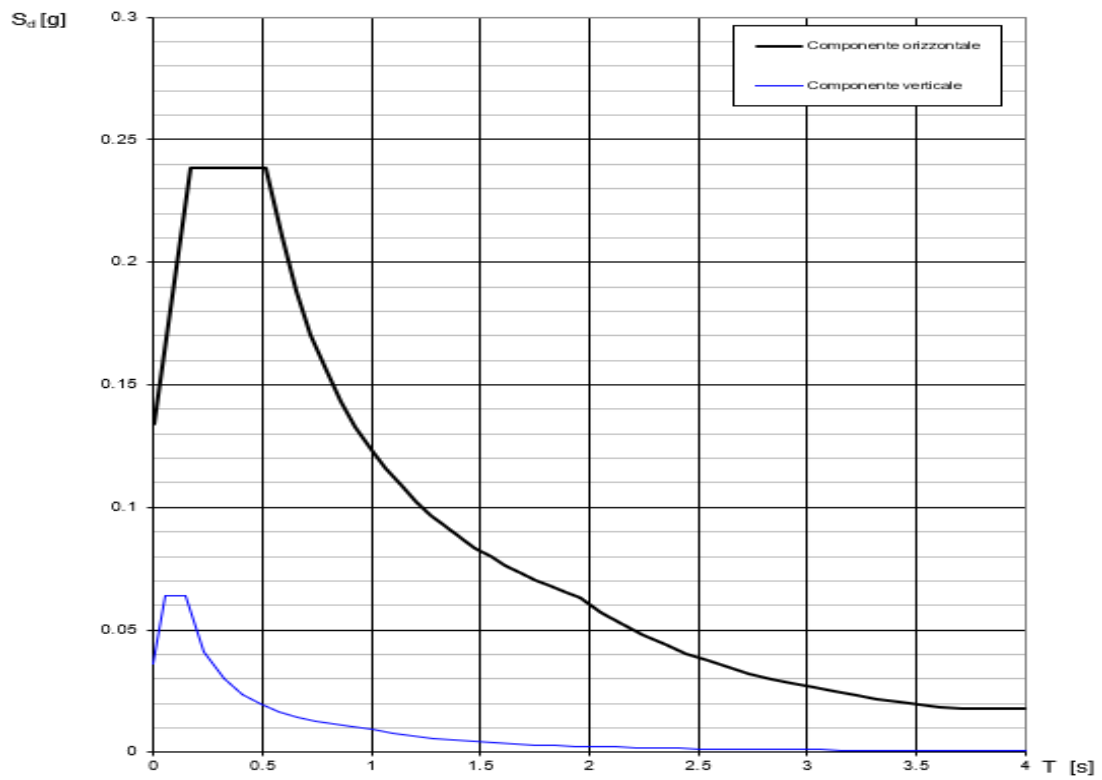


Figura 1 - Spettro di progetto SLV (Spettri NTC ver.1.0.3.)

## SLD

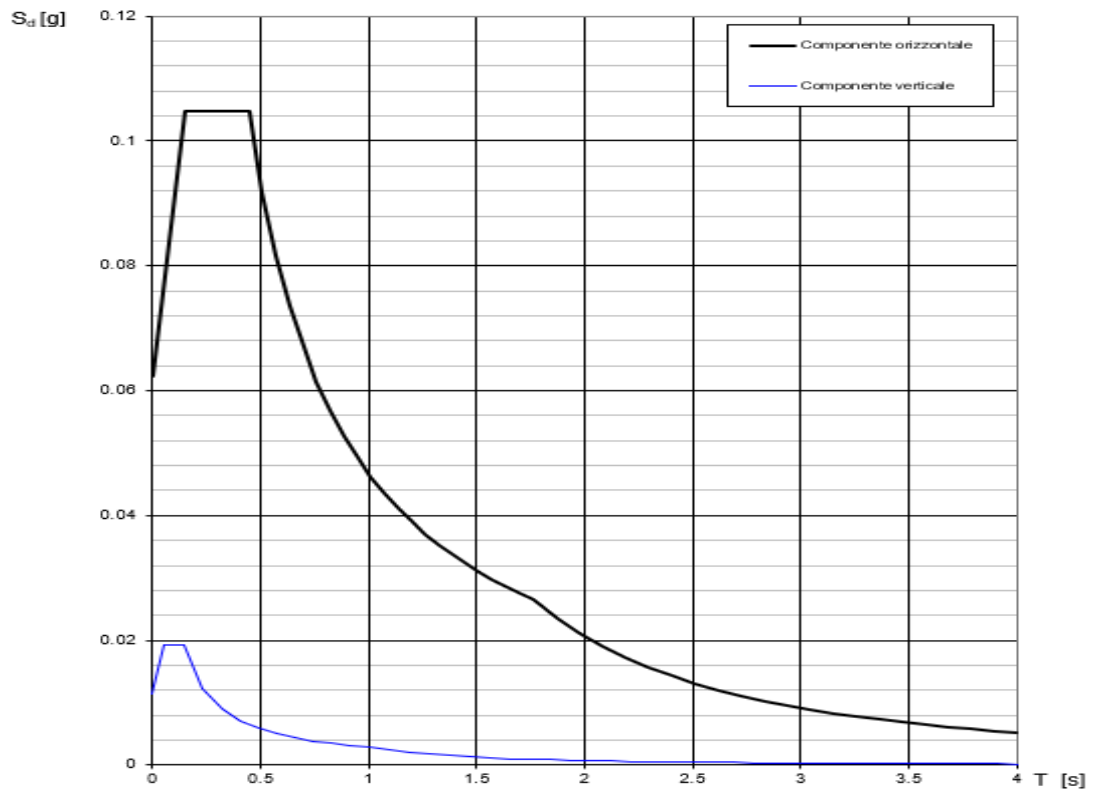


Figura 2 - Spettro di progetto SLD (Spettri NTC ver.1.0.3.)

## 2.6. Analisi dei carichi

I carichi sono stati individuati dalla stessa relazione di calcolo originale, pertanto si ritengono concordi con lo stato di fatto. Si noti che i carichi inferiori alla norma attuale sono stati maggiorati al minimo previsto dalla stessa, mentre i carichi eccedenti la norma sono stati abbassati con quanto prescritto al §3.1.4 NTC18.

### 2.6.1. Carichi Strutturali ( $G_1$ ):

Impalcato interpiano		
Peso proprio	5.58	kN/mq

Impalcato di copertura		
Peso proprio	5.58	kN/mq

### Classe d'uso

- Classe III ⇒ “Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie [...] Dighe rilevanti per il loro eventuale collasso” §2.4.3 NTC18.

### 2.6.2. Carichi Permanenti Portati ( $G_2$ ):

Impalcato interpiano		
Massetto, pavimenti, controsoffitto, Tramezzature (§3.1.3.NTC18)	3.14	kN/mq

Impalcato di copertura		
Massetto, pavimenti, controsoffitto	2.50	kN/mq

### 2.6.3. Carichi Accidentali ( $Q_k$ ):

Impalcato interpiano		
Variabile cat. C1 – Aree suscettibili ad affollamento (tab. 3.1.II NTC18)	3.00	kN/mq

Impalcato di copertura		
Variabile cat. H – Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione (tab. 3.1.II NTC18)	0.50	kN/mq

#### 2.6.4. Carico Neve ( $Q_n$ ):

Il carico della neve, per la zona in cui è sito l'edificio, non da contributo nella combinazione sismica (§2.5.3 NTC18) verrebbe quindi superfluo calcolare il suo contributo ai fini sismici. Si procede al calcolo del carico neve per eseguire le verifiche statiche della struttura. Il carico neve dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose della zona.

La costruzione è situata in Zona II, ed essendo  $a_s$  inferiore a 200 m:

$$q_{sk} = 1 \text{ kN/m}^2$$

Si procede alla determinazione del coefficiente di forma della copertura; poiché  $\alpha$  è  $< 30^\circ$  si ha, in accordo con la tab. 3.4.II – NTC18:

$$\mu_1 = 0,8$$

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

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

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  dipende dalle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera, nel caso in esame si tratta di un'area normale, in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione. Il coefficiente risulta essere, in accordo con la tab. 3.4.I – NTC18, pari a:

$$C_E = 1$$

Tab. 3.4.I – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

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

Il coefficiente termico  $C_t$  è assunto pari a:

$$C_t = 1$$

Si procede al calcolo del carico neve sulla copertura, che sarà valutato mediante l'espressione:

$$q_s = q_{sk} \mu_1 C_E C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = \mathbf{0,8 \text{ kN/m}^2}$$

$q_{sk}$  = valore di riferimento del carico della neve al suolo, pari a 1 kN/m<sup>2</sup>

$\mu_1$  = coefficiente di forma della copertura pari a 0,8

$C_E$  = coefficiente di esposizione pari a 1

$C_t$  = coefficiente termico pari a 1

#### 2.8.4. Carico Vento ( $Q_v$ ):

Il vento ha un ruolo secondario in strutture in calcestruzzo armato. Questo è dovuto dalla massa delle strutture stesse, che riescono a contrastare intrinsecamente la sollecitazione del vento ma danno maggiore vulnerabilità all'azione sismica. Si procede, per completezza, con il calcolo della velocità base di riferimento  $v_b$ , che risulta essere il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno  $T_R$  pari a 50 anni. La velocità base di riferimento risulta essere pari a (secondo §3.3 NTC18):

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a = 25 \cdot 1 = \mathbf{25 \text{ m/s}}$$

$v_{b,0}$  = velocità di riferimento al livello del mare = 25 m/s;

$c_a$  = coefficiente di altitudine = 1 per  $a_s \leq a_0$ ;

$a_s$  = 13 m s.l.d.m.;

$a_0$  = 1000 m s.l.d.m.

In seguito, si determina la velocità di riferimento  $v_r$ , esso è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \cdot 1 = \mathbf{25 \text{ m/s}}$$

$v_b$  = velocità base di riferimento = 25 m/s

$c_r$  = coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Si procede al calcolo della pressione cinetica di riferimento  $q_r$ , che è data dalla seguente relazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

$v_r$  = velocità di riferimento del vento = 25 m/s

$\rho$  = densità dell'aria assunta convenzionalmente costante = 1.25 kg/m<sup>3</sup>

Si determina il coefficiente di esposizione  $c_e$ , che dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Poiché l'altezza sul suolo non è maggiore di 200 m, è dato dalla formula:

$$c_e = k_r^2 c_t \ln \frac{z}{z_0} \left[ 7 + c_t \ln \frac{z}{z_0} \right] = 0,22^2 \cdot 1 \cdot \ln \frac{8,1}{0,3} \left[ 7 + 1 \ln \frac{8,1}{0,3} \right] = 1,6424$$

$c_t$  = coefficiente di topografia = 1

$z = 8,1$  m

$z_0 = 0,3$  m

**Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

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

Il terreno, inoltre, appartiene alla classe di rugosità A, poiché situato in area urbana.

**Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Il coefficiente dinamico  $c_d$  è assunto pari a:

$$c_d = 1$$

Il coefficiente d'attrito  $c_f$  è stato determinato in funzione della scabrezza della superficie strutturale: essendo la parete molto scabra (facciata composta da una finitura costolata in ca) il coefficiente risulta essere pari a:

$$c_f = 0,04$$

**Tabella C3.3.XIX** - Valori del coefficiente d'attrito

Superficie	Coefficiente d'attrito $c_f$
Liscia (acciaio, cemento a faccia liscia..)	0,01
Scabra (cemento a faccia scabra, catrame..)	0,02
Molto scabra (ondulata, costolata, piegata..)	0,04

Il coefficiente di pressione  $c_p$  è assunto pari a:

$$c_p = 0,6$$

Questi coefficienti sono stati inseriti nel programma che ha provveduto a determinare il carico vento sulla struttura.

Il valore del carico vento viene quindi definito come:

$$q_w = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 390,625 \cdot 1,64 \cdot 0,6 \cdot 1 = 384,375 \text{ N/m}^2$$



## 2.7. Conoscenza dell'edificio

Ai fini di eseguire la verifica strutturale di un edificio esistente si deve disporre di alcune fonti per l'acquisizione dei dati, in particolare:

- Documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni geologiche, geotecniche e strutturali ed elaborati grafici strutturali e di rilievo strutturale;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;
- Prove in-situ ed in laboratorio.

Da queste fonti si devono dedurre informazioni sui seguenti aspetti:

- Identificazione dell'organismo strutturale (ottenuto sulla base dei disegni di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo);
- Identificazione delle fondazioni e delle categorie di suolo;
- Informazioni sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi di armature, delle proprietà dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti dei materiali o di esecuzione;
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale con identificazione della categoria di importanza;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi ed i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza il §8.5.4 NTC18 e relativo §C8.5.4 Circolare Applicativa distinguono tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata
- LC2: Conoscenza Adeguata
- LC3: Conoscenza Accurata

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- Geometria, ovvero le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;

- Dettagli strutturali, ovvero la quantità e disposizione delle armature (se presenti), compreso il passo delle staffe e la loro chiusura per il c.a., i collegamenti tra elementi strutturali diversi, la consistenza degli elementi non strutturali collaboranti;
- Materiali, ovvero le proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina i metodi di analisi ed i fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali.

In particolare, per la definizione dei livelli di conoscenza dell'edificio in oggetto si sono considerati i seguenti aspetti sia di carattere tecnico normativo e sia di carattere conoscitivo:

- Stato di conservazione del bene;
- Acquisizione del materiale progettuale completo di tavole architettoniche, strutturali e relazioni di calcolo.

La definizione dei livelli di conoscenza deriva inoltre dalle informazioni dettate da:

- tecnologie e materiali costruttivi dell'epoca;
- normativa dell'epoca.

## 2.8. Livello di Conoscenza raggiunto

Considerata l'impossibilità, ai fini della presente, di effettuare prove distruttive e prelievi di materiale, si considera che quanto indicato nei progetti originali e nelle relazioni siano riportati i valori reali di resistenza dei materiali. Dette tali premesse si evince che il livello di conoscenza assunto per l'edificio è:

- LC3 - Conoscenza Accurata.

Definito sulla base degli elementi conoscitivi disponibili e delle indicazioni presenti in normativa, con particolare riferimento a quanto riportato nel capitolo C8.5.4.2 e nella tab. C8.5.IV della Circolare Applicativa 2019.

**Tabella C8.5.IV** – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

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

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Definito il Livello di Conoscenza come **LC3** il Fattore di Confidenza è quindi pari: **FC = 1.00**

## 2.9. Materiali da costruzione impiegati

Coefficienti parziali di sicurezza per la resistenza dei materiali:

Acciaio per c.a.  $\gamma_s = 1.15$

Calcestruzzo  $\gamma_c = 1.5$

$\alpha_{cc} = 0.85$  coefficiente di riduzione della resistenza per i carichi di lunga durata

### Strutture esistenti

#### Calcestruzzo - Elementi di fondazione - LC3

Descrizione	calcestruzzo strutture esistenti		
Resistenza media cubica	$R_{c,m}$	25.00 [MPa]	
Resistenza media cilindrica	$f_{c,m}$	20.75 [MPa]	$f_{c,m} = 0,83 R_{c,m}$
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50 [-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00 [-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	28.75 [MPa]	$f_{cm} = f_{c,m} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.27 [MPa]	$f_{ctm} = 0,3 f_{c,m}^{2/3}$
			$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{c,m}/10)$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.59 [MPa]	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	2.94 [MPa]	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	30'200.49 [MPa]	$E_{cm} = 22[f_{c,m}/10]^{0,3}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	15'100.25 [MPa]	$E_{cm1/2} = E_{cm} / 2$
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]	$\epsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]	$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	$f_{cd}$	11.76 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / (\gamma_c * FC)$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	$f_{cd}$	17.64 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / FC$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.06 [MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	12.45 [MPa]	$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{c,m}$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	9.34 [MPa]	$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{c,m}$

#### Calcestruzzo - Travi e solai - LC3

Descrizione	calcestruzzo strutture esistenti		
Resistenza media cubica	$R_{c,m}$	30.00 [MPa]	
Resistenza media cilindrica	$f_{c,m}$	24.90 [MPa]	$f_{c,m} = 0,83 R_{c,m}$
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50 [-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00 [-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	32.90 [MPa]	$f_{cm} = f_{c,m} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.56 [MPa]	$f_{ctm} = 0,3 f_{c,m}^{2/3}$
			$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{c,m}/10)$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.79 [MPa]	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.33 [MPa]	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31'447.16 [MPa]	$E_{cm} = 22[f_{c,m}/10]^{0,3}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	15'723.58 [MPa]	$E_{cm1/2} = E_{cm} / 2$
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]	$\epsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]	$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	$f_{cd}$	14.11 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / (\gamma_c * FC)$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	$f_{cd}$	21.17 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / FC$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.19 [MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	14.94 [MPa]	$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{c,m}$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.21 [MPa]	$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{c,m}$

**Calcestruzzo - Pilastri - LC3**

Descrizione	calcestruzzo strutture esistenti			
Resistenza media cubica	$R_{c,m}$	40.00	[MPa]	
Resistenza media cilindrica	$f_{c,m}$	33.20	[MPa]	$f_{c,m} = 0,83 R_{c,m}$
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50	[-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00	[-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85	[-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	41.20	[MPa]	$f_{cm} = f_{c,m} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.10	[MPa]	$f_{ctm} = 0,3 f_{c,m}^{2/3}$
				$f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{c,m}/10)$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2.17	[MPa]	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	4.03	[MPa]	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	33'642.78	[MPa]	$E_{cm} = 22[f_{c,m}/10]^{0,3}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	16'821.39	[MPa]	$E_{cm1/2} = E_{cm} / 2$
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020	[-]	$\epsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035	[-]	$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	$f_{cd}$	18.81	[MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / (\gamma_c * FC)$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	$f_{cd}$	28.22	[MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{c,m} / FC$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.45	[MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk,0,05} / \gamma_c$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.92	[MPa]	$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{c,m}$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.94	[MPa]	$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{c,m}$

**Acciaio da armatura - Materiale esistente - LC3**

Descrizione	acciaio armatura strutture esistenti			
Resistenza media a snervamento dell'acciaio	$f_{ym}$	440.00	[MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15	[-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00	[-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	206'000.00	[MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.0018573	[-]	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.010	[-]	$\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi fragili)	$f_{yd}$	382.61	[MPa]	$f_{yd} = f_{ym} / (\gamma_s * FC)$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi duttili)	$f_{yd}$	440.00	[MPa]	$f_{yd} = f_{ym} / FC$
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	352.00	[MPa]	$\sigma_s = 0,8 f_{ym}$

## Strutture nuove

### Acciaio da carpenteria S275

Acciaio da carpenteria S275			
Descrizione	acciaio carpenteria nuove strutture		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	275.00	[MPa]
Resistenza a rottura dell'acciaio	$f_{tk}$	430.00	[MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.05	[-]
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	206'000.00	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.00127	[-] $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01000	[-] $\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi fragili)	$f_{yd}$	261.90	[MPa] $f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s * FC)$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi duttili)	$f_{yd}$	275.00	[MPa] $f_{yd} = f_{yk} / FC$
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	220.00	[MPa] $\sigma_s = 0,8 f_{yk}$

### Legno lamellare incollato - Classe GL24h

Legno lamellare incollato - Classe GL24h			
Descrizione	legno nuove strutture		
Tipo di legno	Legno lamellare incollato		
Classe di resistenza	GL24h		
Classe di servizio	2		
Durata del carico	Permanente		
Kmod	$K_{mod}$	0.60	[-]
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_m$	1.45	[-]
Fattore di confidenza	$FC$	1.00	[-]
Flessione	$f_{m,k}$	24.00	[MPa]
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	19.20	[MPa]
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.50	[MPa]
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	24.00	[MPa]
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.50	[MPa]
Taglio	$f_{v,k}$	3.50	[MPa]
Rototaglio	$f_{r,k}$	1.20	[MPa]
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11500.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	9600.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	300.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo elastico caratteristico perpendicolare alle fibre	$E_{90,05}$	250.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di taglio medio	$G_{mean}$	650.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di taglio caratteristico	$G_{,05}$	540.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo a rototaglio medio	$G_{r,mean}$	65.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Modulo a rototaglio caratteristico	$G_{r,05}$	54.00	[kN/mm <sup>2</sup> ]
Massa volumica caratteristica	$\rho_k$	385.00	[kg/m <sup>3</sup> ]
Massa volumica media	$\rho_m$	420.00	[kg/m <sup>3</sup> ]
Flessione	$f_{m,d}$	9.93	[MPa] $f_{m,d} = f_{m,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,d}$	7.94	[MPa] $f_{t,0,d} = f_{t,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,d}$	0.21	[MPa] $f_{t,90,d} = f_{t,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,d}$	9.93	[MPa] $f_{c,0,d} = f_{c,0,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,d}$	1.03	[MPa] $f_{c,90,d} = f_{c,90,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Taglio	$f_{v,d}$	1.45	[MPa] $f_{v,d} = f_{v,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$
Rototaglio	$f_{r,d}$	0.50	[MPa] $f_{r,d} = f_{r,k} * K_{mod} / (\gamma_m * FC)$

**Calcestruzzo C32/40**

Calcestruzzo C32/40			
Descrizione	calcestruzzo nuove strutture		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	40.00 [MPa]	
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33.20 [MPa]	$f_{ck} = 0,83 R_{ck}$
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50 [-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00 [-]	
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]	
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	41.20 [MPa]	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	3.10 [MPa]	$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$ $f_{ctm} = 2,12 \ln(1 + f_{cm}/10)$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk;0,05}$	2.17 [MPa]	$f_{ctk;0,05} = 0,7 f_{ctm}$
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk;0,95}$	4.03 [MPa]	$f_{ctk;0,95} = 1,3 f_{ctm}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	33'642.78 [MPa]	$E_{cm} = 22[f_{cm}/10]^{0,3}$
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo fessurato	$E_{cm1/2}$	16'821.39 [MPa]	$E_{cm1/2} = E_{cm} / 2$
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]	$\epsilon_{c1} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]	$\epsilon_{cu} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi fragili)	$f_{cd}$	18.81 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / (\gamma_c * FC)$
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo (meccanismi duttili)	$f_{cd}$	28.22 [MPa]	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / FC$
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.45 [MPa]	$f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	19.92 [MPa]	$\sigma_{c,caratt.} = 0,6 f_{ck}$
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	14.94 [MPa]	$\sigma_{c,q.p.} = 0,45 f_{ck}$

**Acciaio da armatura B450C**

Acciaio da armatura B450C			
Descrizione	acciaio armatura nuove strutture		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450.00 [MPa]	
Resistenza a rottura dell'acciaio	$f_{tk}$	540.00 [MPa]	
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15 [-]	
Coefficiente di sicurezza	$FC$	1.00 [-]	
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	206'000.00 [MPa]	
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.00190 [-]	$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.010 [-]	$\epsilon_{su} = 1\%$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi fragili)	$f_{yd}$	391.30 [MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / (\gamma_s * FC)$
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio (meccanismi duttili)	$f_{yd}$	450.00 [MPa]	$f_{yd} = f_{yk} / FC$
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360.00 [MPa]	$\sigma_s = 0,8 f_{yk}$

## 2.10. Modellazione dell'edificio

La modellazione dell'edificio è stata eseguita tramite software di calcolo MidasGEN. Tale software permette molteplici tipologie di analisi, dando possibilità di analisi di diverse tipologie strutturali. Si è dapprima analizzata la struttura staticamente, applicando i carichi gravitazionali e combinandoli secondo quanto indicato al §2.5.3 NTC18.

In seconda battuta si è verificata l'edificio alle azioni orizzontali.

I passaggi per eseguire la modellazione e la verifica del fabbricato sono stati i seguenti:

- Dichiarazione delle proprietà dei materiali;
- Definizione delle sezioni strutturali;
- Modellazione della geometria dell'edificio;
- Applicazione dei carichi;
- Inserimento dei vincoli;
- Ipotesi di piano rigido;
- Inserimento delle armature di travi e pilastri;
- Verifiche statiche;
- Verifiche sismiche;
- Modellazione del modello per eseguire l'analisi PUSHOVER.

### Dichiarazione delle proprietà dei materiali

MidasGen offre un'apposita sezione dedicata alla definizione dei materiali che comporranno il modello oggetto di studio.

In questa sezione è definibile il tipo di materiale e le caratteristiche quali modulo di Young, modulo di Poisson, il coefficiente termico ed il peso specifico.

Midas utilizzerà tali caratteristiche per determinare la risposta strutturale in campo elastico.

Nel caso in esame si sono creati due materiali; corrispondenti alle caratteristiche di materiale del calcestruzzo utilizzato per i pilastri (Rck400) e per il calcestruzzo utilizzato per le travi (Rck300).

Si riporta di seguito le illustrazioni elaborate dal software Midas Gen dei materiali definiti:



Material Data

General  
Material ID: 1 Name: CLS Pilastrì

Elasticity Data  
Type of Design: Concrete  
Steel: Standard, DB, Product  
Concrete: Standard: UNI(RC), Code, DB: Rck40  
Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Steel  
Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 N/mm<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[F]  
Weight Density: 0 N/mm<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 N/mm<sup>3</sup>/q

Concrete  
Modulus of Elasticity: 3.3345e+004 N/mm<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0.2  
Thermal Coefficient: 5.5556e-006 1/[F]  
Weight Density: 2.5e-005 N/mm<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 2.549e-009 N/mm<sup>3</sup>/q

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model  
Concrete: None Rebar: None

Thermal Transfer  
Specific Heat: 0 Btu/N\*[F]  
Heat Conduction: 0 Btu/mm\*hr\*[F]

Damping Ratio: 0.05

Material Data

General  
Material ID: 2 Name: CLS Travi

Elasticity Data  
Type of Design: Concrete  
Steel: Standard, DB, Product  
Concrete: Standard: UNI(RC), Code, DB: Rck30  
Type of Material:  Isotropic  Orthotropic

Steel  
Modulus of Elasticity: 0.0000e+000 N/mm<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0  
Thermal Coefficient: 0.0000e+000 1/[F]  
Weight Density: 0 N/mm<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 0 N/mm<sup>3</sup>/q

Concrete  
Modulus of Elasticity: 3.1475e+004 N/mm<sup>2</sup>  
Poisson's Ratio: 0.2  
Thermal Coefficient: 5.5556e-006 1/[F]  
Weight Density: 2.5e-005 N/mm<sup>3</sup>  
 Use Mass Density: 2.549e-009 N/mm<sup>3</sup>/q

Plasticity Data  
Plastic Material Name: NONE

Inelastic Material Properties for Fiber Model  
Concrete: None Rebar: None

Thermal Transfer  
Specific Heat: 0 Btu/N\*[F]  
Heat Conduction: 0 Btu/mm\*hr\*[F]

Damping Ratio: 0.05

## Definizione delle sezioni strutturali

Una volta determinati i materiali che costituiscono l'edificio, si sono definite le sezioni che compongono la struttura portante dell'edificio. Si è definita una sezione per ogni trave e pilastro presente nella struttura, questo per avere una migliore lettura dei dati durante la fase d'inserimento delle armature.

Si riportano alcuni esempi elaborati dal software Midas Gen della fase di definizione delle sezioni.

Properties

Material	Section	Thickness
ID	Name	Type Shape
1	P 89 x 40	User SB
2	P 50 x 30	User SB
3	P d40	User SR
4	T scala	User SB
7	T1 60 x 46	User SB
8	T2 60 x 46	User SB
9	T3 80 x 46	User SB
10	T4 80 x 46	User SB
11	T5 60 x 46	User SB
12	T6 60 x 46	User SB
13	T7 45 x 46	User SB
14	T8 45 x 46	User SB
15	T9 60 x 46	User SB
16	T10 45 x 46	User SB
17	T11 45 x 46	User SB
18	T12 45 x 46	User SB

Buttons: Add..., Modify..., Delete, Copy, Import, Renumber, Close

Section ID:  Solid Rectangle

Name:   User  DB AISC10(US)

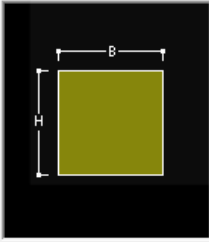
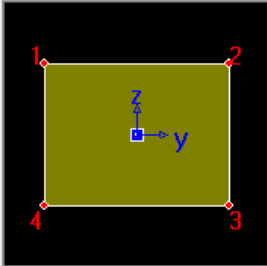
Sect. Name:   Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name: AISC10(US) Sect. Name:

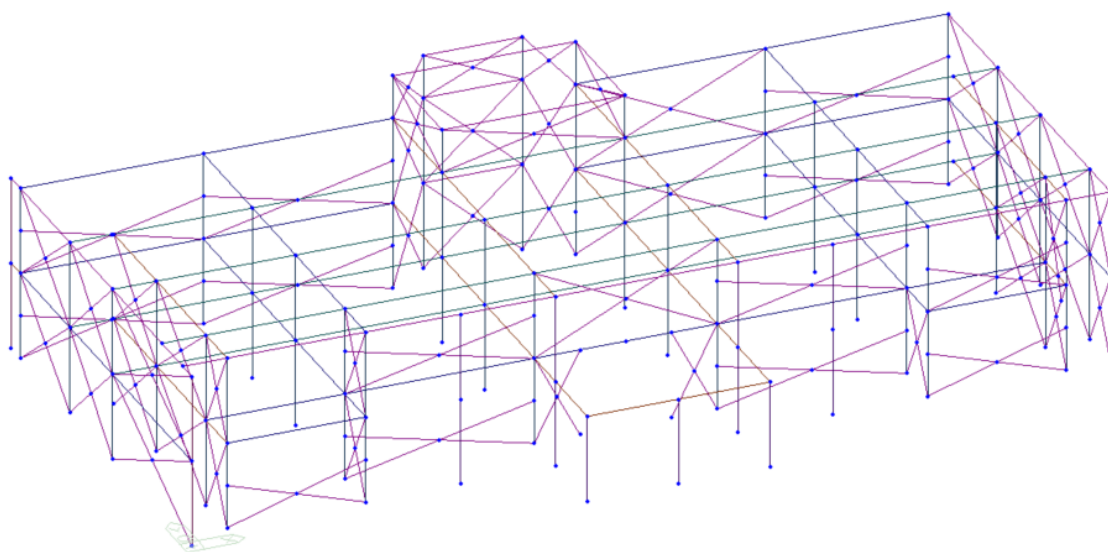
H:  m  
B:  m

Offset: Center-Center  Consider Shear Deformation.  Consider Warping Effect(7th DOF)

### Modellazione della geometria dell'edificio

La geometria della struttura è stata realizzata in prima battuta in ambiente CAD, utilizzando il software commerciale AutoCAD. In tale ambiente sono stati disegnati gli assi delle parti strutturali. Una volta completata la fase di disegno si è esportato il file in formato “.*dxg*”. Si è successivamente importato il risultato all'interno dell'ambiente *Midas*. Si è proceduto ad assegnare ad ogni elemento linea la tipologia di elemento, si è poi assegnato materiale e sezione. Si è così conclusa la fase di modellazione geometrica della struttura.

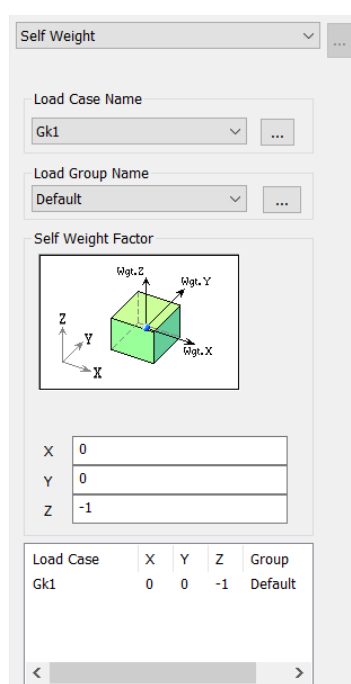


Modello geometrico (Midas Gen 2019)

### Applicazione dei carichi

I carichi sono stati applicati in modo differente a seconda della natura degli stessi.

I carichi strutturali  $G_1$ , derivanti dalla massa degli elementi strutturali impiegati (travi e pilastri) è stata applicata inserendo un vettore unitario con direzione verso il basso. Tale vettore ha la funzione di applicare l'accelerazione di gravità all'elemento strutturale.

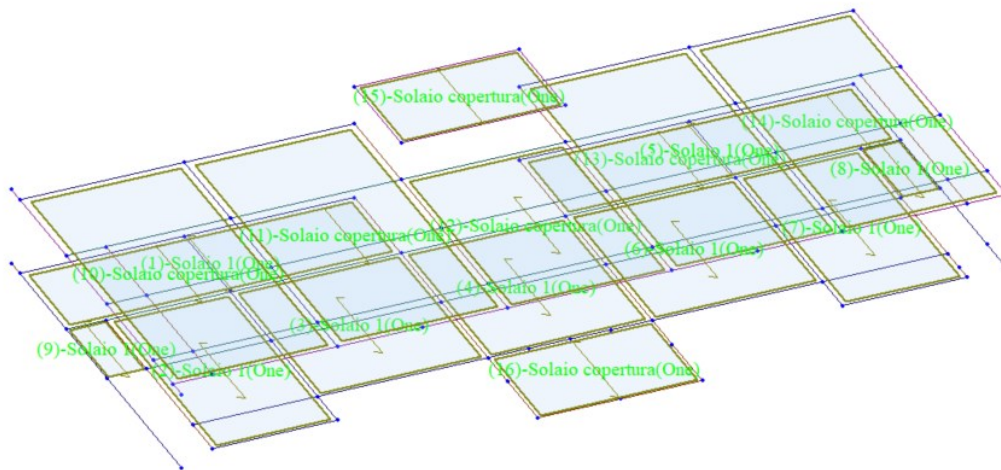


Per quanto concerne gli orizzontamenti, i carichi sono stati applicati in modo superficiale, unidirezionalmente con direzione congruente con l'orditura dei solai.

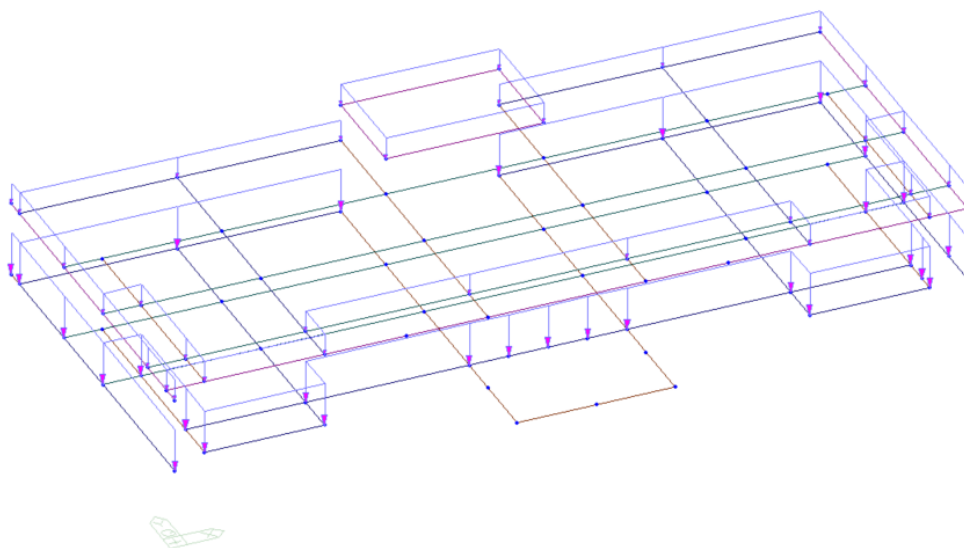
A tali carichi superficiali sono stati applicati i carichi portanti  $G_1$  e carichi permanenti portati  $G_2$  ed i carichi variabili  $Q_{ki}$  determinati al § 2.6 della presente.

Si sono creati due carichi superficiali tipo, uno per i carichi applicati al solaio intermedio con il carico variabile pari al carico derivante dalla destinazione d'uso ed uno per la copertura con il carico variabile neve.

Infine, si sono applicati i carichi delle tamponature esterne. Queste sono state modellate come carichi lineari applicati lungo il perimetro della struttura.



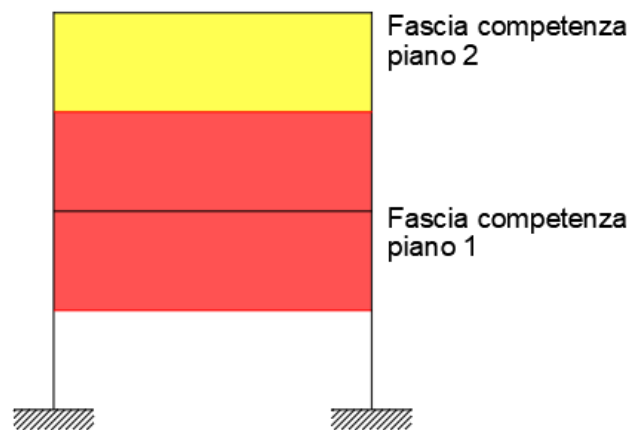
*Vista carichi superficiali (Midas Gen 2019)*



*Vista carichi lineari (Midas Gen 2019)*

Dai carichi applicati, sismicamente si definiscono le masse partecipanti. Tali masse, composte dalle masse dei componenti strutturali (G1), dai carichi permanenti non strutturali e dei tamponamenti esterni (G2), infine da quota parte dei carichi accidentali; in combinazione 2.5.7.NTC18. vengono divise per ogni orizzontamento secondo il seguente schema.

Per determinare le masse che concorreranno ai vari piani della struttura, si divide l'edificio in box: tali box avranno uno sviluppo di metà piano verso l'alto e metà piano verso il basso, come illustrato nella figura che segue.

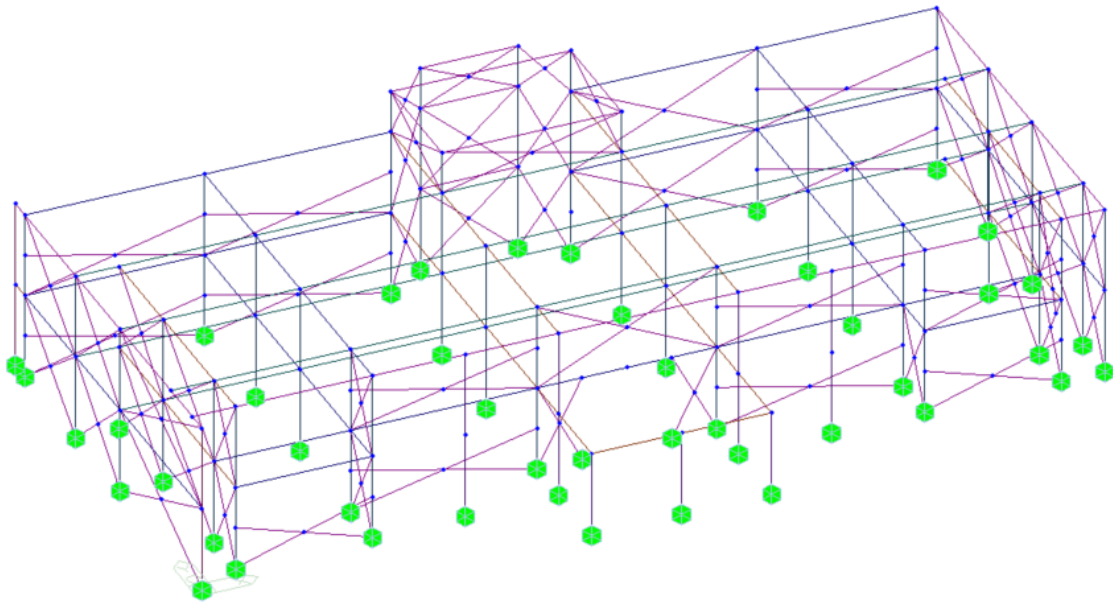


Per tale motivo i carichi lineari delle tamponature sono stati applicati anche in copertura con entità pari a metà del carico di piano.

## Vincoli alla base e fondazioni

La struttura è stata vincolata alla base mediante incastro. Questa scelta porta ad avere una struttura più rigida e di conseguenza l'incremento delle forze sismiche derivanti dallo spettro applicato.

L'inserimento di molle alla Winkler avrebbe sicuramente falsato la risposta strutturale nei confronti del sisma, tenuto conto che non sono note le caratteristiche locali del terreno. È stato possibile ricondurre il terreno ad una categoria di sottosuolo C ma non si hanno informazioni in merito alla capacità portante del suolo presente nel sito.



*Vincoli alla base (Midas Gen 2019)*

## Tamponature perimetrali

Le tamponature perimetrali, essendo di spessore considerevole assumono una rigidezza non trascurabile che va ad interagire con la rigidezza della struttura a telaio in c.a. Come visto nel primo capitolo della presente, le tamponature, soprattutto se molto rigide, assumono comportamento del tutto equivalente ad un puntone di controvento. Valutare accuratamente la rigidezza di tale puntone permette di calcolare l'incremento di sollecitazione che si avrà ai nodi della struttura in c.a. È pertanto necessario, oltre che considerare la tamponatura come carico lineare gravante sulle travi di bordo e come massa inerziale partecipante durante l'evento sismico, anche come incremento di rigidezza strutturale.

L'iterazione tamponamento – struttura è esaminabile mediante varie strade:

- Modelli a puntone equivalente;
- Modelli a bielle multiple;
- Modelli a shell ed elementi beam a plasticità concentrata.

### Modelli a puntone equivalente

Il modello a puntone equivalente è il modello maggiormente utilizzato per discretizzare l'iterazione tra tamponatura e struttura a telaio in c.a. La formulazione del puntone equivalente deriva da Polyakov e successivamente ripresa da Holmes nel 1961. Si definì il tamponamento come una biella incernierata alle estremità ed applicata diagonalmente ai nodi del telaio in c.a. La biella doveva discretizzare il tamponamento in muratura, assumeva quindi il medesimo legame costitutivo, il medesimo spessore della muratura  $t$  e la lunghezza della biella era pari alla diagonale del telaio  $d$ . L'altezza del puntone equivalente assumeva altezza  $w$  secondo la legge:

$$w \cdot d = 1.3$$

Questa legge è ormai superata e vengono adottati leggi che discretizzano in modo più articolato il contributo della muratura.

La tamponatura nel caso studio è stata applicata seguendo un modello di puntone equivalente in accordo con la legge definita da Panagiotakos e Fabris (1996). Si definisce nel seguito la legge e l'elaborazione numerica. (Susy Moro,2018).

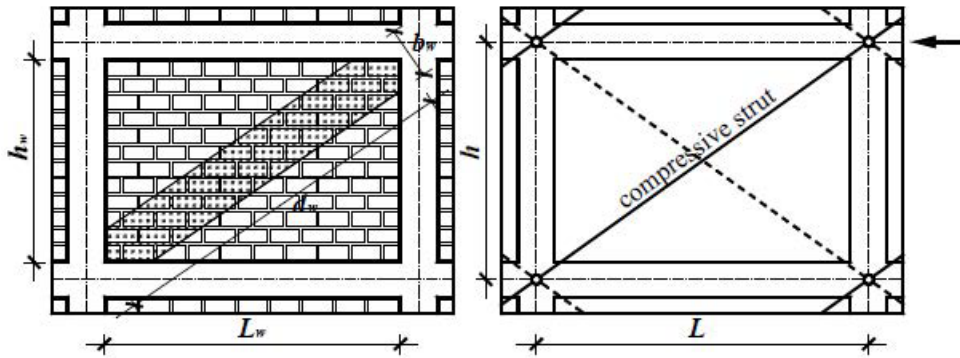


Figura 3 - Modello a puntone equivalente - P. Morandi, S. Hak, G. Magenes. "Comportamento sismico delle tamponature in laterizio in telai in c.a.: definizione dei livelli prestazionali e calibrazione di un modello numerico", 2011

### Modelli a bielle multiple

Il modello a bielle multiple è molto più evoluto rispetto al modello a puntone equivalente. Questo modello a differenza del precedente utilizza tre bielle, le quali compongono una fascia. La fascia è applicata diagonalmente, seguendo l'idea del puntone equivalente ma applica una biella al pilastro, una biella alla trave e solo la biella compresa all'interno del fascio si collega con i due nodi opposti del telaio in c.a.

Questo modello si presta particolarmente per studiare la resistenza del nodo e delle sezioni di travi e pilastri in prossimità dei nodi. L'applicazione della biella nel pilastro o nella trave introduce forze taglienti difficilmente assimilabili da questi elementi se non sono stati adeguatamente studiati i dettagli.

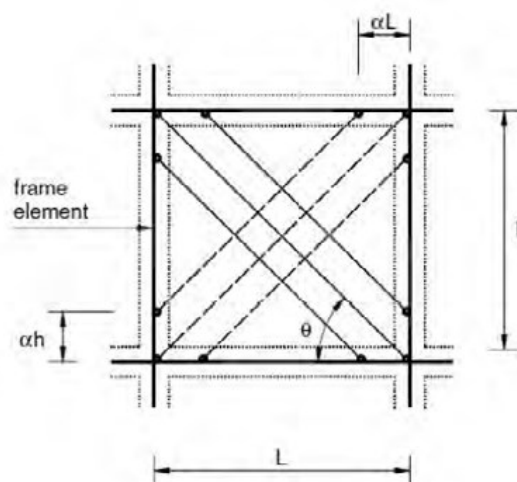


Figura 4 - Modello a bielle multiple - C.Z. Chrysostomou, P.G. Asteris. "On the in-plane properties and capacities of infilled frames", Eng. Struct., 2012



### Modelli a shell ed elementi beam a plasticità concentrata

Il modello a shell discretizza il tamponamento con un elemento shell indeformabile e quattro cerniere ai vertici con molle non lineari sulle diagonali. Ogni lato del quadrilatero può interagire con gli altri elementi per mezzo di una distribuzione di molle non lineari; infatti, ogni interfaccia è costituita da molle perpendicolari al lato e da una molla aggiuntiva longitudinale, parallela al lato stesso. Questo modello è molto complesso e computazionalmente molto esoso.

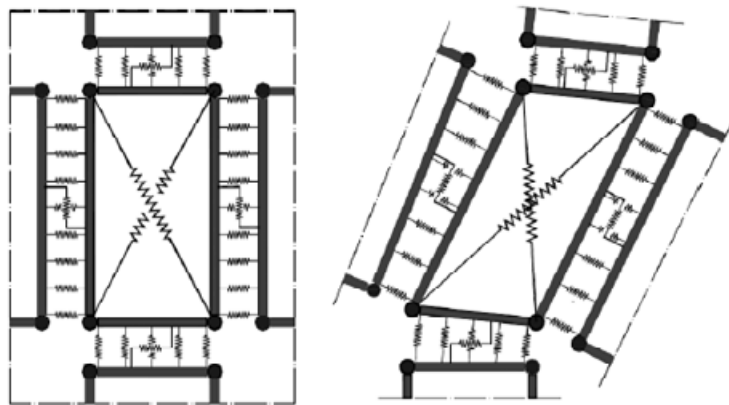


Figura 5 - Modellazione della Tamponatura secondo Calìo-Pantò - I. Calìo, B. Pantò. "A macro-element modelling approach of Infilled Frame Structures", *Comput. Struct.*, 2014;

### Caso studio – Modello a puntone equivalente

L'applicazione al caso studio ha visto l'utilizzo del modello a puntone equivalente secondo quanto proposto dalla formulazione di Panagiotakos e Fabris (1996).

Si è definita dapprima la curva forza – spostamento del puntone equivalente secondo una spezzata a quattro tratti che definisce il comportamento elasto-plastico della tamponatura.

I tratti sono così suddivisi: un primo tratto in cui il contributo rappresentativo del comportamento a taglio della tamponatura non fessurata, un secondo tratto che caratterizza il puntone equivalente del pannello fessurato, un terzo tratto che rappresenta la resistenza massima della tamponatura ed infine un ultimo tratto in cui si sviluppa la resistenza residua costante. Quest'ultimo contributo è costante e trascurabile.

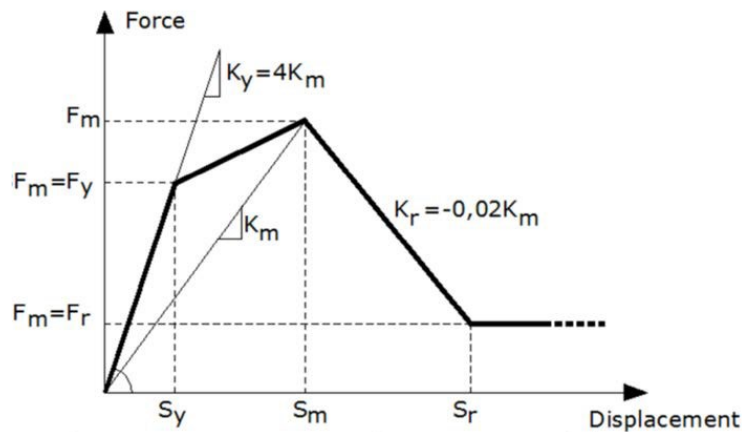


Figura 6 - Legge forza - spostamento secondo Panagiotakos e Fabris (1996)

I tratti sono stati definiti secondo le seguenti formulazioni.

- |  |                                       |
|--|---------------------------------------|
| • Rigidezza iniziale del pannello non fessurato        | $K_y = \frac{G_m t l}{h}$             |
| • Carico di prima fessurazione                         | $F_y = f_{vk0} t l$                   |
| • Spostamento corrispondente al carico di fessurazione | $S_y = \frac{F_y}{K_y}$               |
| • Rigidezza di formazione del puntone equivalente      | $K_m = \frac{E_m a t}{d}$             |
| • Carico massimo                                       | $F_m = 1.3 F_y$                       |
| • Spostamento al carico massimo                        | $S_m = S_y + \frac{F_m - F_y}{K_m}$   |
| • Rigidezza tratto di softening                        | $K_r = -a K_y$                        |
| • Carico residuo                                       | $F_r = 0.1 F_y$                       |
| • Spostamento ultimo                                   | $S_r = S_m + \frac{F_m - F_r}{ K_r }$ |

Dove:

- $h, t, l$ : sono l'altezza, lo spessore e la lunghezza del pannello di tamponatura all'interno del singolo specchio di telaio;
- $d$ : è la lunghezza diagonale del pannello;
- $E_m, G_m$ : sono il modulo di elasticità normale ed il modulo di elasticità tangenziale del pannello di tamponatura;
- $A$ : è l'altezza del puntone equivalente valutata secondo la formulazione di Klinger e Bertero

$$a = 0.175(\lambda h)^{-0.4} d$$

Dove  $\alpha$  rappresenta la relazione tra altezza del puntone compresso e la lunghezza di contatto pannello - telaio, espressa analiticamente da Smith (1962) e basata sulla formulazione della lunghezza di contatto tra trave con carico concentrato su fondazione elastica:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4 E J_{col} h_{col}}}$$

Con:

- $\theta = \arctan \frac{h}{l}$ ;
- $E J_{col} h_{col}$  sono la rigidezza flessionale del pilastro e la rispettiva altezza, misurata tra gli interassi delle travi.

Numericamente si sono ottenuti i seguenti risultati.

Si considerata la tamponatura perimetrale dell'edificio di spessore  $t = 40 \text{ cm}$  coerente con lo spessore riportato nei progetti originali. È stata ipotizzata in mattoni semipieni con malta cementizia (secondo tab.C8.5.I della circolare applicativa) con le seguenti caratteristiche:

- Resistenza a taglio in assenza di carichi verticali  $f_{v0} = 0.20 \text{ MPa}$
- Valore medio del modulo di elasticità normale  $E_m = 4550 \text{ MPa}$
- Valore medio del modulo di elasticità tangenziale  $G_m = 1140 \text{ MPa}$
- Peso specifico medio  $w = 15 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali  $\tau_0 = 0.08 \text{ MPa}$

In mancanza di dettagli costruttivi, proprietà del materiale impiegato e stratigrafie della tamponatura perimetrale, si è considerato un fattore di confidenza LC1. Sono state considerate quindi le resistenze minime riportate in Circolare applicativa.

La struttura in ca è stata considerata con le proprietà meccaniche riportate al capitolo 2 "materiali da costruzione impiegati".

La geometria del tamponamento è stata considerata di lunghezza pari a 8.00 m, di altezza pari a 3.40 m.

Si ottiene di conseguenza una lunghezza della diagonale  $d = 8.692 \text{ m}$

Di conseguenza:

$$\theta = \arctan \frac{h}{l} = 23.03^\circ$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin(2\theta)}{4 E J_{col} h_{col}}} = \sqrt[4]{\frac{4550 \cdot 400 \sin(2 \cdot 23.03)}{4 \cdot 32300 \cdot 2.13 \cdot 10^9 \cdot 3600}} = 0.00107 \frac{1}{mm}$$

$$a = 0.175(0.00107 \cdot 3600)^{-0.4} 8692 = 906.811 \text{ mm}$$

I parametri della curva sono i seguenti:

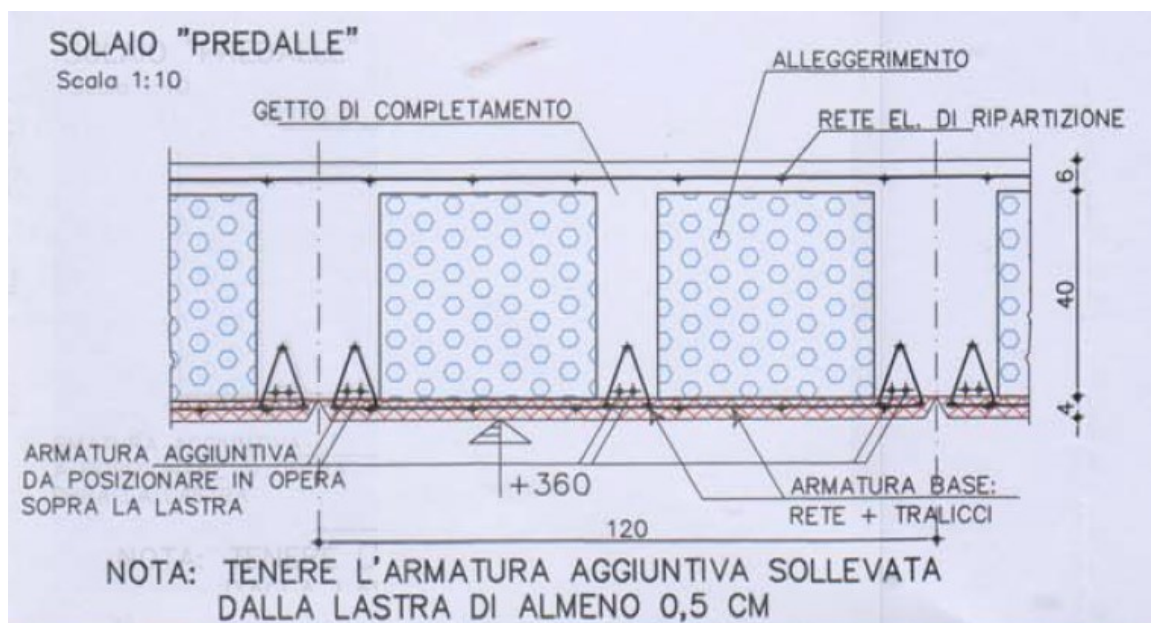
- $K_y = 1072941.18 \text{ N/mm}$
- $F_y = 22.40 \text{ kN}$
- $S_y = 0.021 \text{ mm}$
- $K_m = 189863.91 \text{ N/mm}$
- $F_m = 29.12 \text{ kN}$
- $S_m = 0.056 \text{ mm}$
- $K_r = -107294.12 \text{ N/mm}$
- $F_r = 2.24 \text{ kN}$
- $S_r = 0.328 \text{ mm}$

Si è considerato il valore di  $K_m$  come rigidità del puntone equivalente da applicare al modello di calcolo.

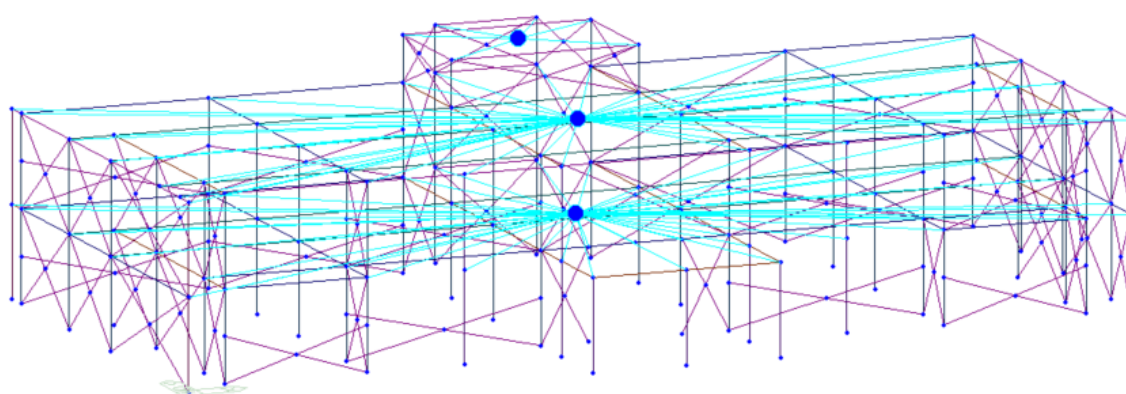
## Orizzontamenti

Gli orizzontamenti della struttura sono modellati come piani infinitamente rigidi. Questa modellazione è risultato dello studio del progetto originale. In tale progetto, infatti, è riportata la stratigrafia dei solai, nei quali è indicata un'altezza totale pari a 50 cm e la presenza di una cappa collaborante pari a 6.0 cm.

Si riporta di seguito il particolare della stratigrafia.



Si riporta di seguito l'illustrazione dei piani rigidi applicati alla struttura.



Modellazione degli orizzontamenti (Midas Gen 2019)

## Combinazioni di carico

Il calcolo delle sollecitazioni avviene considerando le combinazioni di carico:

Combinazioni allo stato limite ultimo  $F_d = \gamma_{G1} * G_{1k} + \gamma_{G2} * G_{2k} + \gamma_q [Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})]$

Combinazioni rare:  $F_d = G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} * Q_{ik})$

Combinazioni frequenti  $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \gamma_{1l} * Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

Combinazioni quasi permanenti:  $F_d = G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})$

Combinazione sismica:  $F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + \sum (\psi_{2i} * Q_{ik})]$

Con:

verifica per lo stato limite di equilibrio

$\gamma_{G1} = 1,1$  (oppure 0,9)  $G_k =$  pesi permanenti

$\gamma_{G2} = 1,5$  (oppure 0)  $G_k =$  pesi permanenti non strutturali

$\gamma_{Qi} = 1,5$  (oppure 0)  $Q_k =$  pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo resistente

$\gamma_{G1} = 1,3$  (oppure 0,9)  $G_k =$  pesi permanenti

$\gamma_{G2} = 1,3$  (oppure 0)  $G_k =$  pesi permanenti non strutturali

$\gamma_{Qi} = 1,5$  (oppure 0)  $Q_k =$  pesi accidentali

verifica per lo stato limite ultimo geotecnico

$\gamma_{G1} = 1,0$   $G_k =$  pesi permanenti

$\gamma_{G2} = 1,3$  (oppure 0)  $G_k =$  pesi permanenti non strutturali

$\gamma_{Qi} = 1,3$  (oppure 0)  $Q_k =$  pesi accidentali

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$  : coefficienti da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche (secondo tabella Tab. 2.5.I da D.M. 17/01/2018):

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

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Nello specifico, sono state implementate nel programma di calcolo le seguenti combinazioni di carico:

#### *Famiglia SLU*

Il nome compatto della famiglia è SLU. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
1	gLCB1	$1.3D + 1.5(1.0Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H})$
2	gLCB2	$1.3D + 1.5(0.7Q \text{ cat C} + 1.0Q \text{ cat H})$
3	gLCB3	$1.3D + 1.5(1.0Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.5(0.5Q \text{ n})$
4	gLCB4	$1.3D + 1.5(0.7Q \text{ cat C} + 1.0Q \text{ cat H}) + 1.5(0.5Q \text{ n})$
5	gLCB5	$1.3D + 1.5(0.7Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.5(1.0Q \text{ n})$

#### *Famiglia SLE rara*

Il nome compatto della famiglia è SLE RA. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
38	gLCB44	1.0D + (1.0Q cat C + 0.0Q cat H)
39	gLCB45	1.0D + (0.7Q cat C + 1.0Q cat H)
40	gLCB46	1.0D + (1.0Q cat C + 0.0Q cat H) + (0.5Q n)
41	gLCB47	1.0D + (0.7Q cat C + 1.0Q cat H) + (0.5Q n)
42	gLCB48	1.0D + (0.7Q cat C + 0.0Q cat H) + (1.0Q n)

#### *Famiglia SLE frequente*

Il nome compatto della famiglia è SLE FR. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
43	gLCB43	1.0D + (0.7Q cat C + 0.0Q cat H)
44	gLCB44	1.0D + (0.6Q cat C + 0.0Q cat H)
45	gLCB45	1.0D + (0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + (0.3Q n)

#### *Famiglia SLE quasi permanente*

Il nome compatto della famiglia è SLE QP. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
46	gLCB46	1.0D + (0.6Q cat C + 0.0Q cat H)

#### *Famiglia SLU eccezionale*

Il nome compatto della famiglia è SLU EX. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
------	------------	--------------

#### *Famiglia SLO*

Il nome compatto della famiglia è SLO. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
1		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS)+Risposta ...
2		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS)-Risposta ...
3		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS)+Risposta ...
4		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS)-Risposta ...



5		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
6		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
7		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
8		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
9		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
10		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
11		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
12		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
13		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
14		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
15		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
16		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
17		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
18		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
19		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
20		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
21		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
22		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
23		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
24		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
25		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
26		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
27		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
28		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
29		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
30		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
31		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
32		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...

### Famiglia SLD

Il nome compatto della famiglia è SLD. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
1		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
2		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
3		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
4		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
5		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
6		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
7		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
8		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...

9		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
10		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
11		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
12		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
13		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
14		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
15		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
16		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
17		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
18		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
19		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
20		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
21		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
22		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
23		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
24		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
25		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
26		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
27		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
28		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
29		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
30		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
31		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
32		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) - 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...

### Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV. Le combinazioni sono coerenti con quanto prescritto al §2.5.3 NTC18.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

NOME	NOME BREVE	COMBINAZIONE
1		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
2		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
3		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
4		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
5		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
6		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
7		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))+Risposta ...
8		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta y(RS))-Risposta ...
9		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...
10		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))-Risposta ...
11		1.0D + 1.0(0.6Q cat C + 0.0Q cat H) + 1.0(1.0(1.00))(Risposta x(RS))+Risposta ...

12		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}-\text{Risposta ...}$
13		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
14		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$
15		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
16		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) + 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$
17		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}+\text{Risposta ...}$
18		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}-\text{Risposta ...}$
19		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}+\text{Risposta ...}$
20		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}-\text{Risposta ...}$
21		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
22		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$
23		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
24		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$
25		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}+\text{Risposta ...}$
26		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}-\text{Risposta ...}$
27		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}+\text{Risposta ...}$
28		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta x(RS)}-\text{Risposta ...}$
29		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
30		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$
31		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}+\text{Risposta ...}$
32		$1.0D + 1.0(0.6Q \text{ cat C} + 0.0Q \text{ cat H}) - 1.0(1.0(1.00))(\text{Risposta y(RS)}-\text{Risposta ...}$

Le eccentricità accidentali vengono considerate secondo §7.2.6 NTC18 ovvero spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione considerata di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

## Inserimento delle armature di travi e pilastri

Le armature degli elementi strutturali sono state inserite mediante lo specifico comando offerto dal software Midas Gen. È possibile inserire le armature per quarti di trave, ovvero è possibile creare una distinzione per armatura longitudinale e staffe nella lunghezza della trave stessa. Il software, come detto lavora per quarti di trave, ovvero dispone le armature in tre fasce diverse: End(I), Center, End (J). End (I) è riferito al primo quarto di trave in prossimità dell'appoggio, End (J) è riferito all'ultimo quarto di trave in prossimità dell'appoggio opposto. Center va a disporre le armature nei 2/4 di trave centrali.

L'ordine  $i, j$  è definito secondo gli assi locali dell'elemento. Risulta quindi fondamentale creare gli elementi in modo coerente, in modo da disporre tutti gli assi locali in modo coerente tra loro.

Si riporta di seguito la schermata che presenta il software per disporre le armature.

The screenshot shows the 'Rebar' placement interface in Midas Gen. On the left, a table lists sections (SECT) with names and bar types. The 'Beam Property' diagram shows a cross-section with dimensions  $H_c$ ,  $B_c$ ,  $d_T$ , and  $d_B$ . The 'Rebar' table is as follows:

Rebar		End(I)		Center		End(J)		
m a i n	Top	1	5	P16	5	P16	5	P16
	Bot	2	0	P16	0	P16	0	P16
	Stirrup	P8	3	@ 100	3	@ 200	3	@ 100
	Skin		0		0		0	

Concrete Face to Center of Rebar( $d_T, d_B$ ): 0.025, 0.025 m

Detail Figure shows three diagrams for End(I), Center, and End(J) with local axes  $z$  and  $y$ .

## Vulnerabilità sismica

La norma permette lo studio di vulnerabilità sismica mediante quattro tipologie di analisi. Si riporta di seguito una breve sintesi:

- Analisi statica lineare;
- Analisi dinamica modale;
- Analisi statica non lineare;
- Analisi dinamica non lineare.

La geometria, tipologia strutturale e importanza della struttura identificano il metodo di analisi più idoneo da utilizzarsi.

Nelle analisi di tipo statico l'equilibrio è trattato staticamente. Dato un sistema di carichi statici si determinano sollecitazioni e spostamenti. Gli effetti dinamici generati dalle forze inerziali non vengono considerati.

Nelle analisi di tipo dinamico l'equilibrio è trattato dinamicamente.

Si riporta di seguito una rassegna delle tipologie di analisi computabili.

### Analisi Statica Lineare

L'analisi statica lineare, secondo §7.3.1 NTC18 e §7.3.2 NTC18, è il tipo di analisi più semplice consentito da normativa. Consiste nell'applicazione di forze orizzontali, equivalenti alle forze inerziali indotte dal sisma, al sistema strutturale oggetto di studio. Per avere risultati attendibili, la struttura deve rispettare i seguenti criteri:

- Il periodo  $T_1$  associato primo modo di vibrare della struttura dev'essere minore a  $2.5 T_C$  (inizio del tratto di spettro a velocità costante) o minore a  $T_D$  (inizio del tratto di spettro a spostamento costante);
- L'edificio deve essere regolare in pianta e in altezza.

L'analisi statica lineare considera solo il primo modo di vibrare, calcolando il periodo  $T_1$  in modo approssimato, evitando l'esecuzione di un'analisi modale.

La distribuzione delle forze orizzontali è considerata crescente in modo lineare con l'aumentare dell'altezza.

### Analisi Dinamica Lineare

L'analisi dinamica lineare, secondo §7.3.1 NTC18 e §7.3.2 NTC18, detta anche analisi modale con spettro di risposta, consiste nella determinazione dei modi di vibrare della struttura; per ogni modo di vibrare si calcolano sollecitazioni e spostamenti dati dall'azione sismica derivante dallo spettro di progetto. Gli effetti dell'azione sismica vengono combinati tra loro secondo la regola di combinazione quadratica completa definita in normativa. In quest'analisi vengono considerati tutti i modi in cui vi sia una massa partecipante superiore al 5% per un numero di modi di vibrare che permettano di avere una massa partecipante totale maggiore all'80%.

### Analisi Statica Non Lineare

L'analisi statica non lineare, secondo §7.3.1 NTC18 e §7.3.2 NTC18, nota come analisi Pushover permette di ottenere la curva di capacità della struttura. Tale curva è definita come relazione forza tagliante – spostamento del punto di controllo generalmente posto in prossimità del baricentro e all'ultimo orizzontamento dell'edificio.

Per ottenere la curva di capacità vengono applicati i carichi gravitazionali secondo combinazione definita al §2.5.3. NTC18 ed una distribuzione di forze orizzontali in corrispondenza degli impalcati. Le forze orizzontali vengono incrementate in modo da far variare linearmente spostamento del punto di controllo fino ad arrivare al collasso locale o globale della struttura.

Quest'analisi dev'essere eseguita almeno due volte applicando due diverse distribuzioni di carico.

Le due distribuzioni, inerziali, sono così definite:

- Distribuzione principale (o Gruppo 1) – distribuzione legata ai modi di vibrare definiti dall'analisi modale;
- Distribuzione secondaria (o Gruppo 2) – distribuzione uniforme delle forze d'inerzia lungo l'altezza dell'edificio.

Si riporta di seguito uno schema illustrativo dei due tipi di distribuzione.

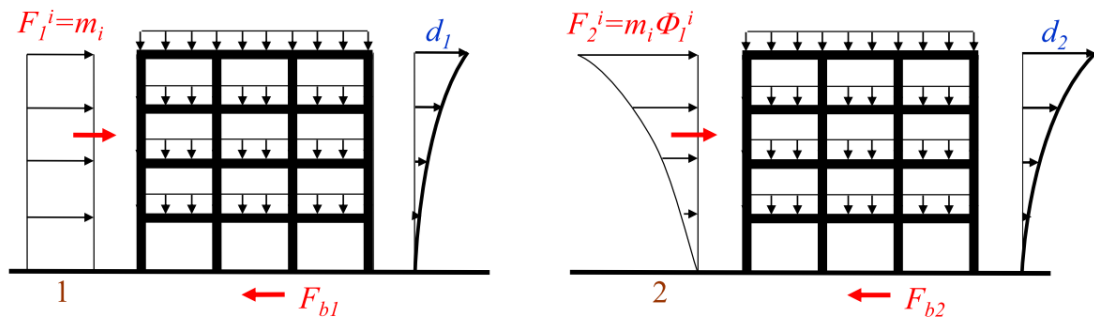


Figura 7 - Distribuzione delle forze orizzontali - a) forze proporzionali alle masse; b) forze proporzionali alle masse per la deformata del Modo fondamentale.

La curva di capacità del sistema strutturale è ottenibile associando alla struttura oggetto di studio un sistema equivalente ad un solo grado di libertà, ovvero un oscillatore semplice con comportamento elastoplastico.

#### Analisi Dinamica Non Lineare

L'analisi dinamica non lineare, secondo §7.3.1 NTC18 e §7.3.2 NTC18, consiste nell'integrazione delle equazioni del moto per il calcolo della risposta sismica di una struttura sottoposta ad una data storia temporale del moto del terreno, ovvero a un accelerogramma, utilizzando un modello non lineare della struttura. Tale analisi necessita di modelli non lineari in grado di riprodurre il comportamento post-elastico così da rappresentare correttamente la capacità dissipativa per isteresi.

## L'analisi PUSHOVER con modello a fibre

Le analisi non-lineari di modelli strutturali tridimensionali sono computazionalmente molto onerose, per cui la proiezione di elementi strutturali tridimensionali in elementi monodimensionali può portare grandi benefici ed economie di calcolo senza compromettere l'accuratezza dei risultati per travi e colonne (Filippou et al., 1997).

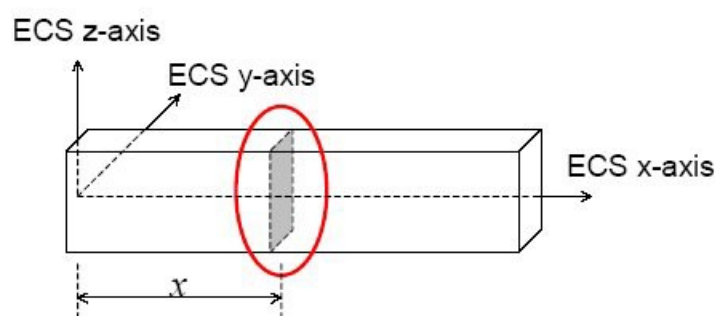
Da questo concetto il modello a fibre discretizza l'elemento beam, il quale ha deformabilità sia assiale che in entrambe le direzioni fuori piano, in un insieme di fibre con capacità deformativa solamente assiale.

Gli elementi sono discretizzati in fibre longitudinali di calcestruzzo e acciaio. La relazione di forza-deformazione nella sezione deriva dall'integrazione della relazione sforzo-deformazione di ciascuna fibra. Il comportamento non-lineare dell'elemento deriva dalla non linearità della relazione sforzo-deformazione delle fibre di acciaio e di calcestruzzo.

Gli elementi a fibre implementati nel codice di calcolo Midas Gen assumono che le sezioni siano perpendicolari all'asse dell'elemento e rimangano piane durante tutta la fase di sollecitazione. L'affidabilità del risultato analitico dipende anche dall'accuratezza dei modelli per i materiali scelti. Fibre più fitte portano a risultati più accurati, ma innalzano il carico computazionale richiesto. È necessario creare un modello a fibre coerente con il livello di accuratezza necessario.

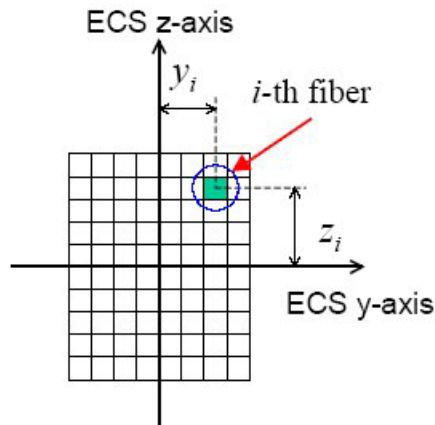
La trattazione del modello a fibre segue la formulazione di flessibilità descritta in Spacone et al. (1996).

Per ogni sezione dell'elemento si viene ad individuare un fascio di fibre parallele l'una all'altra, in cui ciascuna fibra segue un legame uniassiale sforzo deformazione legato alla caratteristica del materiale di cui è costituita; non è quindi specificato alcun legame costitutivo sforzo – deformazione legato alla sezione dell'elemento.



*Sistema di riferimento relativo per l'elemento (ECS) nel modello a fibre (Midas IT, 2005)*





*Localizzazione della i-esima fibra nella sezione suddivisa in n fibre (Midas IT, 2005)*

La trattazione del modello a fibre mediante la formulazione di flessibilità, riporta alla formulazione dell'elemento *beam* secondo Eulero – Bernoulli, con espressione differente delle funzioni di interpolazione delle forze, delle forze nella sezione e la flessibilità della sezione.

Data la natura del modello a fibre si è proceduto quindi per step, partendo dal modello lineare della struttura creato ed implementando dapprima le proprietà plastiche dei materiali, successivamente definendo le sezioni e per ultimo si è proceduto ad assegnare le sezioni generate per la creazione delle cerniere plastiche.

Questo studio si voleva compiere sia per lo Stato Di Fatto e sia per lo Stato Di Progetto. Come si spiegherà nelle conclusioni, tale procedura non è stata possibile.

#### Definizione delle proprietà del materiale plastico

Anzitutto è indispensabile definire il comportamento plastico dei materiali presenti nella struttura.

L'ambiente Midas Gen offre svariati legami costitutivi, per la modellazione in esame sono stati adottati i seguenti:

- Legge di Kent & Park per il calcestruzzo confinato;
- Legge di Menegotto – Pinto per l'acciaio di armatura;
- Il modello di Mander per il calcestruzzo non confinato.

La legge di Kent & Park è particolarmente adatto a descrivere la legge costitutiva del calcestruzzo compresso. Questo modello non considera il contributo del calcestruzzo teso, descrive in modo

molto accurato il legame sforzo – deformazione, tenendo in considerazione del contributo del softening.

Il legame è definito come di seguito:

$$\text{per } \varepsilon_c < \varepsilon_0 \quad \sigma_c = K f'_c \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

$$\text{per } \varepsilon_0 < \varepsilon_c < \varepsilon_u \quad \sigma_c = K f'_c [1 - Z(\varepsilon_c - \varepsilon_0)] \geq 0.2 K f'_c$$

dove:

$$\varepsilon_0 = 0.002 K$$

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c}$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3+0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{h'}{h}} - 0.002 K}$$

$\varepsilon$ : deformazione della fibra di calcestruzzo

$\sigma$ : sforzo nella fibra di calcestruzzo

$\varepsilon_0$ : deformazione per sforzo massimo

$\varepsilon_u$ : deformazione ultima

$K$ : fattore di aumento di resistenza dovuto al confinamento laterale

$Z$ : pendenza della curva di softening

$f'_c$ : resistenza di compressione su cilindri (MPa)

$f_{yh}$ : valore di snervamento per le staffe

$\rho_s$ : percentuale di staffe = Volume delle staffe / Volume del nucleo di calcestruzzo

$h'$ : larghezza del nucleo di calcestruzzo (lato più lungo del rettangolo)

$s_k$ : spaziatura verticale tra le staffe

Si riporta un diagramma qualitativo della curva sforzo – spostamento definito nel legame di Kent & Park.

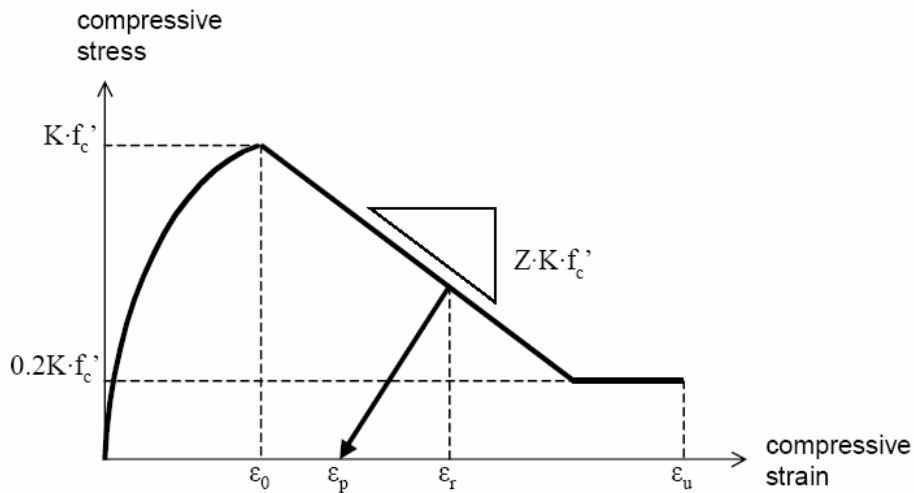


Diagramma teorico sforzo - deformazione per il legame Kent & Park (Midas Gen 2019)

Come visto dalle relazioni definite, questo legame prende in considerazione il grado di confinamento (nel contributo di  $K$ ). Si è reso dunque necessario definire una proprietà di calcestruzzo per ogni elemento della struttura e per ogni variazione di spaziatura tra le staffe di ogni elemento.

Di seguito è riportato l'interfaccia di MidasGen per l'inserimento del materiale calcestruzzo con legge costitutiva di Kent & Park.

Inelastic Material Model ×

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Reference Material :

**Skeleton Curve**

$f'_c$  :  N/mm<sup>2</sup> ...  $K$  :

$\epsilon_{c0}$  :

$\epsilon_{c1}$  :    $Z$  :  ( $\epsilon_{c1} = 0.8/Z + \epsilon_{c0}$ )

$\epsilon_{cu}$  :  >  $\epsilon_{c1}$

Strength After Critical Strain( $\epsilon_{cu}$ ) Property

Assume Strength as Zero  Keep the Strength

Definizione proprietà plastiche del calcestruzzo - Legge di Kent & Park

Per l'acciaio di armatura, Feb44k, è stato utilizzato il modello di Menegotto-Pinto(1973) e successivamente rielaborato da Filippou et al. (1983). Questo modello considera il ciclo isteretico con incrudimento compiuto dal materiale, in questo caso acciaio, sottoposto a cicli di sollecitazione con risposta del materiale plastica.

Il legame è definito come di seguito:

$$\sigma^* = b \varepsilon^* + \frac{(1-b)\varepsilon^*}{(1+\varepsilon^{*R})^{1/R}}$$

Questa equazione definisce la transizione curvilinea da un asintoto con pendenza  $E_0$  ( $E$  nella figura sottostante) ed un asintoto con pendenza  $E_1$  ( $b \cdot E$  nella figura sottostante) in cui:

$$\varepsilon^* = \frac{\varepsilon - \varepsilon_r}{\varepsilon_0 - \varepsilon_r}$$

$$\sigma^* = \frac{\sigma - \sigma_r}{\sigma_0 - \sigma_r}$$

$$R = R_0 - \frac{a_1 \xi}{a_2 + \xi}$$

Con:

$\varepsilon$ : deformazione della fibra di acciaio;

$\sigma$ : sforzo della fibra di acciaio;

$(\varepsilon_r, \sigma_r)$ : punto di scarico, assunti pari a (0,0) nello stato elastico iniziale;

$(\varepsilon_0, \sigma_0)$ : intersezione dei due asintoti, che definisce il percorso carico – scarico;

$b$ : fattore di riduzione della rigidità;

$\xi$ : differenza tra il massimo valore di deformazione nella direzione del carico o dello scarico  $\varepsilon_0$  (valore assoluto);

$R_0, a_1, a_2$ : costanti ricavate da Filippou et al. (1963) pari a  $R_0 = 20$ ;  $a_1 = 18.5$ ;  $a_2 = 0.15$ .

Si riporta nel seguito uno schema tipologico del legame sforzo – deformazione di Menegotto – Pinto.

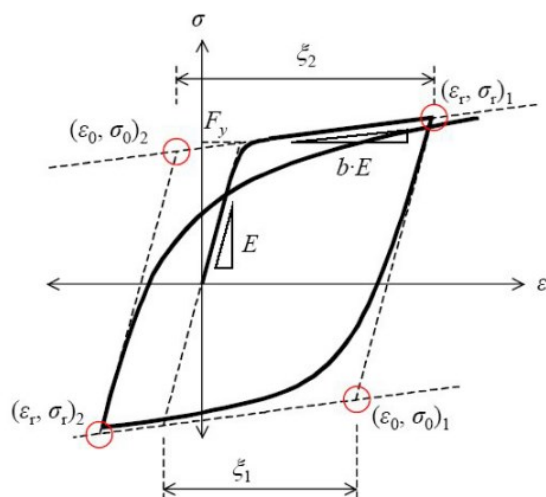
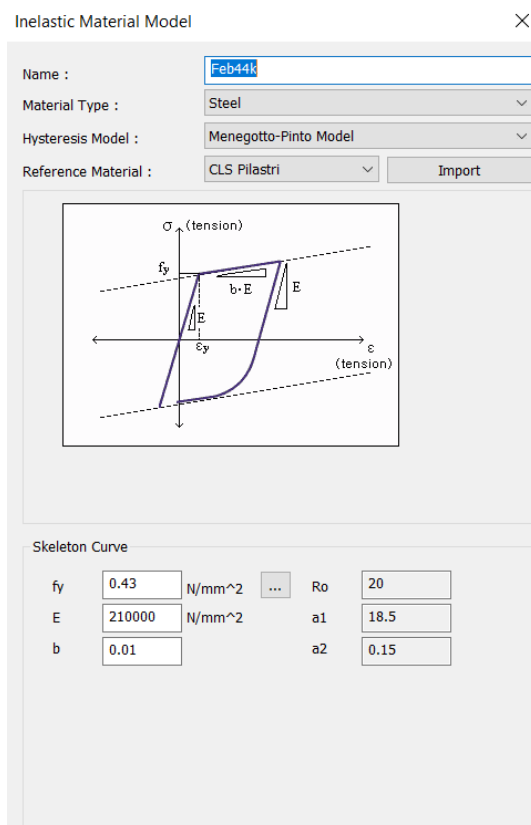


Figura 8 - legge sforzo – deformazione di Menegotto – Pinto

Di seguito è riportato l'interfaccia di MidasGen per l'inserimento del materiale acciaio con legge costitutiva di Menegotto – Pinto. Per questo materiale, a differenza del calcestruzzo confinato, è sufficiente definire un solo tipo di legge costitutiva in quanto risulta indipendente dal grado di confinamento ed altri aspetti legati alla geometria dell'elemento.



Definizione proprietà plastiche del calcestruzzo - Legge di Menegotto – Pinto

È noto che un buon confinamento del calcestruzzo mediante le barre longitudinali e le staffe a impedimento di svergolamento della sezione incrementa in modo importante la resistenza del materiale nei confronti di sollecitazioni assiali e flessionali.

Una sezione in calcestruzzo è composta da più aree di calcestruzzo, una all'interno dell'armatura, e quindi confinata, ed una esterna a questa, con funzione di copriferro e non confinata con resistenza a compressione pari alla resistenza originale del materiale non confinato.

Il modello di Mander considera in modo unificato il grado di confinamento del calcestruzzo considerando diverse tipologie e disposizioni delle armature trasversali. I parametri considerati da questo modello sono i seguenti:

- Spaziatura tra le staffe;
- Presenza di staffe o ganci aggiuntive;
- Distribuzione dell'armatura longitudinale rispetto alla sezione di calcestruzzo;
- Rapporto tra l'area dell'armatura trasversale e l'area della sezione di calcestruzzo armato
- Forma delle staffe.

Il modello di Mander considera l'equazione proposta da Popovics (1973) in cui la tensione di compressione sul calcestruzzo a fronte di uno sforzo quasi statico con andamento monotono è pari a:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

Con:

$f'_{cc}$ : pari alla tensione sviluppata dal calcestruzzo confinato;

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

Il contributo  $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right]$

Dove  $\varepsilon_c$  è la deformazione del calcestruzzo a fronte della compressione applicata,  $f'_{c0}$  è la tensione del calcestruzzo non confinato ed  $\varepsilon_{c0}$  la relativa deformazione.

Per il calcestruzzo non confinato, il ramo di curva discendente, ovvero per  $\varepsilon_c > 2\varepsilon_{c0}$  è rappresentato con tratto rettilineo fino alla tensione nulla in quanto a tale deformazione si ha l'espulsione del copriferro e quindi si ha l'annullamento di questo contributo. (Fattori,2009).

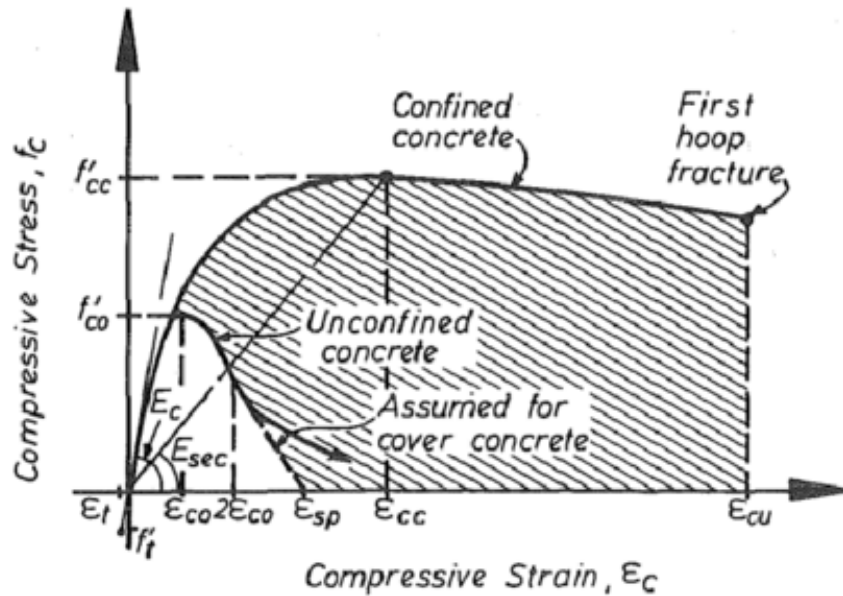


Figura 9 - Diagramma sforzo deformazione modello di Mander

Di seguito è riportato l'interfaccia di MidasGen per l'inserimento del materiale calcestruzzo non confinato con legge costitutiva di Mander.

Inelastic Material Model

×

Name :

Material Type :

Hysteresis Model :

Reference Material :

---

**Concrete Type**

Unconfined Concrete : Cover Concrete

Confined Concrete : Core Concrete

Material() and section() data are only referred to during a file import. Modified material() and section() data will not be updated. Re-importing a file is not required.

**Unconfined Concrete Data**

fco' : Unconfined Concrete Strength   N/mm<sup>2</sup>

eco : Unconfined Concrete Strain

Corresponding to fco' (generally eco=0.002 can be assumed)

ecy : Yield Strain for Unconfined Concrete

esp : Spalling Strain for Unconfined Concrete

Ec : Elastic Modulus of Concrete

N/mm<sup>2</sup>

ft' : Tensile Strength of Concrete

N/mm<sup>2</sup>

et : Tensile Strain of Concrete

---

**Section & Confinement Rebar Type**

Rectangular  Circular : Hoop Confinement Steel

User Defined  Circular : Sprial Confinement Steel

**Section Data** **Rebar Data**

**Confinement Effectiveness Coefficient, ke**

Acc : Area of Effective Concrete Core   mm<sup>2</sup>

Ae : Total Area of Effectively Confined Core Concrete

mm<sup>2</sup>

ke = Ae / (Ac (1-?cc)) = Ae / Acc =   < 1.0

**The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete**

The Effective Lateral Confining Stress on the Concrete in the y, z Direction (Required ke)

fly'  N/mm<sup>2</sup> fiz'  N/mm<sup>2</sup>

**Confined Concrete Strength & Strain**

fcc' : Strength of Confined Concrete   N/mm<sup>2</sup>

ecc : Strain for Confined Concrete

Corresponding to fcc'

ecy : Yield Strain for Confined Concrete

Ultimate Strain for Confined Concrete : ecu

?s : Ratio of the Volume of Transverse Confining Steel to the Volume of Confined Concrete Core

Steel Material :

ecu : Ultimate Strain for Confined Concretes

I dati inseriti considerano il calcestruzzo in assenza di confinamento e coerenti con quanto definito nel capitolo 2.9 *materiali da costruzione impiegati*.

#### Definizione delle sezioni a fibre

Definiti i materiali che comporranno le fibre de modello si procede a definire le sezioni geometriche a cui applicare le caratteristiche di materiale.

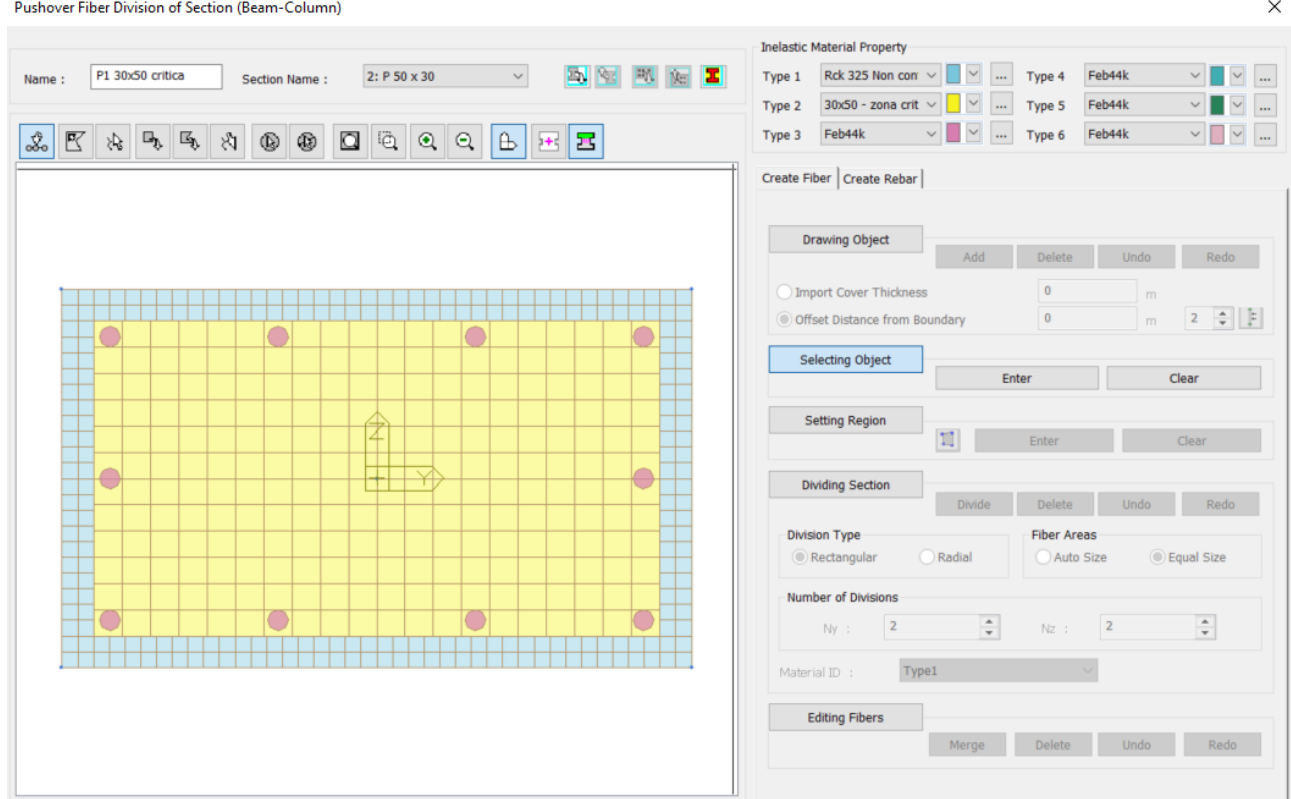
Per ogni sezione è necessario assegnare le proprietà di materiale distinguendo le aree di calcestruzzo non confinato, le aree di calcestruzzo confinato e la posizione delle aree di acciaio.

Il numero di fibre da porre è a discrezione dell'operatore, maggiore sarà il numero di fibre poste e migliore sarà la lettura del risultato ottenuto. L'operazione di infittimento delle fibre però comporta un maggior onere computazionale. È necessario prevedere in fase di implementazione dei dati il livello di accuratezza dei risultati e implementare il numero di fibre di conseguenza.

È necessario creare una sezione dedicata per ogni disposizione di armatura e per ogni livello di confinamento proposto dalla staffatura presente. Questo deriverà dalla scelta del materiale calcestruzzo secondo modello di Kent & Park definiti in precedenza.

Di seguito la schermata di input proposta da midas per la creazione delle fibre.

Pushover Fiber Division of Section (Beam-Column)



The screenshot displays the 'Pushover Fiber Division of Section (Beam-Column)' interface. The main window shows a grid with a yellow rectangular area and pink circles representing reinforcement. The right panel contains settings for material properties, fiber creation, and section division.

**Inelastic Material Property**

Type	Material	Type	Material
Type 1	Rck 325 Non con	Type 4	Feb44k
Type 2	30x50 - zona crit	Type 5	Feb44k
Type 3	Feb44k	Type 6	Feb44k

**Create Fiber | Create Rebar**

**Drawing Object** [Add] [Delete] [Undo] [Redo]

Import Cover Thickness: 0 m

Offset Distance from Boundary: 0 m [2] [↑] [↓]

**Selecting Object** [Enter] [Clear]

**Setting Region** [Enter] [Clear]

**Dividing Section** [Divide] [Delete] [Undo] [Redo]

**Division Type**:  Rectangular  Radial

**Fiber Areas**:  Auto Size  Equal Size

**Number of Divisions**: Ny: 2 Nz: 2

Material ID: Type1

**Editing Fibers** [Merge] [Delete] [Undo] [Redo]



Come è possibile vedere dall'immagine, la parte di sezione azzurra è definita come calcestruzzo non confinato, la parte interna della sezione, in giallo è definita come la parte confinata di calcestruzzo, infine, i tondini di acciaio sono discretizzati come dei cerchi di colore rosso.

#### Creazione delle cerniere plastiche

Fino a questo momento la creazione dei materiali a comportamento plastico e la generazione di sezioni a fibre sono rimasti indipendenti dal modello di calcolo presente. Il comportamento del modello è fino a questa fase ancora in campo elastico. È necessario assegnare al modello le sezioni a fibre create.

Ora emerge la grande differenza tra una modellazione plastica tradizionale ed una modellazione a fibre. Nel primo caso si assegnano le caratteristiche plastiche a determinati elementi (o partizioni di essi) del modello. Generalmente si pongono le cerniere plastiche agli appoggi ed in prossimità dei nodi, in quanto sono i punti maggiormente sollecitati e, di conseguenza è dove avverrà la plasticizzazione delle sezioni. Rimane però una imposizione a livello di input da parte dell'operatore il posizionamento di tali cerniere.

Per lasciare la libertà di plasticità alla struttura sarebbe necessario implementare le cerniere in ogni partizione degli elementi costituenti la struttura ma, come visto nella premessa del presente capitolo, questo comporta un onere computazionale molto elevato.

Con il modello a fibre è possibile lasciare libertà al modello di creare la plasticità lavorando con elementi più semplici e quindi abbassando notevolmente la mole di lavoro.

Vengono poste quindi le cerniere plastiche all'intera struttura, utilizzando le sezioni dedicate con gli annessi materiali.

A questo punto il modello a fibre è terminato.

Name :  Description :

**Element Type**

Beam/Column     Wall  
 Truss     General Link  
 Point Spring Support

**Material Type**

RC / SRC (encased)  
 Steel / SRC (filled)  
 Masonry

**Wall Type**

Membrane  
 Plate

**Definition**

Moment - Rotation (M-Theta)  
 Moment - Curvature (M-Phi Lumped)  
 Consider Hinge Length      
 Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

**Hinge Type**

Skeleton Model  
 Fiber Model

**Axial-Moment Interaction Type**

None     P-M Interaction  
 P-M-M in Status Determination

**Axial-Shear Interaction Type of RC**

None     P-Q Interaction

**Fiber Section**

Auto Generation     User Defined

Section :    
Fiber Name :

**Component Properties**

Component	No. of Section	Skeleton Curve	
<input checked="" type="checkbox"/> Fx	<input type="text" value="3"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Fy	<input type="text" value="1"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Fz	<input type="text" value="1"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input type="checkbox"/> Mx	<input type="text" value="3"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> My	<input type="text" value="3"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>
<input checked="" type="checkbox"/> Mz	<input type="text" value="3"/>	Trilinear Type	<input type="button" value="Properties..."/>

### Definizione dei casi di carico

L'ambiente MidasGen dedicato alla realizzazione di analisi Pushover implementa anche la creazione di casi di carico dedicate a questa tipologia di analisi.

La normativa prevede l'implementazione dei casi di carico definiti in precedenza secondo la combinazione riportata al §7.3.4.2 NTC18. Si procede alla creazione dei casi di carico necessari all'implementazione dell'analisi Pushover.

I casi di carico creati sono pari a 32 in funzione dei sismi statici nelle due direzioni secondo gli assi principali  $x$  e  $y$ . Tali casi di carico sono composti dalle combinazioni 100 – 30 per i 4 casi di eccentricità accidentale posta da normativa.

Inoltre, vi sono 4 casi di carico legati alle forze uniformemente distribuite ed applicate secondo le 4 direzioni principali. Tali forze sono proporzionali alla massa dell'edificio.

Di seguito è riportata la terza combinazione di carico implementata nel modello a fibre.

Add/Modify Pushover Load Case ×

Name :  Description :

**General Control**

Increment Steps (nstep) :

Consider P-Delta Effect

**Initial Load**

Use Initial Load

Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

**Increment Method**

Load Control  Displacement Control

**Control Option**

Global

Max. Translational Displacement :  m

Master Node

Node :  Direction :

Max. Displacement :  m

**Analysis Stopping Condition**

Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 /  [rad]

Maximum Drift of All Vertical Elements

Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)

Drift calculated by Average Displacement of Story

**Load Pattern**

Load Pattern

Load Case  Scale Factor :

Load	Scale
Ex +	1
Ey -	0.3

## Risultati dell'analisi PUSHOVER

Lanciate le prime analisi necessarie per la calibrazione matematica del modello (step substep e max iterazioni) si è lanciata l'analisi vera e propria.

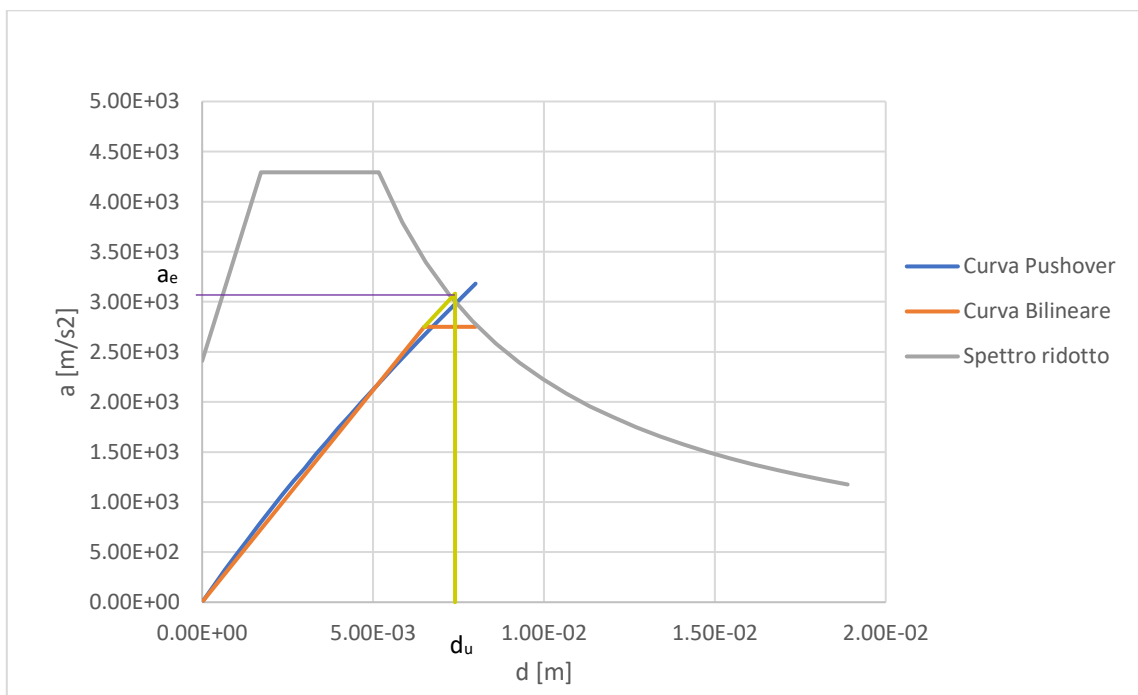
Il modello a fibre risulta particolarmente oneroso a livello computazionale, in quanto, ogni singolo elemento essendo discretizzato a fibre implica il calcolo della congruenza delle stesse per ogni sezione di ogni elemento componente il modello. Tale elaborazione di dati viene e richiesta per ogni step di calcolo.

Si è riscontrato come durante la costruzione della fase elastica, il calcolatore riuscisse a processare l'enorme quantità di informazioni. Al contrario, appena iniziava la computazione della fase plastica il calcolatore andava in overflow e l'analisi di conseguenza si arrestava.

Di conseguenza le curve ottenute, seppur variando parametri matematici o variando parametri ingegneristici come lo spostamento al master node, il nodo di controllo e le combinazioni di carico sismiche risultano molto simili tra loro.

Seppur sia di poco esplicativo a livello scientifico, si è proceduto comunque alla bilinearizzare la curva di pushover ottenuta per la direzione x. Tale curva propone solo il tratto elastico.

Si è eseguito un'equivalenza di area tra la curva di pushover e la curva bilinearizzata in modo da ottenere una corrispondenza tra i due grafici.



## Vulnerabilità sismica – Stato Di Fatto caso studio

Premessa tale sintesi le analisi condotte nel caso in esame sono state:

- Dinamica Lineare;
- Statica Non Lineare (Pushover).

L'**indice di rischio sismico minimo** risultante dalle verifiche di vulnerabilità della struttura allo **Stato Di Fatto** risulta essere il minore tra gli indici rilevati dalle analisi eseguite:

<i>ANALISI</i>	<i>ELEMENTO VERIFICATO</i>	<i>INDICE DI RISCHIO</i> $\zeta_E = I_{PGA} = IS-V$
Dinamica modale lineare con impiego di spettri di risposta	Trave, sezione di appoggio	0.3

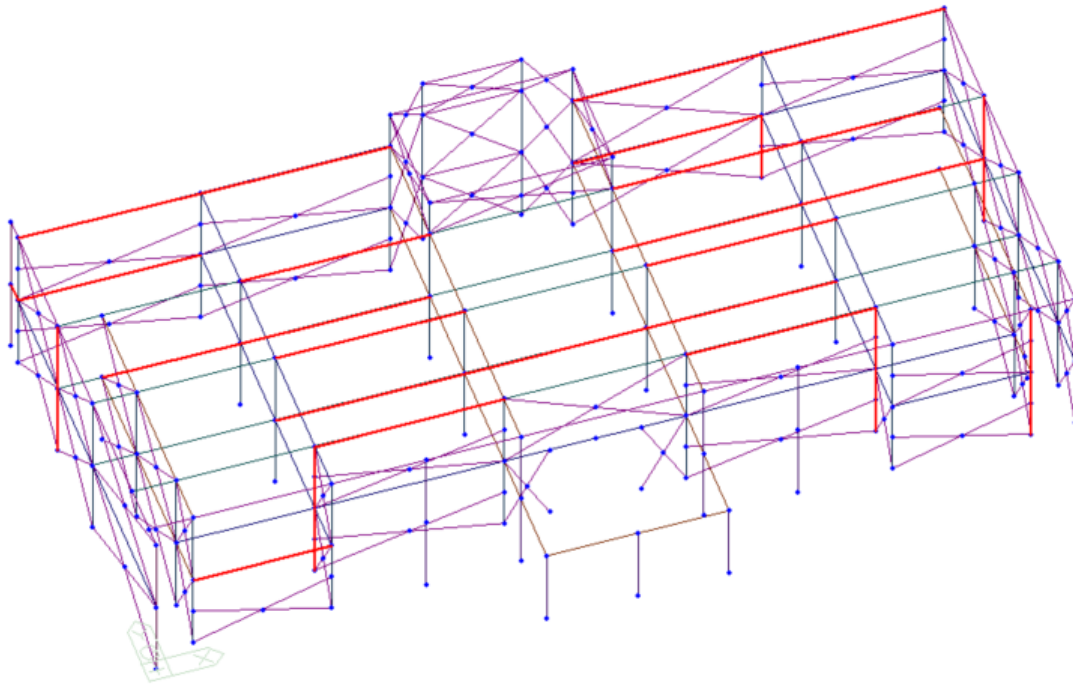
$$\zeta_E = I_{PGA} = 0.3$$

Per la valutazione del **livello di sicurezza** la normativa prevede l'impiego di un **coefficiente  $\zeta_E$**  che è dato dal **rapporto fra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica di progetto che si utilizzerebbe nel caso di una nuova costruzione**

$$\zeta_E = \frac{\text{Azione sismica massima sopportabile dalla struttura}}{\text{Azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione}}$$

Di seguito viene riportata una vista complessiva del risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica allo Stato Di Fatto, la quale risulta colorata in maniera diversa a seconda dell'indice di rischio minimo  $i_{PGA}$  calcolato secondo la formula  $i_{PGA} = (PGA/PGA, rif)$  che equivale al **coefficiente  $\zeta_E$**  richiamato precedentemente.

- elementi in c.a. con indice  $\zeta_E < 1.0$



*Figura 10 - Elementi vulnerabili a sisma*

Gli elementi critici della struttura sono costituiti pilastri del piano terra in quanto la sollecitazione a pressoflessione e taglio è maggiore. Per quanto riguarda gli elementi portanti orizzontali, le maggiori vulnerabilità delle travi sono dovute agli sforzi di taglio ed ai momenti flettenti sollecitanti in prossimità degli appoggi maggiori delle resistenze esplicitate dalle sezioni esistenti.

Risposta modale

**Mode:** identificativo del modo di vibrare.

**Period:** periodo. [s]

**Mass TRAN-X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

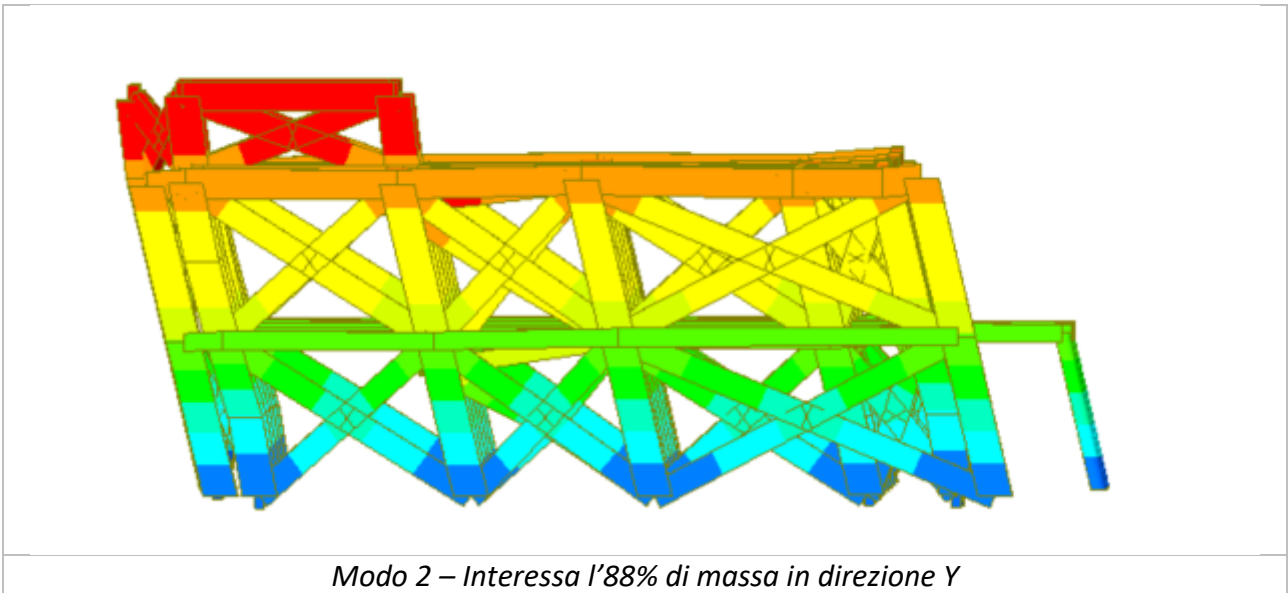
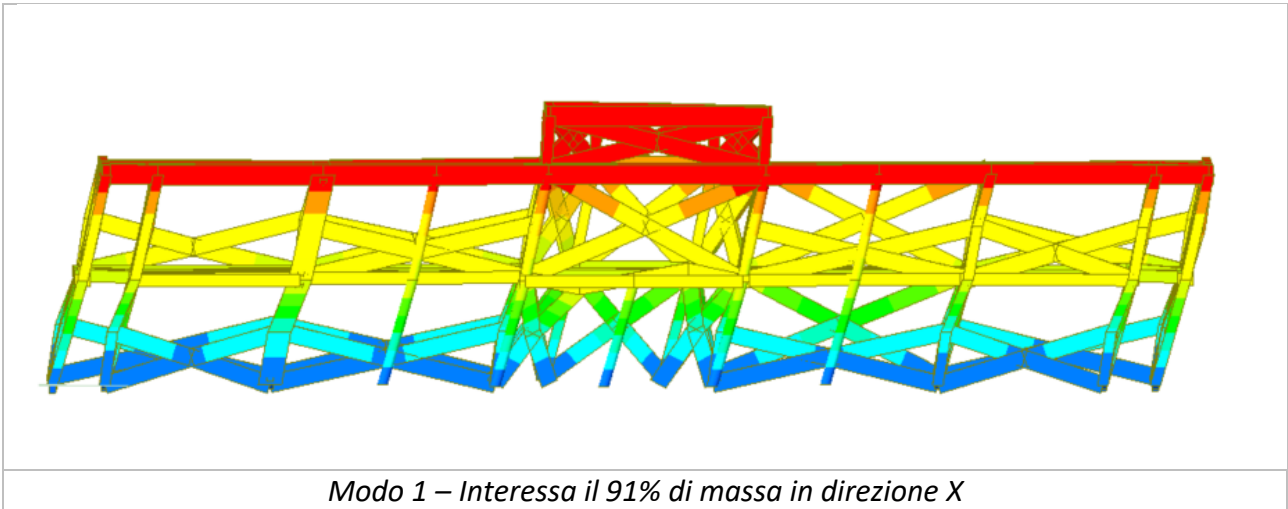
**Massa ROTN-Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	18.2960	2.9119	0.3434		3.3962e-16							
2	28.2003	4.4882	0.2228		2.8591e-16							
3	37.8078	6.0173	0.1662		3.1813e-16							
4	50.6456	8.0605	0.1241		5.3187e-16							
5	81.8758	13.0309	0.0767		0.0000e+00							
6	93.8023	14.9291	0.0670		2.4808e-15							
7	104.3941	16.6148	0.0602		1.9528e-13							
8	125.2275	19.9306	0.0502		3.5958e-14							
9	152.1720	24.2189	0.0413		6.1211e-12							

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	91.7482	91.7482	0.0017	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0099	0.0099	0.2447	0.2447
2	0.0020	91.7502	88.7159	88.7176	0.0000	0.0000	0.0139	0.0139	0.0000	0.0099	0.0067	0.2514
3	0.2814	92.0317	0.0034	88.7210	0.0000	0.0000	0.0007	0.0146	0.0000	0.0099	90.3458	90.5972
4	7.4176	99.4492	0.0006	88.7216	0.0000	0.0000	0.0000	0.0146	0.1161	0.1260	0.0321	90.6293
5	0.0000	99.4493	10.6770	99.3986	0.0000	0.0000	0.3228	0.3374	0.0000	0.1260	0.0061	90.6354
6	0.0044	99.4536	0.0001	99.3986	0.0000	0.0000	0.0001	0.3375	0.0038	0.1298	0.2560	90.8914
7	0.0073	99.4609	0.0005	99.3991	0.0000	0.0000	0.0006	0.3381	0.0000	0.1298	8.5787	99.4701
8	0.0000	99.4609	0.2241	99.6232	0.0000	0.0000	0.0547	0.3928	0.0000	0.1298	0.0000	99.4701
9	0.0003	99.4612	0.0000	99.6232	0.0000	0.0000	0.0001	0.3929	0.0024	0.1322	0.0310	99.5011

Si riportano gli output grafici dei modi di vibrare più significativi e che quindi interessano una percentuale maggiore di massa.





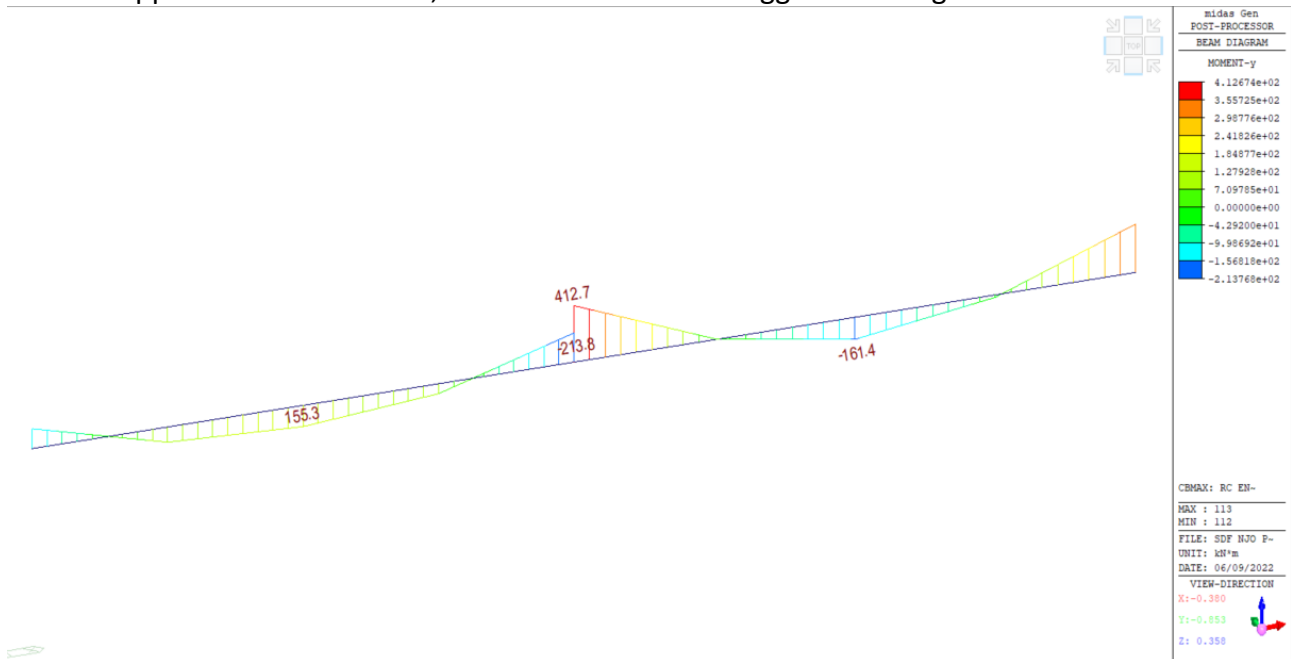
Verifica degli elementi allo stato di fatto

Di seguito viene riportata la verifica a resistenza per ogni elemento costituente la struttura portante esistente.

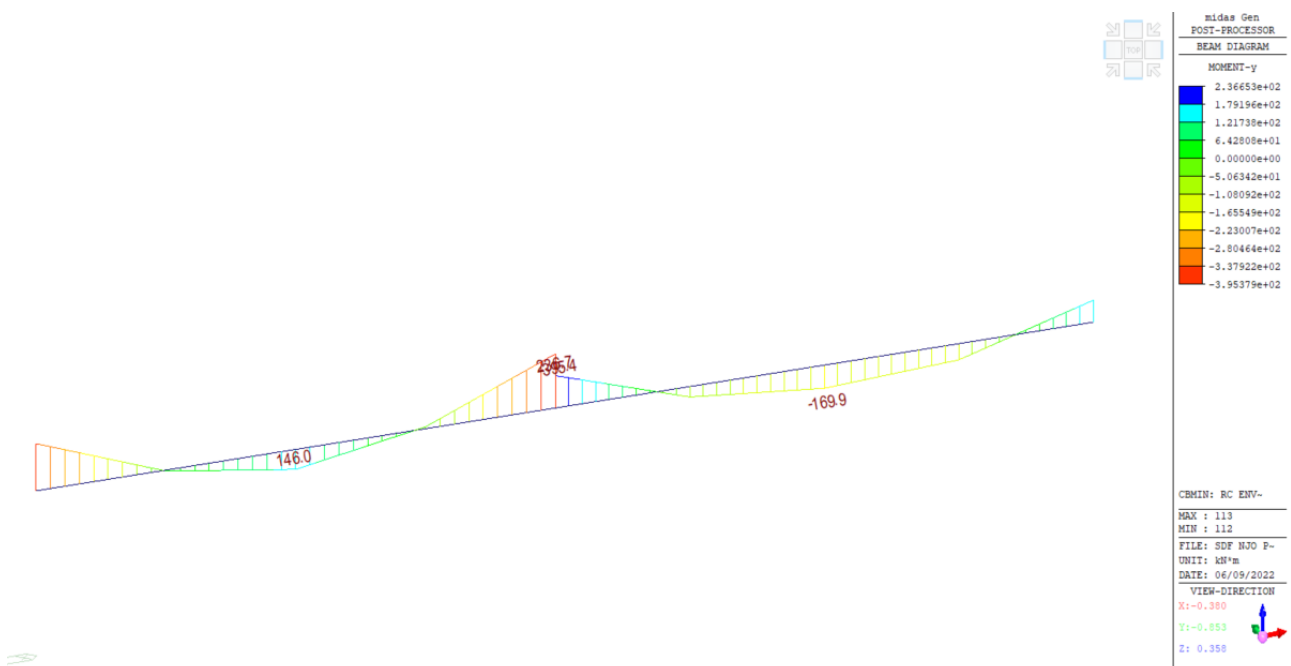
### Travi

La trave viene verificata a flessione e taglio, secondo le sollecitazioni di involucro risultanti dal modello di calcolo. Si riporta la verifica dettagliata della trave T<sub>5</sub> posta a sostegno del solaio interpiano.

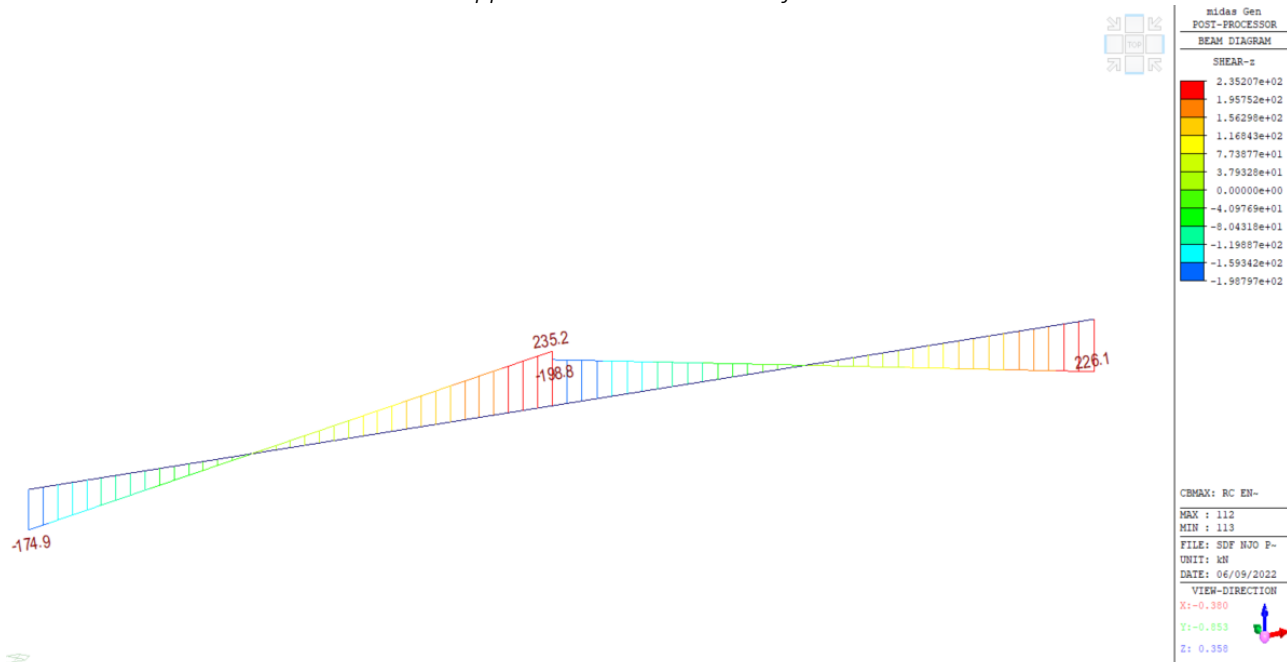
Dall'involuppo delle sollecitazioni, la trave risulta essere soggetta alle seguenti sollecitazioni:



*Involuppo massimo del momento flettente*



Inviluppo minimo del momento flettente



Inviluppo sforzo tagliante

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$M_{Ed}^- = -395.40 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 169.90 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 235.20 \text{ kN}$$

La trave presenta una sezione pari a 60x46 cm e presenta la seguente armatura:

- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/10.
- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/20.

Si procede con il calcolo del momento resistente positivo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 169.90 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede con il calcolo del momento resistente negativo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} < M_{Ed} = 395.40 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **NON SODDISFATTA**.

La resistenza di progetto a taglio della trave è così definita:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

L'armatura trasversale, pari a  $\emptyset 8/100$  agli appoggi propone una resistenza a taglio-trazione come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha = 105.72 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione è definita come:

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + \cot^2\theta} = 174.20 \text{ kN}$$

Risulta quindi che:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = 105.72 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi:

$$V_{Rd} = 105.72 \text{ kN} > V_{Ed} = 235.20 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere **NON SODDISFATTA**.

Si procede ora in modo analogo con le altre travi componenti la struttura. È riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

	b	h	fcd	fyd	Med - min	Mrd -	Med + max	Mrd +	Ved	Vrd
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
T1	650.00	460.00	14.11	391.00	259.20	154.13	55.60	214.14	141.30	213.77
T2	650.00	460.00	14.11	391.00	370.80	237.80	154.60	214.14	225.60	213.77
T3	800.00	460.00	14.11	391.00	505.90	278.44	213.30	269.43	309.30	342.87
T4	800.00	460.00	14.11	391.00	514.90	278.44	214.70	269.43	301.40	342.87
T6	650.00	460.00	14.11	391.00	398.50	192.96	169.30	183.98	241.50	213.77
T7	450.00	480.00	14.11	391.00	270.10	153.46	84.10	156.23	358.10	148.00
T8	450.00	480.00	14.11	391.00	215.90	182.04	65.80	182.91	200.00	148.00
T9	450.00	480.00	14.11	391.00	346.60	318.97	130.20	331.40	312.70	342.87
T10	600.00	480.00	14.11	391.00	314.20	399.40	125.90	235.73	298.80	342.87
T11	600.00	480.00	14.11	391.00	310.30	399.40	125.90	235.73	266.10	342.87
T12	450.00	480.00	14.11	391.00	307.30	318.97	120.50	331.40	307.50	257.14
T21	450.00	480.00	14.11	391.00	153.40	182.04	65.80	182.91	220.50	148.00
T22	600.00	460.00	14.11	391.00	249.90	153.46	85.80	156.23	211.70	213.77
T26	650.00	750.00	14.11	391.00	350.50	262.32	156.90	260.16	101.10	98.66
T27	800.00	460.00	14.11	391.00	376.20	269.43	169.70	269.43	221.40	263.11
T28	800.00	460.00	14.11	391.00	395.30	269.43	178.60	269.43	229.30	263.11
T29	800.00	460.00	14.11	391.00	284.80	269.43	128.70	269.43	244.50	263.11
T30	650.00	750.00	14.11	391.00	286.80	192.96	128.20	183.98	171.60	98.66
T31	650.00	750.00	14.11	391.00	167.60	192.96	20.00	183.98	170.20	98.66
T32	300.00	950.00	14.11	391.00	268.20	208.21	110.30	208.21	239.70	98.66
T33	450.00	460.00	14.11	391.00	181.90	318.97	56.00	331.40	155.50	257.14
T34	600.00	460.00	14.11	391.00	269.90	318.97	99.50	331.40	241.30	213.77
T35	450.00	460.00	14.11	391.00	243.70	278.89	95.20	328.35	230.10	213.77
T36	450.00	460.00	14.11	391.00	240.40	278.89	95.20	328.35	228.90	213.77
T37	450.00	460.00	14.11	391.00	257.10	208.21	102.20	208.21	236.90	257.14
T38	450.00	460.00	14.11	391.00	168.80	318.97	59.20	331.40	143.30	371.44
T39	450.00	460.00	14.11	391.00	230.90	208.21	90.00	208.21	170.60	197.33

Si nota che vi sono molte travi, le quali allo stato di fatto risultano non verificate sia per flessione che per taglio. L'edificio non risulta quindi, allo stato di fatto adeguato sismicamente.

### Pilastri

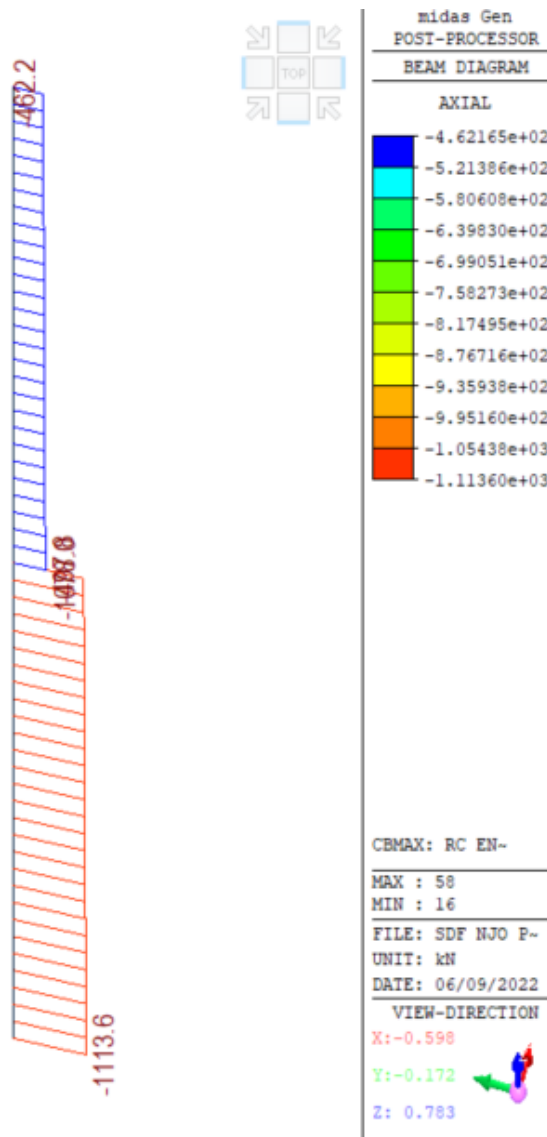
Analogamente si procede a verificare dettagliatamente un pilastro della struttura. Le verifiche a pressoflessione e taglio dei restanti pilastri verranno successivamente riassunte all'interno di una tabella riassuntiva.

Per effettuare le verifiche del pilastro 34 posto al Piano Terra si deve considerare l'area d'influenza e i rispetti carichi gravitazionali agenti sull'elemento stesso, considerando il peso proprio del pilastro e dei carichi G1, G2, Qk afferenti all'area d'influenza del pilastro.

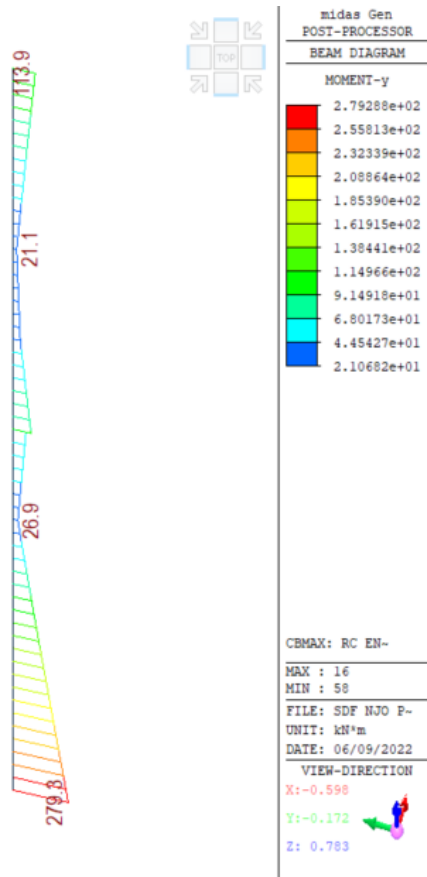
L'area d'influenza del pilastro risulta pari a:

$$A_{inf} = 34.64 \text{ m}^2$$

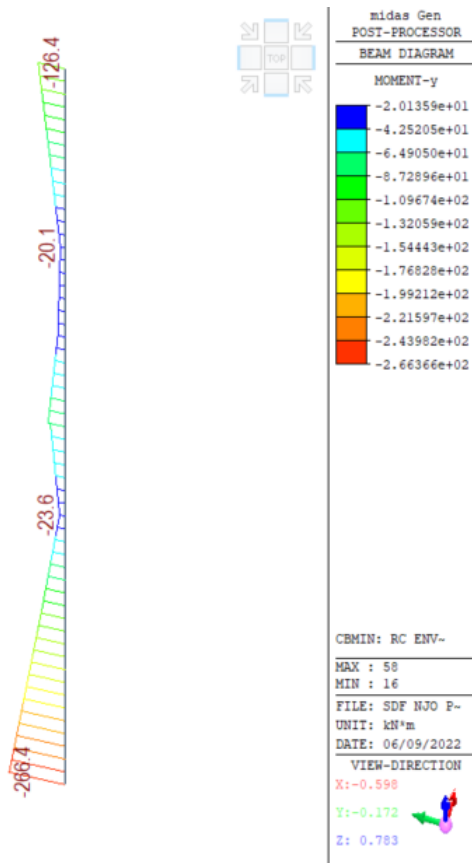
Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni agenti per il pilastro:



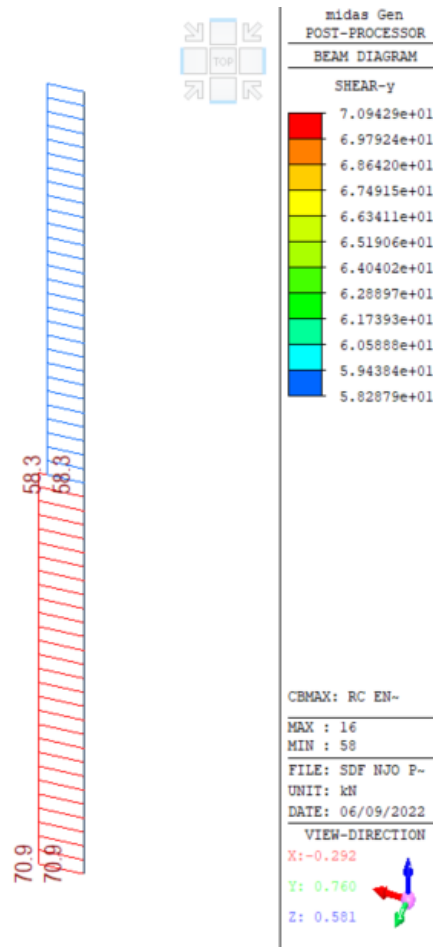
Involuppo dello sforzo normale



Inviluppo massimo del momento flettente



Inviluppo minimo del momento flettente



Inviluppo dello sforzo di taglio

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$N_{Ed} = -1113.60 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^+ = 279.30 \text{ kNm}$$

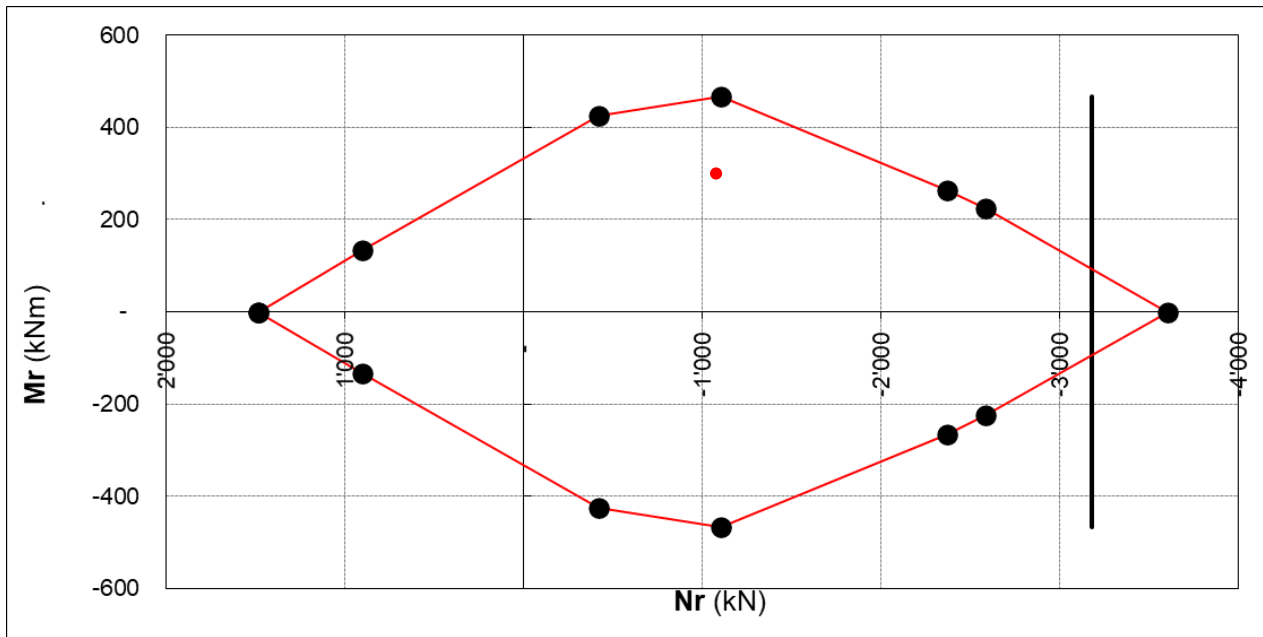
$$M_{Ed}^- = 266.40 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 70.90 \text{ kN}$$

Il pilastro presenta una sezione pari a 30x50 cm e presenta la seguente armatura:

- Nelle sezioni in prossimità dei nodi armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/7.5.
- Nelle sezioni in mezzeria armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/15.

Dette tali premesse il dominio di resistenza per la sezione indicata risulta essere pari a:



La sollecitazione, come si evince graficamente, ricade all'interno del dominio di resistenza. La verifica risulta quindi essere **SODDISFATTA**.

Si riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.



	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Ned</b>	<b>Nrd</b>	<b>Med</b>	<b>Mrd</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
P1	circolare	40.00	18.81	391.00	31.89	128.66	24.30	99.97	21.90	80.16
P2	circolare	40.00	18.81	391.00	37.09	128.66	17.30	99.97	27.80	80.16
P3	circolare	40.00	18.81	391.00	30.60	128.66	22.90	99.70	21.80	80.16
P4	400.00	890.00	18.81	391.00	123.00	5269.73	308.00	460.90	37.60	578.82
P5	300.00	500.00	18.81	391.00	177.30	2475.20	340.20	160.50	70.80	217.99
P6	300.00	500.00	18.81	391.00	218.80	3179.00	602.60	277.80	37.50	231.84
P7	circolare	40.00	18.81	391.00	48.20	128.66	14.60	99.97	7.10	80.16
P8	circolare	40.00	18.81	391.00	123.00	128.66	25.60	99.97	12.40	80.16
P9	circolare	40.00	18.81	391.00	123.30	128.66	24.40	99.97	12.30	80.16
P10	circolare	40.00	18.81	391.00	47.40	128.66	13.30	99.97	7.40	80.16
P11	300.00	500.00	18.81	391.00	199.00	2475.20	271.90	160.50	68.80	217.99
P13	300.00	500.00	18.81	391.00	172.30	2475.20	275.50	160.50	69.10	217.99
P14	300.00	500.00	18.81	391.00	86.40	2475.20	282.60	160.50	30.80	217.99
P20	300.00	500.00	18.81	391.00	317.30	2475.20	361.70	160.50	76.30	217.99
P21	300.00	500.00	18.81	391.00	493.90	3179.00	357.90	277.80	73.90	231.84
P22	300.00	500.00	18.81	391.00	527.60	4156.50	236.50	435.80	63.60	299.33
P23	300.00	500.00	18.81	391.00	523.60	4156.50	313.80	435.80	63.50	299.33
P24	300.00	500.00	18.81	391.00	517.70	4156.50	297.30	435.80	74.60	299.33
P26	300.00	500.00	18.81	391.00	298.30	2475.20	312.60	160.50	73.50	217.99
P27	300.00	500.00	18.81	391.00	134.20	2475.20	296.30	160.50	73.50	217.99
P31	300.00	500.00	18.81	391.00	218.40	2475.20	292.50	160.50	72.80	217.99
P32	300.00	500.00	18.81	391.00	489.30	2475.20	358.00	160.50	98.10	217.99
P33	300.00	500.00	18.81	391.00	734.20	3179.00	337.00	277.80	83.70	231.84
P35	300.00	500.00	18.81	391.00	795.90	3179.00	331.60	277.80	70.90	231.84
P36	300.00	500.00	18.81	391.00	735.20	3179.00	286.40	277.80	83.70	231.84
P38	300.00	500.00	18.81	391.00	450.00	3179.00	270.60	277.80	98.00	231.84
P39	300.00	500.00	18.81	391.00	199.20	3179.00	287.00	277.80	72.10	231.84
P44	300.00	500.00	18.81	391.00	339.00	2475.20	273.80	160.50	95.90	299.33
P45	300.00	500.00	18.81	391.00	785.30	3179.00	281.90	277.80	72.70	231.84
P46	300.00	500.00	18.81	391.00	777.70	3179.00	374.60	277.80	90.10	231.84
P47	300.00	500.00	18.81	391.00	775.90	3179.00	329.80	277.80	90.20	231.84
P48	300.00	500.00	18.81	391.00	805.60	3179.00	284.50	277.80	72.20	231.84
P50	300.00	500.00	18.81	391.00	413.10	3179.00	268.90	277.80	96.20	231.84
P53	300.00	500.00	18.81	391.00	260.50	3179.00	268.60	277.80	83.50	231.84
P54	300.00	500.00	18.81	391.00	496.00	4156.50	292.90	435.80	70.30	299.33
P55	300.00	500.00	18.81	391.00	331.90	4156.50	394.80	435.80	93.40	299.33
P56	300.00	500.00	18.81	391.00	329.90	4156.50	345.70	435.80	93.60	299.33
P57	300.00	500.00	18.81	391.00	491.00	4156.50	287.40	435.80	69.80	299.33
P59	300.00	500.00	18.81	391.00	303.10	4156.50	273.20	435.80	89.30	299.33
P65	400.00	890.00	18.81	391.00	136.40	5269.73	342.90	460.90	46.20	578.82
P66	300.00	500.00	18.81	391.00	172.80	3179.00	328.00	277.80	79.70	231.84
P67	300.00	500.00	18.81	391.00	171.70	3179.00	229.60	277.80	79.50	231.84

Si nota che vi sono molti pilastri, che allo stato di fatto risultano non verificati. La verifica non è soddisfatta per pressoflessione. L'edificio non risulta quindi, allo stato di fatto adeguato sismicamente.

## PARTE III

Trattazione del caso studio – Stato di Progetto

### 3.1 Stato di progetto caso studio

Analizzato lo Stato di Fatto dell'edificio in esame si procede ora ad analizzare due sistemi di miglioramento sismico differenti.

Nel primo caso si applicherà la soluzione di pannello collaborante in CLT di spessore 30 cm. Questa soluzione, come analizzato nello stato dell'arte permette un retrofit integrato sismico energetico.

Grazie alle proprietà termiche e meccaniche del legno utilizzato, è possibile inserire nella struttura elementi meccanicamente molto rigidi e con capacità termica molto elevata. I pannelli in CLT vengono posti lungo tutto l'involucro perimetrale dell'edificio ma a livello di calcolo numerico vengono differenziati due casistiche.

Si identificano due tipologie di pannello: il pannello atto a irrigidire la struttura, ed il pannello con sola funzione di omogeneizzare la parete esterna nonché migliorare termicamente l'edificio.

Il primo pannello è un pannello che non presenta forometrie, porta la massima rigidità membranale. Questa tipologia di pannello è finalizzata a irrigidire la struttura e trasferire le forze sismiche dagli orizzontamenti al piano di fondazione.

La seconda tipologia di pannello funge da tamponamento, questo non ha alcuna funzione strutturale. A livello di calcolo numerico, a favore di sicurezza viene escluso il proprio contributo di resistenza e rigidità.

Nel secondo caso si migliorerà la struttura creando un gridshell realizzato con profili HEB 260.

Questa tipologia di intervento permette un miglioramento sismico ma, la tipologia di intervento non permette un miglioramento energetico come nel caso precedente. La gridshell è costituita da elementi in acciaio che vanno a rivestire esternamente le facciate dell'edificio. È una soluzione molto impattante ma allo stesso tempo permette un miglioramento dell'estetica della facciata se degradata.

Per entrambi i casi l'analisi sismica globale dell'edificio è stata svolta secondo quanto riportato al §8.7.2 del DM18, con particolare riferimento al §8.7.2.2 della circolare esplicativa.

### 3.1.1 SDP mediante Parete CLT

#### Descrizione del modello

L'analisi dello Stato Di Progetto di tutti gli elementi strutturali che compongono l'edificio è condotta utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tutte le strutture esistenti.

Gli elementi adottati per schematizzare i pilastri e le travi di c.a. sono di tipo "asta" monodimensionali dotati di rigidità flessionale secondo due direzioni e rigidità assiale mentre i pannelli CLT sono stati schematizzati con elementi shell di tipo guscio. Gli orizzontamenti sono stati schematizzati mediante link rigidi al Centro di Massa.

Gli elementi non strutturali, come le tamponature non portanti e le tramezze, sono stati rappresentati sia in termini di massa, considerandoli come carichi lineari e/o distribuiti applicati secondo la loro posizione, sia in termini di rigidità modellando un puntone equivalente applicato lungo le tamponature perimetrali, in linea con quanto previsto dalla normativa al §7.2.6 del DM 17.01.2018.

I solai sono stati modellati come carichi applicati. I carichi dei solai sono applicati mediante superfici di carico differenziando il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tali distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi o direttamente sulle strutture portanti verticali in funzione dell'area di influenza.

L'analisi sismica che è stata condotta è l'analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta.

L'analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta e il numero di modi di vibrare della struttura.

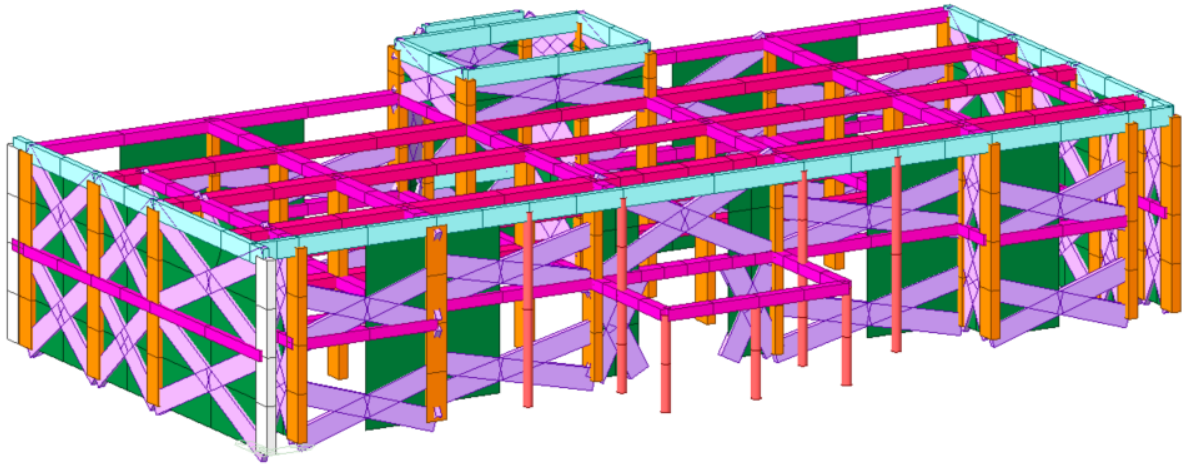
Tutte le verifiche sono condotte dal codice di calcolo nel rispetto del DM 17.01.2018.

Si considera come zero sismico la quota zero riferita ai progetti originali dell'edificio.

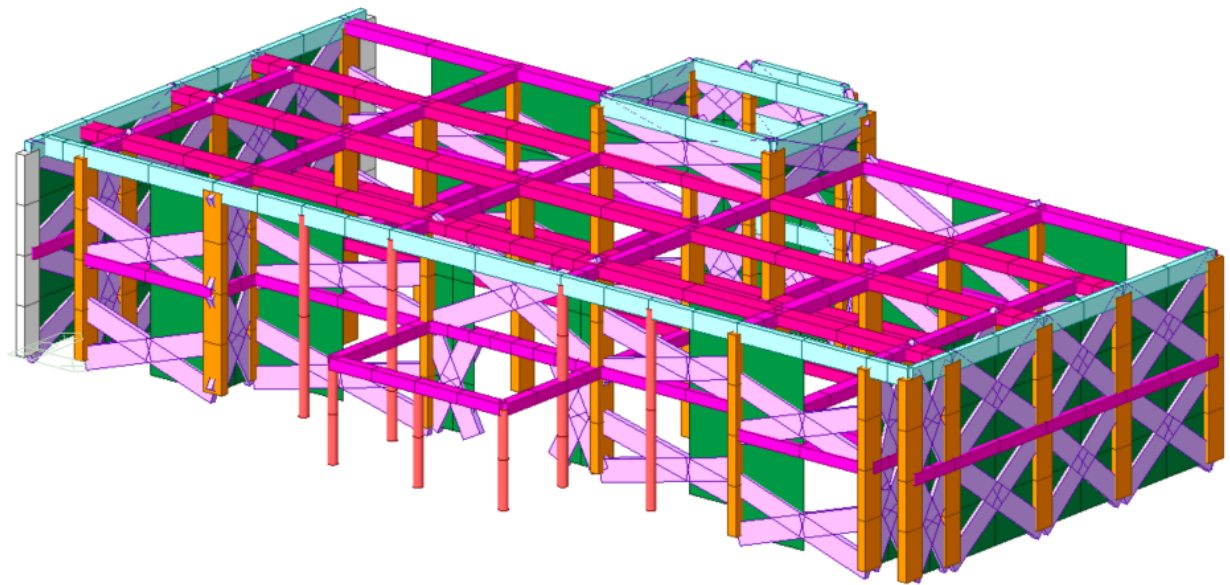
Per le strutture di fondazione e l'iterazione terreno - struttura si è considerato un suolo rigido da permettere un incastro alla base.

Le proprietà dei materiali, così come i pesi propri strutturali e permanenti portati, sono stati posti secondo quanto riportato dai progetti originali.

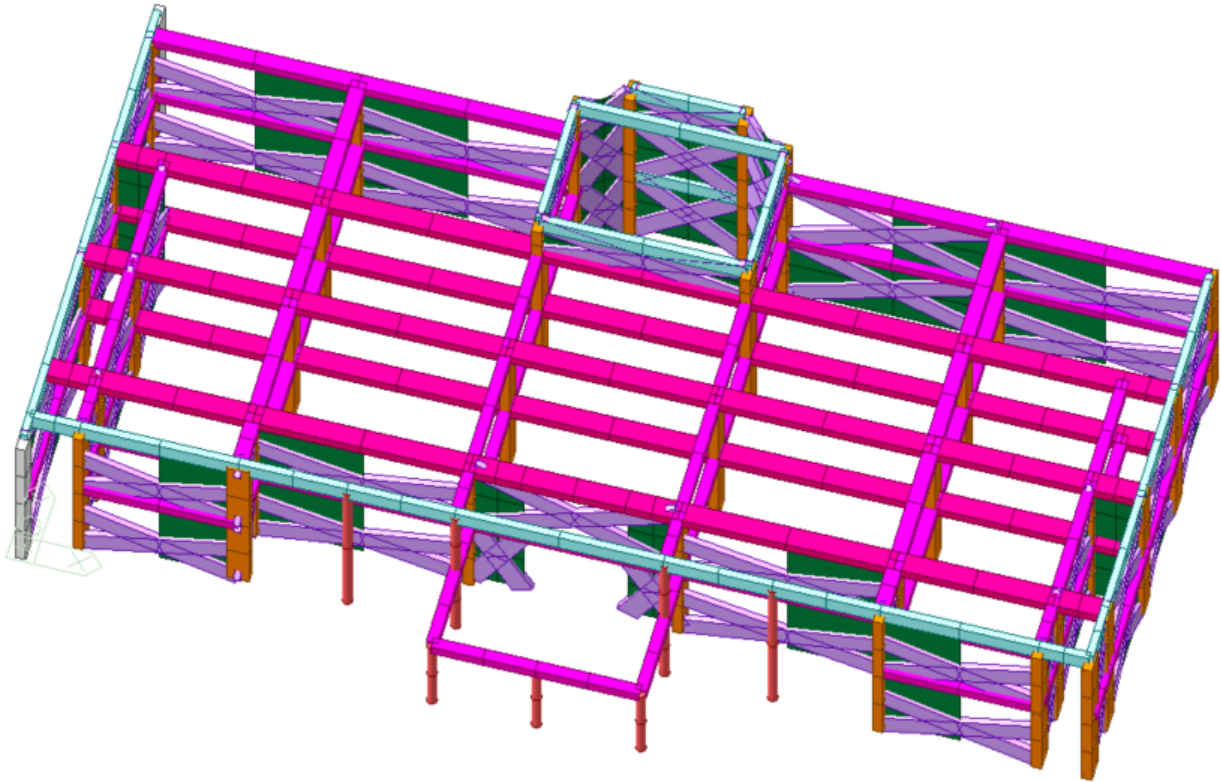
Di seguito alcune viste del modello di calcolo creato:



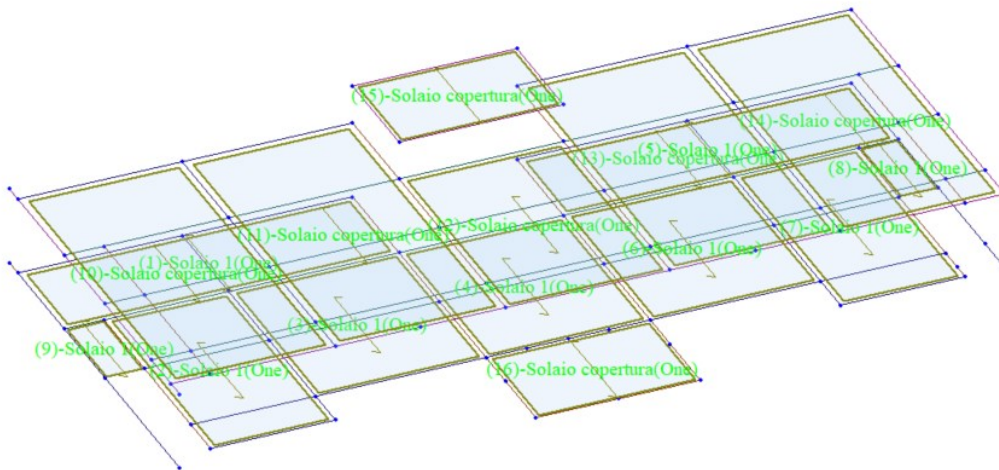
*Modello di calcolo - Vista geometria*



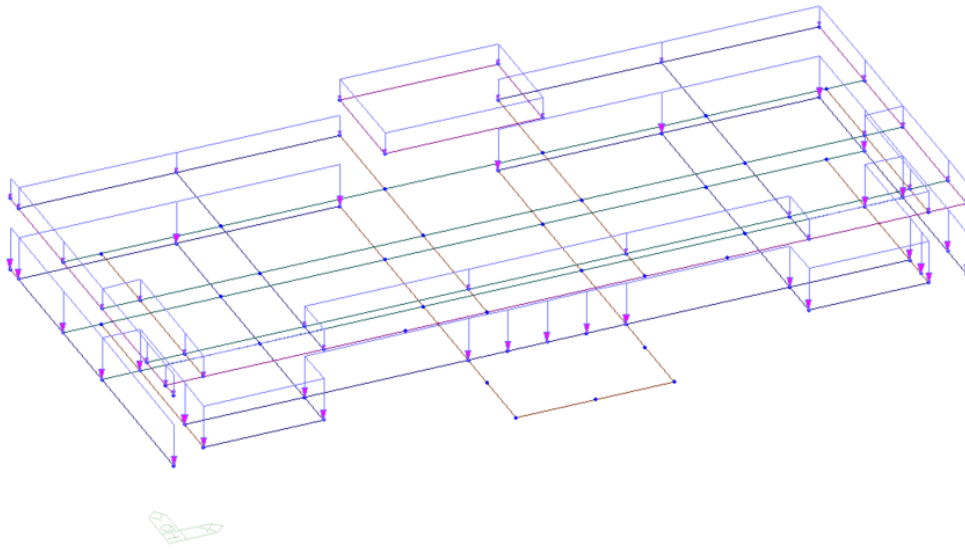
*Modello di calcolo - Vista geometria*



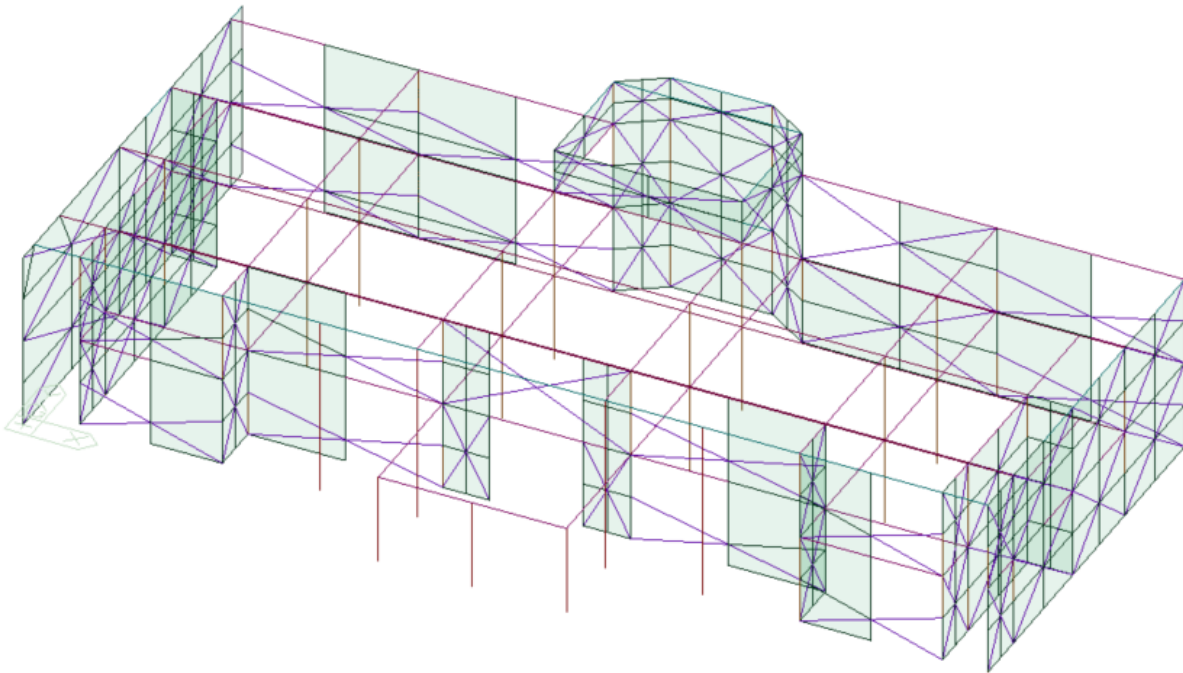
Modello di calcolo - Vista elementi



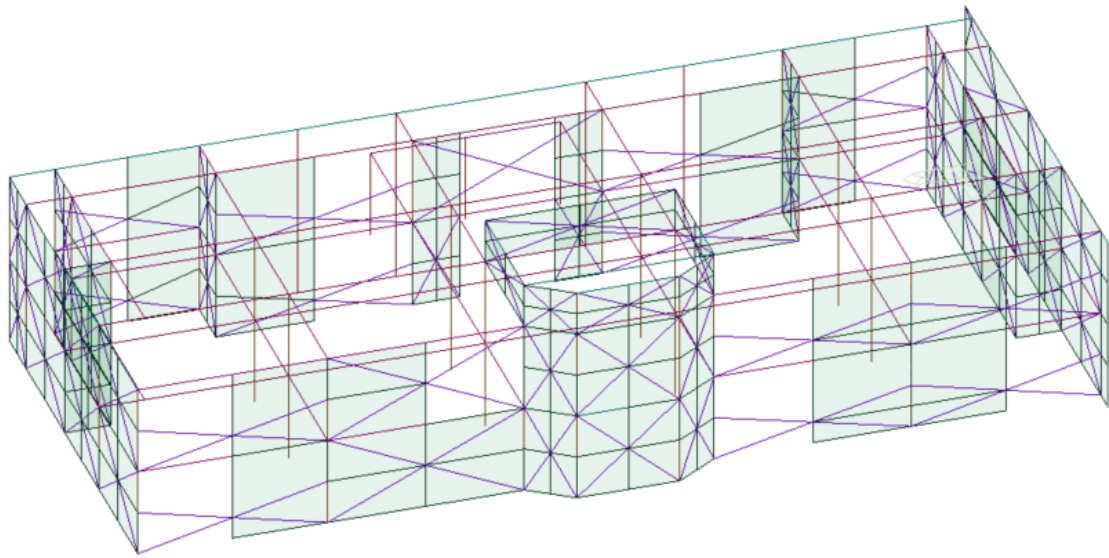
Modello di calcolo - Vista dei carichi superficiali



*Modello di calcolo - Vista dei carichi lineari*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*



Risposta modale

**Mode:** identificativo del modo di vibrare.

**Period:** periodo. [s]

**Mass TRAN-X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

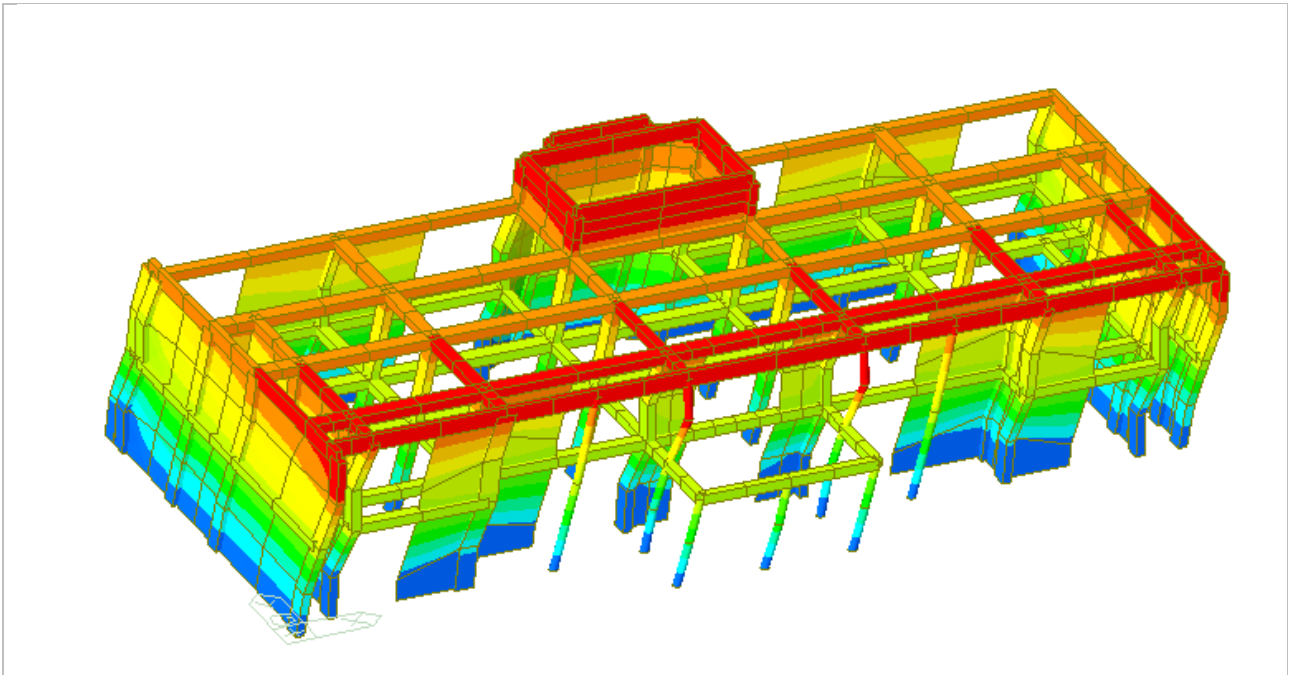
**Massa ROTN-Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	(sec)								
1	63.5688	10.1173	0.0988	1.1253e-16								
2	86.7226	13.8023	0.0725	6.0465e-16								
3	128.3085	20.4209	0.0490	0.0000e+00								
4	184.2460	29.3237	0.0341	1.9290e-15								
5	233.1648	37.1093	0.0269	1.0458e-05								
6	245.7579	39.1136	0.0256	4.0055e-09								
7	247.1554	39.3360	0.0254	8.0405e-08								
8	254.1446	40.4484	0.0247	7.5157e-06								
9	266.8070	42.4637	0.0235	2.4817e-05								

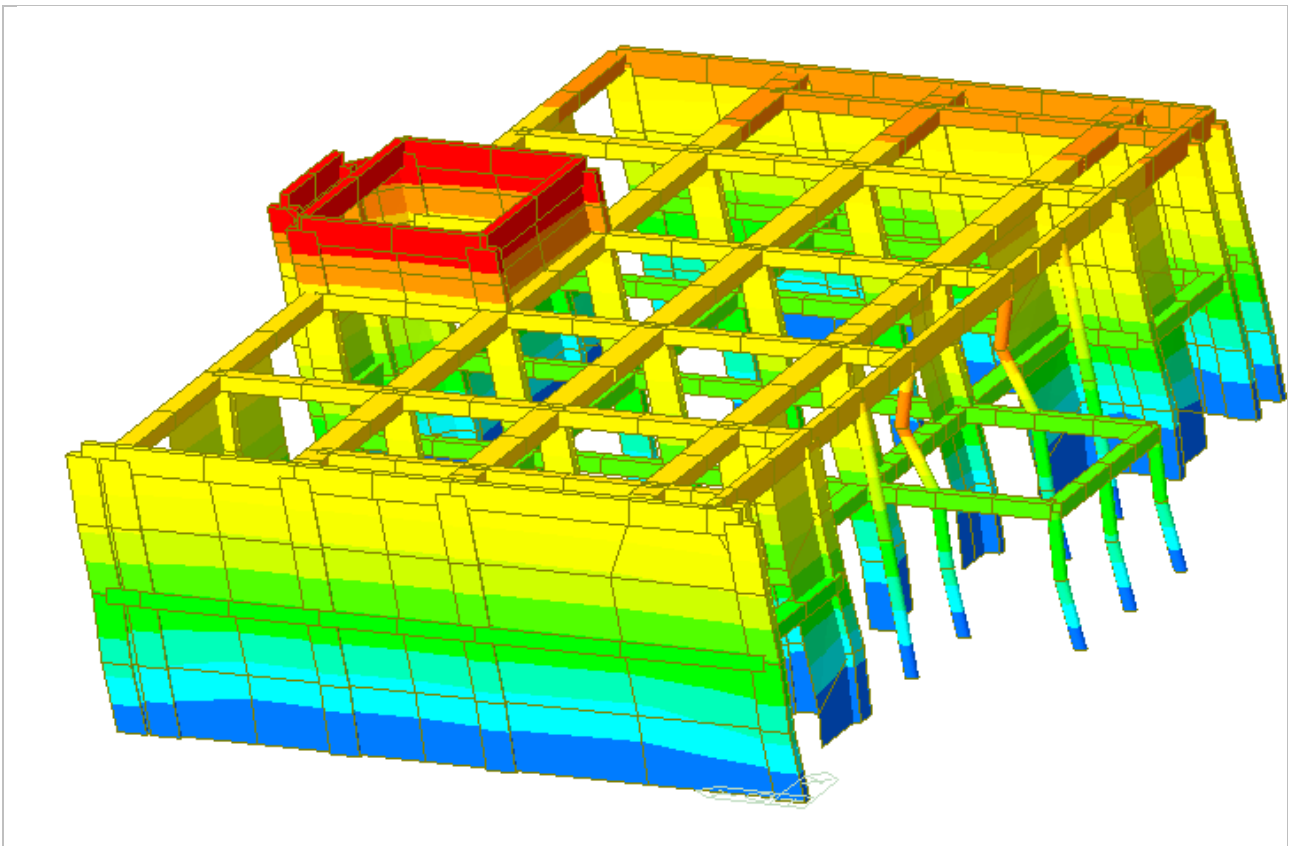
  

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	85.0502	85.0502	0.1788	0.1788	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0075	0.0075	0.7917	0.7917
2	0.2617	85.3119	88.8312	89.0100	0.0000	0.0000	0.0004	0.0004	0.0005	0.0080	1.4405	2.2322
3	0.3953	85.7072	1.6362	90.6462	0.0000	0.0000	0.0001	0.0005	0.0295	0.0375	88.3081	90.5403
4	13.4484	99.1556	0.0170	90.6632	0.0000	0.0000	0.0012	0.0017	0.9635	1.0010	0.0775	90.6179
5	0.0218	99.1774	8.2255	98.8887	0.0000	0.0000	1.2316	1.2333	0.0006	1.0016	0.1656	90.7835
6	0.0000	99.1774	0.0001	98.8888	0.0000	0.0000	0.0002	1.2334	0.0000	1.0016	0.0000	90.7835
7	0.0096	99.1870	0.0002	98.8890	0.0000	0.0000	0.0000	1.2335	1.6135	2.6151	0.0187	90.8022
8	0.0000	99.1870	0.0007	98.8897	0.0000	0.0000	1.3189	2.5524	0.0000	2.6151	0.0005	90.8027
9	0.0000	99.1870	0.0048	98.8944	0.0000	0.0000	0.3973	2.9497	0.0000	2.6151	0.0000	90.8027

Si riportano gli output grafici dei modi di vibrare più significativi e che quindi interessano una percentuale maggiore di massa.



*Modo 1 – Interessa l'85% di massa in direzione X*



*Modo 2 – Interessa l'88% di massa in direzione Y*

Verifica degli elementi allo stato di progetto

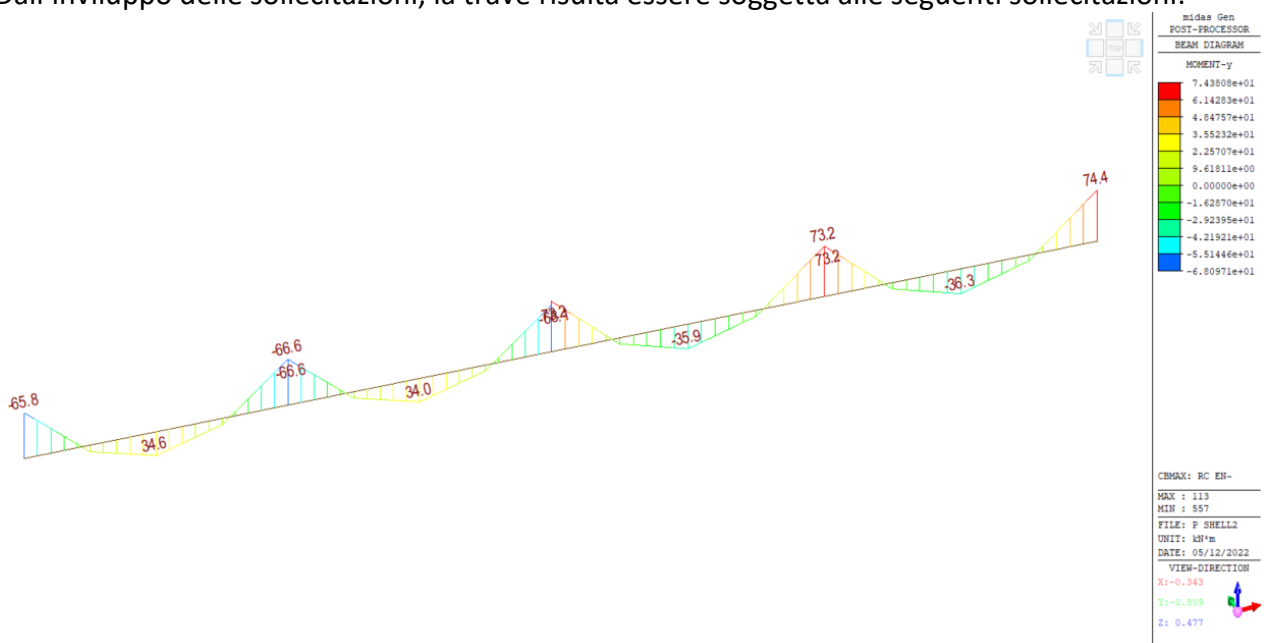
Di seguito viene riportata la verifica a resistenza per ogni elemento costituente la struttura portante esistente.

Si esegue successivamente il progetto degli elementi inseriti allo stato di progetto.

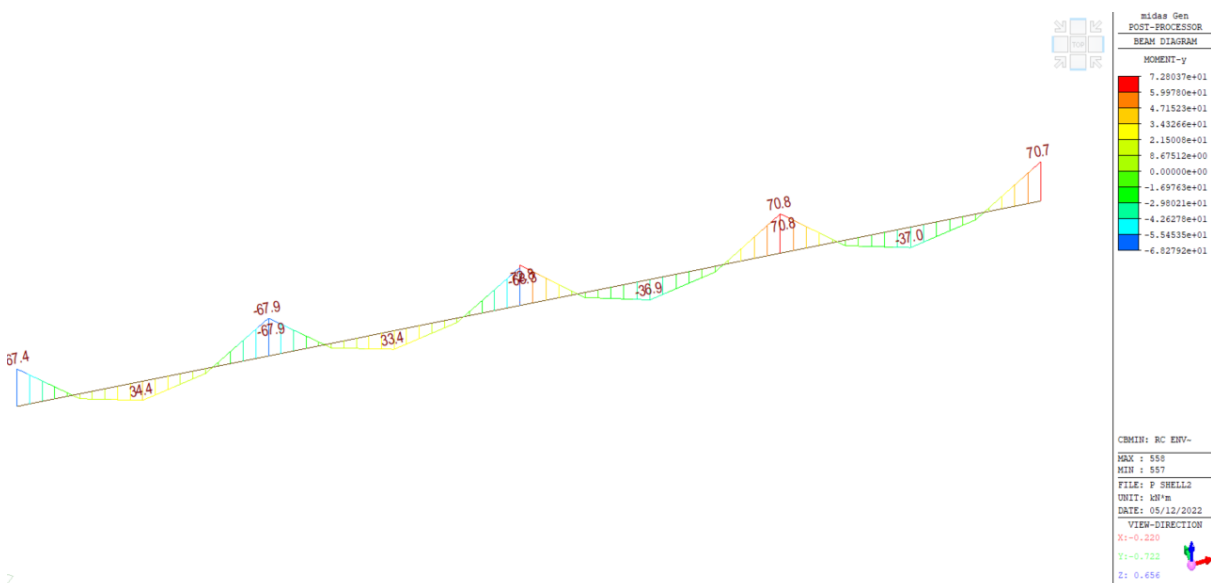
### Travi

La trave viene verificata a flessione e taglio, secondo le sollecitazioni di involucro risultanti dal modello di calcolo. Si riporta la verifica dettagliata della trave T<sub>5</sub> posta a sostegno del solaio interpiano.

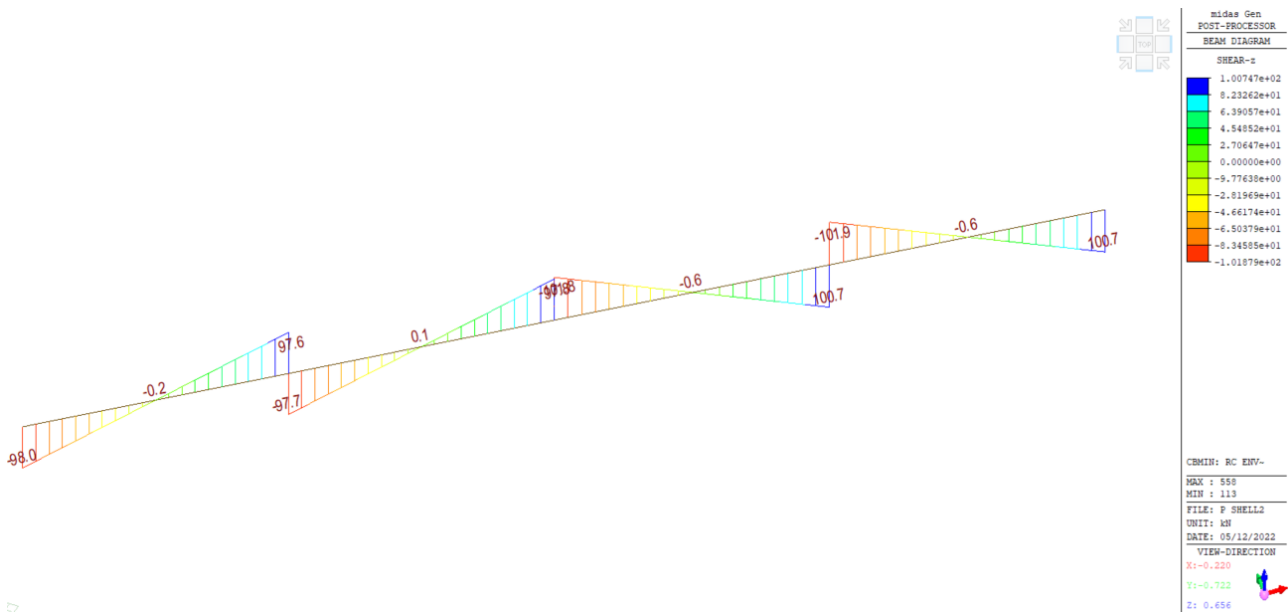
Dall'involuppo delle sollecitazioni, la trave risulta essere soggetta alle seguenti sollecitazioni:



*Involuppo massimo del momento flettente*



*Involuppo minimo del momento flettente*



*Inviluppo sforzo tagliante*

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$M_{Ed}^- = -75.00 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 37.00 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 102.00 \text{ kN}$$

La trave presenta una sezione pari a 60x46 cm e presenta la seguente armatura:

- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5 $\varnothing$ 16 + 4  $\varnothing$ 20 in zona tesa, 5 $\varnothing$ 16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe  $\varnothing$ 8/10.
- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5 $\varnothing$ 16 + 4  $\varnothing$ 20 in zona tesa, 5 $\varnothing$ 16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe  $\varnothing$ 8/20.

Si procede con il calcolo del momento resistente positivo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 37.00 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede con il calcolo del momento resistente negativo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 75.00 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

La resistenza di progetto a taglio della trave è così definita:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

L'armatura trasversale, pari a Ø8/100 agli appoggi propone una resistenza a taglio-trazione come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha = 105.72 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione è definita come:

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + \cot^2\theta} = 174.20 \text{ kN}$$

Risulta quindi che:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = 105.72 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi:

$$V_{Rd} = 105.72 \text{ kN} > V_{Ed} = 102.00 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede ora in modo analogo con le altre travi componenti la struttura. È riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Med - min</b>	<b>Mrd -</b>	<b>Med + max</b>	<b>Mrd +</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
T1	650.00	460.00	14.11	391.00	26.90	154.13	13.30	214.14	49.70	213.77
T2	650.00	460.00	14.11	391.00	160.20	237.80	79.80	214.14	159.50	213.77
T3	800.00	460.00	14.11	391.00	388.20	278.44	199.80	269.43	269.50	342.87
T4	800.00	460.00	14.11	391.00	370.20	278.44	208.20	269.43	265.20	342.87
T6	650.00	460.00	14.11	391.00	74.40	192.96	36.90	183.98	100.80	213.77
T7	450.00	480.00	14.11	391.00	38.00	153.46	19.80	156.23	83.20	148.00
T8	450.00	480.00	14.11	391.00	30.40	182.04	15.50	182.91	67.60	148.00
T9	450.00	480.00	14.11	391.00	224.00	318.97	118.90	331.40	259.60	342.87
T10	600.00	480.00	14.11	391.00	229.80	399.40	115.60	235.73	250.20	342.87
T11	600.00	480.00	14.11	391.00	230.40	399.40	115.70	235.73	250.20	342.87
T12	450.00	480.00	14.11	391.00	232.90	318.97	118.70	331.40	258.70	257.14
T21	450.00	480.00	14.11	391.00	131.20	182.04	54.30	182.91	94.20	148.00
T22	600.00	460.00	14.11	391.00	37.80	153.46	19.80	156.23	84.60	213.77
T26	650.00	750.00	14.11	391.00	72.50	262.32	55.80	260.16	35.60	98.66
T27	800.00	460.00	14.11	391.00	128.50	269.43	79.50	269.43	125.90	263.11
T28	800.00	460.00	14.11	391.00	289.90	269.43	162.70	269.43	215.80	263.11
T29	800.00	460.00	14.11	391.00	370.90	269.43	160.90	269.43	218.60	263.11
T30	650.00	750.00	14.11	391.00	53.60	192.96	26.60	183.98	74.60	98.66
T31	650.00	750.00	14.11	391.00	55.50	192.96	26.90	183.98	74.30	98.66
T32	300.00	950.00	14.11	391.00	53.40	208.21	27.20	208.21	59.20	98.66
T33	450.00	460.00	14.11	391.00	27.80	318.97	13.40	331.40	59.60	257.14
T34	600.00	460.00	14.11	391.00	179.80	318.97	95.80	331.40	203.20	213.77
T35	450.00	460.00	14.11	391.00	189.70	278.89	90.90	328.35	194.40	213.77
T36	450.00	460.00	14.11	391.00	189.70	278.89	90.70	328.35	192.50	213.77
T37	450.00	460.00	14.11	391.00	183.60	208.21	95.30	208.21	20.90	257.14
T38	450.00	460.00	14.11	391.00	105.40	318.97	43.20	331.40	107.70	371.44
T39	450.00	460.00	14.11	391.00	27.60	208.21	13.50	208.21	60.80	197.33

Si nota che vi sono tre travi, le quali non risentono dell'applicazione delle nuove pareti in CLT. Tali travi infatti sono poste centralmente rispetto all'edificio e, com'era intuibile, un intervento lungo il perimetro dell'edificio difficilmente riesce a migliorare la risposta sismica degli elementi distanti dal perimetro.

### Pilastri

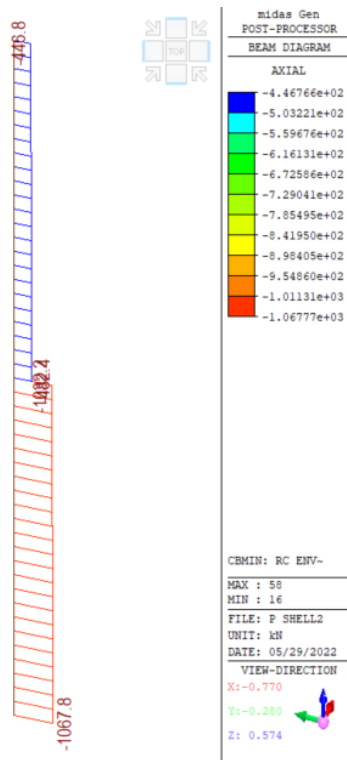
Analogamente si procede a verificare dettagliatamente un pilastro della struttura. Le verifiche a pressoflessione e taglio dei restanti pilastri verranno successivamente riassunte all'interno di una tabella riassuntiva.

Per effettuare le verifiche del pilastro 34 posto al Piano Terra si deve considerare l'area d'influenza e i rispetti carichi gravitazionali agenti sull'elemento stesso, considerando il peso proprio del pilastro e dei carichi  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $Q_k$  afferenti all'area d'influenza del pilastro.

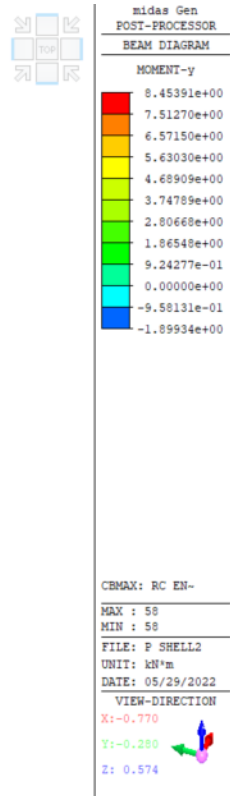
L'area d'influenza del pilastro risulta pari a:

$$A_{inf} = 34.64 \text{ m}^2$$

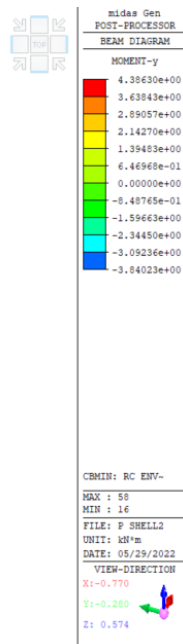
Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni agenti per il pilastro:



Involuppo dello sforzo normale

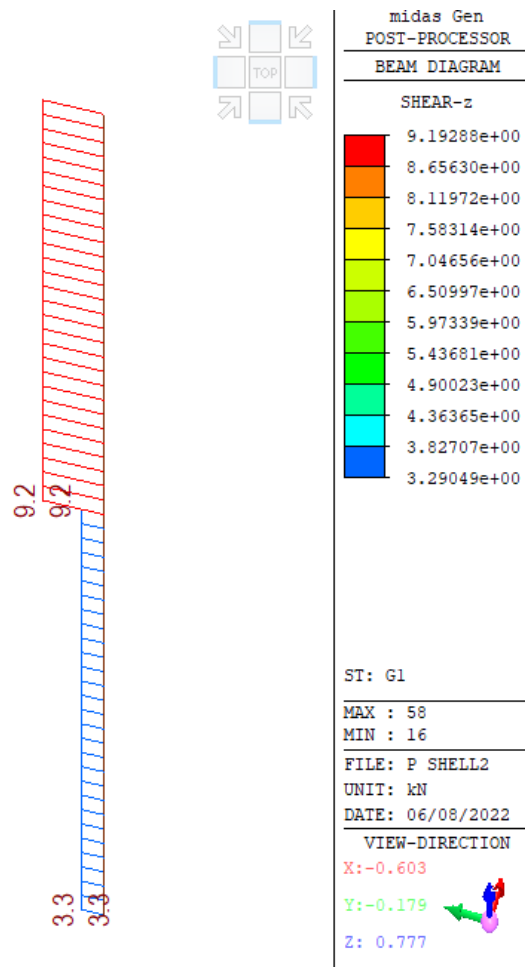


*Inviluppo massimo del momento flettente*



*Inviluppo minimo del momento flettente*





*Inviluppo dello sforzo di taglio*

Dagli involuppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$N_{Ed} = -1067.80 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^+ = 5.00 \text{ kNm}$$

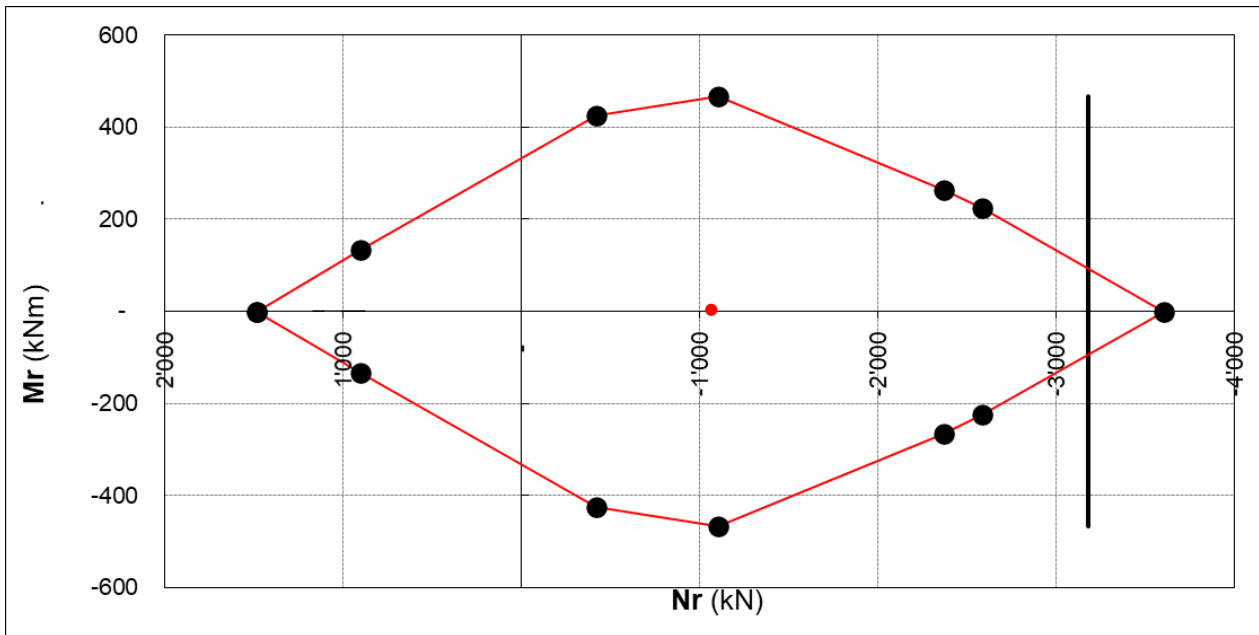
$$M_{Ed}^- = -3.80 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3.30 \text{ kN}$$

Il pilastro presenta una sezione pari a 30x50 cm e presenta la seguente armatura:

- Nelle sezioni in prossimità dei nodi armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/7.5.
- Nelle sezioni in mezzeria armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/15.

Dette tali premesse il dominio di resistenza per la sezione indicata risulta essere pari a:



La sollecitazione, come si evince graficamente, ricade all'interno del dominio di resistenza. La verifica risulta quindi essere **SODDISFATTA**.

Si riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

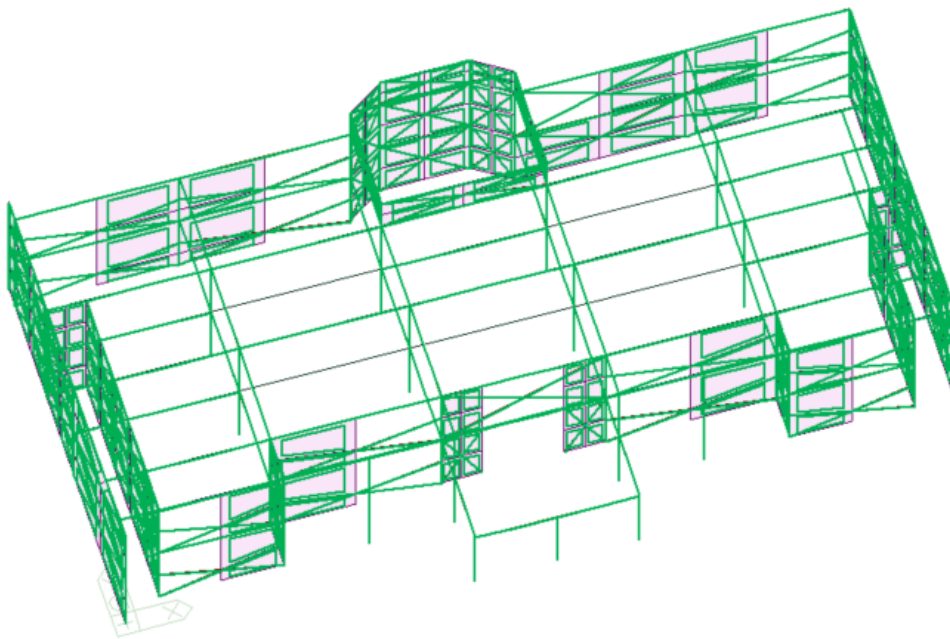
	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Ned</b>	<b>Nrd</b>	<b>Med</b>	<b>Mrd</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
P1	circolare	40.00	18.81	391.00	32.00	128.66	0.20	99.97	1.50	80.16
P2	circolare	40.00	18.81	391.00	37.20	128.66	1.80	99.97	0.90	80.16
P3	circolare	40.00	18.81	391.00	32.00	128.66	0.20	99.70	1.50	80.16
P4	400.00	890.00	18.81	391.00	133.80	5269.73	12.90	460.90	0.70	578.82
P5	300.00	500.00	18.81	391.00	109.40	2475.20	8.50	160.50	0.80	217.99
P6	300.00	500.00	18.81	391.00	111.80	3179.00	7.40	277.80	0.30	231.84
P7	circolare	40.00	18.81	391.00	48.50	128.66	0.30	99.97	0.20	80.16
P8	circolare	40.00	18.81	391.00	127.30	128.66	0.80	99.97	0.70	80.16
P9	circolare	40.00	18.81	391.00	127.80	128.66	0.80	99.97	0.70	80.16
P10	circolare	40.00	18.81	391.00	44.50	128.66	0.30	99.97	0.20	80.16
P11	300.00	500.00	18.81	391.00	110.70	2475.20	7.40	160.50	0.90	217.99
P13	300.00	500.00	18.81	391.00	97.90	2475.20	9.20	160.50	0.60	217.99
P14	300.00	500.00	18.81	391.00	99.00	2475.20	7.90	160.50	0.80	217.99
P20	300.00	500.00	18.81	391.00	75.10	2475.20	5.50	160.50	1.10	217.99
P21	300.00	500.00	18.81	391.00	124.90	3179.00	5.30	277.80	1.40	231.84
P22	300.00	500.00	18.81	391.00	156.70	4156.50	25.30	435.80	4.20	299.33
P23	300.00	500.00	18.81	391.00	158.40	4156.50	25.50	435.80	1.70	299.33
P24	300.00	500.00	18.81	391.00	131.60	4156.50	5.70	435.80	1.60	299.33
P26	300.00	500.00	18.81	391.00	71.40	2475.20	4.20	160.50	1.50	217.99
P27	300.00	500.00	18.81	391.00	54.10	2475.20	5.70	160.50	2.80	217.99
P31	300.00	500.00	18.81	391.00	67.60	2475.20	6.20	160.50	3.50	217.99
P32	300.00	500.00	18.81	391.00	63.20	2475.20	6.00	160.50	2.70	217.99
P33	300.00	500.00	18.81	391.00	969.10	3179.00	11.90	277.80	4.00	231.84
P35	300.00	500.00	18.81	391.00	1068.70	3179.00	13.20	277.80	1.80	231.84
P36	300.00	500.00	18.81	391.00	962.80	3179.00	13.50	277.80	1.40	231.84
P38	300.00	500.00	18.81	391.00	158.10	3179.00	12.50	277.80	3.50	231.84
P39	300.00	500.00	18.81	391.00	85.40	3179.00	14.20	277.80	3.80	231.84
P44	300.00	500.00	18.81	391.00	94.00	2475.20	7.60	160.50	2.70	299.33
P45	300.00	500.00	18.81	391.00	1015.30	3179.00	6.20	277.80	4.00	231.84
P46	300.00	500.00	18.81	391.00	976.40	3179.00	5.70	277.80	1.50	231.84
P47	300.00	500.00	18.81	391.00	1058.60	3179.00	14.40	277.80	0.60	231.84
P48	300.00	500.00	18.81	391.00	107.70	3179.00	4.30	277.80	1.60	231.84
P50	300.00	500.00	18.81	391.00	147.90	3179.00	7.20	277.80	2.20	231.84
P53	300.00	500.00	18.81	391.00	127.90	3179.00	11.50	277.80	3.40	231.84
P54	300.00	500.00	18.81	391.00	145.10	4156.50	20.20	435.80	2.80	299.33
P55	300.00	500.00	18.81	391.00	155.60	4156.50	16.50	435.80	0.80	299.33
P56	300.00	500.00	18.81	391.00	211.80	4156.50	7.60	435.80	2.50	299.33
P57	300.00	500.00	18.81	391.00	158.10	4156.50	26.00	435.80	3.20	299.33
P59	300.00	500.00	18.81	391.00	85.40	4156.50	18.40	435.80	0.80	299.33
P65	400.00	890.00	18.81	391.00	167.60	5269.73	15.90	460.90	10.60	578.82
P66	300.00	500.00	18.81	391.00	100.50	3179.00	9.10	277.80	1.60	231.84
P67	300.00	500.00	18.81	391.00	97.60	3179.00	7.00	277.80	1.70	231.84

Si nota che i pilastri risentono nella totalità del miglioramento sismico adottato.

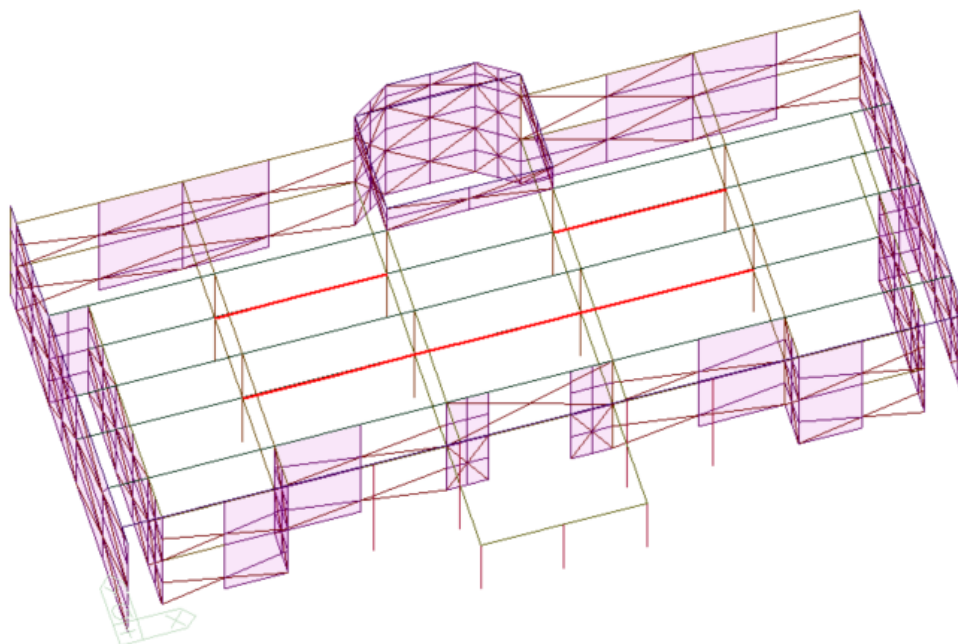
Verifica di vulnerabilità' stato di progetto

Di seguito viene riportata una vista complessiva del risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica allo Stato Di Progetto, la quale risulta colorata in maniera diversa a seconda dell'indice di rischio minimo  $iPGA$  calcolato secondo la formula  $iPGA=(PGA/PGA_{rif})$  che equivale al **coefficiente**  $\zeta E$  richiamato in normativa.

- elementi in c.a. con indice  $\zeta E < 1.0$
- elementi in c.a. con indice  $\zeta E > 1.0$
- elementi esclusi dall'analisi



*Vista elementi verificati*



*Vista elementi non verificati*

L'indice di rischio sismico minimo risultante dall'analisi allo stato di progetto risulta essere:

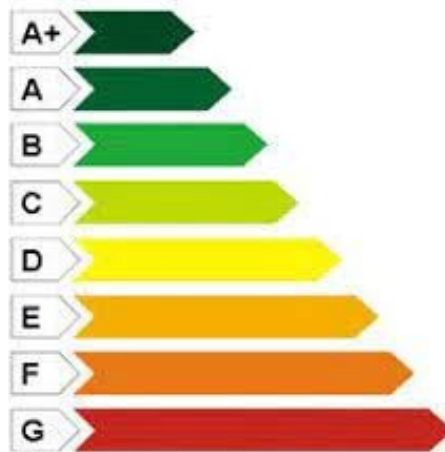
Proposta di intervento di ADEGUAMENTO sismico	$\zeta E = I_{PGA} = 1.0$	$\zeta E \geq 1.0$	Raggiunto livello di ADEGUAMENTO SISMICO
---	---------------------------	--------------------	--

Tale indice corrisponde ad un tempo di ritorno pari ad **714 anni**.

Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – ADEGUAMENTO sismico

Viene attribuita ora la classe di rischio sismico. Tale classe, mediante un unico parametro, definisce il rischio sia sotto l'aspetto economico che della sicurezza.

Le classi di rischio sismico sono 8 e sono le seguenti:



Esse sono poste in ordine crescente, partendo dalla A+ in cui il rischio è minore ed arrivando alla G dove il rischio è maggiore.

La classe è attribuita, come detto, secondo due aspetti:

- Parametro economico, secondo le Perdite Medie Annue – PAM;
- Parametro relativo all'indice di sicurezza della struttura – IS-V.

La definizione del PAM avviene mediante il relativo grafico. Tale grafico individua il danno atteso durante la vita utile della struttura. il valore del PAM è dato dall'area sottesa dalla spezzata unente i vari punti.

Per individuare i punti del grafico, si parte dall'analisi strutturale secondo la norma e si determinano i valori in capacità  $PGA_c(SLi)$  di accelerazioni al suolo per ogni stato limite. Note le accelerazioni al suolo in capacità si determinano i relativi periodi di ritorno  $T_{r,c}$ :

$$T_{r,c} = T_{r,D} (PGA_c / PGA_D)^\eta$$

Dove  $\eta$  è pari a:

- 1/0.49 per  $ag > 0.25g$ ;
- 1/0.43 per  $0.25g < ag < 0.15g$ ;
- 1/0.356 per  $0.15g < ag < 0.05g$ ;
- 1/0.34 per  $0.05 < ag$ .

Per ogni  $Tr,c$  definito si determina il valore della frequenza media annua di superamento secondo:

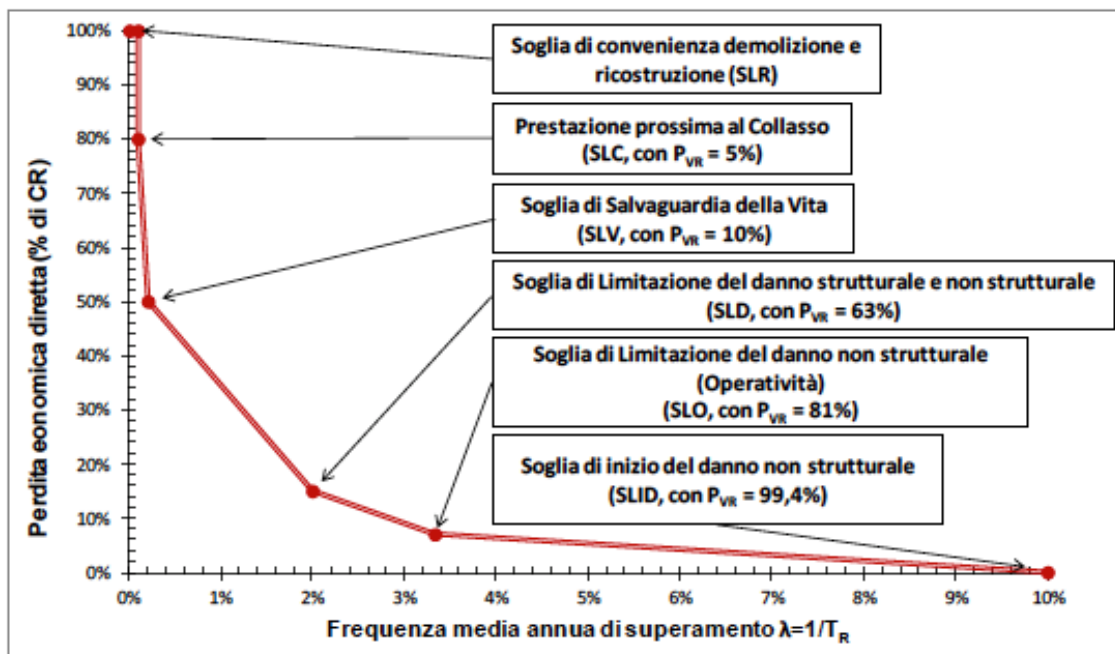
$$\lambda = \frac{1}{Tr,c}$$

Ad ogni valore di  $\lambda$  si associa una percentuale del costo di ricostruzione, definito dalla seguente tabella:

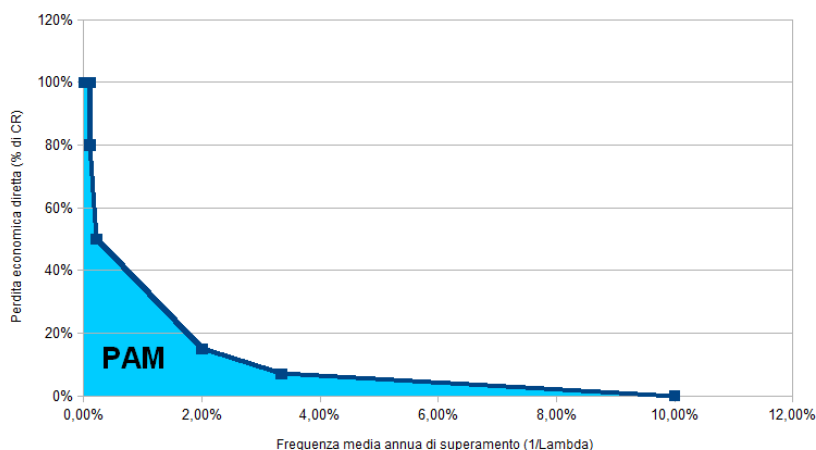
Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

Figura 11 - Valori di CR secondo il D.M. 24/09/2020

Dal valore delle coppie di  $(\lambda; CR)$  si ottiene il seguente grafico.



Punti noti del PAM



Area sottesa per il calcolo del PAM

Calcolata l'area sottesa, si ottiene la classe PAM definita dalla seguente tabella:

<b>Perdita Media Annua attesa (PAM)</b>	<b>Classe PAM</b>
$PAM \leq 0,50\%$	$A^+_{PAM}$
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	$A_{PAM}$
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	$B_{PAM}$
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	$C_{PAM}$
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	$D_{PAM}$
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	$E_{PAM}$
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	$F_{PAM}$
$7,5\% \leq PAM$	$G_{PAM}$

Classificazione del rischio sismico secondo il PAM delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

L'indice di sicurezza per la vita viene, invece, definito dal rapporto tra la PGAc e la PGAd. Dal rapporto si ottiene un valore in percentuale che, confrontato con la seguente tabella, definisce la classe IS-V.

<b>Indice di Sicurezza</b>	<b>Classe IS-V</b>
$100\% < IS-V$	$A^+_{IS-V}$
$100\% \leq IS-V < 80\%$	$A_{IS-V}$
$80\% \leq IS-V < 60\%$	$B_{IS-V}$
$60\% \leq IS-V < 45\%$	$C_{IS-V}$
$45\% \leq IS-V < 30\%$	$D_{IS-V}$
$30\% \leq IS-V < 15\%$	$E_{IS-V}$
$IS-V \leq 15\%$	$F_{IS-V}$

Classificazione del rischio sismico secondo l'IS-V delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

La classe inferiore tra la classe PAM e la classe IS-V definisce la classe di rischio sismico dell'edificio.  
Si procede ora al calcolo della classe di rischio sismico.

Vengono di seguito riportati i coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020.

TR,C: periodo di ritorno di capacità

TR,D: periodo di ritorno di domanda o di riferimento

PAM: perdita media annua attesa

Classe PAM: classe di rischio PAM

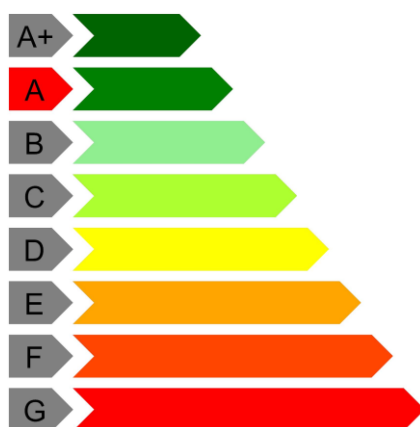
IS-V: indice di sicurezza

Classe IS-V: classe di rischio IS-V

Stato Limite	CR (%)	ag (g)	h	PGAD (g)	PGAC (g)	Ir(ag) = IS-V	TrD (anni)	TrC (anni)	I	I (%)
SLR	100%								0.001	0.07%
SLC	80%	0.114	2.326	0.170			1462		0.001	0.07%
SLV	50%	0.089	2.326	0.134	0.134	1.002	712	714.409	0.001	0.14%
SLD	15%	0.042	2.809	0.063	0.063	1.005	75	76.565	0.013	1.31%
SLO	7%	0.035	2.941	0.052			45		0.022	2.18%
SLID	0%								0.130	13.00%
									<b>PAM</b>	<b>0.97%</b>
						<b>Classe IS-V</b>	<b>A+<sub>IS-V</sub></b>		<b>Classe PAM</b>	<b>A<sub>PAM</sub></b>

Coefficienti  $\lambda$  relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

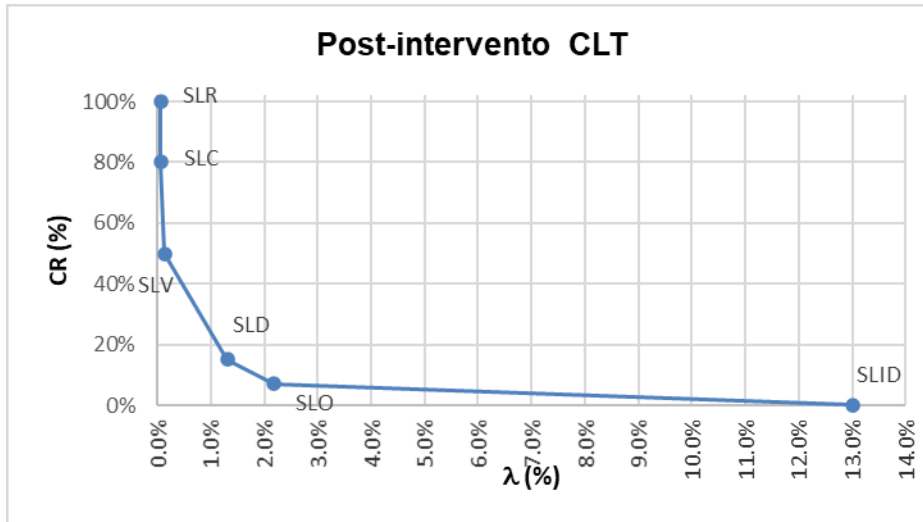
Classe PAM



Classe IS-V







*Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)*

Ne evince che la Classe di Rischio è A.

Calcolo sommario di spesa

Si procede ora a quantificare economicamente la spesa per il raggiungimento dell'adeguamento sismico proposto.

Trattandosi in tutti i casi trattati di proposte di intervento globali si omettono nel seguito le seguenti spese comuni a tutti gli interventi:

- Spese di inerenti all'installazione del cantiere;
- Spese relative alla realizzazione di nuove fondazioni di tipo profondo;
- Oneri della sicurezza.

I costi unitari di spesa sono stati trattati dal prezzario regionale Veneto dei lavori pubblici. Aggiornamento anno 2022.

Codice	Descrizione	unità	€/unità	Numero	Lunghezza [m]	Spessore [m]	Altezza [m]	Superficie [mq]	Volume [mc]	Peso [kg]	Spesa €
B.05.01.s	ABETE tavolato in pannello multistrato orientato trattato con resine fenoliche resistenti all'acqua	mc	501.48		178	0.3	9	1602	480.6		241011.288
E.04.09.a	Fornitura e posa in opera di tassello e/o barra filettata con ancoraggio chimico o malta cementizia espansiva per fissaggi o simili, diametro minimo 12 mm, compresa la formazione del foro e sua pulizia, di lunghezza fino a 60 cm	mq	23.75		178	0.3	9	1602			38047.5
D.03.01.b	Autogru semovente gommata con portata oltre t.40 e fino a t.50	h	105.68	80							8454.4
A01.01.a	Operaio 4° livello da 0 a 1000 s.l.m.	h	33.42	400							13368
										tot	300881.188

La spesa totale, al netto delle spese di cantierizzazione, della realizzazione delle nuove fondazioni di tipo profondo e degli oneri per la sicurezza ammonta a **300881,19 €**

### 3.1.2 SDP mediante GridShell

#### Descrizione del modello

L'analisi dello Stato Di Progetto di tutti gli elementi strutturali che compongono l'edificio è condotta utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tutte le strutture esistenti.

Gli elementi adottati per schematizzare i pilastri e le travi di c.a. sono di tipo "asta" monodimensionali dotati di rigidezza flessionale secondo due direzioni e rigidezza assiale. Gli elementi in acciaio che vanno a comporre il gridshell sono modellati anch'essi come elementi beam dotati di rigidezza assiale e flessionale. Gli orizzontamenti sono stati schematizzati mediante link rigidi al Centro di Massa.

Gli elementi non strutturali, come le tamponature non portanti e le tramezze, sono stati rappresentati sia in termini di massa, considerandoli come carichi lineari e/o distribuiti applicati secondo la loro posizione, sia in termini di rigidezza modellando un puntone equivalente applicato lungo le tamponature perimetrali, in linea con quanto previsto dalla normativa al §7.2.6 del DM 17.01.2018.

I solai sono stati modellati come carichi applicati. I carichi dei solai sono applicati mediante superfici di carico differenziando il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tali distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi o direttamente sulle strutture portanti verticali in funzione dell'area di influenza.

L'analisi sismica che è stata condotta è l'analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta.

L'analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta e il numero di modi di vibrare della struttura.

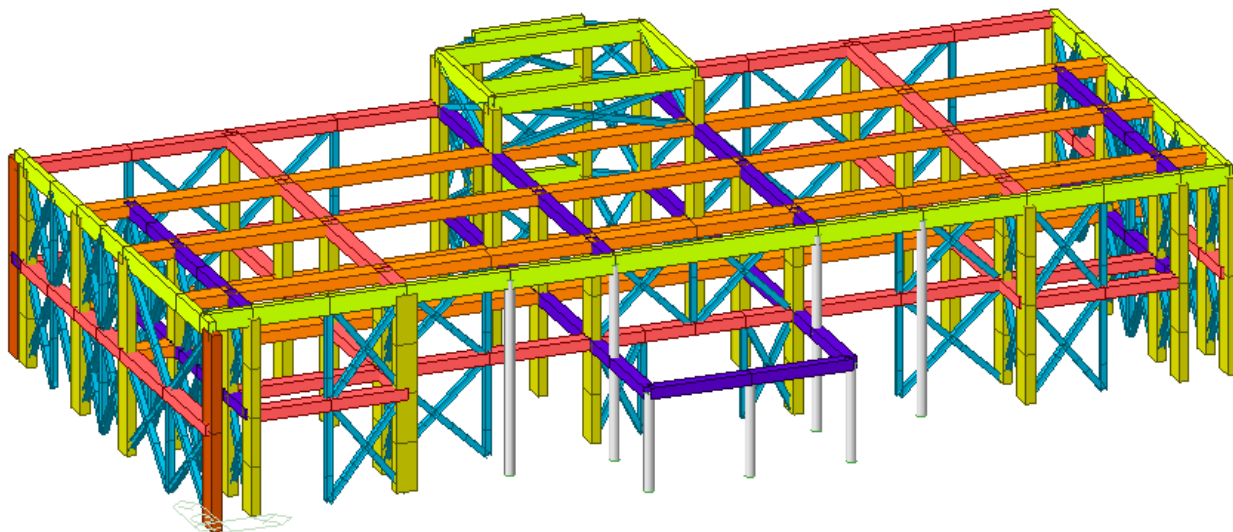
Tutte le verifiche sono condotte dal codice di calcolo nel rispetto del DM 17.01.2018.

Si considera come zero sismico la quota zero riferita ai progetti originali dell'edificio.

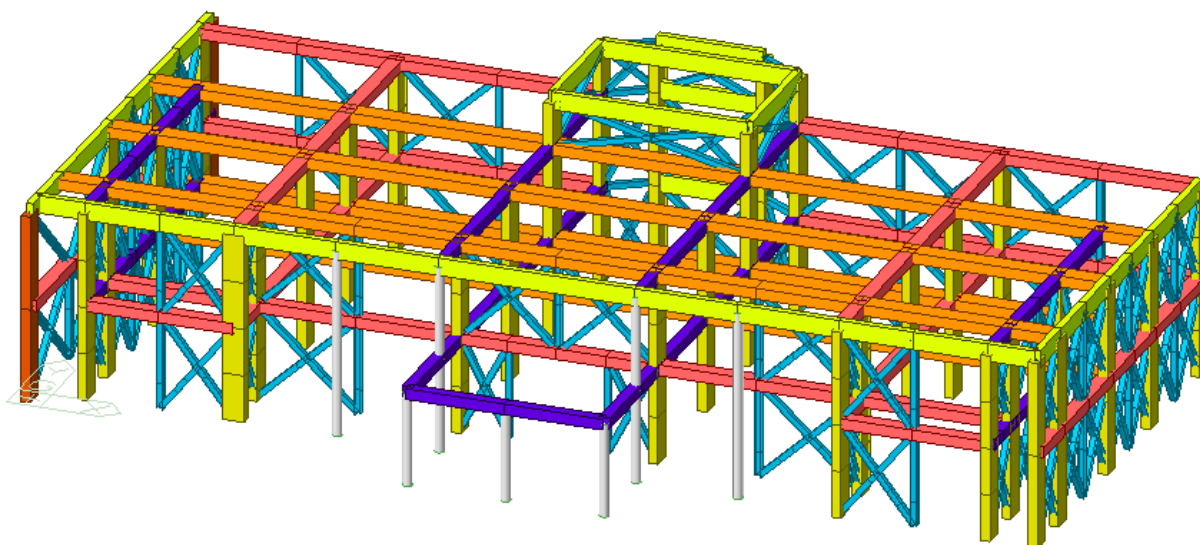
Per le strutture di fondazione e l'iterazione terreno - struttura si è considerato un suolo rigido da permettere un incastro alla base.

Le proprietà dei materiali, così come i pesi propri strutturali e permanenti portati, sono stati posti secondo quanto riportato dai progetti originali.

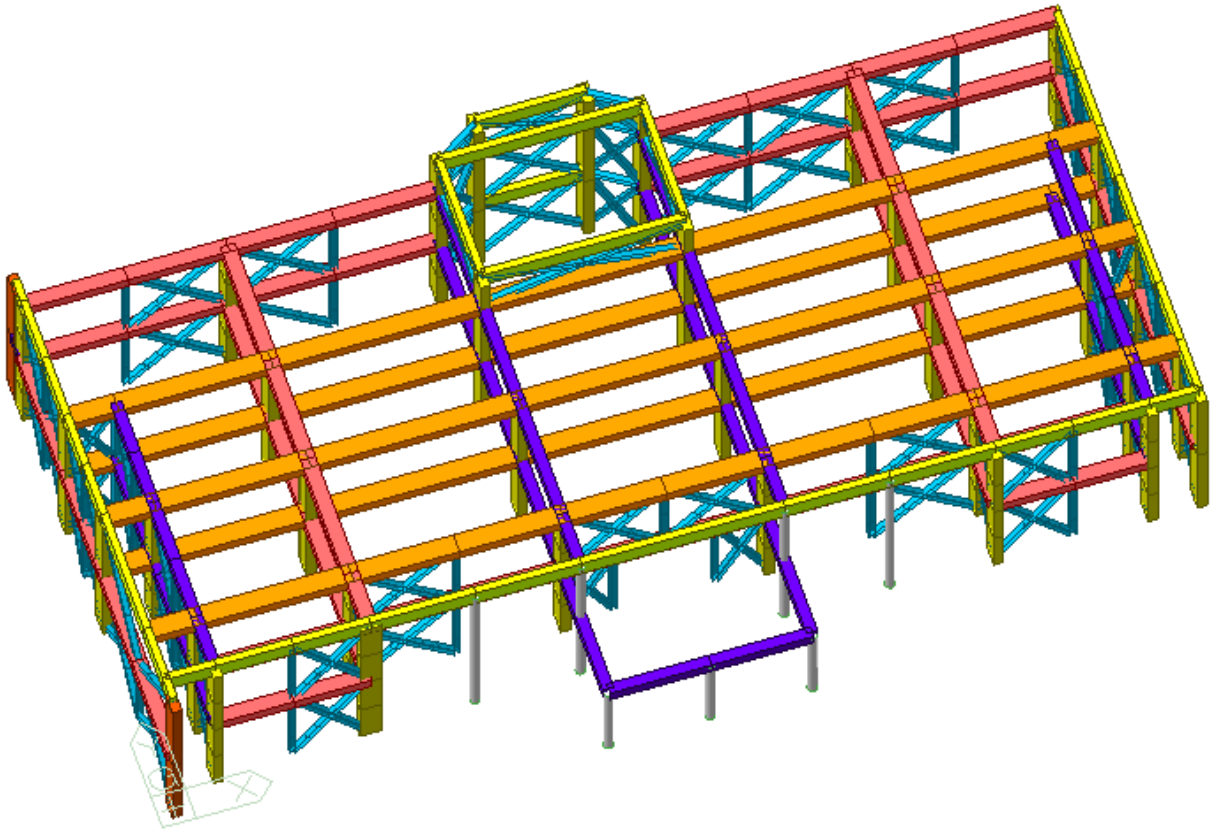
Di seguito alcune viste del modello di calcolo creato:



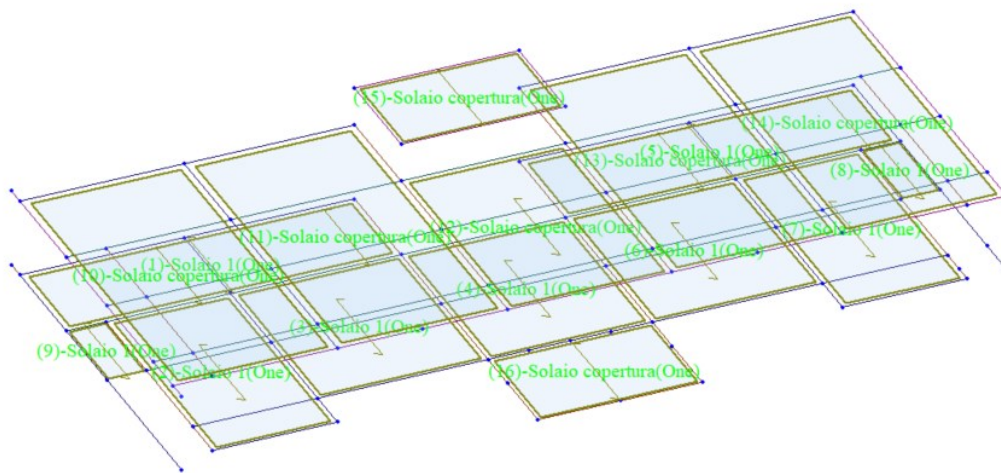
*Modello di calcolo - Vista geometria*



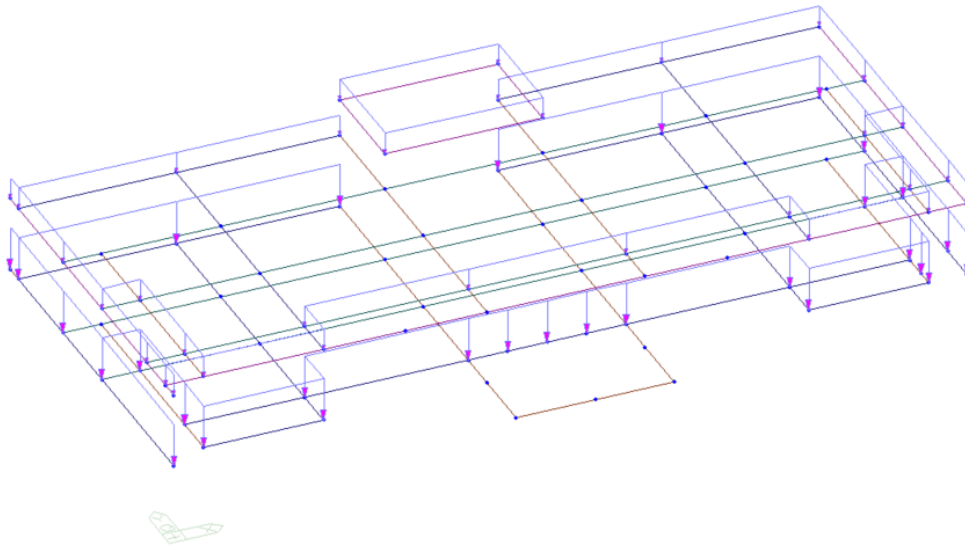
*Modello di calcolo - Vista geometria*



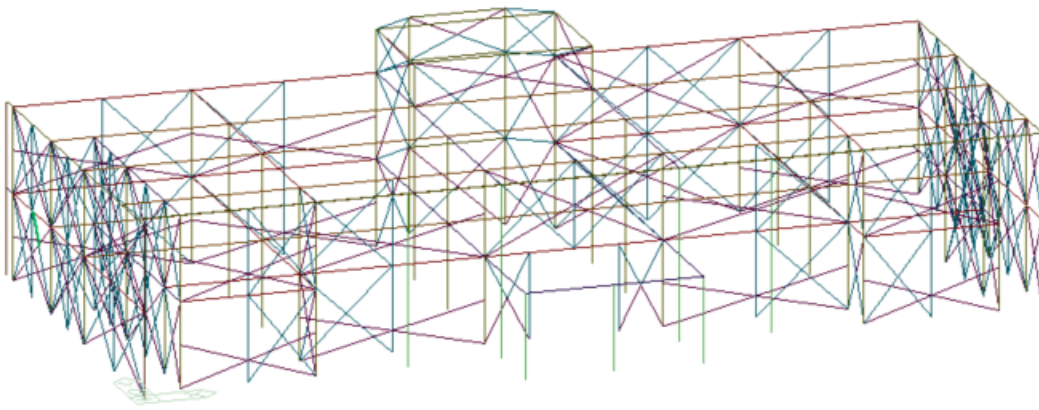
*Modello di calcolo - Vista elementi*



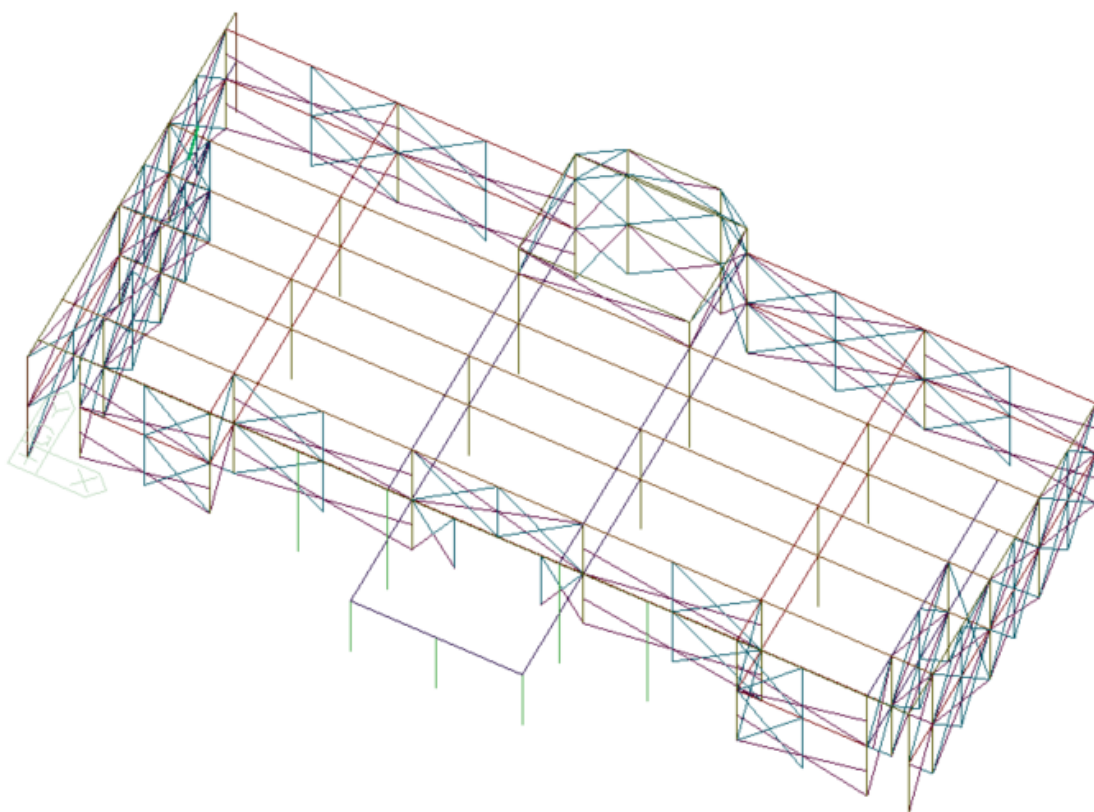
*Modello di calcolo - Vista dei carichi superficiali*



*Modello di calcolo - Vista dei carichi lineari*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*

Risposta modale

**Mode:** identificativo del modo di vibrare.

**Period:** periodo. [s]

**Mass TRAN-X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

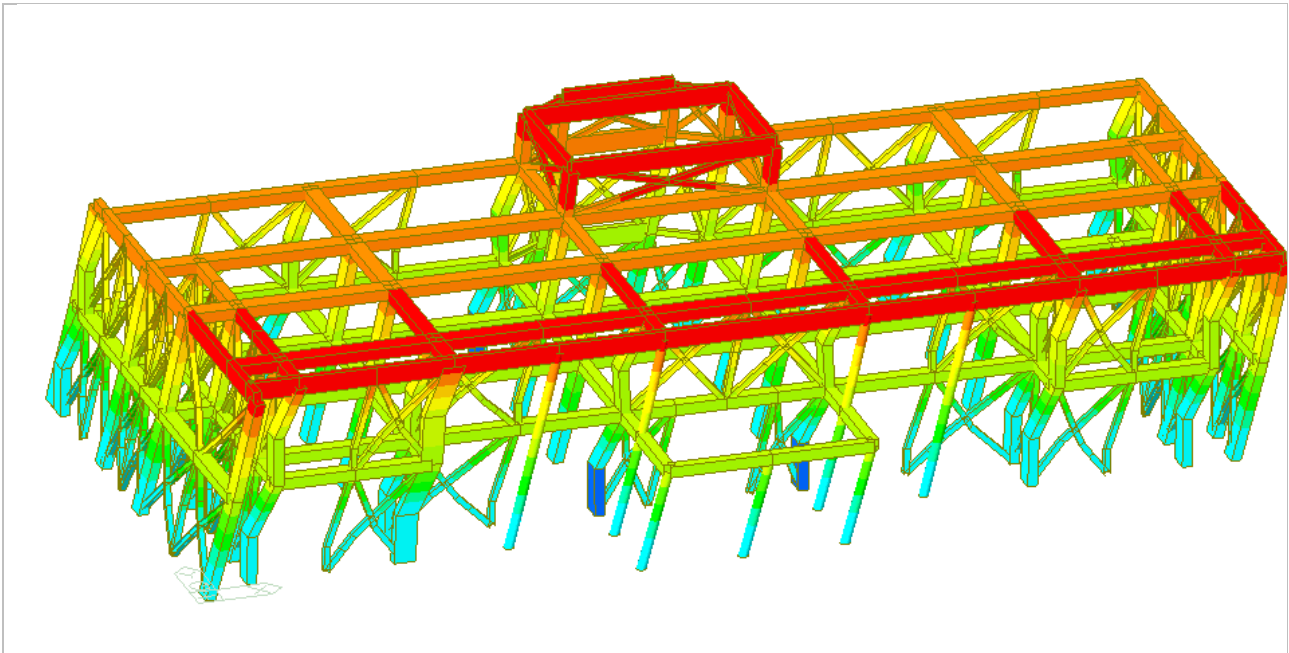
**Massa ROTN-Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

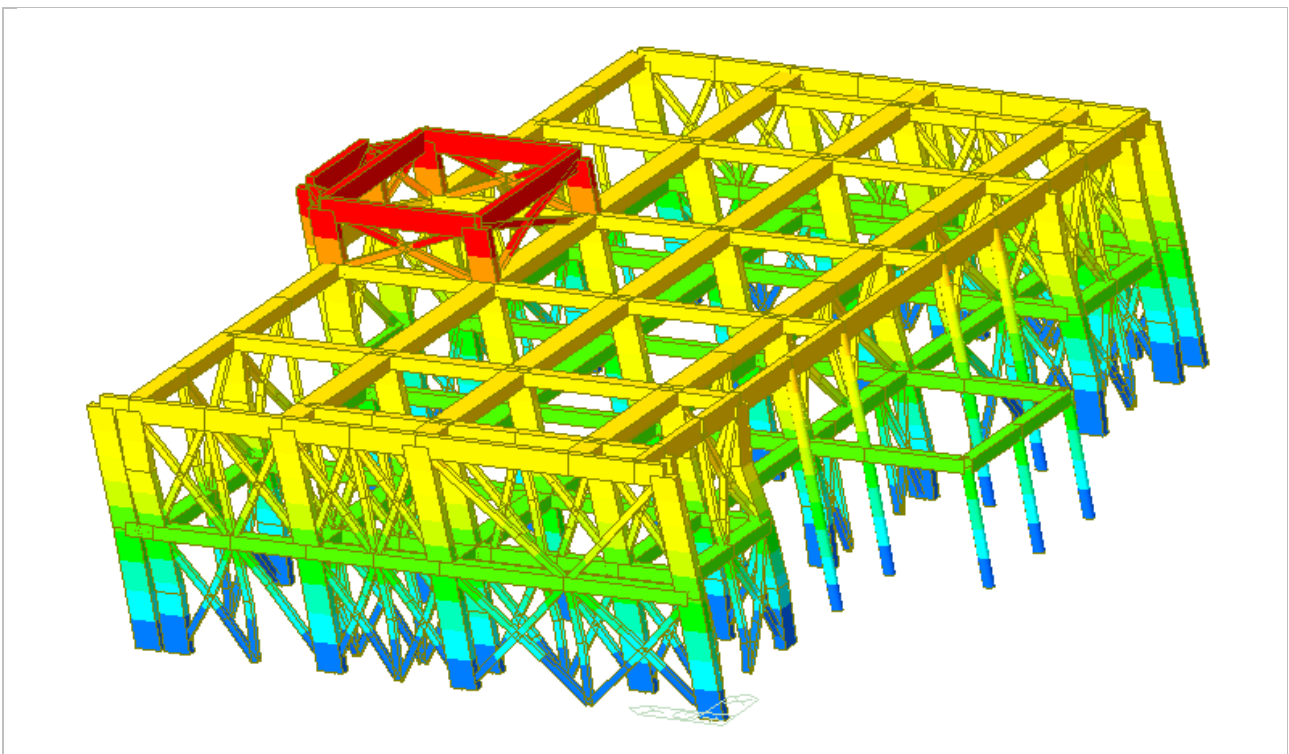
EIGENVALUE ANALYSIS													
Mode No	Frequency		Period		Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)										
1	29.9784	4.7712	0.2096	3.7950e-16									
2	39.6415	6.3091	0.1585	1.4469e-16									
3	55.8696	8.8919	0.1125	1.4569e-16									
4	82.4149	13.1167	0.0762	1.3390e-16									
5	103.0907	16.4074	0.0609	1.7116e-16									
6	108.4507	17.2605	0.0579	0.0000e+00									
7	120.9622	19.2517	0.0519	2.4863e-16									
8	147.3997	23.4594	0.0426	8.2814e-08									
9	153.7845	24.4756	0.0409	3.7515e-05									
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	91.9965	91.9965	0.0608	0.0608	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0046	0.0046	0.4527	0.4527	
2	0.0857	92.0822	89.4750	89.5358	0.0000	0.0000	0.0036	0.0036	0.0000	0.0046	0.1845	0.6372	
3	0.4309	92.5131	0.1785	89.7142	0.0000	0.0000	0.0015	0.0051	0.0008	0.0054	90.4786	91.1158	
4	6.8293	99.3424	0.0031	89.7173	0.0000	0.0000	0.0000	0.0051	0.2747	0.2800	0.0057	91.1216	
5	0.0000	99.3424	0.2168	89.9341	0.0000	0.0000	1.0210	1.0261	0.0000	0.2800	0.0000	91.1216	
6	0.0001	99.3425	9.3299	99.2640	0.0000	0.0000	0.2873	1.3134	0.0000	0.2800	0.0013	91.1229	
7	0.0254	99.3679	0.0015	99.2654	0.0000	0.0000	0.0005	1.3139	0.0023	0.2823	0.1847	91.3076	
8	0.0193	99.3872	0.0069	99.2724	0.0000	0.0000	0.0055	1.3195	0.0001	0.2824	7.9519	99.2595	
9	0.0000	99.3872	0.1471	99.4195	0.0000	0.0000	0.5612	1.8807	0.0000	0.2824	0.0000	99.2595	



Si riportano gli output grafici dei modi di vibrare più significativi e che quindi interessano una percentuale maggiore di massa.



*Modo 1 – Interessa il 91% di massa in direzione X*



*Modo 2 – Interessa l'89% di massa in direzione Y*

Verifica degli elementi allo stato di progetto

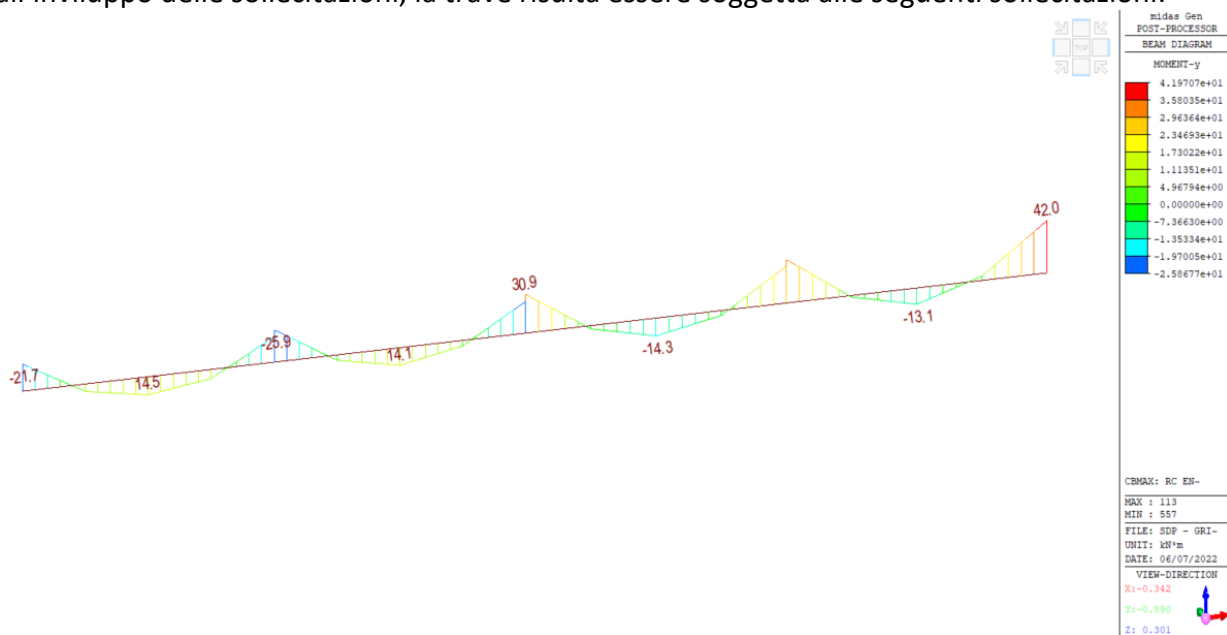
Di seguito viene riportata la verifica a resistenza per ogni elemento costituente la struttura portante esistente.

Si esegue successivamente il progetto degli elementi inseriti allo stato di progetto.

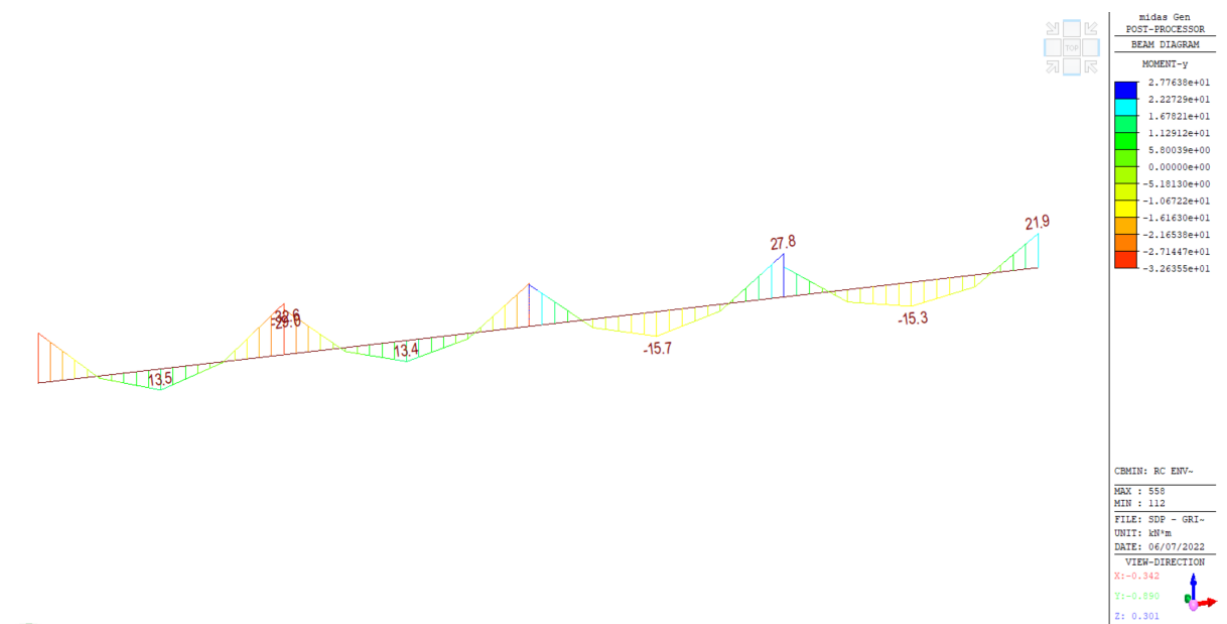
### Travi

La trave viene verificata a flessione e taglio, secondo le sollecitazioni di involucro risultanti dal modello di calcolo. Si riporta la verifica dettagliata della trave T<sub>5</sub> posta a sostegno del solaio interpiano.

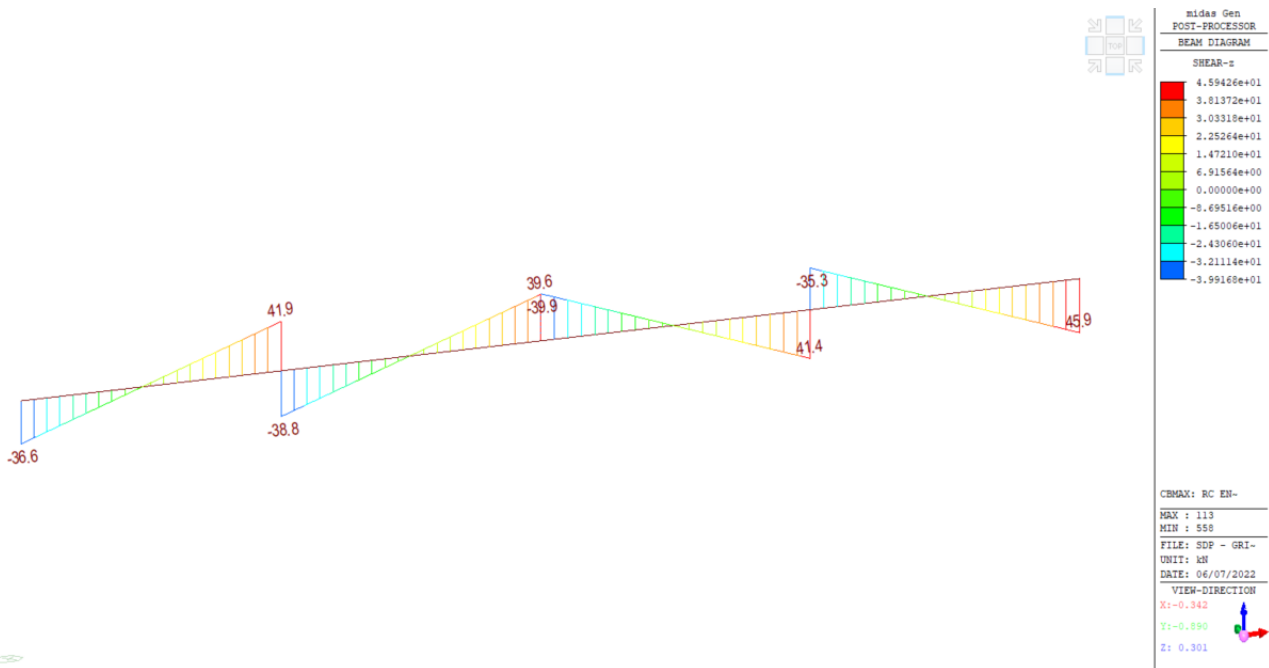
Dall'involuppo delle sollecitazioni, la trave risulta essere soggetta alle seguenti sollecitazioni:



*Involuppo massimo del momento flettente*



*Involuppo minimo del momento flettente*



Inviluppo sforzo tagliante

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$M_{Ed}^- = -42.00 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 15.70 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 41.90 \text{ kN}$$

La trave presenta una sezione pari a 60x46 cm e presenta la seguente armatura:

- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/10.
- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/20.

Si procede con il calcolo del momento resistente positivo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 15.70 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede con il calcolo del momento resistente negativo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A_s' \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$
$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 42.00 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

La resistenza di progetto a taglio della trave è così definita:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

L'armatura trasversale, pari a  $\emptyset 8/100$  agli appoggi propone una resistenza a taglio-trazione come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha = 105.72 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione è definita come:

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + \cot^2\theta} = 174.20 \text{ kN}$$

Risulta quindi che:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = 105.72 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi:

$$V_{Rd} = 105.72 \text{ kN} > V_{Ed} = 41.90 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede ora in modo analogo con le altre travi componenti la struttura. È riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Med - min</b>	<b>Mrd -</b>	<b>Med + max</b>	<b>Mrd +</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
T1	650.00	460.00	14.11	391.00	15.60	154.13	14.60	214.14	55.00	213.77
T2	650.00	460.00	14.11	391.00	163.90	237.80	88.70	214.14	198.30	213.77
<b>T3</b>	<b>800.00</b>	<b>460.00</b>	<b>14.11</b>	<b>391.00</b>	<b>394.70</b>	<b>278.44</b>	<b>199.80</b>	<b>269.43</b>	<b>268.50</b>	<b>342.87</b>
<b>T4</b>	<b>800.00</b>	<b>460.00</b>	<b>14.11</b>	<b>391.00</b>	<b>398.80</b>	<b>278.44</b>	<b>208.00</b>	<b>269.43</b>	<b>266.70</b>	<b>342.87</b>
T6	650.00	460.00	14.11	391.00	75.90	192.96	36.90	183.98	100.60	213.77
T7	450.00	480.00	14.11	391.00	51.80	153.46	19.60	156.23	41.30	148.00
T8	450.00	480.00	14.11	391.00	24.50	182.04	10.30	182.91	55.60	148.00
T9	450.00	480.00	14.11	391.00	235.40	318.97	119.90	331.40	259.90	342.87
T10	600.00	480.00	14.11	391.00	234.30	399.40	116.90	235.73	253.00	342.87
T11	600.00	480.00	14.11	391.00	234.20	399.40	116.90	235.73	243.10	342.87
T12	450.00	480.00	14.11	391.00	239.50	318.97	119.60	331.40	261.40	257.14
T21	450.00	480.00	14.11	391.00	136.70	182.04	59.90	182.91	131.40	148.00
T22	600.00	460.00	14.11	391.00	46.60	153.46	19.20	156.23	85.70	213.77
T26	650.00	750.00	14.11	391.00	60.00	262.32	56.70	260.16	46.90	98.66
T27	800.00	460.00	14.11	391.00	108.70	269.43	32.50	269.43	129.60	263.11
<b>T28</b>	<b>800.00</b>	<b>460.00</b>	<b>14.11</b>	<b>391.00</b>	<b>306.30</b>	<b>269.43</b>	<b>162.60</b>	<b>269.43</b>	<b>216.90</b>	<b>263.11</b>
<b>T29</b>	<b>800.00</b>	<b>460.00</b>	<b>14.11</b>	<b>391.00</b>	<b>324.60</b>	<b>269.43</b>	<b>160.90</b>	<b>269.43</b>	<b>218.30</b>	<b>263.11</b>
T30	650.00	750.00	14.11	391.00	61.70	192.96	31.70	183.98	75.50	98.66
T31	650.00	750.00	14.11	391.00	73.30	192.96	26.20	183.98	76.60	98.66
T32	300.00	950.00	14.11	391.00	100.10	208.21	36.30	208.21	131.40	98.66
<b>T33</b>	<b>450.00</b>	<b>460.00</b>	<b>14.11</b>	<b>391.00</b>	<b>39.40</b>	<b>318.97</b>	<b>13.80</b>	<b>331.40</b>	<b>299.70</b>	<b>257.14</b>
T34	600.00	460.00	14.11	391.00	178.30	318.97	82.90	331.40	197.20	213.77
T35	450.00	460.00	14.11	391.00	185.80	278.89	90.80	328.35	197.30	213.77
T36	450.00	460.00	14.11	391.00	185.70	278.89	90.30	328.35	192.80	213.77
T37	450.00	460.00	14.11	391.00	186.30	208.21	96.00	208.21	205.20	257.14
T38	450.00	460.00	14.11	391.00	112.20	318.97	40.90	331.40	105.20	371.44
T39	450.00	460.00	14.11	391.00	34.50	208.21	12.50	208.21	62.90	197.33

Si nota che vi sono tre travi, le quali non risentono dell'applicazione dei nuovi controventi tipo *Gridshell*. Tali travi infatti sono poste centralmente rispetto all'edificio e, com'era intuibile, un intervento lungo il perimetro dell'edificio difficilmente riesce a migliorare la risposta sismica degli elementi distanti dal perimetro.

### Pilastri

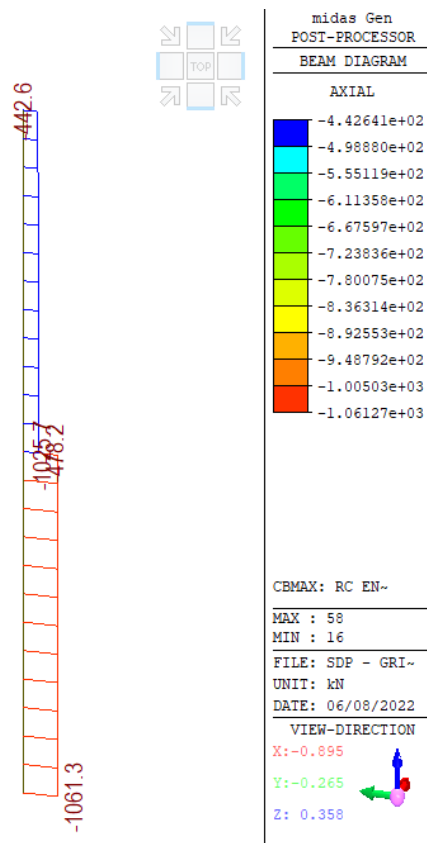
Analogamente si procede a verificare dettagliatamente un pilastro della struttura. Le verifiche a pressoflessione e taglio dei restanti pilastri verranno successivamente riassunte all'interno di una tabella riassuntiva.

Per effettuare le verifiche del pilastro 34 posto al Piano Terra si deve considerare l'area d'influenza e i rispetti carichi gravitazionali agenti sull'elemento stesso, considerando il peso proprio del pilastro e dei carichi G1, G2, Qk afferenti all'area d'influenza del pilastro.

L'area d'influenza del pilastro risulta pari a:

$$A_{inf} = 34.64 \text{ m}^2$$

Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni agenti per il pilastro:



Involuppo dello sforzo normale



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

3.31267e+01
2.81848e+01
2.32429e+01
1.83011e+01
1.33592e+01
8.41728e+00
3.47540e+00
0.00000e+00
-6.40837e+00
-1.13503e+01
-1.62921e+01
-2.12340e+01

CBMAX: RC EN~

MAX : 58  
MIN : 58

FILE: SDP - GRI~  
UNIT: kN\*m  
DATE: 06/08/2022

VIEW-DIRECTION  
X: -0.895  
Y: -0.265  
Z: 0.358

Involuppo massimo del momento flettente



midas Gen  
POST-PROCESSOR  
BEAM DIAGRAM

MOMENT-y

2.39711e+01
1.81839e+01
1.23966e+01
6.60939e+00
0.00000e+00
-4.96511e+00
-1.07524e+01
-1.65396e+01
-2.23269e+01
-2.81141e+01
-3.39014e+01
-3.96886e+01

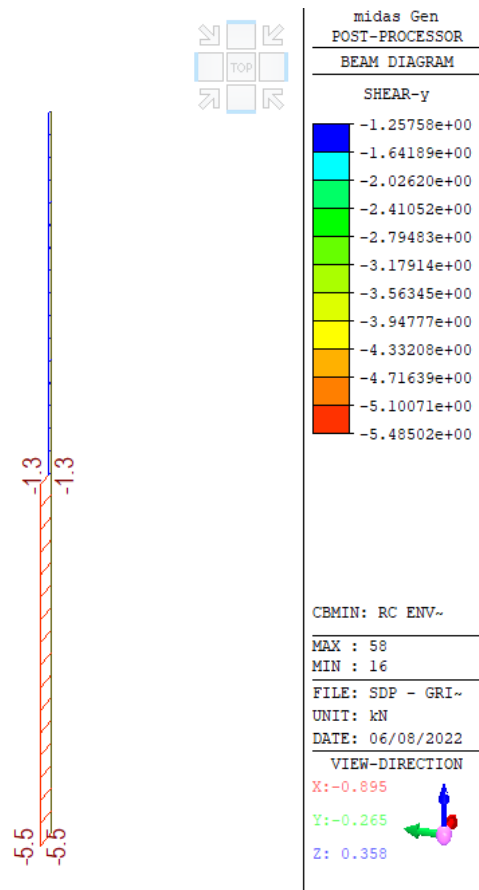
CBMIN: RC ENV~

MAX : 58  
MIN : 58

FILE: SDP - GRI~  
UNIT: kN\*m  
DATE: 06/08/2022

VIEW-DIRECTION  
X: -0.895  
Y: -0.265  
Z: 0.358

Involuppo minimo del momento flettente



*Inviluppo dello sforzo di taglio*

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$N_{Ed} = -1061.30 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^+ = 27.70 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^- = -9.70 \text{ kNm}$$

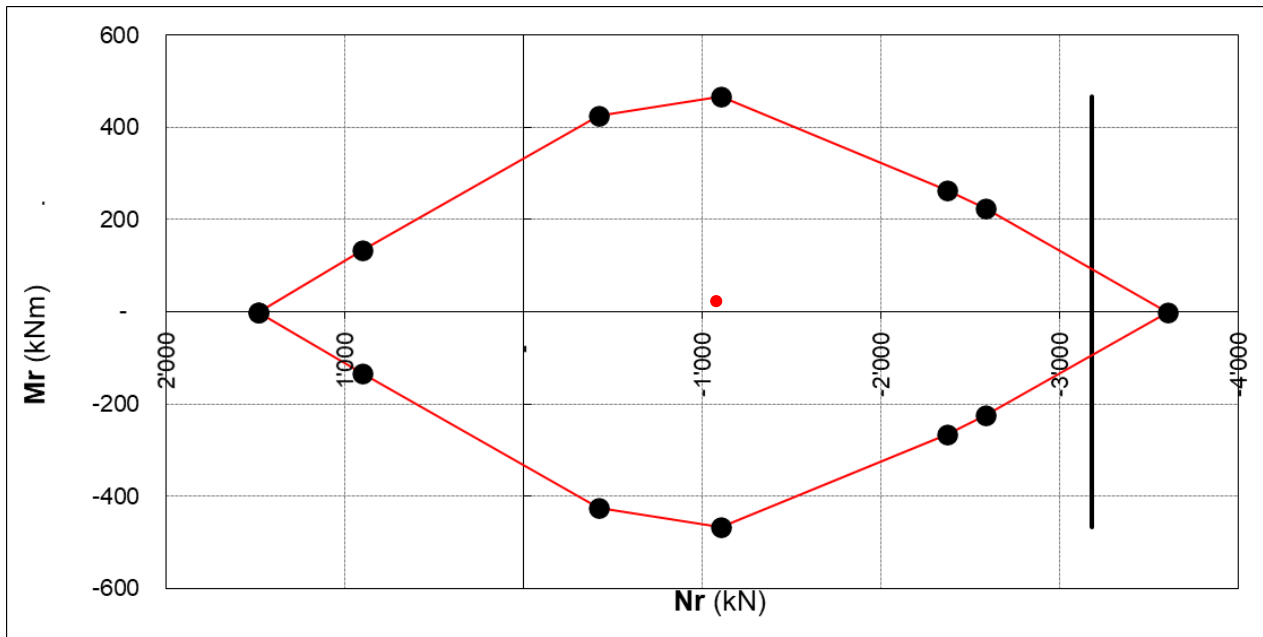
$$V_{Ed} = 5.50 \text{ kN}$$

Il pilastro presenta una sezione pari a 30x50 cm e presenta la seguente armatura:

- Nelle sezioni in prossimità dei nodi armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/7.5.
- Nelle sezioni in mezzeria armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/15.

Dette tali premesse il dominio di resistenza per la sezione indicata risulta essere pari a:





La sollecitazione, come si evince graficamente, ricade all'interno del dominio di resistenza. La verifica risulta quindi essere **SODDISFATTA**.

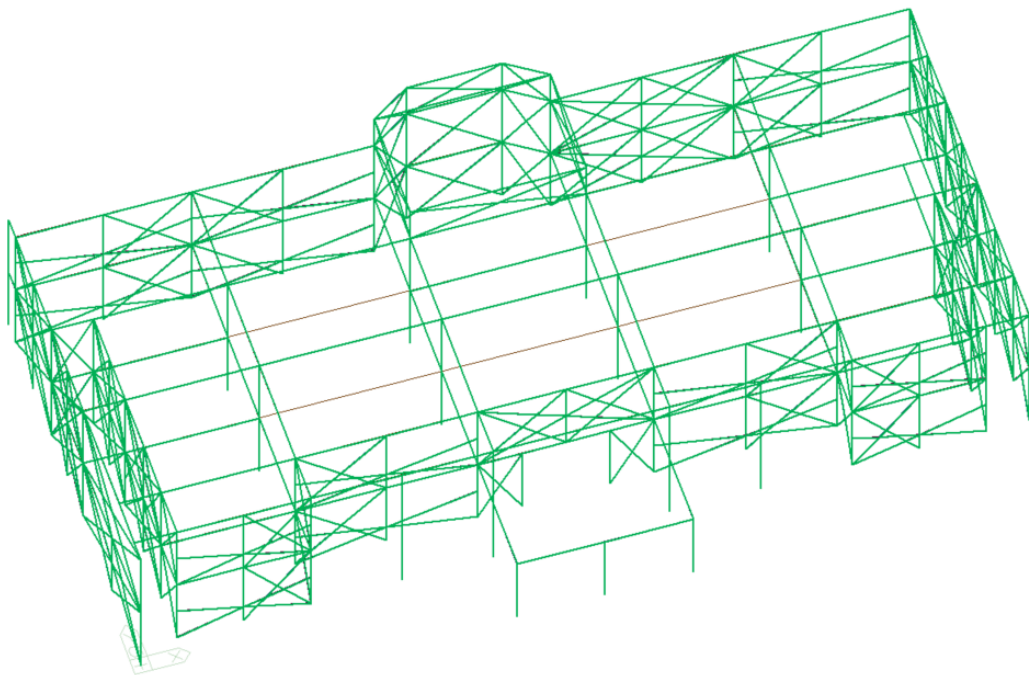
Si riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Ned</b>	<b>Nrd</b>	<b>Med</b>	<b>Mrd</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
P1	circolare	40.00	18.81	391.00	30.60	128.66	0.20	99.97	0.80	80.16
P2	circolare	40.00	18.81	391.00	37.10	128.66	0.30	99.97	0.90	80.16
P3	circolare	40.00	18.81	391.00	30.60	128.66	0.20	99.70	0.80	80.16
P4	400.00	890.00	18.81	391.00	641.70	5269.73	23.50	460.90	8.90	578.82
P5	300.00	500.00	18.81	391.00	296.30	2475.20	22.10	160.50	7.40	217.99
P6	300.00	500.00	18.81	391.00	258.00	3179.00	14.40	277.80	2.00	231.84
P7	circolare	40.00	18.81	391.00	86.80	128.66	0.90	99.97	0.20	80.16
P8	circolare	40.00	18.81	391.00	154.30	128.66	2.60	99.97	0.50	80.16
P9	circolare	40.00	18.81	391.00	154.70	128.66	2.50	99.97	0.50	80.16
P10	circolare	40.00	18.81	391.00	73.80	128.66	0.90	99.97	0.20	80.16
P11	300.00	500.00	18.81	391.00	239.20	2475.20	19.40	160.50	5.80	217.99
P13	300.00	500.00	18.81	391.00	235.00	2475.20	23.60	160.50	9.80	217.99
P14	300.00	500.00	18.81	391.00	308.40	2475.20	21.40	160.50	6.10	217.99
P20	300.00	500.00	18.81	391.00	140.70	2475.20	24.60	160.50	9.10	217.99
P21	300.00	500.00	18.81	391.00	272.80	3179.00	18.70	277.80	6.30	231.84
P22	300.00	500.00	18.81	391.00	488.10	4156.50	17.50	435.80	6.30	299.33
P23	300.00	500.00	18.81	391.00	207.70	4156.50	17.90	435.80	6.30	299.33
P24	300.00	500.00	18.81	391.00	279.80	4156.50	18.90	435.80	6.30	299.33
P26	300.00	500.00	18.81	391.00	96.20	2475.20	24.30	160.50	8.60	217.99
P27	300.00	500.00	18.81	391.00	127.30	2475.20	26.20	160.50	10.00	217.99
P31	300.00	500.00	18.81	391.00	239.00	2475.20	28.10	160.50	11.90	217.99
P32	300.00	500.00	18.81	391.00	231.60	2475.20	42.60	160.50	27.30	217.99
P33	300.00	500.00	18.81	391.00	978.90	3179.00	21.50	277.80	7.40	231.84
P35	300.00	500.00	18.81	391.00	1073.00	3179.00	19.60	277.80	6.60	231.84
P36	300.00	500.00	18.81	391.00	1072.80	3179.00	20.20	277.80	6.70	231.84
P38	300.00	500.00	18.81	391.00	935.50	3179.00	22.00	277.80	7.60	231.84
P39	300.00	500.00	18.81	391.00	577.80	3179.00	22.90	277.80	8.60	231.84
P44	300.00	500.00	18.81	391.00	90.20	2475.20	29.50	160.50	11.80	299.33
P45	300.00	500.00	18.81	391.00	192.20	3179.00	26.30	277.80	10.50	231.84
P46	300.00	500.00	18.81	391.00	990.50	3179.00	21.40	277.80	7.30	231.84
P47	300.00	500.00	18.81	391.00	1150.20	3179.00	20.20	277.80	8.20	231.84
P48	300.00	500.00	18.81	391.00	1138.30	3179.00	20.70	277.80	7.90	231.84
P50	300.00	500.00	18.81	391.00	1038.50	3179.00	21.30	277.80	11.20	231.84
P53	300.00	500.00	18.81	391.00	267.90	3179.00	27.80	277.80	10.00	231.84
P54	300.00	500.00	18.81	391.00	579.60	4156.50	24.60	435.80	7.50	299.33
P55	300.00	500.00	18.81	391.00	409.70	4156.50	20.90	435.80	22.40	299.33
P56	300.00	500.00	18.81	391.00	502.20	4156.50	20.50	435.80	12.30	299.33
P57	300.00	500.00	18.81	391.00	322.30	4156.50	23.10	435.80	7.90	299.33
P59	300.00	500.00	18.81	391.00	1057.10	4156.50	22.10	435.80	8.80	299.33
P65	400.00	890.00	18.81	391.00	313.80	5269.73	28.50	460.90	12.00	578.82
P66	300.00	500.00	18.81	391.00	274.40	3179.00	19.80	277.80	8.60	231.84
P67	300.00	500.00	18.81	391.00	186.60	3179.00	19.50	277.80	7.40	231.84

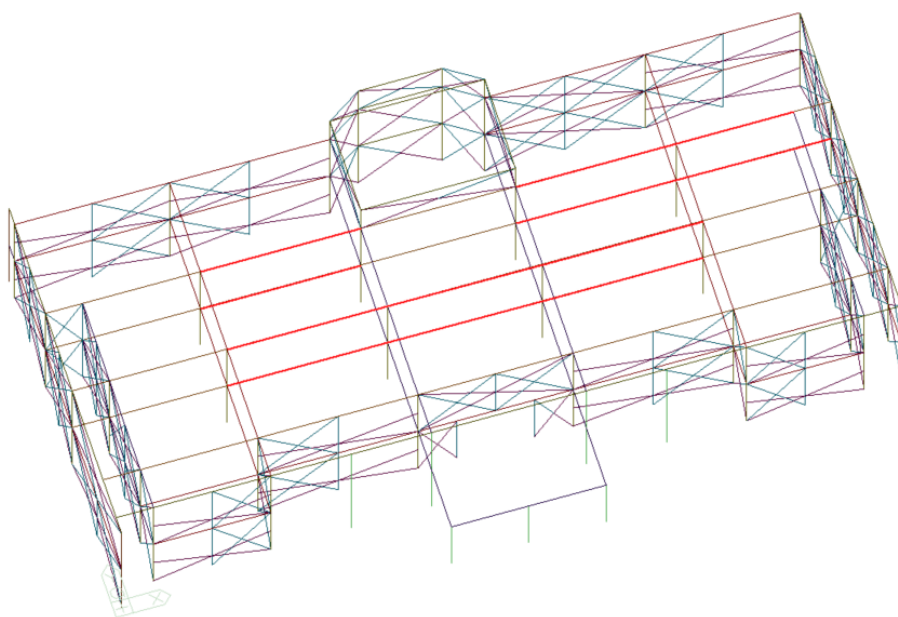
Verifica di vulnerabilità' stato di progetto

Di seguito viene riportata una vista complessiva del risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica allo Stato Di Progetto, la quale risulta colorata in maniera diversa a seconda dell'indice di rischio minimo  $iPGA$  calcolato secondo la formula  $iPGA=(PGA/PGA_{rif})$  che equivale al **coefficiente**  $\zeta E$  richiamato in normativa.

- elementi in c.a. con indice  $\zeta E < 1.0$
- elementi in c.a. con indice  $\zeta E > 1.0$
- elementi esclusi dall'analisi



*Vista elementi verificati*



*Vista elementi non verificati*

L'indice di rischio sismico minimo risultante dall'analisi allo stato di progetto risulta essere:

<b>Proposta di intervento di MIGLIORAMENTO sismico</b>	$\zeta_E = I_{PGA} = 2.25$	$\zeta_E \geq 1.0$	<b>Raggiunto livello di ADEGUAMENTO SISMICO</b>
--	----------------------------	--------------------	---

Tale indice corrisponde ad un tempo di ritorno pari ad **4650 anni**.

Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – ADEGUAMENTO sismico

Si procede ora, come nel caso precedente al calcolo della classe di rischio sismico.

Vengono di seguito riportati i coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020.

TR,C: periodo di ritorno di capacità

TR,D: periodo di ritorno di domanda o di riferimento

PAM: perdita media annua attesa

Classe PAM: classe di rischio PAM

IS-V: indice di sicurezza

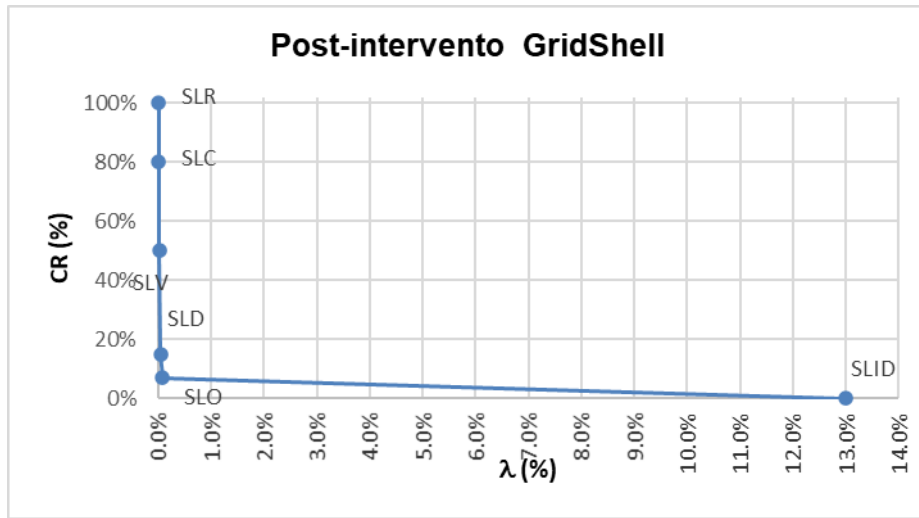
Classe IS-V: classe di rischio IS-V

Stato Limite	CR (%)	ag (g)	h	PGAD (g)	PGAC (g)	Ir(ag) = IS-V	TrD (anni)	TrC (anni)	I	I (%)	
SLR	100%								0.000	0.01%	
SLC	80%	0.114	2.326	0.170			1462		0.000	0.01%	
SLV	50%	0.089	2.326	0.134	0.300	2.242	712	4655.206	0.000	0.02%	
SLD	15%	0.042	2.809	0.063	0.200	3.191	75	1964.576	0.001	0.05%	
SLO	7%	0.035	2.941	0.052			45		0.001	0.09%	
SLID	0%								0.130	13.00%	
									<b>PAM</b>	<b>0.48%</b>	
						<b>Classe IS-V</b>	<b>A<sub>IS-V</sub></b>			<b>Classe PAM</b>	<b>A<sub>PAM</sub></b>

Coefficienti  $\lambda$  relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020

Classe PAM

Classe IS-V



Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annua Media Attesa)

## Calcolo sommario di spesa

Si procede ora a quantificare economicamente la spesa per il raggiungimento dell'adeguamento sismico proposto.

Come specificato in precedenza non si sono tenute in considerazioni le voci di prezzo comuni a tutte le lavorazioni.

I costi unitari di spesa sono stati trattati dal prezzario regionale Veneto dei lavori pubblici.

Aggiornamento anno 2022.

Codice	Descrizione	unità	€/unità	Numero	Lunghezza	Spessore	Altezza	Superficie	Volume	Peso	Spesa
					[m]	[m]	[m]	[mq]	[mc]	[kg]	€
E.30.01.b	Manufatti in carpenteria in profilati semplici di acciaio S275JR	kg	2.45							81000	198450
E.04.09.a	Fornitura e posa in opera di tassello e/o barra filettata con ancoraggio chimico o malta cementizia espansiva per fissaggi o simili, diametro minimo 12 mm, compresa la formazione del foro e sua pulizia, di lunghezza fino a 60 cm	mq	23.75		178	0.3	9	400.5			9511.875
D.03.01.b	Autogru semovente gommata con portata oltre t.40 e fino a t.50	h	105.68	40							4227.2
A01.01.a	Operaio 4° livello da 0 a 1000 s.l.m.	h	33.42	200							6684
										tot	218873.075

La spesa totale, al netto delle spese di cantierizzazione, della realizzazione delle nuove fondazioni di tipo profondo e degli oneri per la sicurezza ammonta a **218873.08 €**

### 3.1.3 SDP mediante Cappotto sismico

#### Descrizione del modello

L'analisi dello Stato Di Progetto di tutti gli elementi strutturali che compongono l'edificio è condotta utilizzando un modello di calcolo ad elementi finiti che schematizza in modo aderente alla realtà, per geometria e condizioni di vincolo tutte le strutture esistenti.

Gli elementi adottati per schematizzare i pilastri e le travi di c.a. sono di tipo "asta" monodimensionali dotati di rigidità flessionale secondo due direzioni e rigidità assiale mentre i pannelli CLT sono stati schematizzati con elementi shell di tipo guscio. Gli orizzontamenti sono stati schematizzati mediante link rigidi al Centro di Massa.

Gli elementi non strutturali, come le tamponature non portanti e le tramezze, sono stati rappresentati sia in termini di massa, considerandoli come carichi lineari e/o distribuiti applicati secondo la loro posizione, sia in termini di rigidità modellando un puntone equivalente applicato lungo le tamponature perimetrali, in linea con quanto previsto dalla normativa al §7.2.6 del DM 17.01.2018.

I solai sono stati modellati come carichi applicati. I carichi dei solai sono applicati mediante superfici di carico differenziando il sovraccarico permanente ed il sovraccarico variabile, tali distribuzioni di carico consentono di riportare il carico direttamente sulle travi o direttamente sulle strutture portanti verticali in funzione dell'area di influenza.

L'analisi sismica che è stata condotta è l'analisi dinamica modale associata agli spettri di risposta.

L'analisi dinamica è svolta in modo automatico dal codice di calcolo una volta definito lo spettro di risposta e il numero di modi di vibrare della struttura.

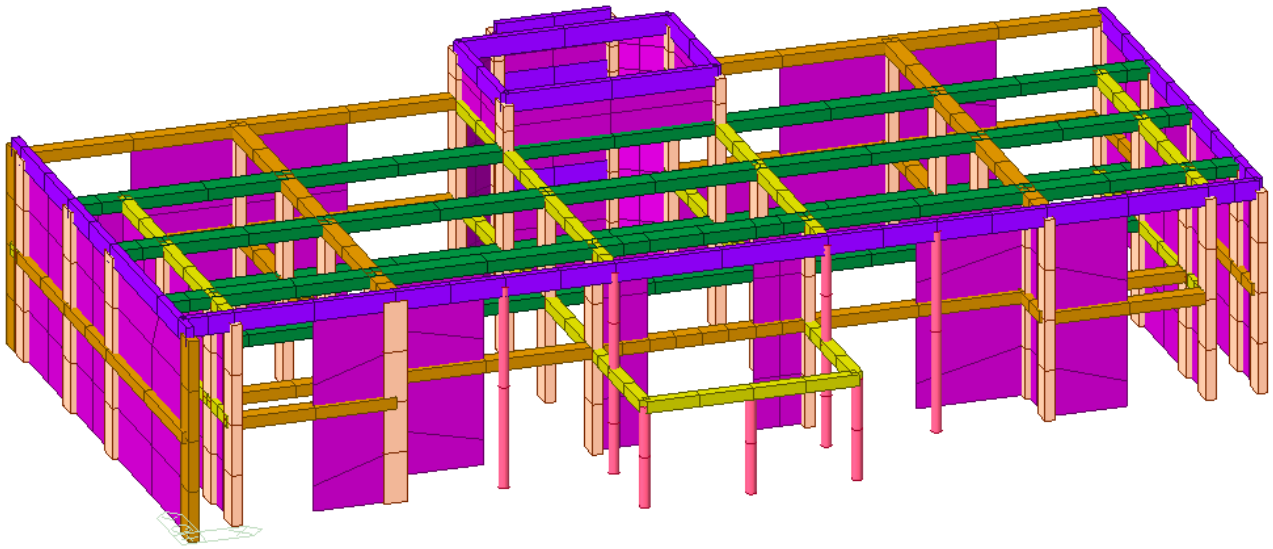
Tutte le verifiche sono condotte dal codice di calcolo nel rispetto del DM 17.01.2018.

Si considera come zero sismico la quota zero riferita ai progetti originali dell'edificio.

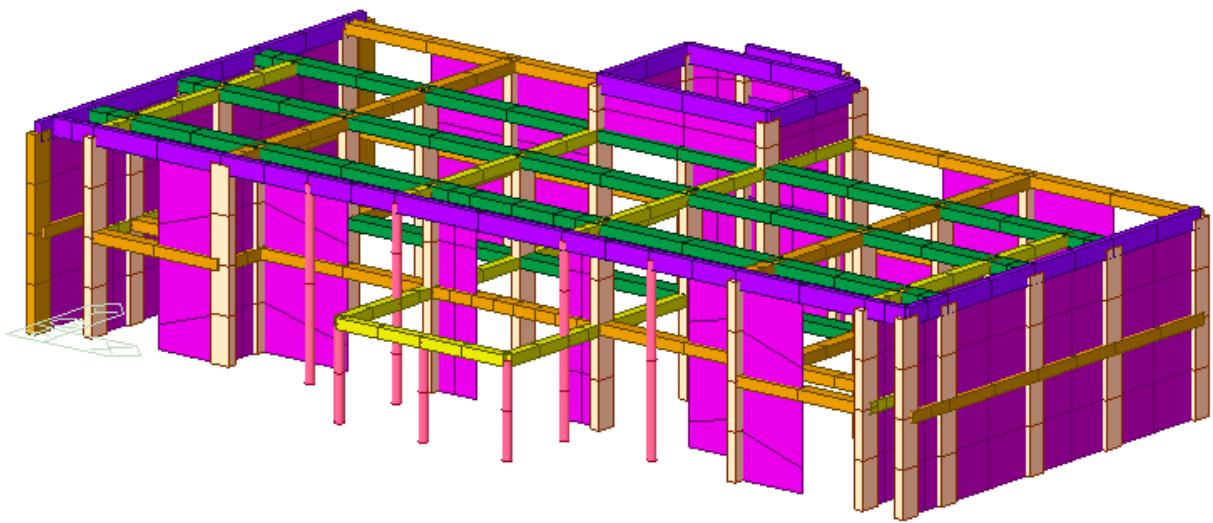
Per le strutture di fondazione e l'iterazione terreno - struttura si è considerato un suolo rigido da permettere un incastro alla base.

Le proprietà dei materiali, così come i pesi propri strutturali e permanenti portati, sono stati posti secondo quanto riportato dai progetti originali.

Di seguito alcune viste del modello di calcolo creato:

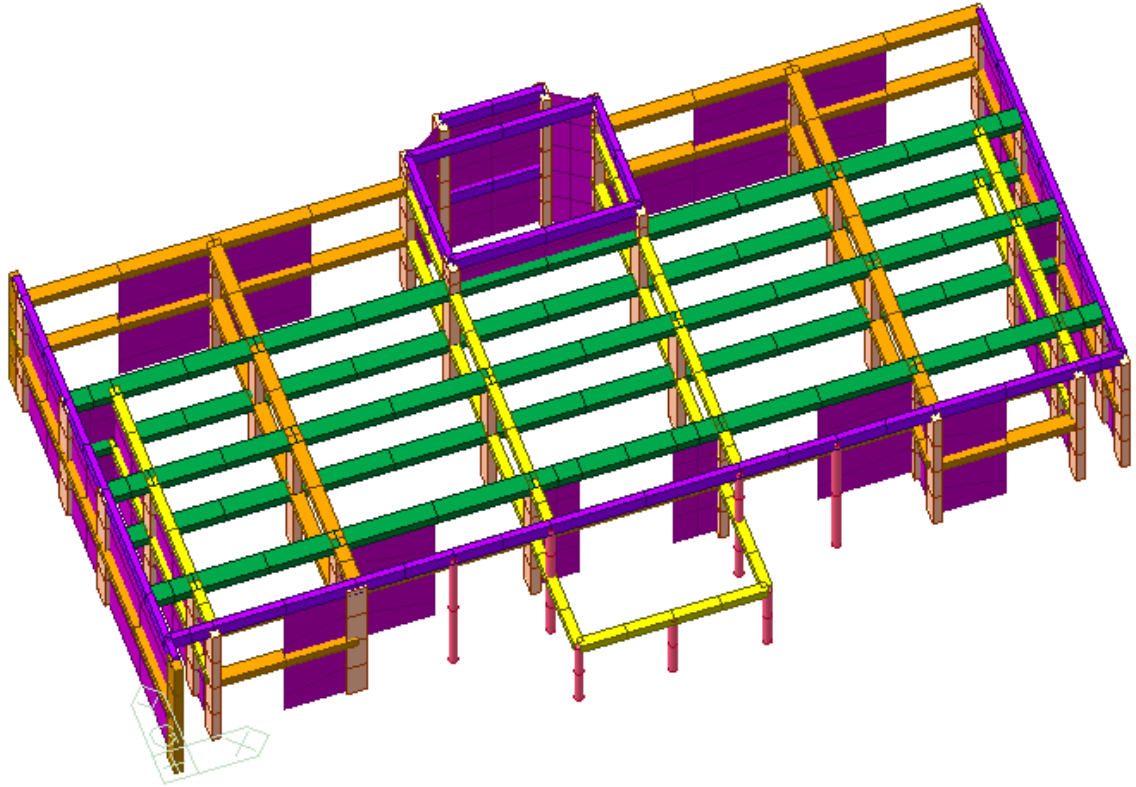


*Modello di calcolo - Vista geometria*

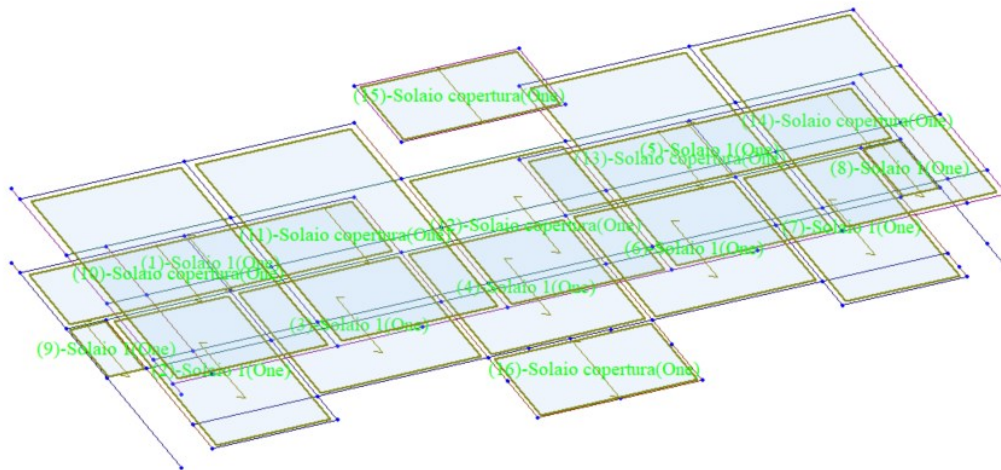


*Modello di calcolo - Vista geometria*

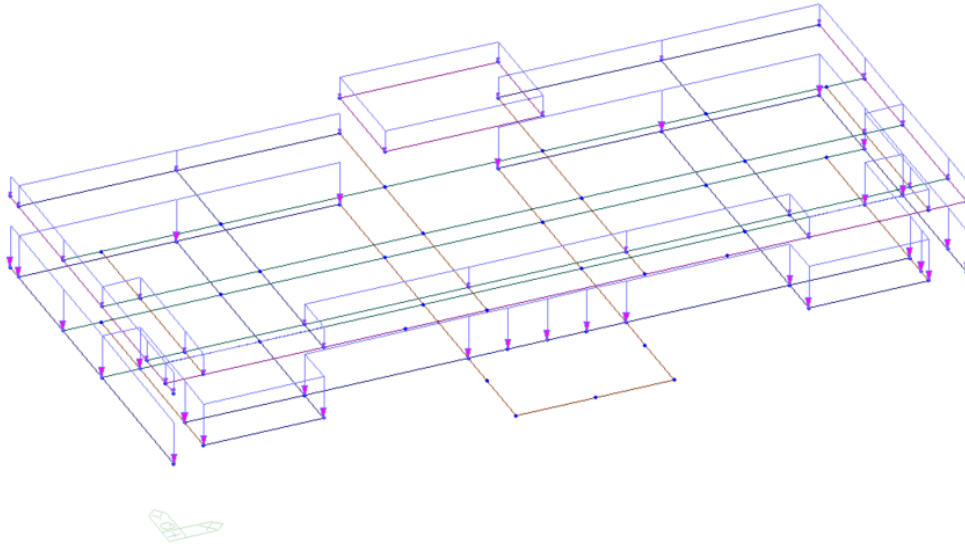




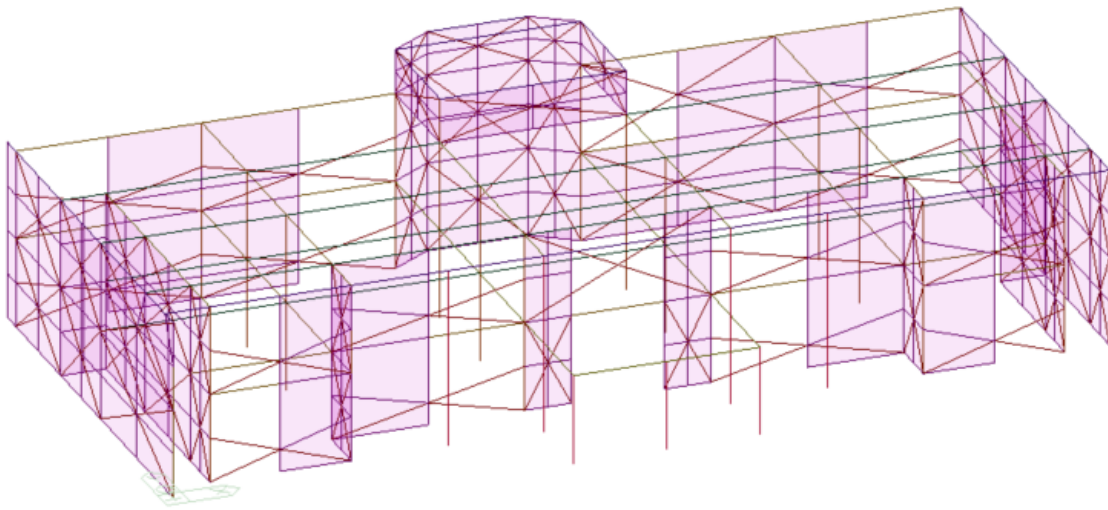
Modello di calcolo - Vista elementi



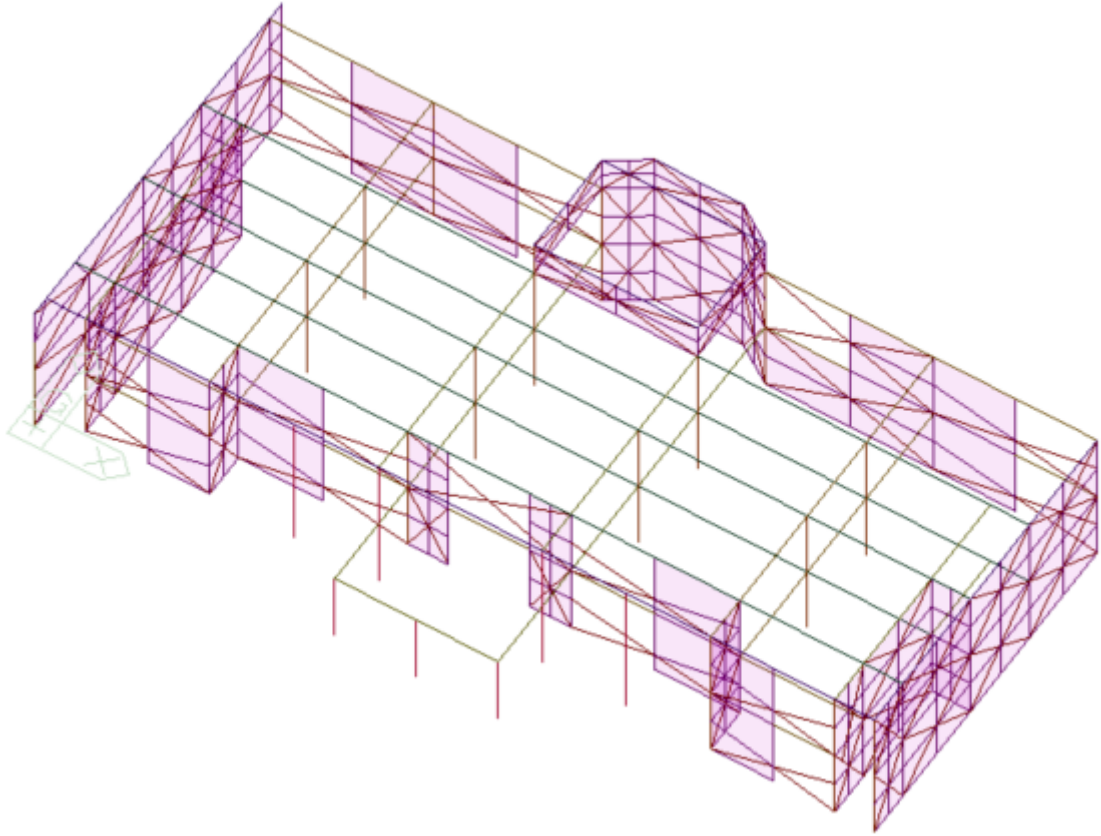
Modello di calcolo - Vista dei carichi superficiali



*Modello di calcolo - Vista dei carichi lineari*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*



*Modello di calcolo – Vista modello FEM*

Risposta modale

**Mode:** identificativo del modo di vibrare.

**Period:** periodo. [s]

**Mass TRAN-X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa TRAN-Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

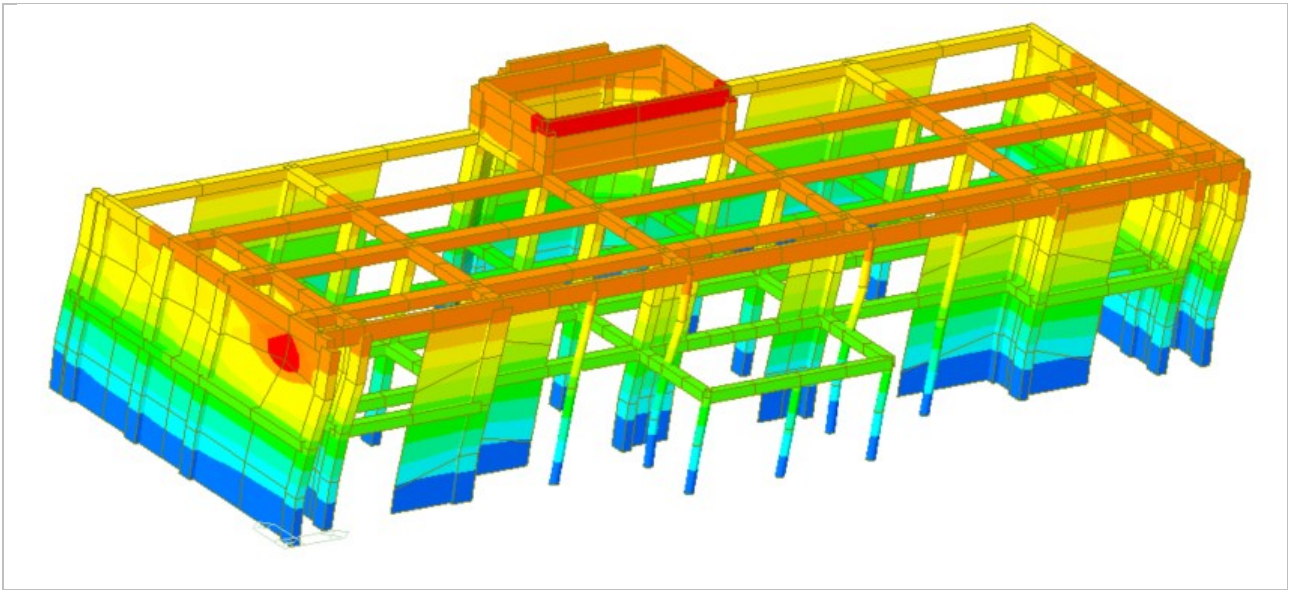
**Massa ROTN-Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa ROTN-Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

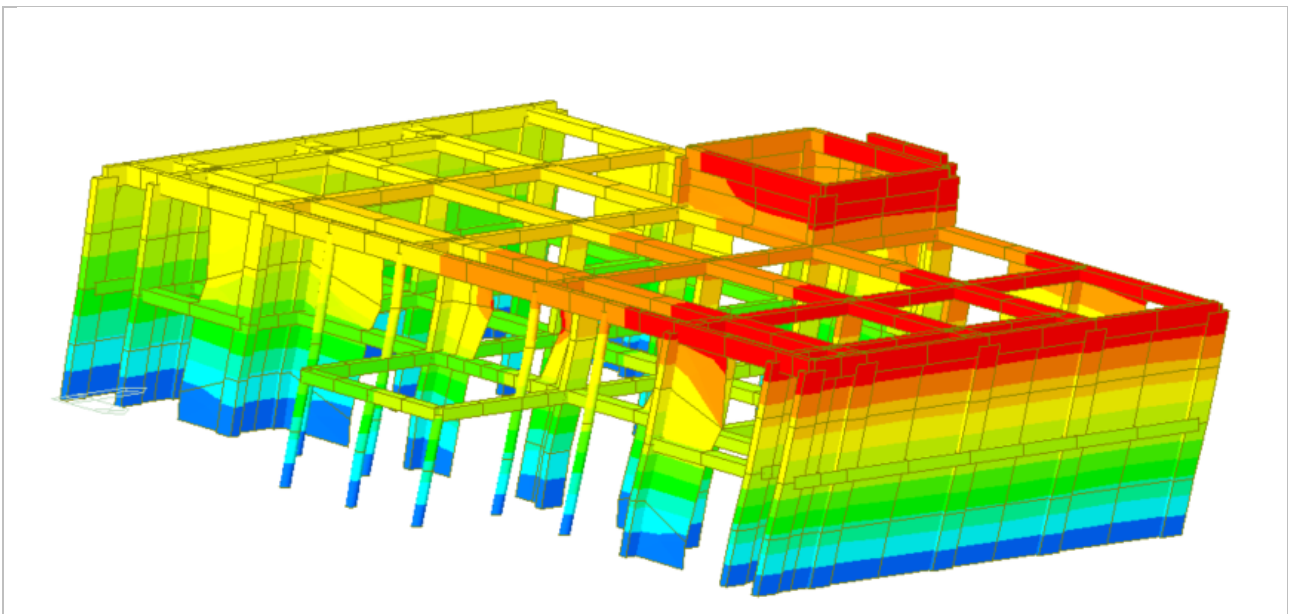
EIGENVALUE ANALYSIS							
Mode No	Frequency		Period	Tolerance			
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)				
1	53.0135	8.4374	0.1185	0.0000e+00			
2	74.9723	11.9322	0.0838	9.7085e-16			
3	91.3360	14.5366	0.0688	9.3105e-14			
4	101.8823	16.2151	0.0617	1.8813e-09			
5	108.3073	17.2376	0.0580	4.1428e-05			
6	110.4782	17.5831	0.0569	2.9085e-06			
7	111.6119	17.7636	0.0563	5.2787e-06			
8	122.9291	19.5648	0.0511	2.0479e-04			
9	122.9510	19.5683	0.0511	4.3799e-06			

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	
1	83.4433	83.4433	0.1439	0.1439	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.1248	0.1248	0.7290	0.7290	
2	0.2163	83.6596	87.8713	88.0152	0.0000	0.0000	0.0501	0.0502	0.0020	0.1269	1.6683	2.3973	
3	0.0374	83.6970	0.0029	88.0181	0.0000	0.0000	0.0000	0.0502	0.3984	0.5253	0.0574	2.4547	
4	0.0009	83.6980	0.1321	88.1503	0.0000	0.0000	0.6555	0.7057	0.0002	0.5255	0.1969	2.6516	
5	0.2579	83.9559	1.7117	89.8619	0.0000	0.0000	0.0280	0.7338	0.1902	0.7157	84.0063	86.6579	
6	0.1089	84.0648	0.0278	89.8898	0.0000	0.0000	0.0027	0.7364	1.0896	1.8053	1.2590	87.9170	
7	0.0063	84.0711	0.0594	89.9492	0.0000	0.0000	0.8609	1.5974	0.0000	1.8053	1.0962	89.0131	
8	0.0022	84.0734	0.0015	89.9507	0.0000	0.0000	0.0000	1.5974	0.1897	1.9950	0.1577	89.1709	
9	0.0193	84.0927	0.0000	89.9507	0.0000	0.0000	0.0000	1.5974	0.8645	2.8595	0.0002	89.1711	
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z		
	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	
1	2078.672	2078.672	3.5843	3.5843	0.0000	0.0000	0.0014	0.0014	1.7701	1.7701	4013.418	4013.418	
2	5.3891	2084.061	2188.981	2192.565	0.0000	0.0000	0.7107	0.7121	0.0287	1.7988	9184.817	13198.23	
3	0.9329	2084.994	0.0727	2192.638	0.0000	0.0000	0.0000	0.7121	5.6489	7.4477	316.2496	13514.48	
4	0.0234	2085.017	3.2913	2195.929	0.0000	0.0000	9.2938	10.0060	0.0029	7.4506	1083.868	14598.35	
5	6.4244	2091.442	42.6401	2238.569	0.0000	0.0000	0.3976	10.4036	2.6963	10.1469	462498.0	477096.3	
6	2.7129	2094.155	0.6936	2239.263	0.0000	0.0000	0.0378	10.4414	15.4491	25.5960	6931.666	484028.0	
7	0.1579	2094.313	1.4793	2240.742	0.0000	0.0000	12.2062	22.6476	0.0004	25.5963	6035.030	490063.0	
8	0.0560	2094.369	0.0384	2240.781	0.0000	0.0000	0.0000	22.6477	2.6891	28.2854	868.2536	490931.3	
9	0.4812	2094.850	0.0004	2240.781	0.0000	0.0000	0.0000	22.6477	12.2573	40.5427	1.1090	490932.4	

Si riportano gli output grafici dei modi di vibrare più significativi e che quindi interessano una percentuale maggiore di massa.



*Modo 1 – Interessa l'85% di massa in direzione X*



*Modo 2 – Interessa l'84% di massa in direzione Y*

Verifica degli elementi allo stato di progetto

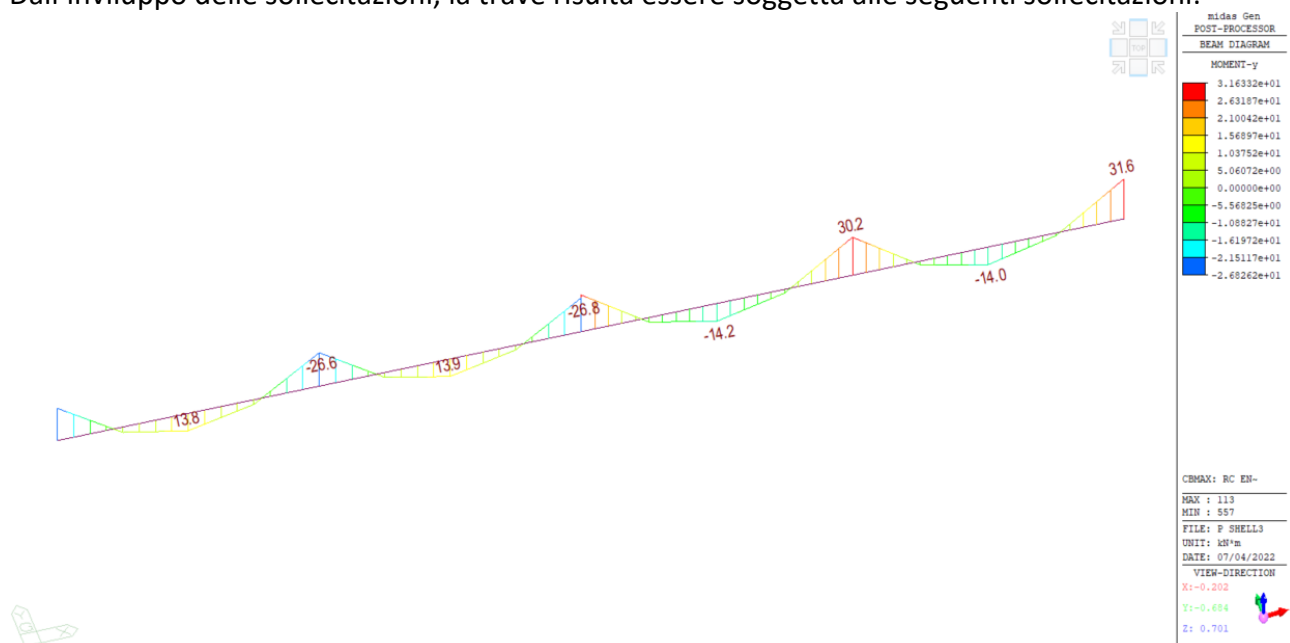
Di seguito viene riportata la verifica a resistenza per ogni elemento costituente la struttura portante esistente.

Si esegue successivamente il progetto degli elementi inseriti allo stato di progetto.

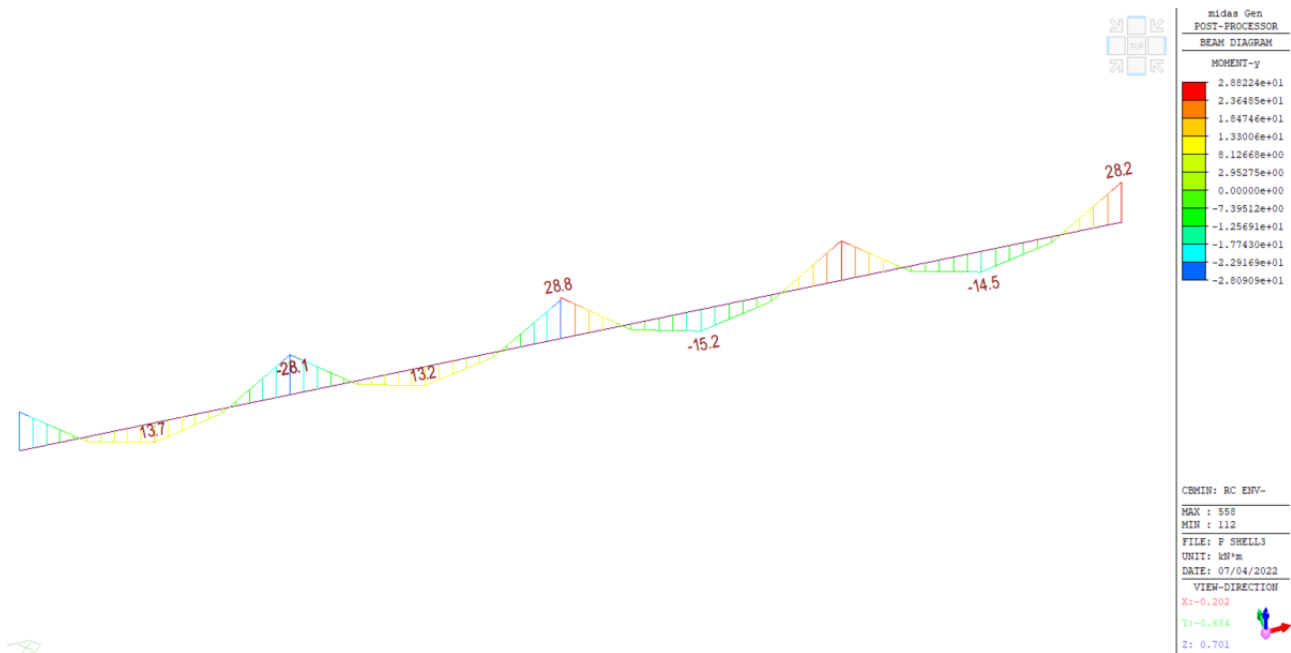
### Travi

La trave viene verificata a flessione e taglio, secondo le sollecitazioni di involucro risultanti dal modello di calcolo. Si riporta la verifica dettagliata della trave T<sub>5</sub> posta a sostegno del solaio interpiano.

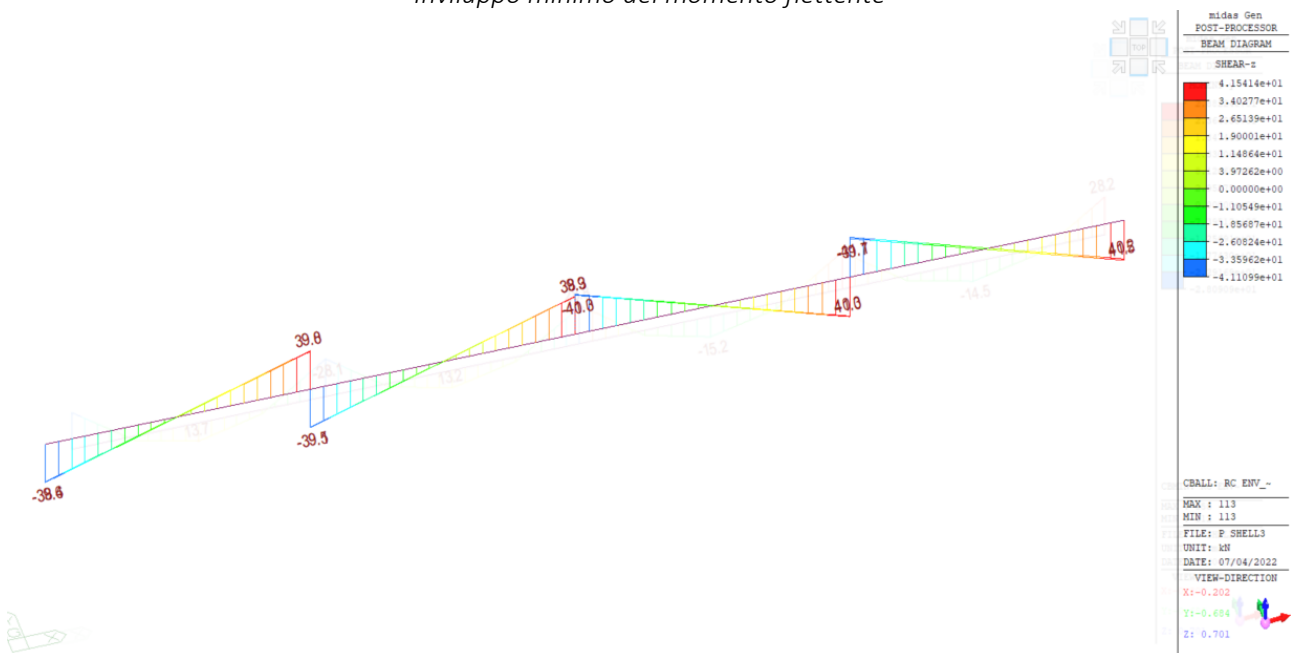
Dall'involuppo delle sollecitazioni, la trave risulta essere soggetta alle seguenti sollecitazioni:



*Involuppo massimo del momento flettente*



Inviluppo minimo del momento flettente



Inviluppo sforzo tagliante

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$M_{Ed}^- = -28.80 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed}^+ = 14.00 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 40.80 \text{ kN}$$

La trave presenta una sezione pari a 60x46 cm e presenta la seguente armatura:

- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/10.

- Nella sezione di appoggio armatura pari a 5Ø16 + 4 Ø20 in zona tesa, 5Ø16 in zona compressa, la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 2261.00 \text{ mm}^2$ ;  $A'_s = 1005.00 \text{ mm}^2$ . Staffe Ø8/20.

Si procede con il calcolo del momento resistente positivo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 14.00 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede con il calcolo del momento resistente negativo della trave.

Supponendo un diagramma stress - block, si determina la posizione dell'asse neutro come:

$$0,8 \cdot x \cdot B \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} - A_s \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = 58.00 \text{ mm}$$

Eseguendo l'equilibrio alla rotazione si ottiene un momento pari a:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm}$$

Si ottiene quindi:

$$M_{Rd} = 368.40 \text{ kNm} > M_{Ed} = 28.80 \text{ kNm}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

La resistenza di progetto a taglio della trave è così definita:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\}$$

L'armatura trasversale, pari a Ø8/100 agli appoggi propone una resistenza a taglio-trazione come:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha = 105.72 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a taglio-compressione è definita come:



$$V_{Rcd} = \frac{0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta)}{1 + \cot^2\theta} = 174,20 \text{ kN}$$

Risulta quindi che:

$$V_{Rd} = \min \{V_{Rsd}; V_{Rcd}\} = 105,72 \text{ kN}$$

Si ottiene quindi:

$$V_{Rd} = 105,72 \text{ kN} > V_{Ed} = 40,80 \text{ kN}$$

La verifica risulta essere **SODDISFATTA**.

Si procede ora in modo analogo con le altre travi componenti la struttura. È riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

	b	h	fcd	fyd	Med - min	Mrd -	Med + max	Mrd +	Ved	Vrd
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
T1	650,00	460,00	14,11	391,00	19,20	154,13	10,50	214,14	37,20	213,77
T2	650,00	460,00	14,11	391,00	152,30	237,80	77,00	214,14	147,00	213,77
T3	800,00	460,00	14,11	391,00	262,80	278,44	197,00	269,43	257,00	342,87
T4	800,00	460,00	14,11	391,00	244,50	278,44	205,40	269,43	252,70	342,87
T6	650,00	460,00	14,11	391,00	68,90	192,96	34,10	183,98	88,30	213,77
T7	450,00	480,00	14,11	391,00	34,70	153,46	17,00	156,23	70,70	148,00
T8	450,00	480,00	14,11	391,00	26,80	182,04	12,70	182,91	55,10	148,00
T9	450,00	480,00	14,11	391,00	218,20	318,97	116,10	331,40	247,10	342,87
T10	600,00	480,00	14,11	391,00	214,30	399,40	112,80	235,73	237,70	342,87
T11	600,00	480,00	14,11	391,00	212,20	399,40	112,90	235,73	237,70	342,87
T12	450,00	480,00	14,11	391,00	226,50	318,97	115,90	331,40	246,20	257,14
T21	450,00	480,00	14,11	391,00	124,30	182,04	51,50	182,91	81,70	148,00
T22	600,00	460,00	14,11	391,00	28,80	153,46	17,00	156,23	72,10	213,77
T26	650,00	750,00	14,11	391,00	64,50	262,32	53,00	260,16	23,10	98,66
T27	800,00	460,00	14,11	391,00	113,20	269,43	76,70	269,43	113,40	263,11
T28	800,00	460,00	14,11	391,00	231,80	269,43	159,90	269,43	203,30	263,11
T29	800,00	460,00	14,11	391,00	227,50	269,43	158,10	269,43	206,10	263,11
T30	650,00	750,00	14,11	391,00	51,10	192,96	23,80	183,98	62,10	98,66
T31	650,00	750,00	14,11	391,00	52,20	192,96	24,10	183,98	61,80	98,66
T32	300,00	950,00	14,11	391,00	52,90	208,21	24,40	208,21	46,70	98,66
T33	450,00	460,00	14,11	391,00	26,80	318,97	10,60	331,40	47,10	257,14
T34	600,00	460,00	14,11	391,00	168,00	318,97	93,00	331,40	190,70	213,77
T35	450,00	460,00	14,11	391,00	178,60	278,89	88,10	328,35	181,90	213,77
T36	450,00	460,00	14,11	391,00	179,90	278,89	87,90	328,35	180,00	213,77
T37	450,00	460,00	14,11	391,00	172,20	208,21	92,50	208,21	8,40	257,14
T38	450,00	460,00	14,11	391,00	98,40	318,97	40,40	331,40	95,20	371,44
T39	450,00	460,00	14,11	391,00	26,30	208,21	10,70	208,21	48,30	197,33

Si nota che vi sono tre travi, le quali non risentono dell'applicazione delle nuove pareti in CLT. Tali travi infatti sono poste centralmente rispetto all'edificio e, com'era intuibile, un intervento lungo il perimetro dell'edificio difficilmente riesce a migliorare la risposta sismica degli elementi distanti dal perimetro.

### Pilastri

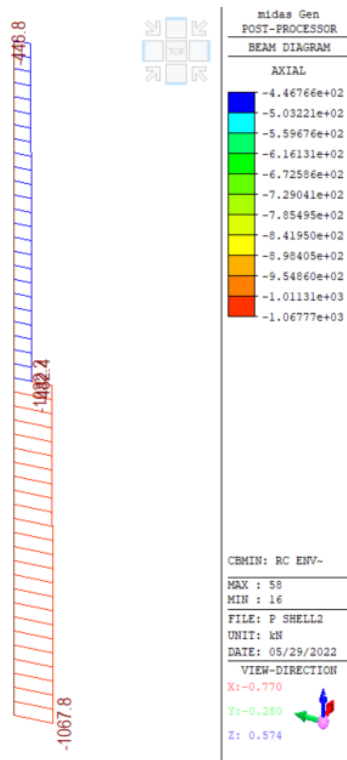
Analogamente si procede a verificare dettagliatamente un pilastro della struttura. Le verifiche a pressoflessione e taglio dei restanti pilastri verranno successivamente riassunte all'interno di una tabella riassuntiva.

Per effettuare le verifiche del pilastro 34 posto al Piano Terra si deve considerare l'area d'influenza e i rispetti carichi gravitazionali agenti sull'elemento stesso, considerando il peso proprio del pilastro e dei carichi  $G_1$ ,  $G_2$ ,  $Q_k$  afferenti all'area d'influenza del pilastro.

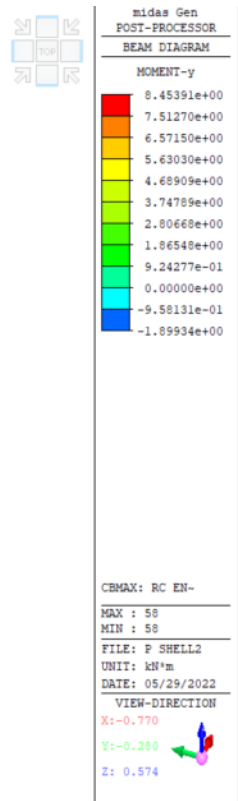
L'area d'influenza del pilastro risulta pari a:

$$A_{inf} = 34.64 \text{ m}^2$$

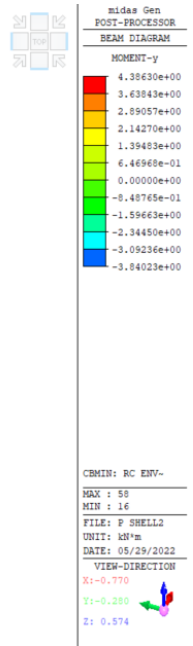
Si riporta l'involuppo delle sollecitazioni agenti per il pilastro:



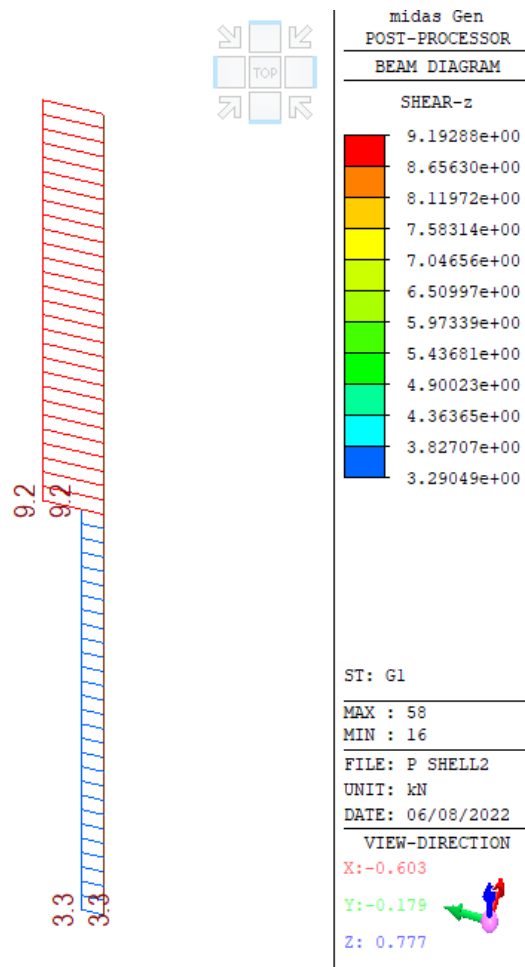
Involuppo dello sforzo normale



*Inviluppo massimo del momento flettente*



*Inviluppo minimo del momento flettente*



Inviluppo dello sforzo di taglio

Dagli inviluppi delle combinazioni SLV si ottengono i seguenti valori:

$$N_{Ed} = -1067.80 \text{ kN}$$

$$M_{Ed}^+ = 5.00 \text{ kNm}$$

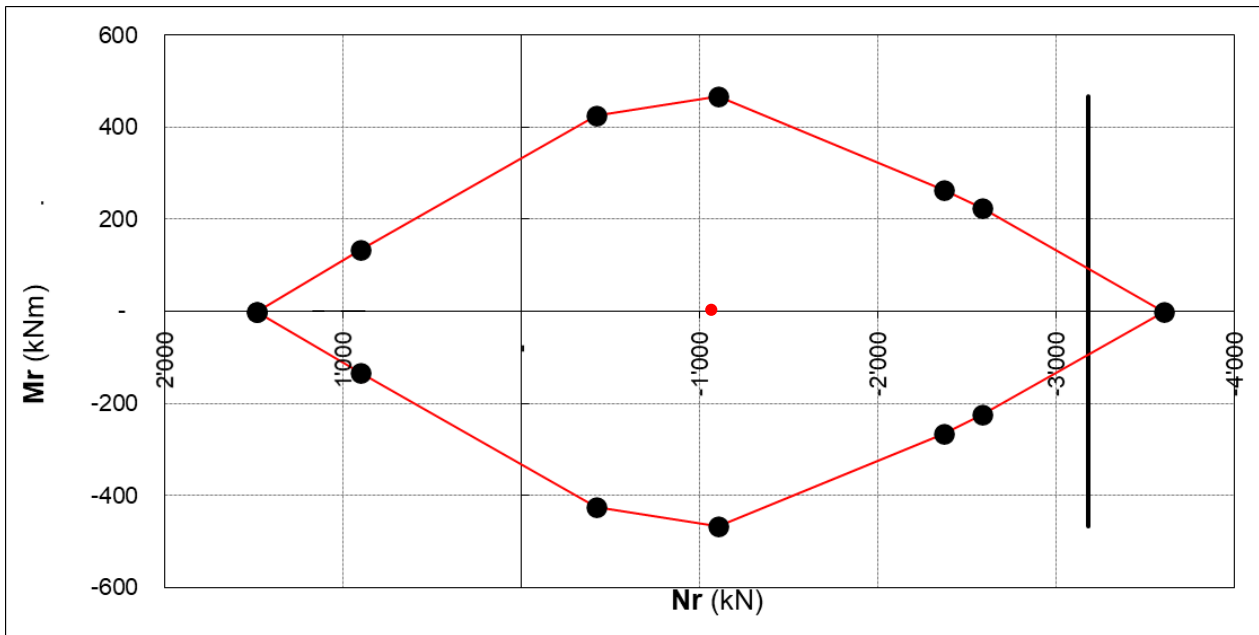
$$M_{Ed}^- = -3.80 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 3.30 \text{ kN}$$

Il pilastro presenta una sezione pari a 30x50 cm e presenta la seguente armatura:

- Nelle sezioni in prossimità dei nodi armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/7.5.
- Nelle sezioni in mezzeria armatura pari a 10Ø22 la quale corrisponde ad un'area di  $A_s = 3799.00 \text{ mm}^2$ ; staffe Ø8/15.

Dette tali premesse il dominio di resistenza per la sezione indicata risulta essere pari a:



La sollecitazione, come si evince graficamente, ricade all'interno del dominio di resistenza. La verifica risulta quindi essere **SODDISFATTA**.

Si riportata di seguito una tabella di sintesi con gli elementi verificati.

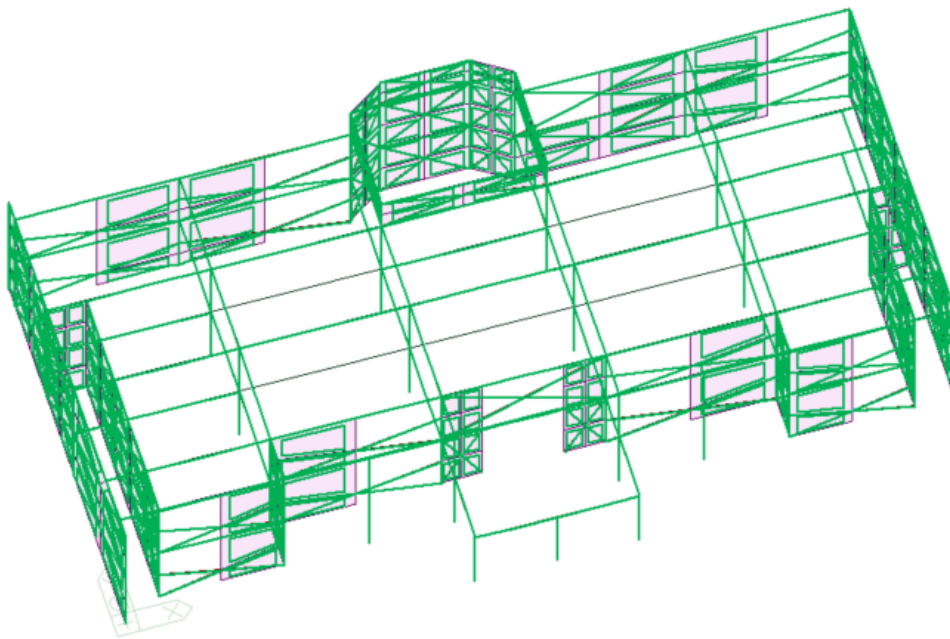
	<b>b</b>	<b>h</b>	<b>fcd</b>	<b>fyd</b>	<b>Ned</b>	<b>Nrd</b>	<b>Med</b>	<b>Mrd</b>	<b>Ved</b>	<b>Vrd</b>
	[mm]	[mm]	[MPa]	[MPa]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]
P1	circolare	40,00	18,81	391,00	32,00	128,66	0,20	99,97	0,90	80,16
P2	circolare	40,00	18,81	391,00	37,20	128,66	1,80	99,97	0,30	80,16
P3	circolare	40,00	18,81	391,00	32,00	128,66	0,20	99,70	0,90	80,16
P4	400,00	890,00	18,81	391,00	133,80	5269,73	7,30	460,90	0,10	578,82
P5	300,00	500,00	18,81	391,00	109,40	2475,20	2,90	160,50	0,20	217,99
P6	300,00	500,00	18,81	391,00	111,80	3179,00	1,80	277,80	0,10	231,84
P7	circolare	40,00	18,81	391,00	48,50	128,66	0,30	99,97	0,20	80,16
P8	circolare	40,00	18,81	391,00	127,30	128,66	0,80	99,97	0,10	80,16
P9	circolare	40,00	18,81	391,00	127,80	128,66	0,80	99,97	0,10	80,16
P10	circolare	40,00	18,81	391,00	44,50	128,66	0,30	99,97	0,20	80,16
P11	300,00	500,00	18,81	391,00	110,70	2475,20	4,70	160,50	0,30	217,99
P13	300,00	500,00	18,81	391,00	97,90	2475,20	6,50	160,50	0,60	217,99
P14	300,00	500,00	18,81	391,00	99,00	2475,20	5,20	160,50	0,20	217,99
P20	300,00	500,00	18,81	391,00	75,10	2475,20	2,80	160,50	0,50	217,99
P21	300,00	500,00	18,81	391,00	124,90	3179,00	2,60	277,80	0,80	231,84
P22	300,00	500,00	18,81	391,00	156,70	4156,50	22,60	435,80	3,60	299,33
P23	300,00	500,00	18,81	391,00	158,40	4156,50	22,80	435,80	1,10	299,33
P24	300,00	500,00	18,81	391,00	131,60	4156,50	3,00	435,80	1,00	299,33
P26	300,00	500,00	18,81	391,00	71,40	2475,20	1,50	160,50	0,90	217,99
P27	300,00	500,00	18,81	391,00	54,10	2475,20	3,00	160,50	2,20	217,99
P31	300,00	500,00	18,81	391,00	67,60	2475,20	3,50	160,50	2,90	217,99
P32	300,00	500,00	18,81	391,00	63,20	2475,20	3,30	160,50	2,10	217,99
P33	300,00	500,00	18,81	391,00	969,10	3179,00	7,70	277,80	3,40	231,84
P35	300,00	500,00	18,81	391,00	1068,70	3179,00	9,00	277,80	1,20	231,84
P36	300,00	500,00	18,81	391,00	962,80	3179,00	9,30	277,80	0,80	231,84
P38	300,00	500,00	18,81	391,00	158,10	3179,00	8,30	277,80	2,90	231,84
P39	300,00	500,00	18,81	391,00	85,40	3179,00	10,00	277,80	3,20	231,84
P44	300,00	500,00	18,81	391,00	94,00	2475,20	3,40	160,50	2,10	299,33
P45	300,00	500,00	18,81	391,00	1015,30	3179,00	3,40	277,80	3,40	231,84
P46	300,00	500,00	18,81	391,00	976,40	3179,00	2,90	277,80	0,90	231,84
P47	300,00	500,00	18,81	391,00	1058,60	3179,00	11,60	277,80	0,00	231,84
P48	300,00	500,00	18,81	391,00	107,70	3179,00	1,50	277,80	1,00	231,84
P50	300,00	500,00	18,81	391,00	147,90	3179,00	4,40	277,80	1,60	231,84
P53	300,00	500,00	18,81	391,00	127,90	3179,00	8,70	277,80	2,80	231,84
P54	300,00	500,00	18,81	391,00	145,10	4156,50	17,40	435,80	2,20	299,33
P55	300,00	500,00	18,81	391,00	155,60	4156,50	13,70	435,80	0,20	299,33
P56	300,00	500,00	18,81	391,00	211,80	4156,50	4,80	435,80	1,90	299,33
P57	300,00	500,00	18,81	391,00	158,10	4156,50	23,20	435,80	2,60	299,33
P59	300,00	500,00	18,81	391,00	85,40	4156,50	15,60	435,80	0,20	299,33
P65	400,00	890,00	18,81	391,00	167,60	5269,73	13,10	460,90	10,00	578,82
P66	300,00	500,00	18,81	391,00	100,50	3179,00	6,30	277,80	1,00	231,84
P67	300,00	500,00	18,81	391,00	97,60	3179,00	4,20	277,80	1,10	231,84

Si nota che i pilastri risentono nella totalità del miglioramento sismico adottato.

Verifica di vulnerabilità' stato di progetto

Di seguito viene riportata una vista complessiva del risultato dell'analisi di vulnerabilità sismica allo Stato Di Progetto, la quale risulta colorata in maniera diversa a seconda dell'indice di rischio minimo  $iPGA$  calcolato secondo la formula  $iPGA=(PGA/PGA,rif)$  che equivale al **coefficiente**  $\zeta E$  richiamato in normativa.

- elementi in c.a. con indice  $\zeta E < 1.0$
- elementi in c.a. con indice  $\zeta E > 1.0$
- elementi esclusi dall'analisi



*Vista elementi verificati*

L'indice di rischio sismico minimo risultante dall'analisi allo stato di progetto risulta essere:

<b>Proposta di intervento di MIGLIORAMENTO sismico</b>	$\zeta E = I_{PGA} = 3$	$\zeta E \geq 1.0$	<b>Raggiunto livello di ADEGUAMENTO SISMICO</b>
--	-------------------------	--------------------	---

Tale indice corrisponde ad un tempo di ritorno pari ad **9625 anni**.

Attribuzione classe di rischio sismico allo stato di progetto – AEGUAMENTO sismico

Si procede ora, come nel caso precedente al calcolo della classe di rischio sismico.

Vengono di seguito riportati i coefficienti relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020.

TR,C: periodo di ritorno di capacità

TR,D: periodo di ritorno di domanda o di riferimento

PAM: perdita media annua attesa

Classe PAM: classe di rischio PAM

IS-V: indice di sicurezza

Classe IS-V: classe di rischio IS-V

Stato Limite	CR (%)	$a_g$ (g)	$\eta$	$PGA_D$ (g)	$PGA_C$ (g)	$I_r(ag)$	$T_{rD}$ (anni)	$T_{rC}$ (anni)	$\lambda$	$\lambda$ (%)	
SLR	100%								<b>0.001</b>	0.12%	
SLC	80%	0.151	<b>2.326</b>	0.232			1462		<b>0.001</b>	<b>0.12%</b>	
SLV	50%	0.114	<b>2.326</b>	0.180	0.140	0.780	712	399	<b>0.003</b>	0.25%	
SLD	15%	0.040	<b>2.809</b>	0.073	0.140	1.923	75	474	0.002	<b>0.38%</b>	
SLO	7%	0.030	<b>2.941</b>	0.058			45		<b>0.004</b>	<b>0.35%</b>	
SLID	0%								<b>0.100</b>	10.00%	
										0.59%	
										<b>A<sub>IS-V</sub></b>	<b>A<sub>PAM</sub></b>

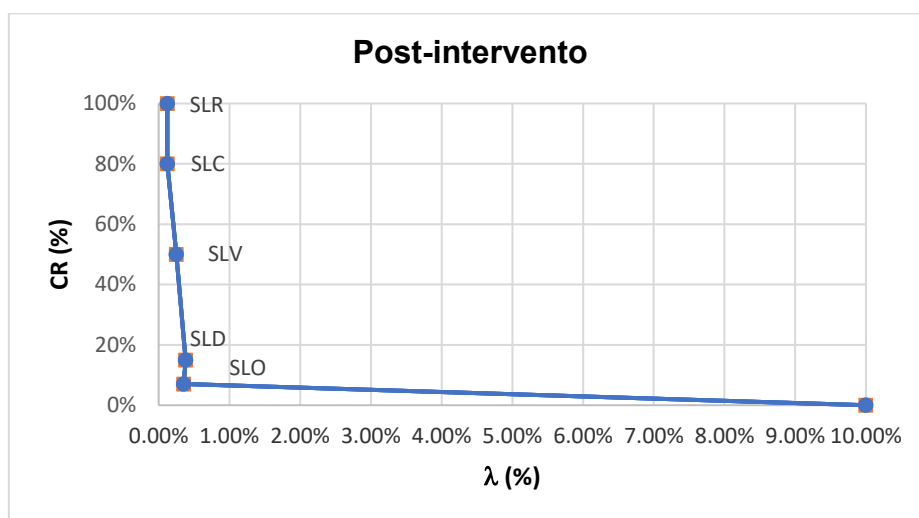
Coefficienti  $\lambda$  relativi alle Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni secondo il D.M. 24 09/01/2020



Classe PAM



Classe IS-V



Andamento della curva che individua il PAM (Perdita Annuale Media Attesa)

## Calcolo sommario di spesa

Si procede ora a quantificare economicamente la spesa per il raggiungimento dell'adeguamento sismico proposto.

Come specificato in precedenza non si sono tenute in considerazioni le voci di prezzo comuni a tutte le lavorazioni.

I costi unitari di spesa sono stati trattati dal prezzario regionale Veneto dei lavori pubblici.

Aggiornamento anno 2022.

Codice	Descrizione	unità	€/unità	Numero	Lunghezza	Spessore	Altezza	Superficie	Volume	Peso	Spesa
					[m]	[m]	[m]	[mq]	[mc]	[kg]	€
C.02.04.c	Conglomerato durevole preconfezionato a prestazione garantita, in accordo alla norma UNI EN 206, classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XC2, C30/37, rapporto max e/c=0.6	mc	93.92		178	0.1	9	1602	480.6		45137.952
E.08.04.00	Acciaio in barre tipo B450C	kg	1.86							96120	178783.2
E.04.09.a	Fornitura e posa in opera di tassello e/o barra filettata con ancoraggio chimico o malta cementizia espansiva per fissaggi o simili, diametro minimo 12 mm, compresa la formazione del foro e sua pulizia, di lunghezza fino a 60 cm	mq	23.75		178	0.3	9	1602			38047.5
A01.01.a	Operaio 4° livello da 0 a 1000 s.l.m.	h	33.42	800							26736
										tot	288704.652

La spesa totale, al netto delle spese di cantierizzazione, della realizzazione delle nuove fondazioni di tipo profondo e degli oneri per la sicurezza ammonta a **288704.65 €**



### 3.2 Confronto tra i sistemi di adeguamento

Terminata la progettazione dei sistemi di adeguamento si detona un miglioramento della risposta sismica per tutte le soluzioni rispetto allo stato di fatto.

Nello specifico, lo Stato di Fatto presentava criticità diffuse su molti elementi portanti di travi e pilastri.

Le travi in prossimità degli appoggi, in condizione sismica sviluppano delle sollecitazioni a momento flettente e taglio maggiori alla resistenza esplicitata dalla sezione esistente. I pilastri mostrano vulnerabilità nelle sezioni in prossimità alla base, dove le azioni di momento flette e taglio risultano maggiori.

La struttura inizialmente presenta frequenze di vibrazione coincidenti con il plateau dello spettro sismico, l'accelerazione sismica indotta all'edificio risulta quindi massima.

Si sono perseguite tre strade di adeguamento. Tutti i sistemi progettati hanno visto l'applicazione del sistema di adeguamento esclusivamente all'esterno dell'edificio.

L'adeguamento sismico mediante pannelli CLT applicato alle facciate perimetrali della struttura ha irrigidito la struttura, mantenendola quindi con frequenze di vibrazione coincidenti con il plateau dello spettro sismico, ma allo stesso tempo, ha reso gli elementi esistenti gli elementi con rigidità minore. Tale situazione ha permesso di trasferire l'azione sismica dalle travi e pilastri ai pannelli in legno. Il trasferimento di forze non è avvenuto mediante i soli nodi esistenti ma è possibile mediante un collegamento continuo di inghisaggi tra travi esistenti e nuova parete in legno. Un trasferimento di forze di questo tipo permette di distribuire le sollecitazioni agenti per ogni collegamento evitando concentrazioni di sollecitazione ai nodi della struttura.

Si è poi realizzato l'adeguamento mediante gridshell in acciaio, inserendo nella struttura controventi a Sant'Andre. Con questo sistema si raggiunge un maggior grado di adeguamento sismico, ma vi è la necessità di studiare accuratamente l'interfacciata tra il nodo strutturale in calcestruzzo armato ed il nuovo sistema di controvento in quanto, avendo un numero discreto di collegamenti le forze ai nodi saranno notevolmente maggiori rispetto al caso precedente.

Il sistema mediante gridshell risulterà meno flessibile ed adattabile rispetto la forometria esistente e necessiterà l'integrazione di controventi a K per consentire l'utilizzo dei fori esistenti.

In ultima istanza si è proceduto ad applicare alla struttura esistente una controparete in calcestruzzo armato, a simulare un betoncino armato o l'integrazione di un cappotto antisismico.

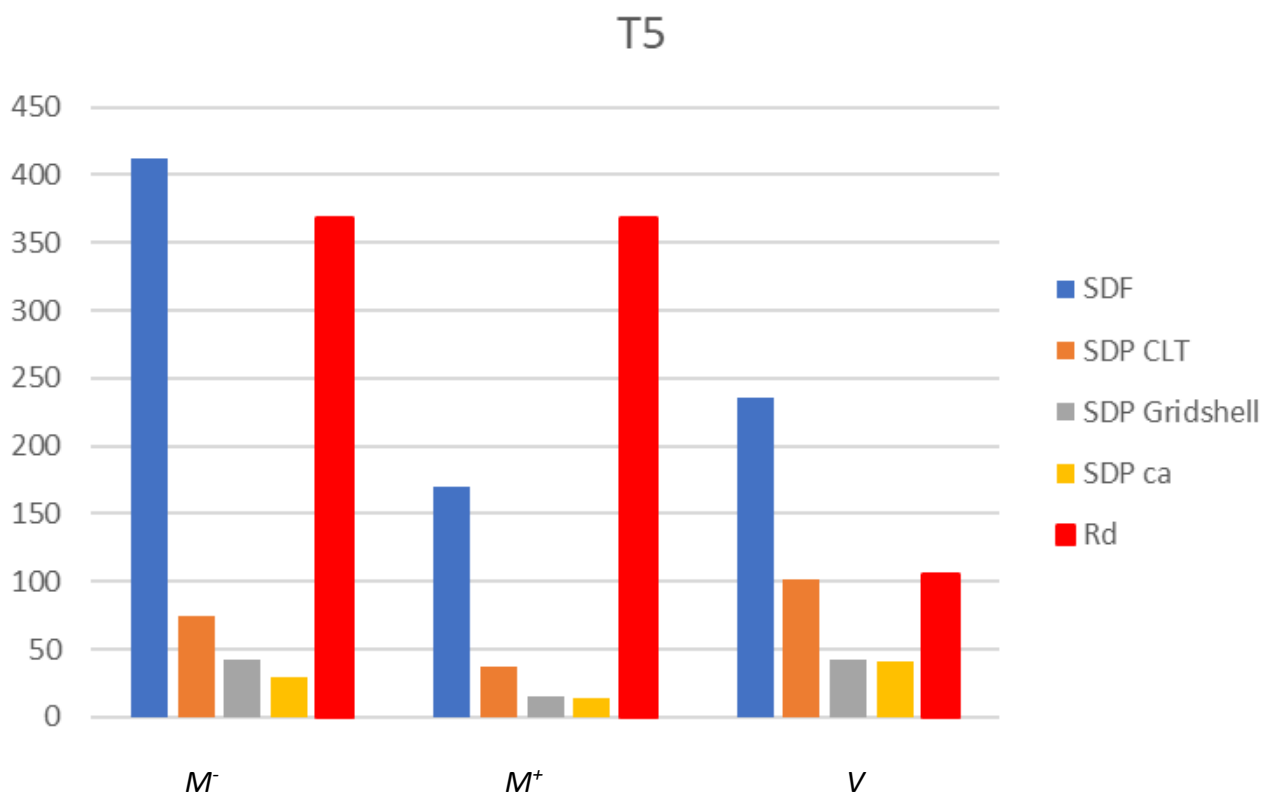
In questo caso il comportamento della struttura è più simile alla pannellatura in CLT in quanto il sistema di ancoraggio può essere diffuso su un'ampia area dell'edificio. Gli inghisaggi possono essere realizzati con ferri di chiamata ancorati con resina alla struttura esistente.

Il risultato di questo intervento è un irrigidimento complessivo del fabbricato ed un trasferimento delle forze in combinazione sismica agli elementi più rigidi, ovvero la controparete.

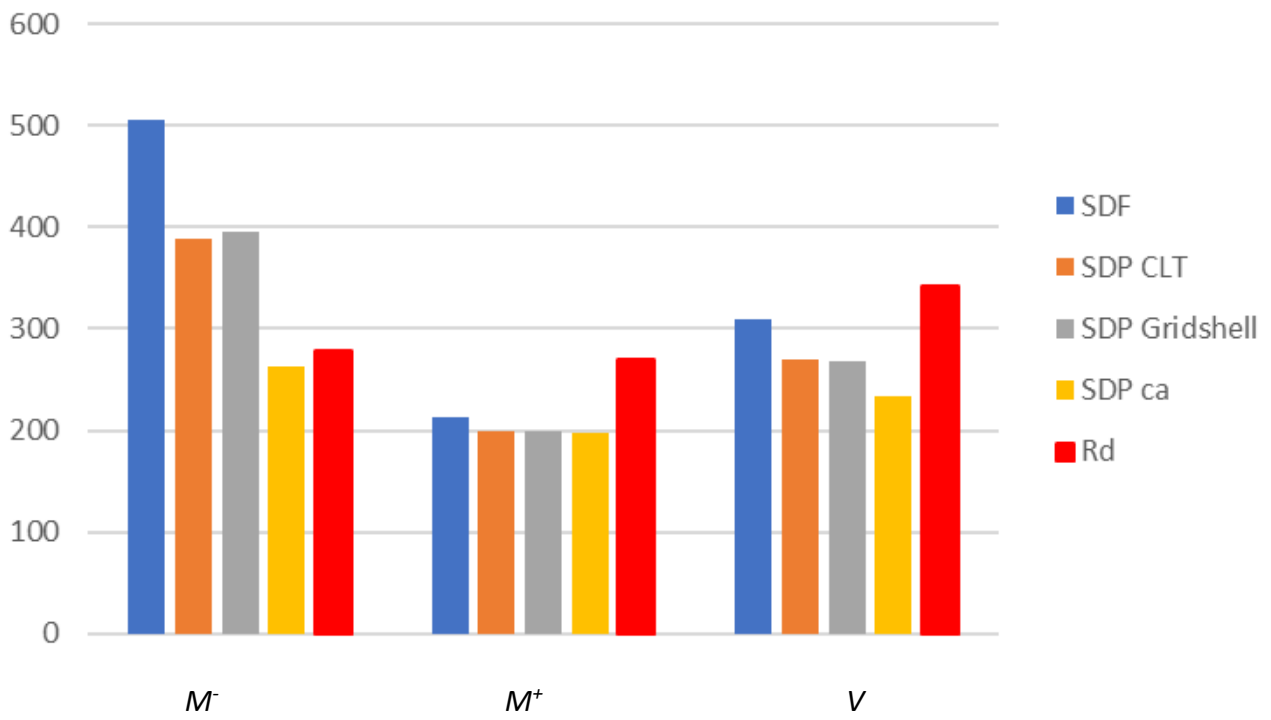
In questo caso il telaio della struttura esistente concorre a sopportare le sole statiche, demandando per la quasi totalità delle sollecitazioni sismiche alle nuove contropareti in calcestruzzo armato.

Si riporta di seguito un grafico di confronto tra le sollecitazioni allo Stato di Fatto ed agli Stati di Progetto realizzati.

Per gli elementi orizzontali si prendono in considerazione la trave T<sub>5</sub> posta lungo il perimetro della struttura e la trave T<sub>3</sub> posta in mezzera all'edificio.



### T3





### 3.3 Conclusioni

La struttura allo Stato Di Fatto denota una vulnerabilità alle azioni sismiche diffusa sulla maggior parte degli elementi strutturali e nello specifico:

- le travi mostrano le criticità più significative in prossimità dei nodi, in cui le sollecitazioni taglienti ed i momenti flettenti negativi agenti in combinazione sismica risultano maggiori delle resistenze esplicate dalle sezioni originali;
- i pilastri rivelano le criticità maggiori nei confronti delle azioni taglienti e nello specifico alle sezioni in prossimità dell'interfaccia con le fondazioni.

Tali criticità possono essere risolte eseguendo interventi locali, rinforzando mediante la messa in opera di FRP con costi enormemente alti, o con l'impiego di FRCM con costi minori ma ugualmente esosi.

Alternativamente possono essere impiegati rinforzi di tipo locale come la calastrellatura o il ringrosso strutturale. Tali rinforzi risultano costituiti da materiali meno costosi rispetto i precedenti ma, avendo fasi di lavoro più lunghe e impattanti, i costi risultano simili.

Inoltre, intervenire localmente in ogni elemento con criticità significherebbe operare in un'area pari all'intero edificio, causando l'interruzione dell'uso dell'edificio per tempi notevolmente lunghi

Per questo intervenire globalmente, modificando la risposta strutturale si mostra la scelta vincente in quanto è sufficiente intervenire in zone limitate della struttura per eliminare le vulnerabilità da pressoché tutti gli elementi a rischio di collasso.

Interventi tipo l'inserimento di pannelli CLT, gridshell in acciaio o la messa in opera di contropareti in calcestruzzo armato lungo le pareti perimetrali dell'edificio permettono un adeguamento sismico operando solo esternamente alla struttura, in questo modo l'operatività dell'edificio non viene compromessa.

Il lavoro di tesi ha dimostrato inoltre le differenze tra l'applicazione di una pannellatura in CLT, la creazione di un gridshell e l'utilizzo di una controparete in calcestruzzo armato. Il gridshell permette un confinamento maggiore dei nodi della struttura esistente ma non contribuisce in alcun modo a migliorare il pacchetto termico dell'edificio. Tale intervento risulta l'intervento più economico e con fasi di cantiere minore. Tale rapidità è dovuta dal fatto che il sistema di controvento è composto da



elementi ripetitivi, imbullonati tra loro. Gli inghisaggi sono di numero discreto e localizzati ai nodi della struttura esistente.

Il rivestimento mediante pannellatura in CLT sviluppa un adeguamento meno efficace della struttura esistente (nel caso in esame riesce a raggiungere l'adeguamento sismico, ma altri siti a maggiore sismicità può risultare inefficace tale intervento). Al contempo, sebbene la pannellatura CLT non raggiunga il medesimo grado di adeguamento, questa permette un miglioramento energetico dell'involucro dell'edificio dato dalle caratteristiche intrinseche del materiale. Inoltre, realizzando una pannellatura continua sulla facciata dell'edificio, essa risulta più versatile e flessibile nei confronti delle forometrie dell'edificio esistente non essendo vincolata da aste inclinate come nel caso del rinforzo mediante gridshell.

Economicamente risulta l'intervento più costoso, con tempi di realizzazione che si attestano ad una media tra i 3 interventi esaminati. Il costo maggiore può essere giustificato da un impatto ambientale minore, essendo l'intervento con minore di produzione di CO<sub>2</sub>; infatti, durante il ciclo di vita l'albero da cui è stato ricavato il materiale ha prodotto ossigeno abbattendo così la produzione di CO<sub>2</sub> emessa per la trasformazione e la realizzazione del pannello.

In ultima istanza si trova il cappotto sismico, il quale risulta avere un comportamento molto simile alla pannellatura CLT ma con rigidità molto maggiore. Il costo dell'intervento in questo caso si attesta ad una media tra i 3 sistemi di adeguamento studiati. Le tempistiche realizzative sono le più lunghe in quanto vi sono più operazioni svolte in cantiere e meno prefabbricazioni eseguite industrialmente.

In definitiva si può decretare che l'adeguamento sismico è possibile ma lavorare esclusivamente all'esterno dell'edificio risulta molto complesso in quanto è necessario creare un buon collegamento tra la struttura esistente ed il nuovo sistema d'adeguamento. È necessario, inoltre, che gli orizzontamenti garantiscano un piano assimilabile a comportamento rigido.

Alternativamente è possibile intervenire anche all'interno della struttura, minimizzando l'uso di materiali e con possibilità di creare connessioni più efficaci, ma aumentando a dismisura le interferenze tra i nuovi elementi e l'edificio esistente. Sia che si voglia intervenire solo esternamente all'edificio sia che si voglia procedere interamente, sarà necessario valutare le sollecitazioni scaricate al terreno in modo e, al bisogno, integrare le fondazioni esistenti con ringrossi di fondazione o con fondazioni profonde.

## Bibliografia

Caprino A., Lorenzoni F., Carnieletto L., Feletto L., De Carli M., Da Porto F. (2021). Integrated Seismic and Energy Retrofit Interventions on a URM Masonry Building: The Case Study of the Former Courthouse in Fabriano., *Sustainability* 13, 9592, 1-30.

INGV terremoti (2019). I terremoti nella Storia. <https://ingvterremoti.com/>

Margani G., Evola G., Tardo C., Marino E. M. (2020). Energy, Seismic, and Architectural Renovation of RC Framed Buildings with Prefabricated Timber Panels, *Sustainability* 12, 4845, 1-18.

Moro S., (2018). Analisi pushover di un edificio scolastico tramite programma di calcolo MIDAS Gen, valutazione del contributo resistente dovuto alle pareti di tamponamento in muratura. Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile, Università degli Studi di Udine, A.A. 2017-18.

Petrile V., Stella A., De Stefani L., Scotta R. (2021). Seismic and Energy Integrated Retrofitting of Existing Buildings with an Innovative ICF-Based System: Design Principles and Case Studies, *Sustainability* 13,9363, 1-30.

Scotta R. & Lucchetta S. (2021). Adeguamento sismico ed efficientamento energetico della scuola secondaria di primo grado di Falzè di trevigiano (TV) con la tecnica del cappotto sismico: progettazione ed esecuzione. <https://www.ecosism.com/>

Valluzzi M. R., Saler E., Vignato A., Selvaggio M., Croatto G., Dorigatti G., Turrini U. (2021). Nested Buildings: An Innovative Strategy for the Integrated Seismic and Energy Retrofit of Existing Masonry Buildings with CLT Panels. *Sustainability* 13, 1188, 1-19.

Valluzzi M. R., Garbin E., Parente S., Bozza E., Francescato D. (2015) Seismic improvement of xlam-to-foundation connection. *Atti del convegno Structural Health Assessment of Timber Structures – Jerzy Jasieńko & Tomasz Nowak (eds), 2015 DWE, Wrocław, Poland.*

Report tecnici a cura di CSPfea (disponibile a <https://www.cspfea.net/> )

CSPFea. (n.d.), Push Over per cemento armato.

Fattori L. (2009) Elementi in fibra in Midas Gen.

Tuzza C. (n.d.). Analisi Statica Non Lineare “Pushover”.

Tuzza C. (2019). Progetto di un edificio multipiano in ca in zona sismica Tutorial Midas Gen.