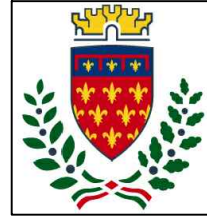




Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Comune di
PRATO

Codice Fiscale: 84006890481

Progetto: PNRR - M.4.C.1.I.1.1. - Progetto di riqualificazione funzionale e messa in sicurezza per nuovo centro bambini e famiglie e spazio giochi Abatoni all'interno dell'ex Scuola dell'Infanzia Abatoni - CUP C38H2200027006

Titolo: RELAZIONE DI CALCOLO

Fase: Definitivo

Servizio	Edilizia scolastica e sportiva
Unità Operativa	Strutture, Sismica, Impianti e Antincendio
Dirigente del Servizio	Arch. Laura Magni
Responsabile Unico del Precedimento	Ing. Francesco Sanzo

Progettisti

Ing. Francesco Sanzo

Arch. Martina Santoro

Geom. Stefania Amendola



Collaboratore

Elaborato N° 07

Spazio riservato agli uffici:

A8 - RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO:

Progetto di riqualificazione funzionale e messa in sicurezza di NUOVO CENTRO BAMBINI E FAMIGLIE e SPAZIO GIOCO ABATONI all'interno dell'ex Scuola dell'Infanzia Abatoni

COMMITTENTE: Comune di Prato

1. Sommario

1. Premessa	3
2. Normativa di riferimento	9
3. Analisi storico – critica	9
4. Livelli di conoscenza	10
5. Materiali utilizzati	11
Materiali esistenti.....	11
Muratura esistente	12
Materiali interventi	15
Materiali fibro rinforzati.....	15
Acciaio da carpenteria	15
6. Analisi dei carichi	16
Peso proprio degli elementi strutturali (G1).....	16
Carichi permanenti portati (G2)	17
Azioni variabili (Q1)	17
Neve.....	17
Vento.....	18
Azione sismica	19
7. Combinazioni di carico	22
8. Analisi della struttura allo stato attuale	23
Risultati dell’analisi statica	27
Analisi sismica sulla struttura allo stato attuale	27
9. Interventi di adeguamento sismico	30
Descrizione degli interventi di adeguamento sismico.....	30
Analisi della struttura allo stato di progetto	34
Analisi sismica sulla struttura allo stato di progetto	38
Analisi cinatismi murature.....	41
Individuazione delle fasce murarie	42
Generazione dei cinatismi di collasso	43

Analisi dei cinematismi di collasso	44
Riepilogo delle verifiche effettuate	48

1. Premessa

Oggetto: Oggetto della presente relazione è la descrizione dello stato di fatto e di progetto per l'ampliamento e la riqualificazione funzionale e messa in sicurezza dell'ex scuola dell'Infanzia Abatoni che sarà convertita in un nuovo Centro per bambini e famiglie e in Spazio Gioco. L'edificio è ubicato in Via Angiolo Badiani n.2, è un edificio costruito negli primi anni del '900 e per questo dichiarato di interesse storico artistico ai sensi dell'art. 10 comma 1 del D.Lgs. n. 42 del 22.01.2004.

Progettista opere in elevazione: Dott. Ing. Francesco Sanzo

Tipo di Intervento: Adeguamento sismico

Tipologia strutturale: struttura in muratura portante

Vita Nominale: 75 anni.

Classe d'uso: III.

Fattore di struttura $q = 1.5$ azioni orizzontale e 1 per sisma verticale.

Coordinate geografiche: Latitudine: 43°90'50" Longitudine: 11°10'85"

Altitudine: 47 m.s.l.m

Zona di classificazione sismica: OPCM n°3519 del 28.04.2006 e s.i. e m., Giunta Regionale Toscana con deliberazione GRT n° 421 del 26.05.2014, **Comune di Prato (PO) zona sismica 3.**

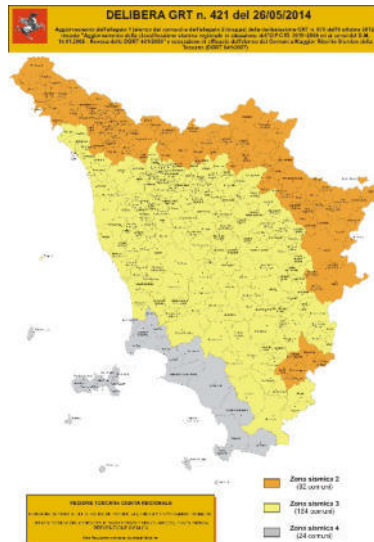


Figura 1 - Classificazione Sismica Regione Toscana

Descrizione struttura: Le strutture portanti dell'edificio sono realizzate in muratura tradizionale in muratura portante, solai in latero-cemento con pavimenti in linoleum, intonaci tradizionali, serramenti in alluminio, orditura principale e secondaria del tetto in legno con tegole in cotto e lattoneria in rame.

In particolare la muratura presenta delle listature in calcestruzzo per la regolarizzazione dei ricorsi. La muratura presenta letti di malta un po' spessi, circa 1,5 cm. I blocchi, di dimensioni circa 25 × 12 × 5 cm, sono di buona qualità; mentre la malta è di qualità scarsa. Il grado di ammorsamento tra le pareti ortogonali è adeguato. Lo stato di conservazione pare buono e non sono presenti lesioni.

Il solaio di piano terra è presumibilmente realizzato su un gattaiolato o dei muriccioli.

I solai di interpiano sono in laterocemento del tipo totalmente gettati in opera. Sono composti da travetti di larghezza pari a 10 cm e pignatte alte 20 cm. Tale tipo di solaio è stato utilizzato anche per la parte piana della copertura. Anche se non sono stati effettuati saggi in tale orizzontamento il rilievo termografico ha permesso di individuare caratteristiche comuni.

Le due ali simmetriche del fabbricato hanno la copertura a capanna con testa a padiglione. Il solaio di copertura è costituito da travi e travetti lignei, tavelloni e gettata di calcestruzzo con impermeabilizzante e manto di copertura. Tale solaio è appoggiato su due capriate lignee che scaricano il carico sulle murature laterali. Al di sotto delle capriate si trovano dei correnti in legno paralleli alle capriate che servono a sorreggere tramite pendini il controsoffitto della stanza inferiore.

L'edificio risulta simmetrico lungo un asse di simmetria principale e risulta regolare in altezza, ma non in pianta.

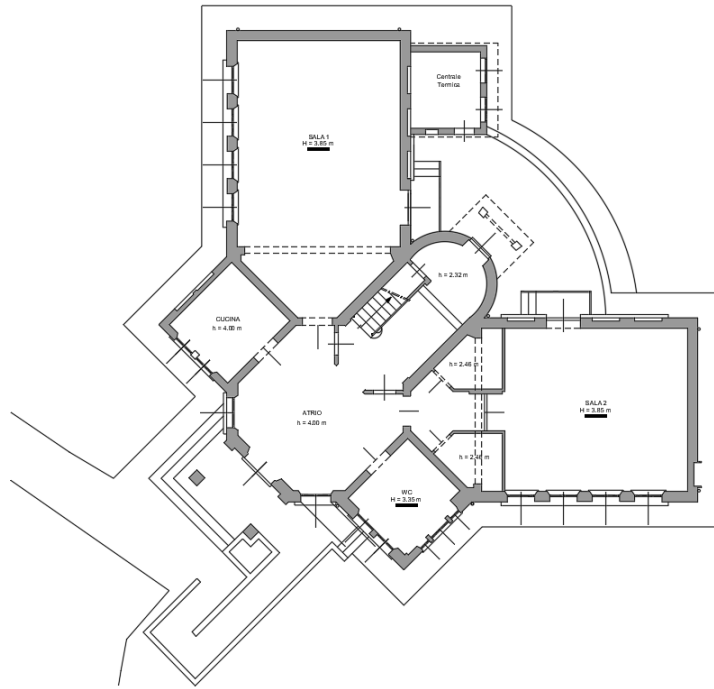


Figura 2 - Pianta piano terra

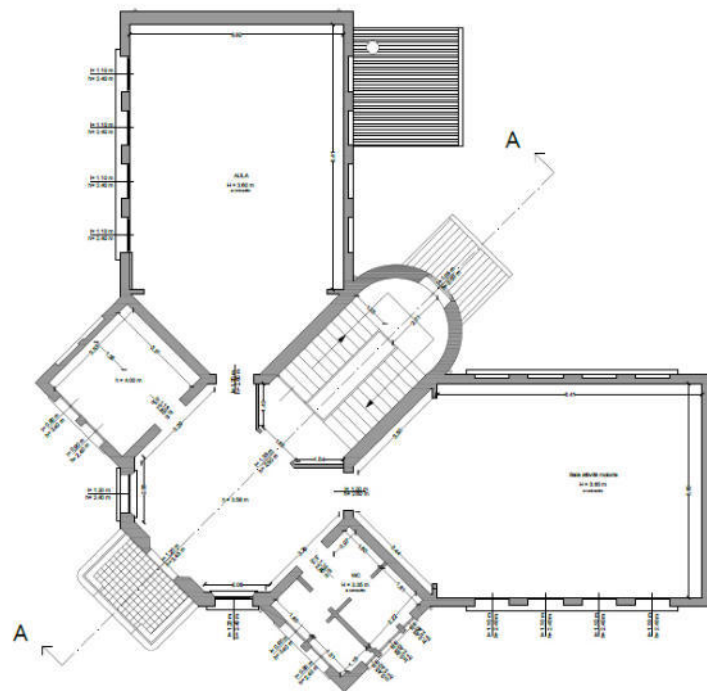


Figura 3 - Pianta piano primo

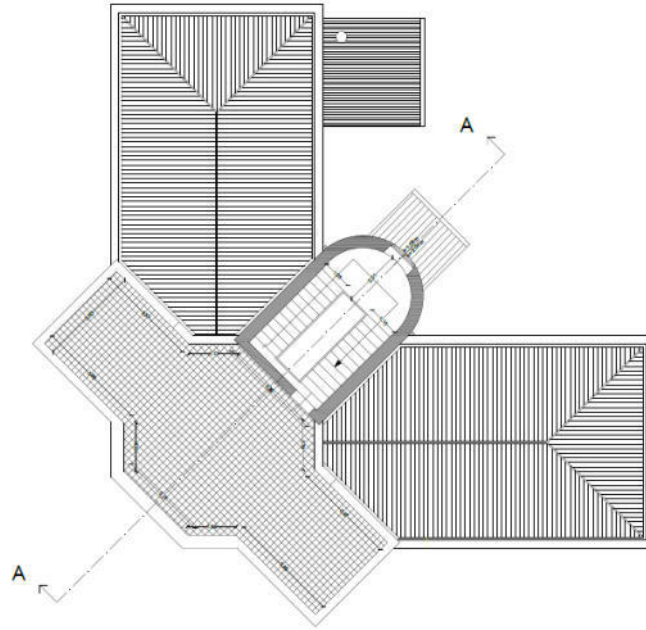


Figura 4 - Pianta coperture



Figura 5 - Foto interna zona palestra



Figura 6 - Foto aree interne



Figura 7 - Area zona scale



Figura 8 - Vista strutture di copertura



Figura 9 - Parte copertura piana

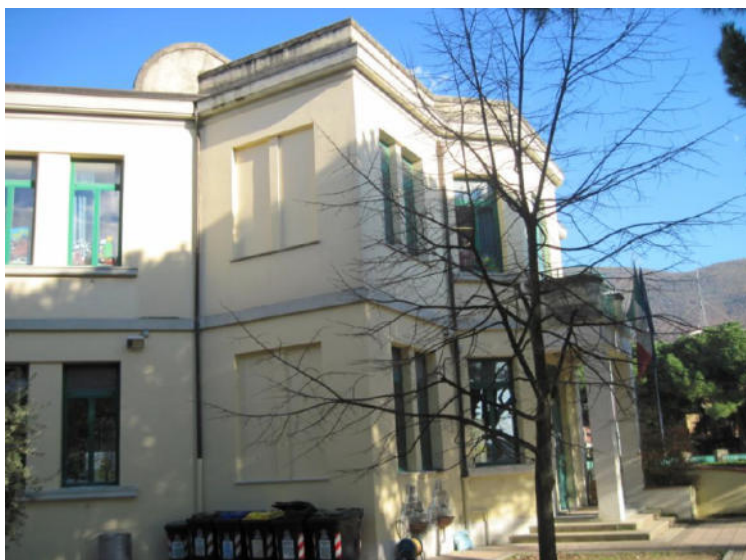


Figura 10 - Vista laterale



Figura 11 - Prospetto tergaie

2. Normativa di riferimento

Legge n.64 del 02/02/74: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

D.M. 17.1.2018: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.8 del 17 gennaio 2018.

Circolare 21.1.2019, n. 7: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17.1.2018.

CNR-DT 200 R1/2013: Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati

UNI EN 1955-1-1: Eurocodice 5 "Progettazione delle strutture di legno Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.

3. Analisi storico – critica

Secondo quanto specificato nel capitolo 8, punto 8.5.1 delle NTC2018, la prima cosa da eseguire quando si ha a che fare con un edificio esistente è effettuare un'analisi storico critica dell'opera così da poter classificare i materiali utilizzati, determinando successivamente le caratteristiche meccaniche, e le geometrie e dettagli costruttivi. Nel corso degli anni si sono eseguite diverse campagne di prova, indagando tutti gli elementi strutturali principali con un numero di prove distruttive e non distruttive in numero tale da avere piena conoscenza dei materiali e dei dettagli costruttivi.

4. Livelli di conoscenza

Secondo quanto specificato in 8.5.4. delle NTC2018 si definiscono i livelli di conoscenza sulla base del numero di prove in situ aggiuntive, dai rilievi effettuati e dai documenti originali in possesso del progettista.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

Si riporta la tabella C.8.5.IV che dà un'indicazione orientativa dei richiesti per i diversi livelli di conoscenza ed i relativi fattori di confidenza.

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.

Figura 12 - Tabella C8.5.IV

Come si evince dalla tabella, avendo eseguito rilievi e prove in situ sui materiali estese, la progettazione trattata nel presente documento ricade in LC3, a cui corrisponde un fattore di confidenza FC=1.

Le indagini hanno riguardato sia il rilievo degli elementi strutturali sia l'indagine dei dettagli costruttivi; inoltre, sono state eseguite prove per determinare la qualità delle murature. In particolare, per le murature è stata valutata sia la tipologia sia il grado di ammorsamento fra alcuni pannelli murari; inoltre, è stata controllata anche la presenza di cordoli di collegamento e di architravi sulle aperture.

Sulle murature, come accennato sopra, sono state eseguite anche prove con martinetti piatti su due pareti distinte del fabbricato. Ogni prova è stata eseguita con l'uso di un singolo martinetto, per

determinare la tensione media dovuta ai carichi verticali; e con l'uso di due martinetti, per determinare il modulo elastico della muratura in esame.

Per quanto riguarda l'analisi dei solai sono stati eseguiti saggi e termografie per trovare l'orditura dei solai e le dimensioni degli elementi costruttivi.

Allo scopo di creare grandi aperture sulle murature per motivi architettonici sono state utilizzate architravature metalliche analizzate durante i sopralluoghi tramite opportuni saggi.

Le travi in acciaio sono riportate nella tavola n°4 e sono:

- La trave delle aule del piano terra composta da 2 NP140
- La trave per l'accesso al vano scala composta da 2 NP200

Durante le operazioni di saggio sono stati controllati anche alcuni elementi secondari e non strutturali che potrebbero però presentare un'elevata vulnerabilità.

Sono presenti dei muretti posti sul perimetro della porzione piana di copertura, i quali manifestano un quadro fessurativo tipico dei fenomeni di ribaltamento fuori piano. Essi sono soggetti a possibili fenomeni di ribaltamento fuori piano in caso di sisma.

Al di sotto di una delle due coperture a doppia falda è presente un serbatoio in cemento-amianto sostenuto da due profili metallici poggianti ad un'estremità sulla muratura dell'edificio e all'altra su due pilastri in mattoni a loro volta appoggiati su una trave trasversale in c.a. Tale struttura di sostegno è inadeguata.

L'ancoraggio del controsoffitto al di sotto delle coperture a doppia falda non presenta caratteristiche adeguate a contrastare un eventuale sisma.

5. Materiali utilizzati

I materiali presente in relazione si distinguono tra quelli esistenti e quelli invece che verranno utilizzati negli interventi di adeguamento. Si riportano nel seguito le principali caratteristiche meccaniche dei diversi materiali.

Materiali esistenti

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Le indagini dovranno essere motivate, per tipo e quantità, dal loro effettivo uso nelle verifiche.

I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura, tenendo motivatamente conto dell'entità delle dispersioni, prescindendo dalle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni.

Muratura esistente

Avendo raggiunto un LC1 è necessario assumere i valori minimi per le resistenze ed i valori medi per i moduli elastici. Si precisa che la tabella riportata fa riferimento a murature di cattiva qualità e rappresenta, pertanto, i limiti inferiori delle caratteristiche per questo tipo di muratura. Per questo motivo la normativa fornisce alcuni coefficienti correttivi, già descritti al § 1.1, da utilizzare come fattori moltiplicativi per stimare le reali caratteristiche della muratura in esame. Nel caso specifico si è adottato il coefficiente correttivo pari a 1,3 in quanto esistono due tipologie di muratura portante, una composta da mattoni pieni e malta di calce a due teste e una a tre teste, entrambe caratterizzate da una tessitura che assicura la connessione trasversale. Con questi dati è possibile definire i parametri meccanici della muratura:

$$f_m = 240 \times 1,3 = 312 \text{ N/cm}^2$$

$$\tau_0 = 6 \times 1,3 = 7.8 \text{ N/cm}^2$$

$$E = 1,3 \times (1200 + 1800) / 2 = 1950 \text{ N/mm}^2$$

$$G = 1,3 \times (400 + 600) / 2 = 650 \text{ N/mm}^2$$


$$W = 18 \text{ kN/m}^3$$

Materiale selezionato

Nome: Muratura Commento: Materiale muratura Colore:

Muratura esistente
 Muratura nuova

Immagine della muratura



Scegli una immagine personalizzata...

Unità di misura
U Secondo Normativa ▾

Tipologia di muratura

Muratura in mattoni pieni e malta di calce Scegli tipologia...

Livello di conoscenza: LC-3 Fattore di confidenza: 1

Caratteristiche meccaniche (valori di calcolo)

Modulo di Elasticità, E	1500 MPa
Modulo di Taglio, G	500 MPa
Resistenza a Compressione, f_m	231.11 N / cm ²
Resistenza a Taglio, τ_0	5.77 N / cm ²
Peso Specifico, w	18 kN / m ³
Criterio di snervamento	Turnsek Cacovic

Caratteristiche meccaniche di calcolo assegnate dall'utente in modalità avanzata.

Modalità standard
 Modalità avanzata

Visualizza

Figura 13 - Materiale utilizzato nel modello di calcolo

Si riportano alcune foto fatte durante la campagna di prove.



Figura 14 - Saggio A muratura tra le finestre piano terra prospetto verso via Badiani



Figura 15 - Saggio D, muratura perimetrale oggetto di prove con martinetto piatto



Figura 16 - Saggio F, muratura perimetrale



Figura 17 - Saggio L, dettaglio muratura pareti ammorsate

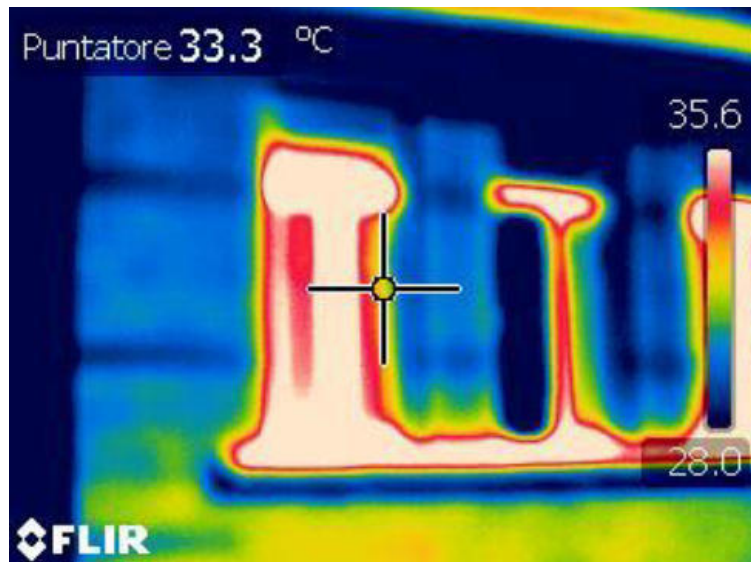


Figura 18 - Termografia

Materiali interventi

Materiali fibro rinforzati

Per aumentare la resistenza a taglio dei maschi murari si decide di utilizzare delle fibre.

In particolare, si utilizza un tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio fissati su una microrete in fibra di vetro. Il tessuto è specifico per rinforzi strutturali in accoppiamento a matrici minerali o matrice organica specifica.

Per l'installazione e i modi d'uso si rimanda alla specifica scheda tecnica di prodotto o capitolato prestazionale.

La fibra scelta per questa tipologia di intervento ha le seguenti caratteristiche meccaniche:

Larghezza della fascia (cm)	10	15
Numero di trefoli*	16	23
Carico di rottura a trazione	> 24 kN	> 35 kN

*n° trefoli per cm = 1,57;
carico di rottura a trazione di un trefolo > 1500 N.

Acciaio da carpenteria

Le travi reticolari rompitratta saranno realizzate in acciaio del tipo S275 e collegate alle strutture esistenti con bulloni e barre ad alta resistenza.

Modulo elastico	$E = 210000 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$

Modulo elasticità tangenziale	$G = 81000 \text{ N/mm}^2$
Densità	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Coefficiente dilatazione termica	$\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219- 1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti:

Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

I bulloni e le barre hanno invece le seguenti caratteristiche meccaniche.

	Ad alta resistenza	
Vite	8.8	10.9
Dado	8	10
$f_{yb} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	649	900
$f_{tb} \text{ [N/mm}^2\text{]}$	800	1000

6. Analisi dei carichi

Si riportano i carichi utilizzati nel modello strutturale.

Peso proprio degli elementi strutturali (G1)

Il peso proprio è quello delle pareti in muratura pari a **1800 kg/m³**.

Si riporta la stratigrafia della struttura dei solai gettati in opera.

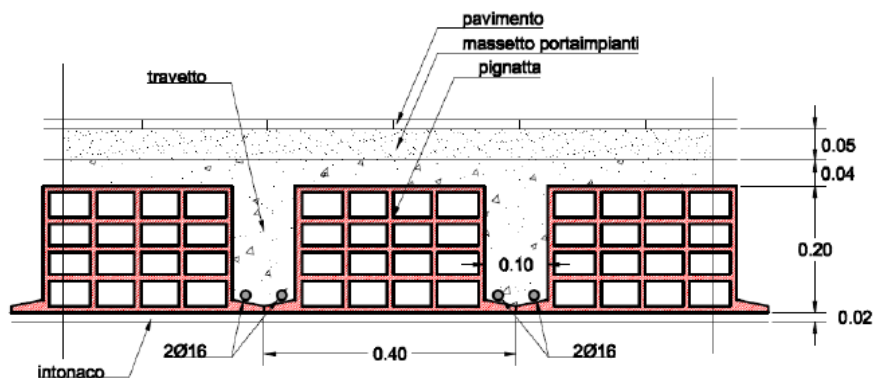


Figura 19 - Tipologia solai in laterocemento

Soletta in laterizio e c.a. gettato in opera, interasse 40; H=20+4 (laterizio + soletta): **300 kg/mq**

Peso proprio struttura copertura in legno e tavelloni: **172 kg/mq**

Carichi permanenti portati (G2)

Si assumono i seguenti carichi non strutturali permanenti:

Solaio interpiano

Strato	Spessore (mm)	Densità (kg/mc)	Peso (kg/mq)
Pavimento	25	3200	80
Massetto	50	1300	65
Controsoffitto e impianti			50

G2= 195 kg/mq

Solaio lastrosolare

Strato	Spessore (mm)	Densità (kg/mc)	Peso (kg/mq)
Pavimento	25	3200	80
Guaina	4	1000	4
Massetto	50	1300	65
Controsoffitto e impianti			50

G2= 199 kg/mq

Solaio copertura lignea

Strato	Spessore (mm)	Densità (kg/mc)	Peso (kg/mq)
Manto in laterizio		1800	70
Guaina	4	1000	4

G2= 74 kg/mq

Azioni variabili (Q1)

In accordo alle NTC18 i carichi variabili agiscono quelli relativi ad ambienti suscettibili ad affollamento, categoria C per cui il valore del carico è pari a **300 kg/mq**.

Neve

Zona Neve = II

Periodo di ritorno, Tr = 50 anni

Ctr = 1 per Tr = 50 anni

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1.00

Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 100 \text{ daN/mq}$

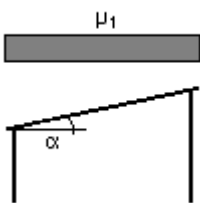
Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

- Copertura piana $W = 3.5 \text{ m}$, $L = 14.0 \text{ m} \Rightarrow L_c = 6.2$, $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow \mathbf{Q_1 = 80 \text{ daN/mq}}$

Schema di carico:



Copertura a due falde:

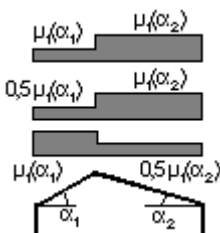
Angolo di inclinazione della falda $\alpha_1 = 18.0^\circ$

$\mu_1(\alpha_1) = 0.80 \Rightarrow \mathbf{Q_1 = 80 \text{ daN/mq}}$

Angolo di inclinazione della falda $\alpha_2 = 18.0^\circ$

$\mu_1(\alpha_2) = 0.80 \Rightarrow \mathbf{Q_2 = 80 \text{ daN/mq}}$

Schema di carico:



Vento

Zona vento = 3

Velocità base della zona, $V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona, $A_o = 500 \text{ m}$ (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito, $A_s = 61 \text{ m}$

Velocità di riferimento, $V_b = 27.00 \text{ m/s}$ ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)

Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni

$C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 27.00$ m/s

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

($K_r = 0.22$; $Z_o = 0.30$ m; $Z_{min} = 8$ m)

Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 46$ daN/mq

Coefficiente di forma, $C_p = 1.00$

Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$

Coefficiente di esposizione, $C_e = 1.85$

Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$

Altezza dell'edificio, $h = 11.00$ m

Pressione del vento, $p = q_b C_e C_p C_d = \mathbf{84}$ daN/mq

Azione sismica

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

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;

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	C	T1

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.3)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, Se, è definito dalle seguenti espressioni:

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

Dove per sottosuolo di categoria **A** i coefficienti S_s e C_c valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti S_s e C_c vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

I valori di S_S , T_B , T_C e T_D , sono riportati nella seguente Tabella

Categoria di sottosuolo	S_S	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

La tabella successiva riporta, per ciascun stato limite, le espressioni della componente orizzontale dello spettro di progetto elastico $S_e(T)$. La figura che segue riporta i grafici relativi agli spettri di progetto per ognuno degli stati limite considerati per la struttura in esame.

Parametri spettrali di riferimento

Stato limite	T_r	Microzonazione			η	S	T_B	T_C	T_D
		a_g/g	F_0	T_C^*					
				s		s	s	s	
SLO	45.16	0.06	2.53	0.27	1	1.5	0.14	0.43	1.84
SLD	75.43	0.07	2.52	0.27	1	1.5	0.15	0.44	1.89
SLV	711.84	0.17	2.4	0.31	1	1.46	0.16	0.47	2.27
SLC	1462.18	0.21	2.41	0.31	1	1.4	0.16	0.48	2.45

$$(*) S = S_{suolo} \cdot S_t \text{ (condizione topografica)}$$

Spettri di progetto

$T < T_B$	$T_B < T < T_C$	$T_C < T < T_D$	$T > T_D$
$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C}{T}$	$S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \frac{T_C \cdot T_D}{T^2}$

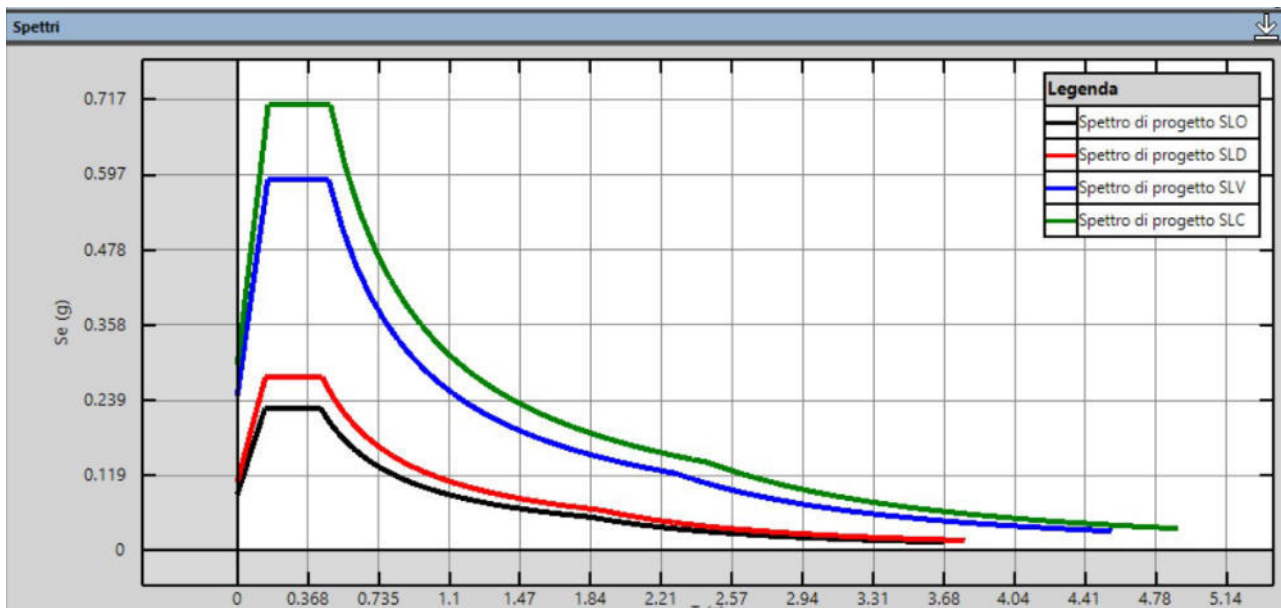


Figura 20 - Spettro di progetto

7. Combinazioni di carico

Si considerano le combinazioni di carico previste dalla normativa. Il metodo di verifica adottato è quello semiprobabilistico agli stati limite e le combinazioni di carico definite sono quelle riportate nella normativa di riferimento (§ 5.1.3.12 NTC 2018). Come già specificato si effettuano le sole verifiche agli SLU.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

$$\gamma G_1 \cdot G_1 + \gamma G_2 \cdot G_2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q_1 \cdot Q_{k1} + \gamma Q_2 \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma Q_3 \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

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

Combinazione quasi permanente SLE

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

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

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Dove:

NTC 2018 Tabella 2.5.1

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A residenziali	0,70	0,50	0,30
Categoria B uffici	0,70	0,50	0,30
Categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,70	0,70	0,60
Categoria D ambienti ad uso commerciale	0,70	0,70	0,60
Categoria E biblioteche, archivi, magazzini,...	1,00	0,90	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H Coperture	0,00	0,00	0,00
Vento	0,60	0,20	0,00
Neve a quota ≤ 1000 m	0,50	0,20	0,00
Neve a quota > 1000 m	0,70	0,50	0,20
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

8. Analisi della struttura allo stato attuale



Figura 21 - Modello 3D assometria 1



Figura 22 - Modello 3D assometria 2

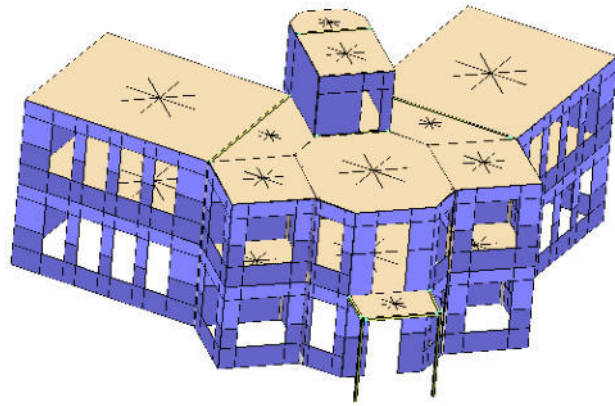


Figura 23 - Modello computazionale

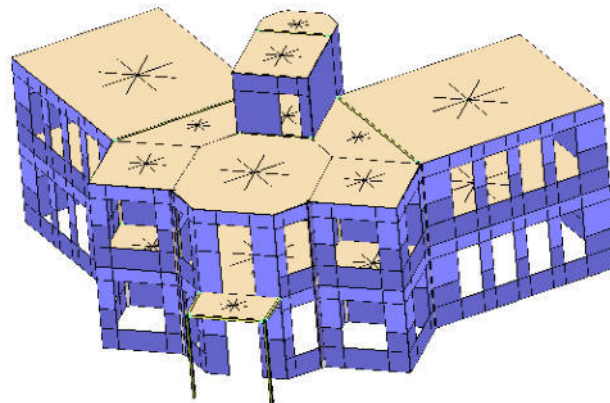


Figura 24 - Modello computazionale 2

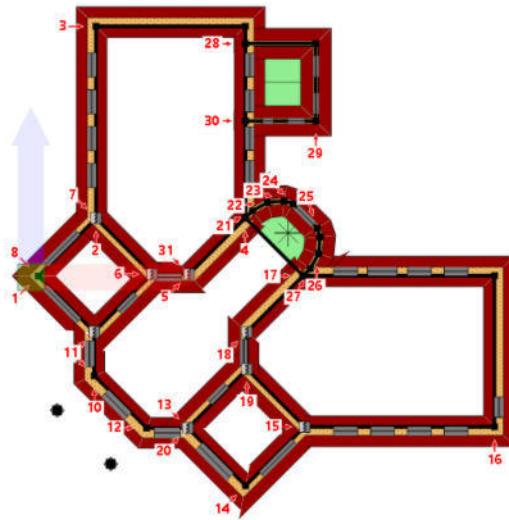


Figura 25 - Pianta a quota 196 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

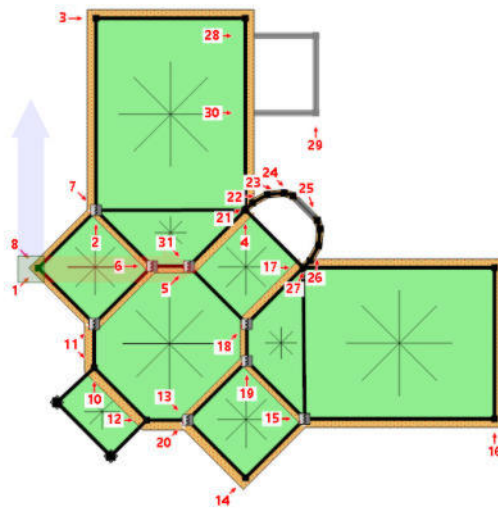


Figura 26 - Pianta a quota 404 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

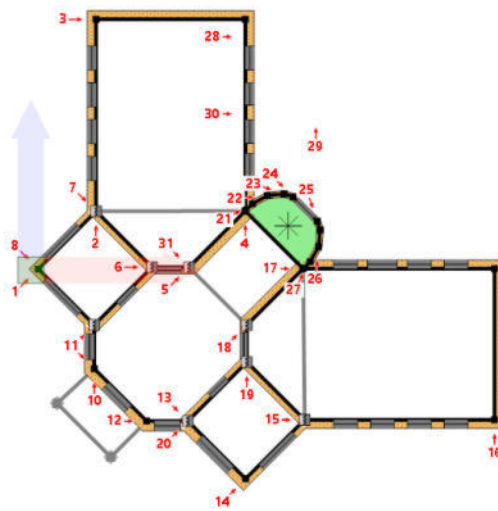


Figura 27 - Pianta a quota 611 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

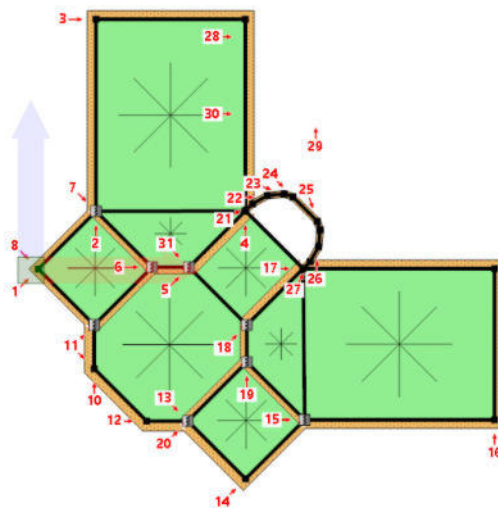


Figura 28 - Pianta a quota 815 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

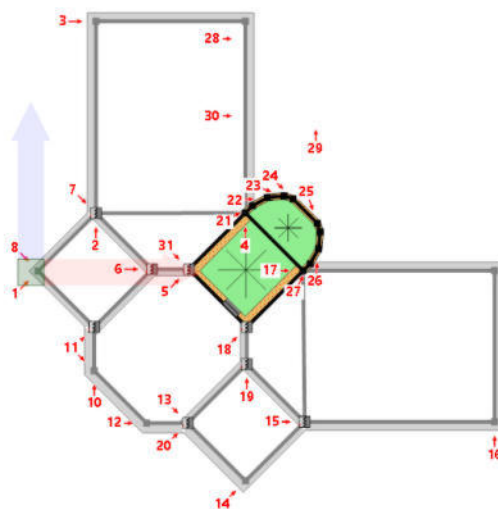


Figura 29 - Pianta a quota 1115 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

Risultati dell'analisi statica

. Un primo modello è stato effettuato per lo studio delle caratteristiche dell'edificio statico allo stato attuale. Tali verifiche hanno dato esito positivo in quanto i muri esistenti, a parte dei problemi di fessurazione a taglio e a trazione, l'edificio risulta in grado di resistere ai carichi attuali. L'edificio è stato modellato con i paramenti murari, e gli orizzontamenti presenti con i propri carichi e le combinazioni delle stesse previste per legge. Si rimanda al fascicolo dei calcoli per il dettaglio delle verifiche.

Analisi sismica sulla struttura allo stato attuale

E' stata effettuata una simulazione in merito al comportamento sismico dell'edificio nelle condizioni attuali. A tal scopo, è stata utilizzata una metodologia di calcolo basata su analisi statiche non-lineari (*analisi push-over*) condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali vengono modellati in accordo alle più avanzate metodologie di analisi non-lineare. In particolare, le pareti portanti in muratura vengono modellate mediante un approccio per macro-elementi e l'utilizzo di un modello teorico.

Tutte le verifiche vengono eseguite con il metodo degli Stati Limite, quindi applicando un approccio di tipo prestazionale. In particolare, le verifiche vengono eseguite, in termini di capacità globale di spostamento del sistema, a partire dalle curve di capacità (*curve di push-over*) e dalla domanda sismica dedotta dagli spettri di normativa. Tutto in accordo con le procedure riportate nelle recenti

norme antisismiche. Tale procedura permette di determinare un parametro globale di *sicurezza* della struttura nei confronti dell'azione sismica per ciascuno stato limite considerato.

La costruzione in esame è costituita da 3 impalcati: piano primo, sottotetto e tetto. L'edificio è stato modellato (e quindi per ottenere risultati più attendibili) considerando due impalcati, uno alla quota di 8,14 m e uno alla quota di 4,28 m, accorpendo quindi sottotetto e copertura. Il solaio posto al piano 8,14 m, che rappresenta sia l'impalcato di sottotetto che di copertura, è stato modellato (in merito ai pesi propri e portati) come somma dei carichi dei due piani e media dell'altezza dei due impalcati; lo scarico dei solai, invece è stato ripartito rispettando la reale orditura ravvisata in fase di indagine. La scelta è consentita dal fatto che l'intervento comunque prevede la realizzazione di un cordolo perimetrale in CA ancorato alla copertura e ai setti sottostanti gli appoggi, così da compensare l'effetto spingente.

L'edificio è stato schematizzato come privo di piani rigidi in quanto i solai di copertura e di piano sono privi di una soletta che presenti questa funzione.

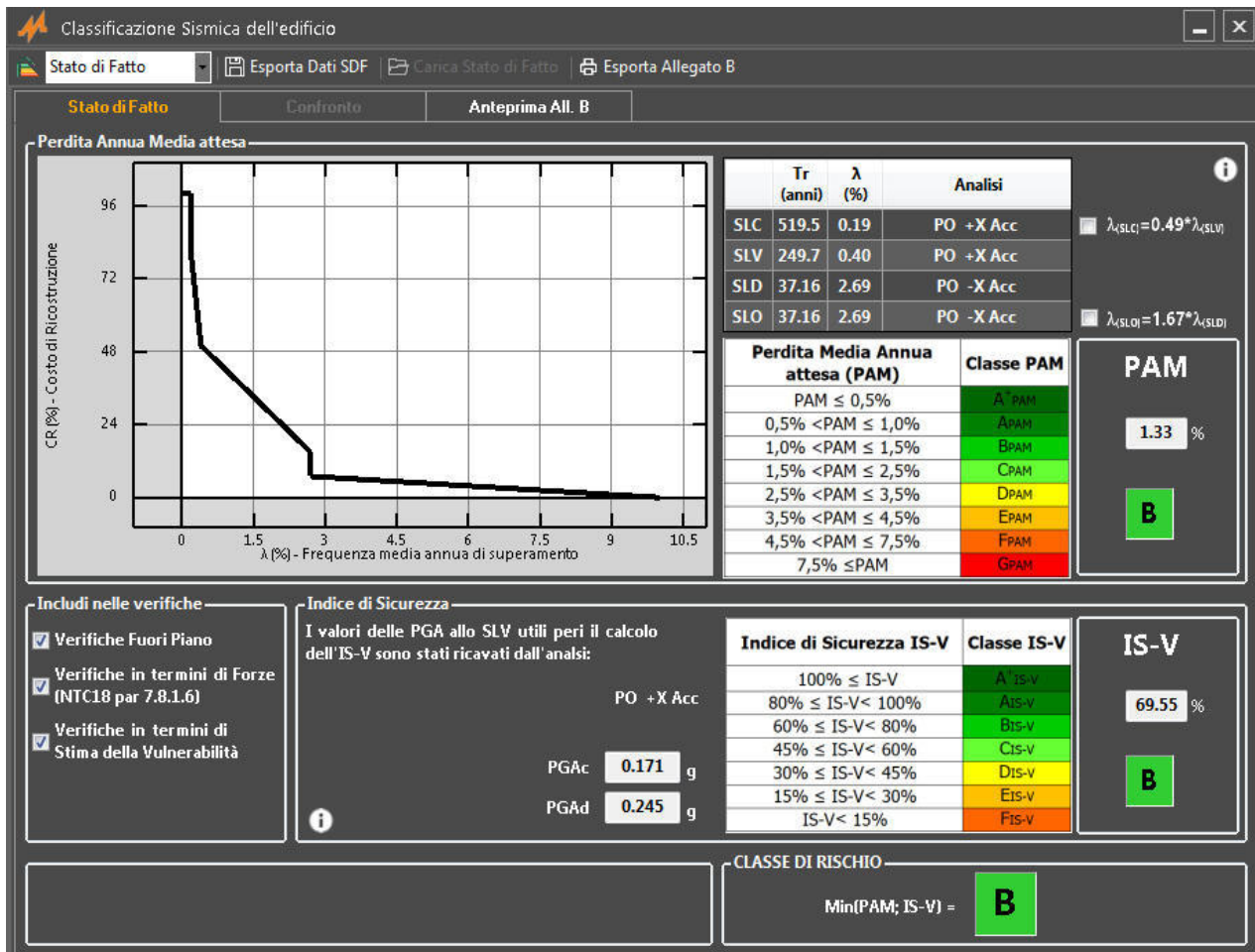
La stratigrafia del terreno è stata modellata sulla base delle caratteristiche geologiche del terreno indicate nella relazione geologica, mentre per considerare la fondazione si è proceduto a inserire un vincolo di linea bloccando lo spostamento nel piano, questo massimizza le azioni ripartite negli elementi verticali e quindi risulta una scelta a favore di sicurezza. Per considerare la presenza della scala interna all'edificio i carichi relativi allo scarico di metà scala sulla parete sono stati inseriti come carico di linea sulla parete stessa. Per schematizzare la presenza di architravi in corrispondenza delle aperture sono stati inseriti degli elementi trave in c.a.

La schematizzazione della struttura con il programma di calcolo agli elementi finiti ha portato al risultato che l'edificio presenta un indicatore di rischio allo stato limite vita (SLV) pari a 0.695 corrispondente all'analisi globale dell'edificio con sisma agente in direzione +X Acc. La struttura è dunque in grado di sopportare a taglio un'accelerazione sismica pari a 0.171 g, più bassa di quella di riferimento pari a 0.196 g. Sopra tale valore di accelerazione sismica orizzontale il primo muro strutturale entra in crisi con un tasso di sfruttamento superiore ad 1.00. Si osserva anche una rottura a taglio della muratura per il pannello 664 per un'accelerazione sismica pari a 0,176 g con un indice di rischio di 0,748.

Nel caso specifico data la localizzazione del sito, della tipologia del terreno si ha un'accelerazione sismica di progetto $A_g=0.196$ g, comunque superiore a quella sopportabile dall'edificio. L'indice di sicurezza della struttura è pari a 69,55%.

Indicatori di rischio in termini di PGA		Correggi PGA con Tr oltre i limiti di normativa					Chiusi	
Evento	Accelerazione al suolo (PGAc)	Tempo di ritorno (Tr)	Indicatori di Rischio $\zeta\epsilon$ (SLO)	Indicatori di Rischio $\zeta\epsilon$ (SLD)	Indicatori di Rischio $\zeta\epsilon$ (SLV)	Indicatori di Rischio $\zeta\epsilon$ (SLC)	Analisi	Elemento
Rottura a taglio nella muratura	0.176 g	306 anni	2.115	1.728	0.748	0.596	PO -Y Acc	Pannello 664
Rotazione limite nella muratura	non rilevata	non rilevata						
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Rotazione di snervamento in un'asta	non rilevata	non rilevata						
3/4 della rotazione ultima in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Rottura a flessione in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLE)	non eseguita	non eseguita						
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLU)	non eseguita	non eseguita						
Verifica globale in termini di forza (SLV)	0.361 g	2475 anni	--	--	1.470	--	PO +X Acc	
- Direzione X	0.361 g	2475 anni	--	--	1.470	--	PO +X Acc	
- Direzione Y	0.361 g	2475 anni	--	--	1.470	--	PO -Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Verifica globale in termini di forza (SLC)	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1.172	PO +X Acc	
- Direzione X	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1.172	PO +X Acc	
- Direzione Y	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1.172	PO -Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO)	0.0829 g	37.1631 anni	0.927	--	--	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.0829 g	37.1631 anni	0.927	--	--	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.0885 g	44.0277 anni	0.990	--	--	--	PO -Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.13 g	120.732 anni	--	1.193	--	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.13 g	120.732 anni	--	1.193	--	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.14 g	145.206 anni	--	1.282	--	--	PO -Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.171 g	249.668 anni	--	--	0.695	--	PO +X Acc	
- Direzione X	0.171 g	249.668 anni	--	--	0.695	--	PO +X Acc	
- Direzione Y	0.192 g	347.563 anni	--	--	0.782	--	PO -Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		





9. Interventi di adeguamento sismico

Descrizione degli interventi di adeguamento sismico

I risultati dell'analisi sismica dell'edificio scolastico ottenuti dal modello di calcolo hanno messo in evidenza delle carenze di resistenza dei paramenti murari prevalentemente nelle direzioni longitudinali e trasversali del fabbricato.

Lo scopo di questo progetto è stato pertanto quello di eliminare queste criticità, proponendo l'irrigidimento di opportune pareti.

Si aggiungono una serie di interventi per modifiche interne per adeguamento funzionale e si decide di realizzare un ampliamento sul lato tergale con una struttura vetrata dopo aver demolito la centrale termica che rappresenta un aggregato posticcio in adiacenza all'edificio esistente.

In particolare gli interventi strutturali progettati sono i seguenti:

- INTERVENTO TIPO A - Realizzazione di rinforzo strutturale di alcune pareti interne ed esterne dell'edificio con geocalce e rete in fibra di acciaio galvanizzato;
- INTERVENTO TIPO B - Chiusura di alcune aperture esistenti sul perimetro esterno con muratura di mattoni pieni e malta di calce.

-
- INTERVENTO TIPO C – Rinforzo della copertura lignea mediante inserimento di controventi di piano e piastre di irrigidimento.

INTERVENTO TIPO A - Rinforzo delle pareti con geocalce e fibra di acciaio galvanizzato

Per adeguare sismicamente l'edificio, si prevede il rinforzo strutturale di pareti interne ed esterne dell'edificio scolastico (vedi tavola strutturale), in modo da migliorarne la risposta sismica. Tramite la realizzazione del rinforzo con geocalce e fibra di acciaio si migliora la capacità di resistenza a presso flessione e a taglio dei pannelli murari senza modificare eccessivamente la rigidità (eventualità che si verifica con un intervento di betoncino armato); in questo modo la distribuzione degli sforzi sismici non sarà estremamente variata rispetto allo stato attuale ma al contempo sarà incrementata la resistenza alle sollecitazioni.

Il rinforzo strutturale con malta bastarda e rete in fibra di basalto verrà realizzato da entrambi i lati della parete, per la quale sono previste le seguenti fasi lavorative:

- *Rimozione dell'intonaco esistente e della malta nei giunti della muratura, per una profondità 10-15 mm, su entrambe le facce;*
- *Rimuovere il materiale incoerente, la polvere, e procedere al lavaggio con acqua a bassa pressione della muratura; l'acqua in eccesso dovrà essere lasciata evaporare in modo che il supporto sia saturo ma a sup. asciutta;*
- *Esecuzione di fori passanti, con diametro 16 mm con un'incidenza di 5-6 fori al metroquadro, in modo tale da permettere l'inserimento dei connettori, successiva asportazione della polvere all'interno.*
- *Applicazione del primo strato di malta per la regolarizzazione dell'intera parete in maniera tale da ottenere uno strato adeguatamente planare;*
- *Applicazione della rete strutturale comprimendola dolcemente in modo da farla aderire perfettamente alla malta applicata e opportunamente posizionata con i connetti precedentemente applicati;*
- *Nei punti di giunzione sia longitudinalmente che trasversalmente dovranno essere sormontate per almeno 15 cm;*
- *Applicazione del secondo strato di malta fresco su fresco fino ad inglobare il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;*
- *Eventuale ripetizioni delle tre fasi precedenti;*
- *Posa in opera dei connettori mediante l'impiego di fissaggio chimico epossidico.*

INTERVENTO TIPO B - Chiusura di aperture (porte e finestre) esistenti

Per adeguare sismicamente l'edificio risolvendo le carenze strutturali presenti in alcuni maschi murari eccessivamente snelli, si prevede di chiudere alcune aperture dei muri perimetrali sia per diminuire la snellezza dei maschi murari, sia per migliorare il collegamento d'angolo con le

murature ad essi ortogonali. Si rimanda alla tavola grafica per l'individuazione dei dettagli tecnici specifici.

In particolare si prevede di chiudere 7 finestre sul prospetto tergale e una nicchia su uno dei prospetti laterali per le quali sono previste le seguenti fasi lavorative:

- smontaggio di infissi esistenti;
- preparazione dei pilastri snelli con eventuali smontaggi di impianti presenti e rimozioni di eventuali rivestimenti;
- spicconature degli intonaci esistenti riportando al vivo la muratura esistente e pulizia della stessa per tutta l'altezza di piano;
- realizzazione di nuova muratura in mattoni pieni e malta cementizia ben ammorsata alla muratura adiacente, a chiusura dell'apertura esistente con ammorsamento mediante scuci e cucii;
- eventuale rinforzo di parete con fibra di basalto (laddove previsto);
- nuovo intonaco;
- posizionamento architrave metallico;
- ripristino della finitura superficiale e tinteggiatura finale.

Si rimanda alle tavole strutturali per ulteriori dettagli tecnici.

INTERVENTO TIPO C - *Rinforzo della copertura lignea mediante inserimento di controventi di piano e piastre di irrigidimento*

Per le strutture di copertura lignee si prevede di realizzare un intervento di consolidamento sulle capriate progettato per riequilibrare le sollecitazioni interne e consolidare le coperture, attraverso l'introduzione di un sistema resistente integrativo composto da flange accoppiate in acciaio spessore 6 mm, aventi sviluppo lineare con nervature ed ali laterali svasate opportunamente sagomate per l'applicazione in aderenza agli elementi lignei delle capriate tramite bulloni a testa esagonale M12x1.5 in acciaio zincato, classe di resistenza 8.8 secondo normativa DIN 961 accoppiati a dadi M12 esagonali in acciaio zincato, classe di resistenza 8 secondo normativa ISO 4032 e preforate per la predisposizione al posizionamento di viti a testa tonda con sottotesta quadro M12 in acciaio zincato classe di resistenza 8.8 secondo norma DIN 603 atte all'opportuno posizionamento di golfari M12 in acciaio zincato e redance, in acciaio inossidabile A4 spessore 2 mm, che garantiscono il corretto trasferimento delle forze da una flangia all'altra mediante l'inserimento di funi metalliche altamente flessibili in acciaio zincato con anima tessile aventi resistenza tensionale di 1770 N/mm², con conduttori multipli di trefoli a 19 fili e tenditori con occhielli in acciaio zincato M16 secondo norma DIN 1480 di spessore 13,5 mm. Il serraggio tra una fune e la sua testa avviene per mezzo di morsetti a cavallotto M8 20x30 mm e larghezza di presa 16 mm in acciaio inossidabile A4, secondo normativa WN 5176 016.

Tale intervento rientra nella casistica “intervento locale” con le seguenti finalità:

1. Garantire il contenimento delle spinte della capriata verso le fasce perimetrali e gli appoggi;
2. Contrastare gli effetti delle azioni orizzontali di ribaltamento fuori piano;
3. Confinare l’instabilità locale dei nodi di connessione della capriata;
4. Ripristinare la continuità strutturale degli appoggi della capriata alla struttura portante.

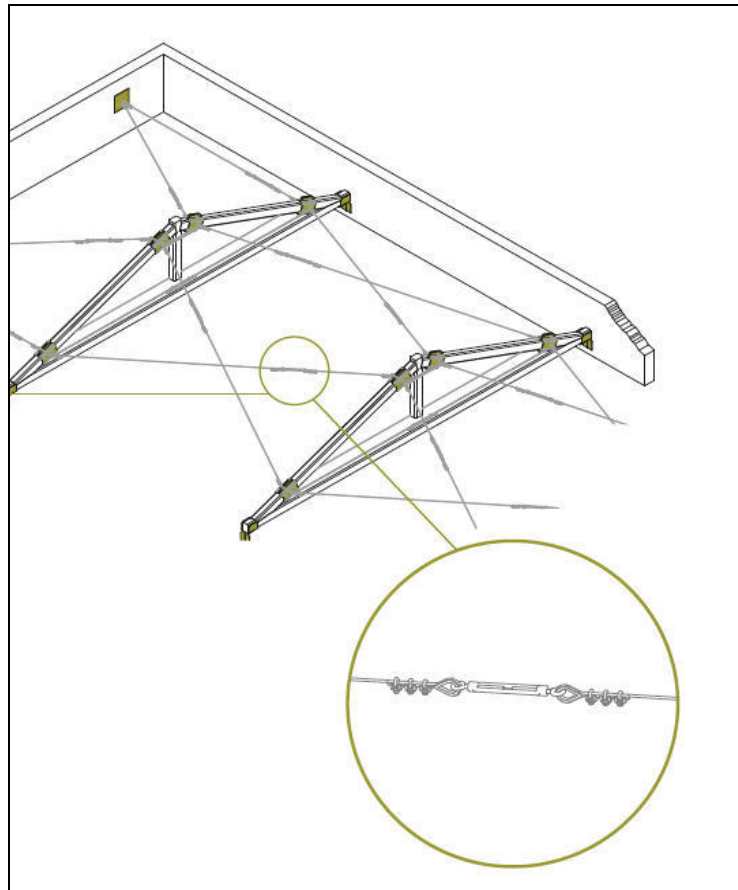
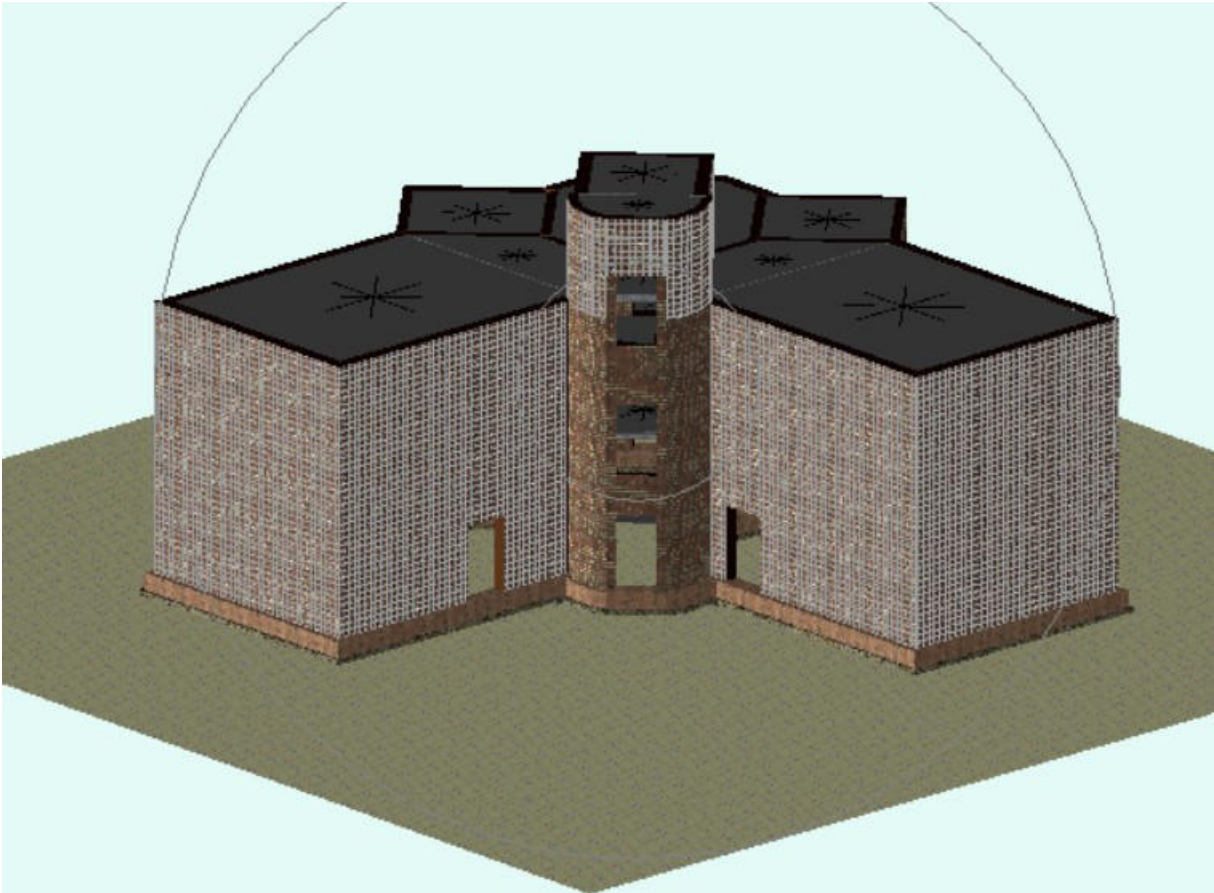


Figura 30 - Schema intervento

Analisi della struttura allo stato di progetto



Figura 31 - Modello 3D stato di progetto



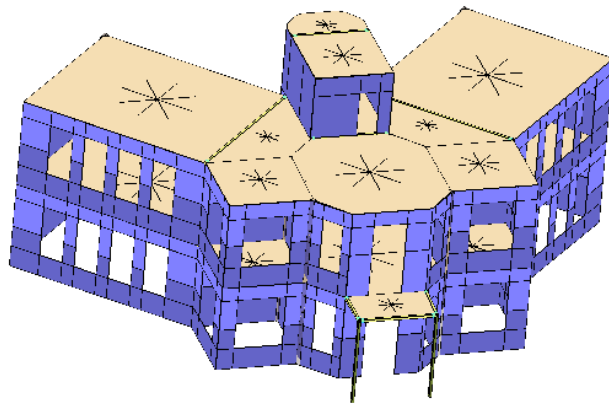


Figura 32 - Modello computazionale

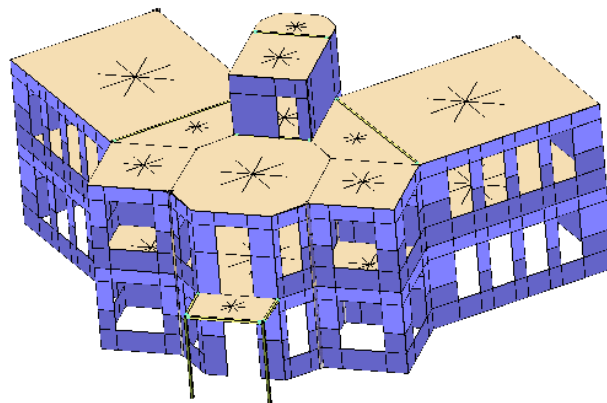


Figura 33 - Modello computazionale assonometria 2

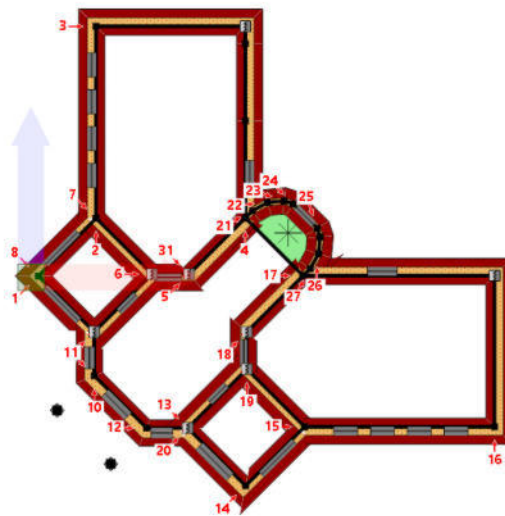


Figura 34 - Pianta a quota 196 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

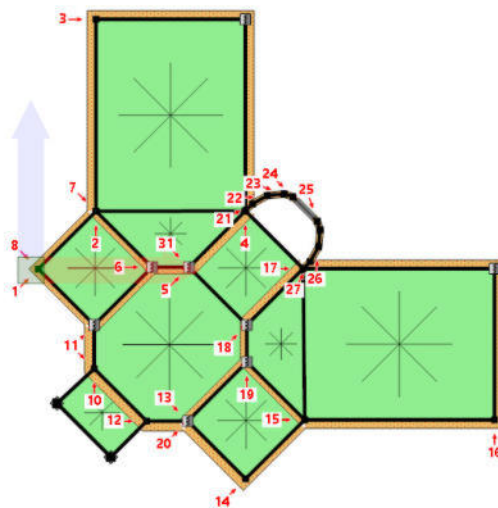


Figura 35 - Pianta a quota 404 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

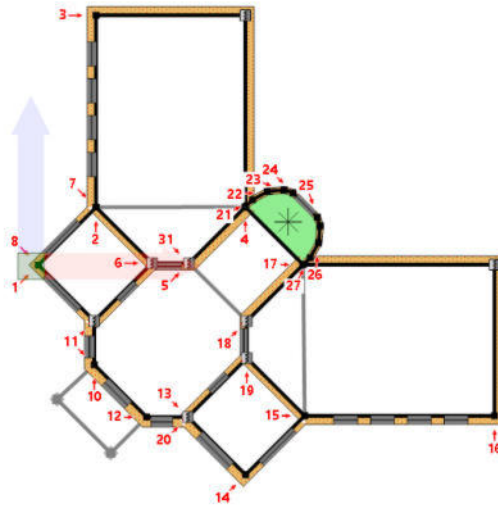


Figura 36 - Pianta a quota 611 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

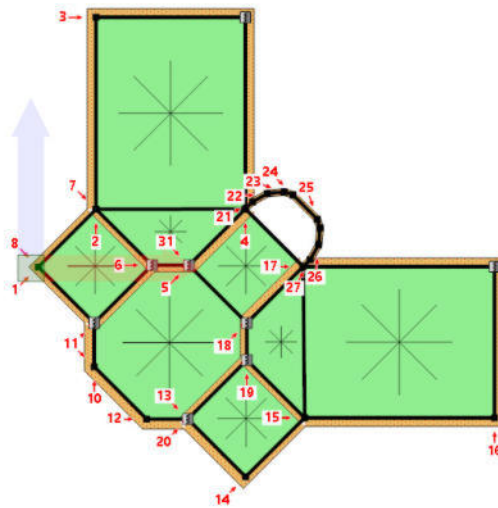


Figura 37 - Pianta a quota 815 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

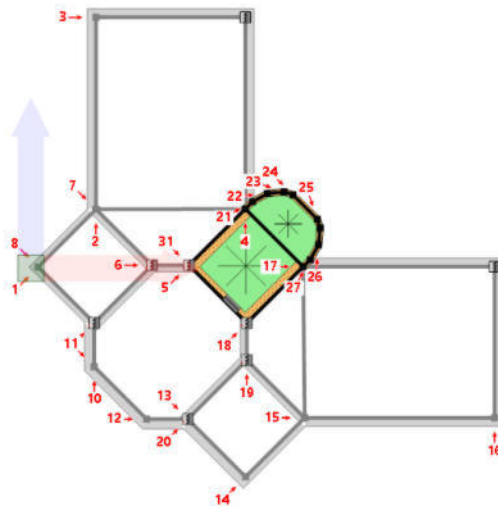


Figura 38 - Pianta a quota 1115 cm con l'indicazione dei numeri attribuiti alle pareti

Analisi sismica sulla struttura allo stato di progetto

E' stata effettuata una simulazione in merito al comportamento sismico dell'edificio nelle condizioni attuali. A tal scopo, è stata utilizzata una metodologia di calcolo basata su analisi statiche non-lineari (*analisi push-over*) condotte sul modello globale dell'edificio in cui gli elementi strutturali vengono modellati in accordo alle più avanzate metodologie di analisi non-lineare. In particolare, le pareti portanti in muratura vengono modellate mediante un approccio per macro-elementi e l'utilizzo di un modello teorico.

Tutte le verifiche vengono eseguite con il metodo degli Stati Limite, quindi applicando un approccio di tipo prestazionale. In particolare, le verifiche vengono eseguite, in termini di capacità globale di spostamento del sistema, a partire dalle curve di capacità (*curve di push-over*) e dalla domanda sismica dedotta dagli spettri di normativa. Tutto in accordo con le procedure riportate nelle recenti norme antisismiche. Tale procedura permette di determinare un parametro globale di *sicurezza* della struttura nei confronti dell'azione sismica per ciascuno stato limite considerato.

Tutti i solai sono stati considerati come rigidi. Ogni solaio è stato modellato con le proprie caratteristiche e automaticamente il programma calcola il peso corrispondente.

Per considerare la chiusura delle aperture prevista nel progetto di adeguamento sismico, nel modello di calcolo sono state eliminate le aperture suddette sostituendole con pareti murarie.

Dopo aver acquisito i risultati delle indagini effettuate, è stato realizzato un modello tridimensionale, con il programma strutturale 3DMacro, rispettando le geometrie degli elementi

strutturali e le caratteristiche meccaniche dei materiali e sono state eseguite le analisi statiche e sismiche secondo quanto previsto dal D.M. Del 2018 “Nuove Norma Tecniche per le Costruzioni”.

I risultati hanno messo in evidenza delle carenze di resistenza tra le pareti del prospetto tergale, essendo quelle che assorbono maggiore azione sismica.

Lo scopo di questo progetto è stato pertanto quello di eliminare questa criticità, realizzando una lastra di intonaco armato con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato che aumenti contemporaneamente la resistenza dei maschi ed il loro ammorsamento. Per garantire il raggiungimento dei limiti da normativa per il miglioramento sismico dell'edificio si è reso necessario il rinforzo con intonaco armato delle murature perimetrali tergali e laterali perpendicolari e di altre pareti interne dell'edificio e la chiusura di alcune aperture.

Le pareti rinforzate con malta bastarda e rete in fibra di acciaio sono state modellate come “tessuti di rinforzo” inserendo le caratteristiche meccaniche delle fibre e del tipo di ancoraggio presenti nelle schede tecniche. Il tessuto in fibra di basalto e malta bastarda è stato assegnato alle murature da rinforzare come indicato nella tavola strutturale. Per considerare la nascita di ammorsamenti delle murature oggetto di intervento sono stati assegnati degli ammorsamenti

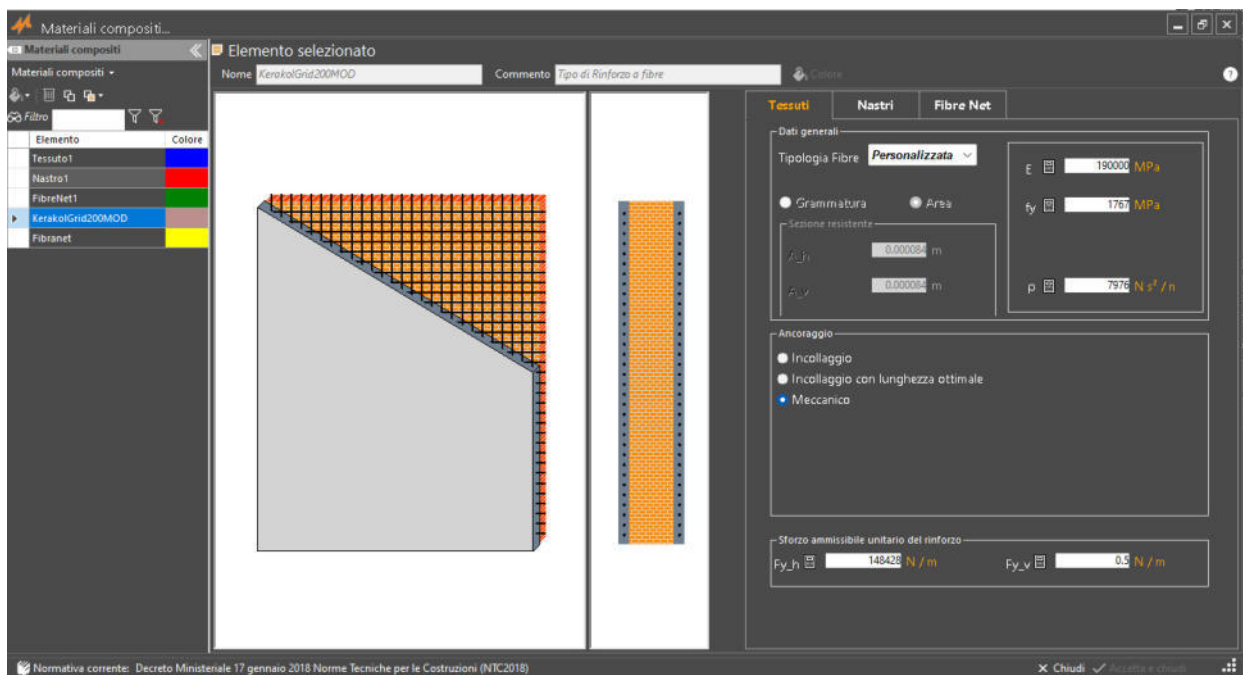


Figura 39 - Modellazione del rinforzo

efficaci agli angoli delle pareti rinforzate.

La schematizzazione della struttura con il programma di calcolo agli elementi finiti allo stato di progetto ha portato al risultato che l'edificio presenta un indicatore di rischio allo stato limite vita (SLV) pari a 1.012 corrispondente alla rottura a taglio del pannello murario 241 per l'accelerazione in direzione -x acc. La struttura è dunque in grado di sopportare a taglio un'accelerazione sismica pari a 0.238 g, più alta di quella di riferimento pari a 0.196 g. Analizzando invece globalmente la

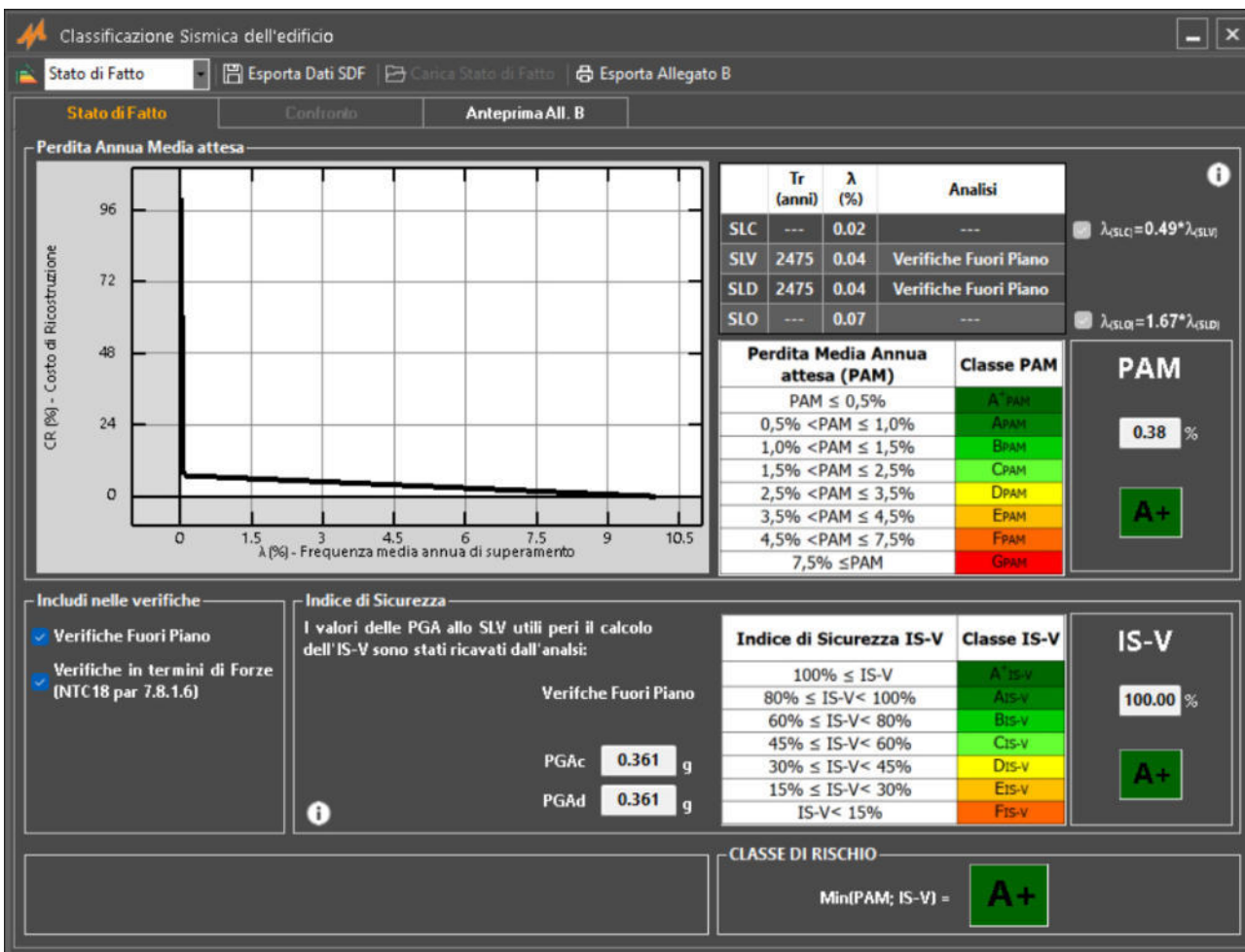
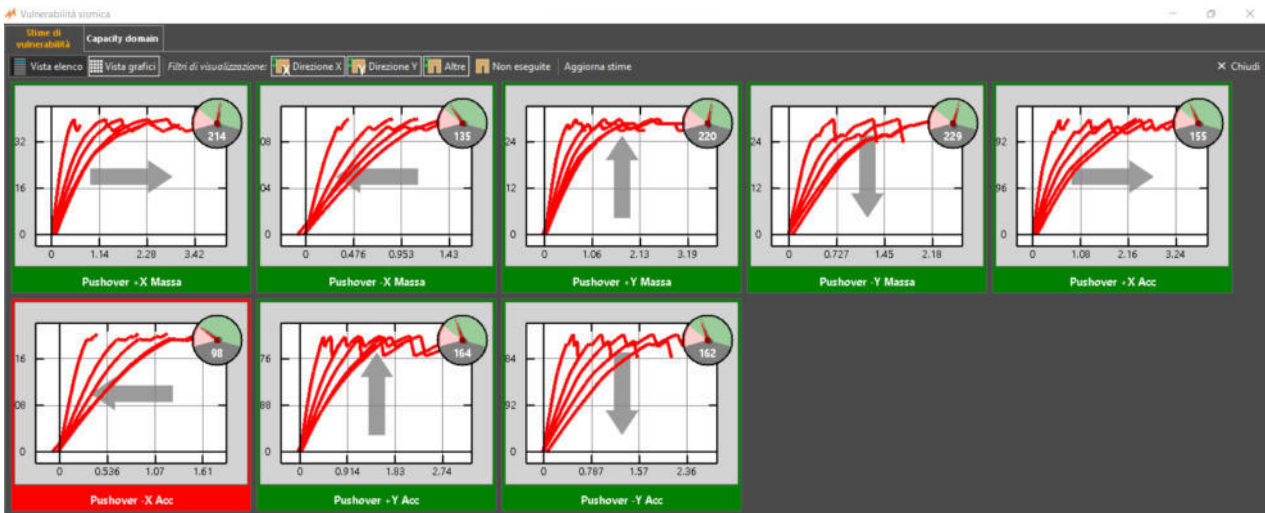
vulnerabilità sismica agli SLV, si nota inoltre che la struttura è in grado di sopportare un'accelerazione sismica pari ad un valore di A_g pari ad 0.249 g. Nel caso specifico data la localizzazione del sito, della tipologia del terreno si ha un'accelerazione sismica di progetto $A_g=0.196$. L'indice di sicurezza della struttura è pari a 100,00%.

Le nuove NTC 2018 prevedono che il livello di sicurezza della costruzione sia quantificato attraverso il coefficiente ζ_E che rappresenta il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Le verifiche variano in funzione del tipo di costruzione (classe).

In funzione delle indicazioni presenti nelle normative tecniche di riferimento il valore di ζ_E deve essere $\geq 0,6$.

Il coefficiente ζ_E per l'edificio in esame è pari a 1,00, pertanto con gli interventi previsti l'edificio si può considerare adeguato sismicamente.

Indicatori di rischio								
Indicatori di rischio in termini di PGA								
Correggi PGA con Tr oltre i limiti di normativa								
Evento	Accelerazione al suolo (PGAc)	Tempo di ritorno (Tr)	Indicatori di Rischio SLO	Indicatori di Rischio SLD	Indicatori di Rischio SLV	Indicatori di Rischio SLC	Analisi	Elemento
Rottura a taglio nella muratura	0.238 g	736 anni	2.860	2.336	1.012	0.806	PO -X Acc	Pannello 241
Rotazione limite nella muratura	non rilevata	non rilevata						
Rottura a taglio in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Rotazione di snervamento in un'asta	non rilevata	non rilevata						
3/4 della rotazione ultima in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Rottura a flessione in un'asta	non rilevata	non rilevata						
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLE)	0.371 g	2475 anni	--	1,000	--	--		
Crisi per ribaltamento fuori piano (SLU)	0.361 g	2475 anni	--	--	1,000	--		
Verifica globale in termini di forza (SLV)	0.361 g	2475 anni	--	--	1,470	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.361 g	2475 anni	--	--	1,470	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.361 g	2475 anni	--	--	1,470	--	PO +Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Verifica globale in termini di forza (SLC)	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1,172	PO -X Acc	
- Direzione X	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1,172	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1,172	PO +Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLO)	0.133 g	127.895 anni	1,492	--	--	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.133 g	127.895 anni	1,492	--	--	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.149 g	166.099 anni	1,669	--	--	--	PO +Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLD)	0.218 g	455.01 anni	--	1,988	--	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.218 g	455.01 anni	--	1,988	--	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.261 g	784.512 anni	--	2,386	--	--	PO +Y Acc	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLV)	0.249 g	741.533 anni	--	--	1,014	--	PO -X Acc	
- Direzione X	0.249 g	741.533 anni	--	--	1,014	--	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.361 g	2475 anni	--	--	1,470	--	PO +Y Massa	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		
Analisi globale della vulnerabilità sismica (SLC)	0.29 g	1376.66 anni	--	--	--	0.982	PO -X Acc	
- Direzione X	0.29 g	1376.66 anni	--	--	--	0.982	PO -X Acc	
- Direzione Y	0.345 g	2475 anni	--	--	--	1,172	PO +Y Massa	
- Altre direzioni	non eseguita		--	--	--	--		



Analisi cinematici murature

Nel seguito viene descritta la procedura di verifica dei meccanismi di ribaltamento fuori piano delle pareti. L'approccio utilizzato è quello dell'analisi limite che consente di determinare il moltiplicatore dei carichi gravitazionali che attiva il meccanismo. Le successive verifiche si basano sulla definizione di un oscillatore equivalente secondo quanto previsto in normativa.

Individuazione delle fasce murarie

Costituiscono oggetto di verifica delle "fasce" verticali di muratura comprendenti un'intera parete o una porzione di essa. Ciascuna fascia è soggetta ai carichi gravitazionali derivanti dal peso proprio della muratura e dagli scarichi dei solai. Le eccentricità dei carichi vengono determinate considerando le rastremazioni della parete l'ungo l'altezza e le lunghezze di ammorsamento dei solai.

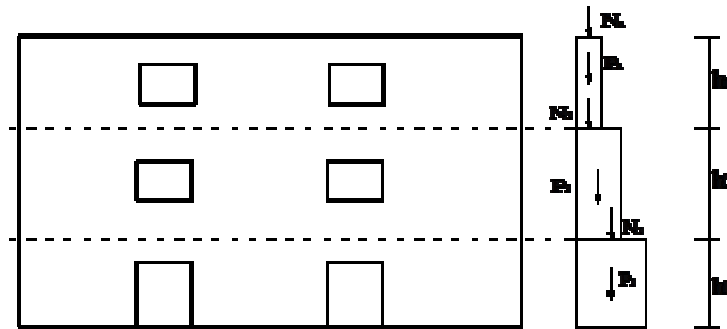


Figura 40 - Vista in prospettiva e in sezione di una fascia di muratura oggetto di verifica

Si riportano nel seguito le grandezze geometriche e statiche caratterizzanti ciascuna quota della fascia:

- P : peso proprio della muratura;
- s : spessore del pannello;
- h : quota di sommità rispetto alla base;
- N : scarico (applicato alla quota h);
- e_N : eccentricità del carico N rispetto alla mezzeria del blocco su cui scarica;

Le azioni ribaltanti sono rappresentate da una distribuzione di forze orizzontali proporzionali ai carichi gravitazionali secondo un unico moltiplicatore (α).

Ulteriori azioni stabilizzanti sono dovute alla presenza di tiranti/catene e all'ammorsamento dei solai, caratterizzate dalle grandezze sotto riportate:

- T_n : forza di snervamento del tirante;
- h_T : quota del punto di applicazione del tirante;
- $F = \mu \cdot \alpha_s \cdot N_i$: massima forza d'attrito esplicata dal solaio;
- μ : coefficiente di attrito caratterizzante la superficie di scorrimento muratura/solaio

α_s : coefficiente riduttivo [0;1] per tenere conto dell'area effettiva di contatto tra solaio e muratura

Nel seguito viene descritta la procedura di verifica dei meccanismi di ribaltamento fuori piano delle pareti. L'approccio utilizzato è quello dell'analisi limite che consente di determinare il moltiplicatore dei carichi gravitazionali che attiva il meccanismo. Le successive verifiche si basano sulla definizione di un oscillatore equivalente secondo quanto previsto in normativa.

Generazione dei cinematismi di collasso

I cinematismi di collasso da sottoporre a verifica vengono generati in automatico a partire dalla geometria della fascia: numero di quote, presenza di vincoli di piano, presenza di tiranti. In particolare, si considerano due tipologie di cinematismi, entrambi caratterizzati dalla formazione di cerniere orizzontali:

Meccanismi semplici: ottenuti considerando la formazione di una cerniera plastica con conseguente rotazione rigida della porzione di muratura superiore.

Meccanismi composti : caratterizzati dalla formazione di tre cerniere e due porzioni di muratura coinvolte. In corrispondenza delle cerniere di estremità si hanno spostamenti orizzontali nulli mentre in corrispondenza della cerniera intermedia si ha il massimo spostamento.

Le cerniere possono formarsi in corrispondenza di particolari sezioni "sezioni critiche", individuate a priori, in corrispondenza delle:

- quote di piano;
- quote di applicazione dei tiranti;
- quote delle aperture.

I meccanismi di tipo "a" vengono definiti a partire dal vincolo fisso a quota più alta. In assenza di vincoli fissi la posizione della cerniera spazia tra tutte le sezioni critiche.

I meccanismi composti (b) vengono definiti tra due quote vincolate successive e collocando le tre cerniere secondo tutte le possibili combinazioni.

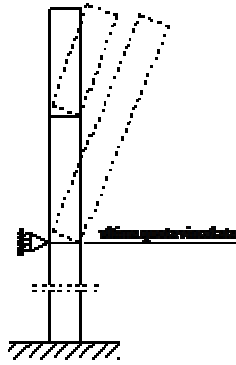


Figura 41 - Definizione dei meccanismi di tipo a

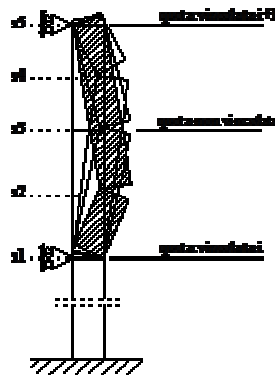


Figura 42 - Figura 37 - Definizione dei meccanismi di tipo b

Analisi dei cinematismi di collasso

L'analisi del meccanismo consiste nel calcolare, mediante l'applicazione dell'analisi limite, il moltiplicatore dei carichi che attiva il cinematismo (α) e lo spostamento limite del punto di controllo (coincidente con il baricentro delle forze gravitazionali) che annulla la resistenza della parete (d_k).

Considerando una cinematica lineare, come previsto dalla normativa, si ottiene il legame costitutivo sotto riportato:

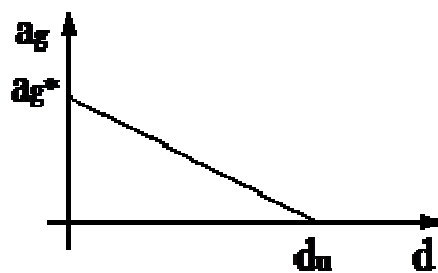


Figura 43 - Legame costitutivo a ribaltamento "linearizzato"

Meccanismo di tipo "a"

Imponendo l'equilibrio limite si ottiene la seguente espressione del moltiplicatore dei carichi:

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^{mP} P_i \cdot b_{P,i} + \sum_{i=1}^{mN} N_i \cdot b_{N,i} + \sum_{i=1}^{mT} T_i \cdot h_{T,i} + \sum_{i=1}^n \eta_i \cdot N_i \cdot h_{N,i}}{\sum_{i=1}^{mP} P_i \cdot h_{P,i} + \sum_{i=1}^{mN} N_i \cdot h_{N,i}}$$

dove $(h_{P,i} , h_{N,i})$ rappresentano il braccio verticale delle forze ribaltanti; $(b_{P,i} , b_{N,i})$ il braccio orizzontale delle forze stabilizzanti;

Meccanismo di tipo “b”

Il moltiplicatore dei carichi viene determinato applicando il principio dei lavori virtuali nel caso di corpi rigidi ($dL_{est}=0$). La cinematica è governata da un unico parametro libero assunto pari alla rotazione attorno alla sezione inferiore (θ) mentre la rotazione attorno alla sezione superiore, indicando con h_1 e h_2 le porzioni di muratura individuate dalla cerniera centrale, risulta:

$$g_1 = g \cdot \frac{h_1}{h_2} = g \cdot \frac{h_2 - h_{c1}}{h_{c2} - h_c}$$

Indicando con:

w_a : il lavoro associato alle forze d'inerzia considerando $\alpha=1$;

w_G : il lavoro negativo associato alle forze gravitazionali;

w_e : il lavoro associato alle forze stabilizzanti esterne (tiranti, solai).

Il moltiplicatore dei carichi limite risulta:

$$\alpha = \frac{w_a + w_e}{w_G}$$

Verifiche dei cinematismi di collasso

Il primo passo della verifica consiste nel determinare l'accelerazione di attivazione del meccanismo (α_g^*) e lo spostamento ultimo (d^*) utilizzando le seguenti espressioni:

$$\alpha_g^* = \alpha \frac{\sum_{i=1}^n (P_i + N_i)}{M^* FC}$$

$$d^* = d_c \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i}^2 + N_i \delta_{x,i}^2)}{\delta_{x,c} \sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i} + N_i \delta_{x,i})}$$

dove:

$\delta_{x,i} \delta_{x,K}$: spostamenti virtuali dei punti di applicazione delle forze gravitazionali e del punto di controllo, normalizzati in modo da rendere unitario il massimo spostamento virtuale;

FC : fattore di confidenza;

M* : massa efficace.

La massa partecipante viene calcolata come:

$$M^* = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i} + N_i \delta_{z,i})^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n (P_i \delta_{x,i}^2 + N_i \delta_{z,i}^2)}$$

- Verifica di sicurezza allo SLD

La verifica consiste nel confrontare la massima accelerazione del sistema equivalente con la richiesta del sisma, valutata tramite lo spettro corrispondente:

$$a_i^* \geq S_e(T=0) \quad (1.a) \text{ per blocchi isolati}$$

$$a_i^* \geq S_e(T=1) \cdot \frac{z}{H} \cdot \gamma \quad (1.b) \text{ per blocchi posti a una certa quota}$$

dove:

$S_e(T)$ = spettro elastico allo SLD;

T_1 = periodo fondamentale della struttura nella direzione considerata;

γ = coefficiente di partecipazione modale calcolato come $3N/(2N+1)$ con N il numero di piani;

z = quota del centro di massa della porzione che ribalta;

H = altezza totale della struttura.

Per blocchi poggiati a terra va eseguita unicamente la verifica (1.a); per i cinematismi posti a quota (z) bisogna eseguire entrambe le verifiche.

- Verifica di sicurezza allo SLU (approccio lineare)

L'approccio di verifica lineare consiste nel verificare la capacità e la richiesta in termini di accelerazione:

$$a^* \geq \frac{S_a(T=0)}{q} \quad (1.a) \quad (2.a) \text{ per blocchi isolati}$$

$$a^* \geq \frac{1}{q} \cdot S_a(T) \cdot \frac{z}{H} \cdot \gamma \quad (1.b) \quad (2.b) \text{ per blocchi posti a una certa quota}$$

Dove q rappresenta il coefficiente di struttura e posto pari a 2.

- Verifica di sicurezza allo SLU (approccio non-lineare)

La verifica consiste nel confrontare la capacità di spostamento di un oscillatore equivalente con la corrispondente richiesta di spostamento dedotta dallo spettro allo SLV.

Il periodo del sistema equivalente viene calcolato come segue:

$$T_s = 2\pi \sqrt{\frac{d_s}{a_s}}$$

con :

$$d_s = 0.4 \cdot d^*$$

$$a_s = a_s^* \cdot \left(1 - \frac{d_s}{d^*}\right) = 0.6 \cdot a_s^*$$

La verifica consiste nel confronto:

$$d_s \geq S_s(T_s) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_s} \right)^2$$

(3.a) blocco isolato

$$d_s \geq S_s(T_1) \cdot \left(\frac{2\pi}{T_1} \right)^2 \cdot \frac{z}{H} \cdot \frac{(T_s/T_1)^2}{\sqrt{(1-T_s/T_1)^2 + 0.02(T_s/T_1)}}$$

(3.b) blocchi a quota

Anche in questo caso i meccanismi posti a quota (z) è necessario verificare entrambe le disuguaglianze (3.a e 3.b).

Riepilogo delle verifiche effettuate

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD:

Con gli interventi suddetti si raggiunge per tutte le curve di capacità e per tutti i cinematismi di collasso il valore di $\zeta_E \geq 1$ (adeguamento sismico) così come richiesto dalla normativa al punto 8.4.3 del DM 17/01/2018.

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica in verde quelle soddisfatte dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD:

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica in verde quelle soddisfatte dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLV:

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD:

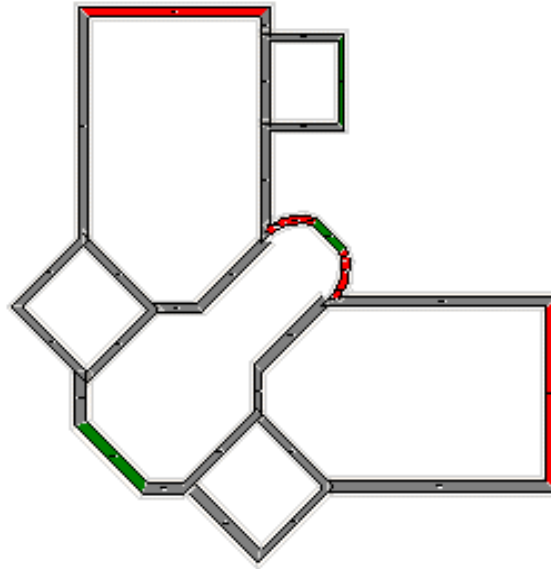
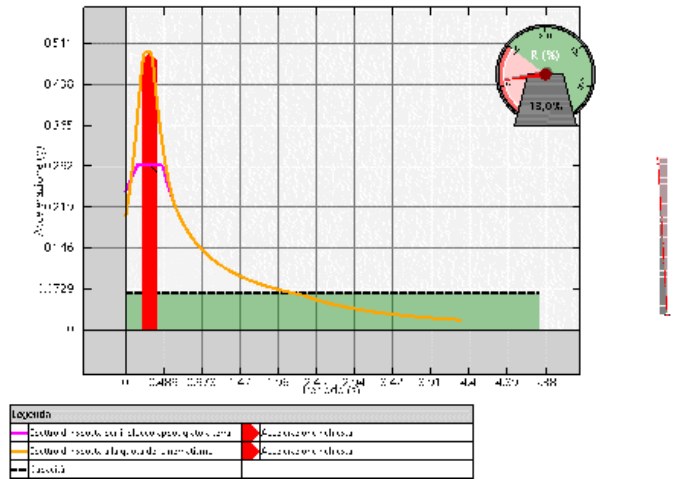
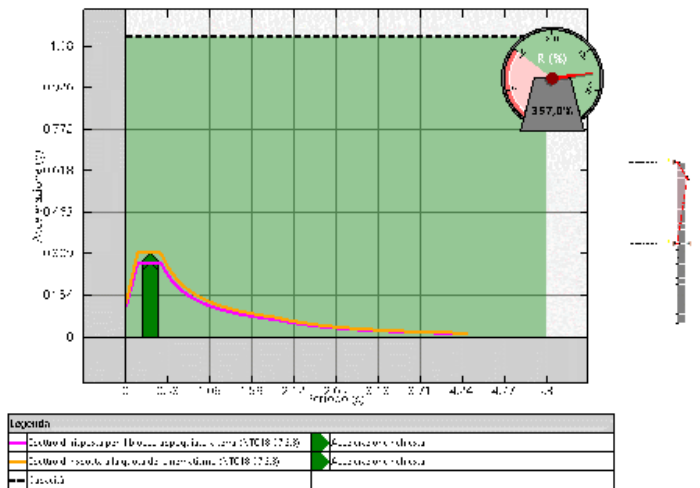


Figura 44 - Verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLD

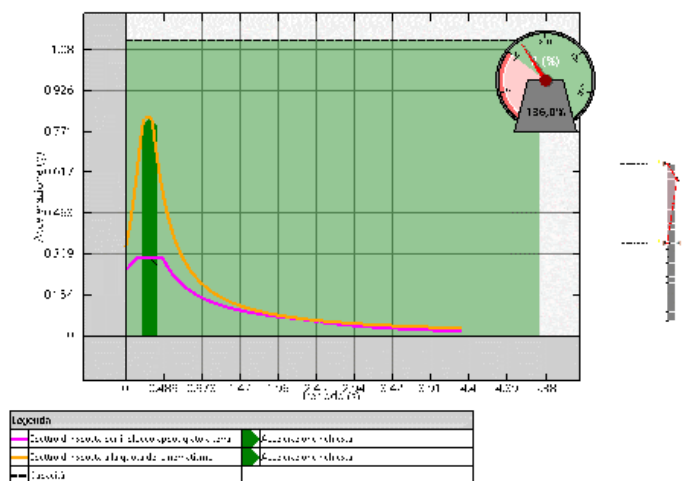
Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLV:



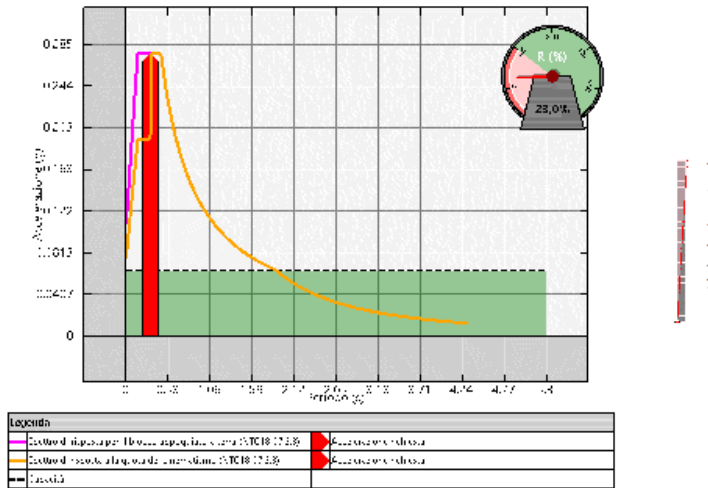
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 3.1



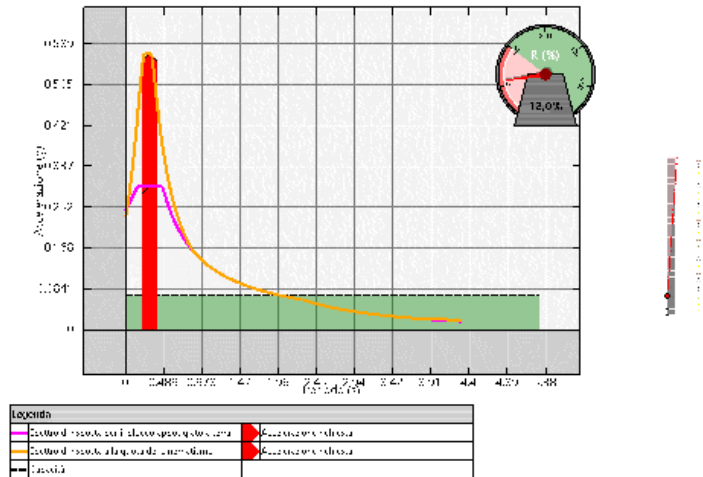
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 11.1



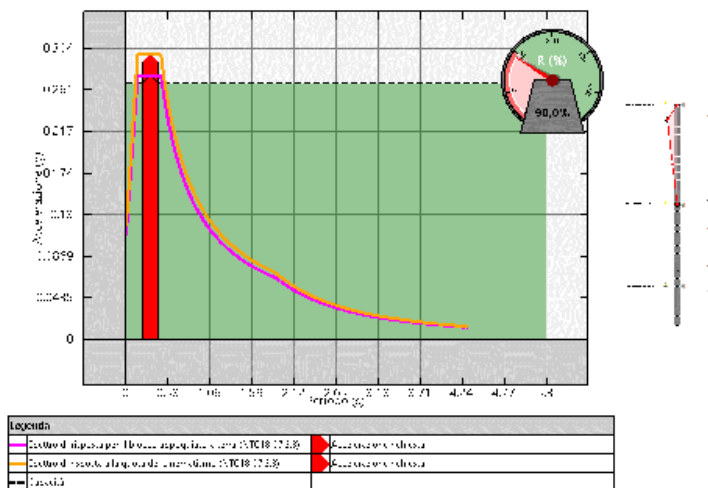
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 11.1



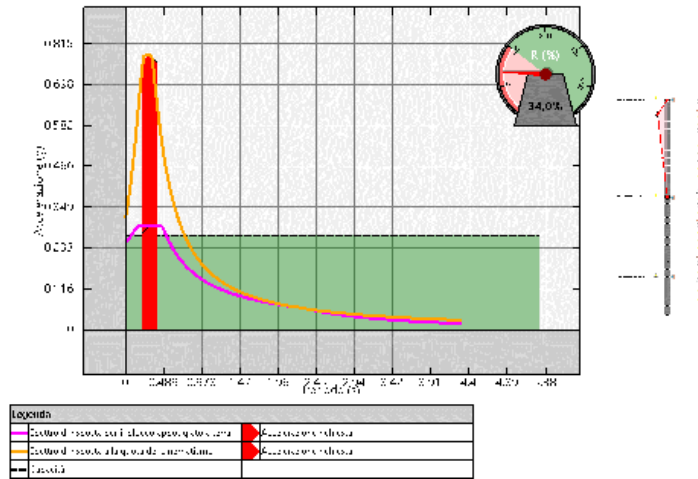
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 16.1



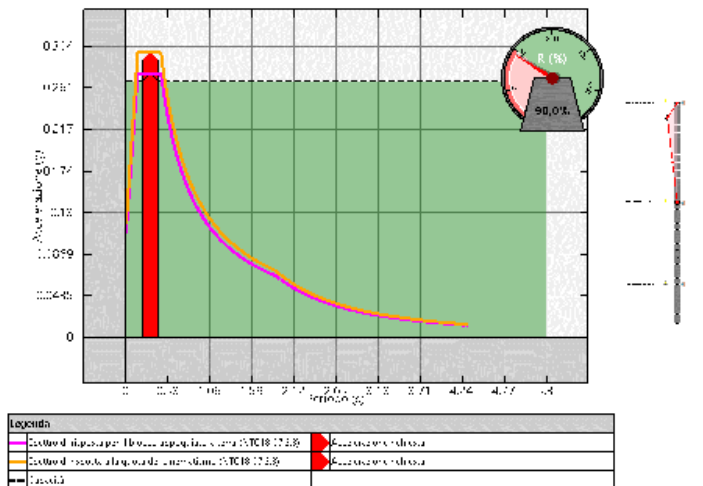
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 16.1



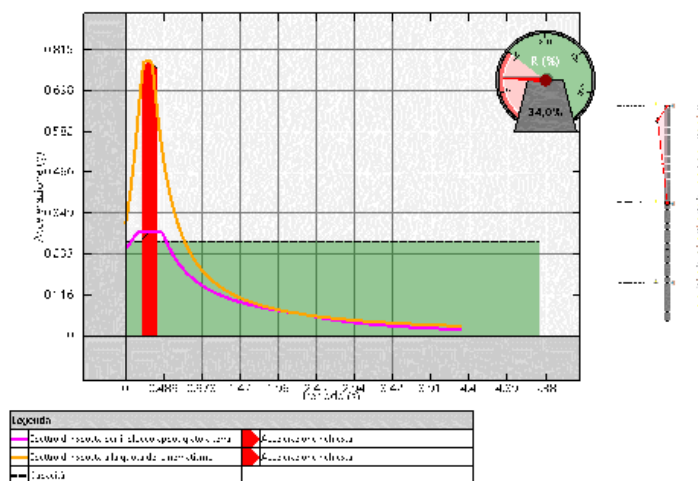
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 21.1



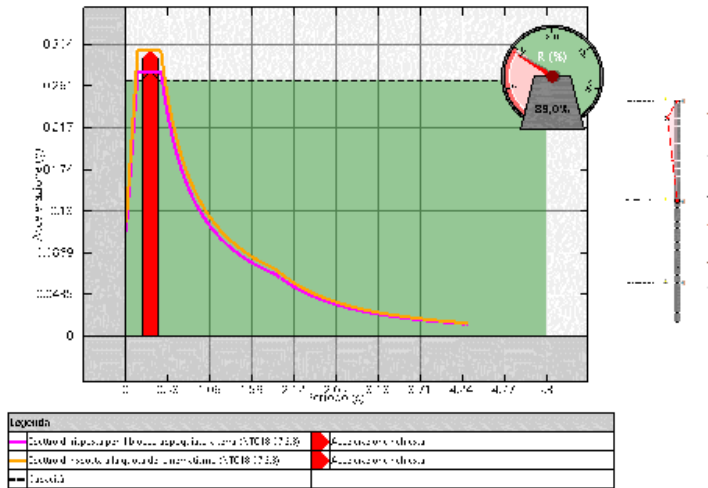
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 21.1



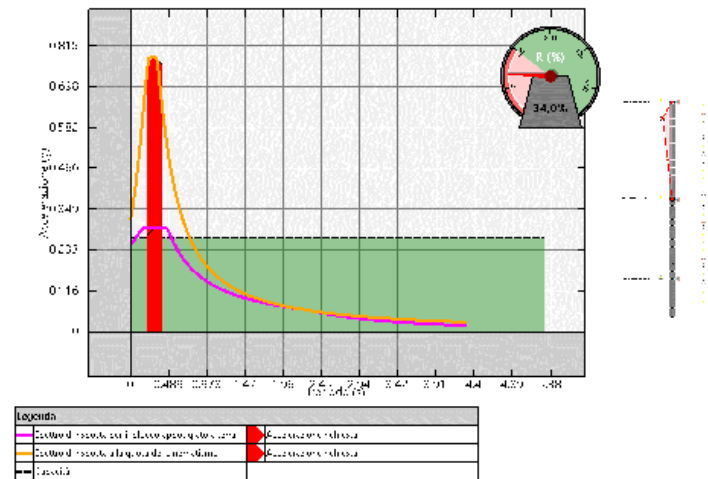
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 22.1



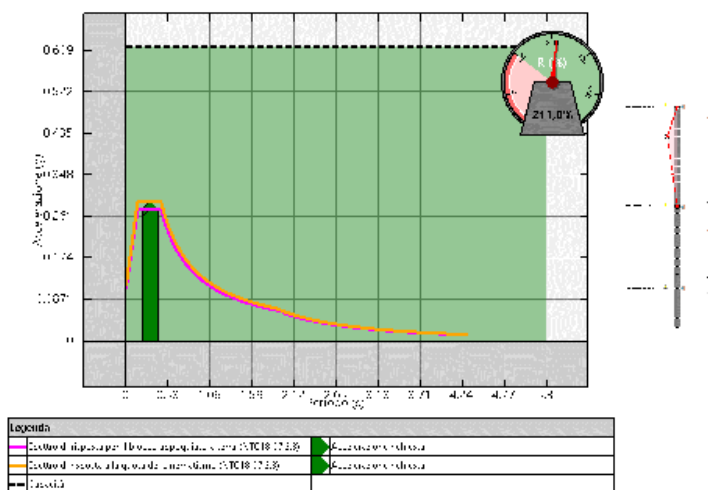
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 22.1



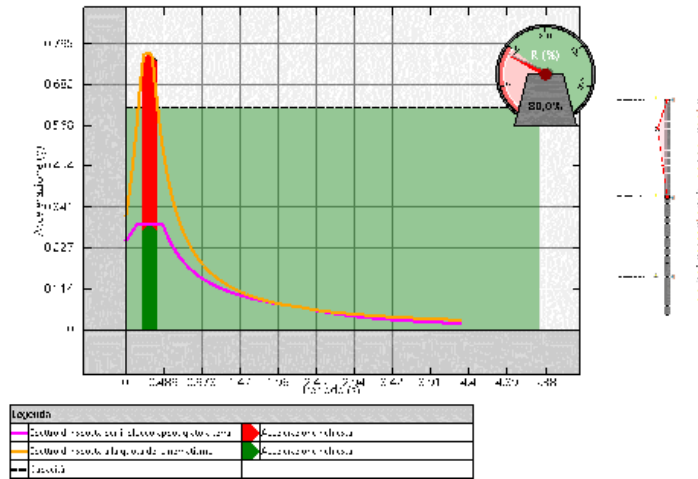
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 23.1



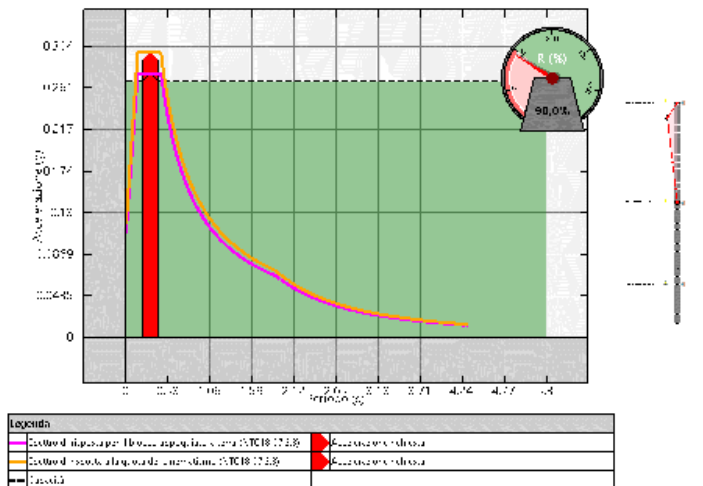
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 23.1



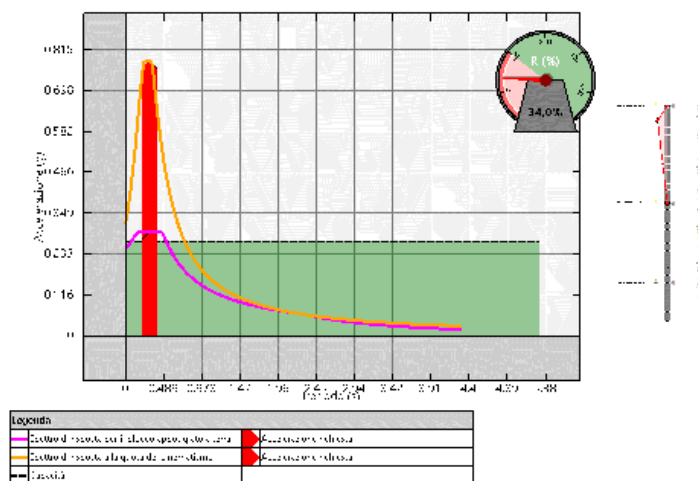
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 24.1



Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 24.1

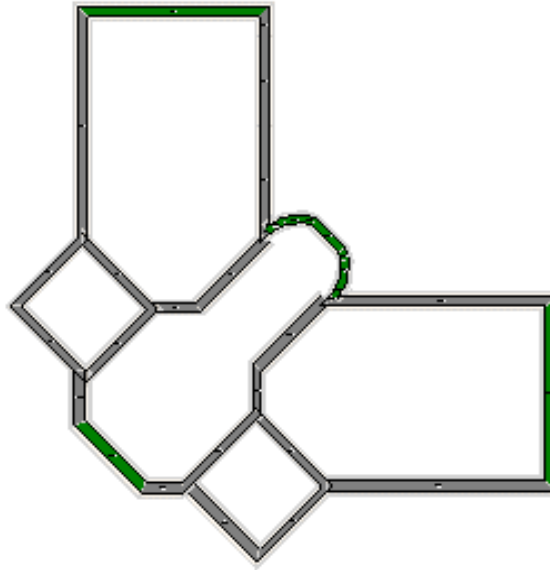


Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 25.1



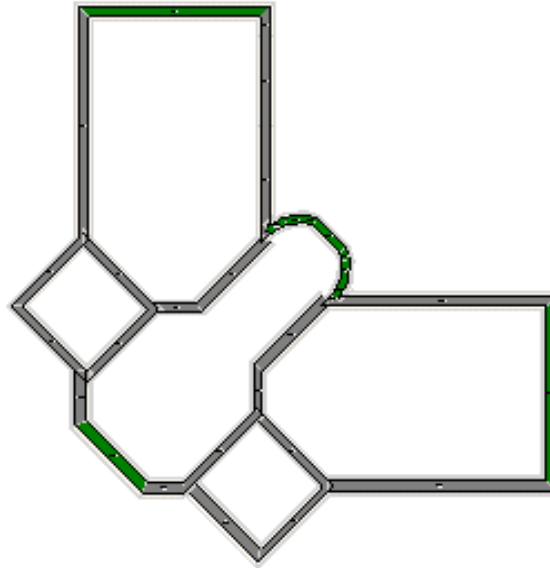
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 25.1

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematici fuori-piano rispetto allo SLD:



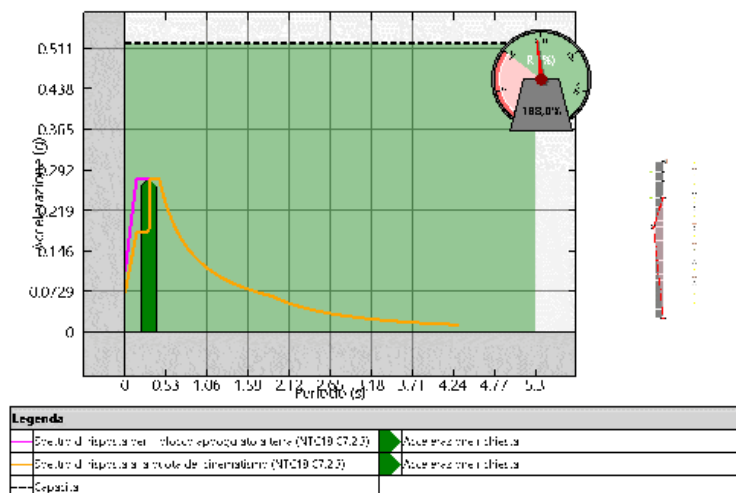
Verifica dei cinematici fuori-piano rispetto allo SLD

Di seguito è riportata la pianta dell'edificio nella quale sono indicati in rosso i tratti di parete per i quali non risulta soddisfatta la verifica dei cinematici fuori-piano rispetto allo SLV:

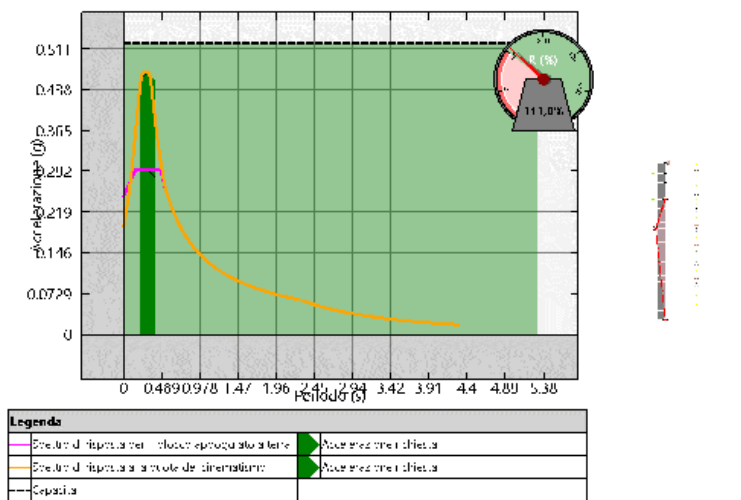


Verifica dei cinematismi fuori-piano rispetto allo SLV

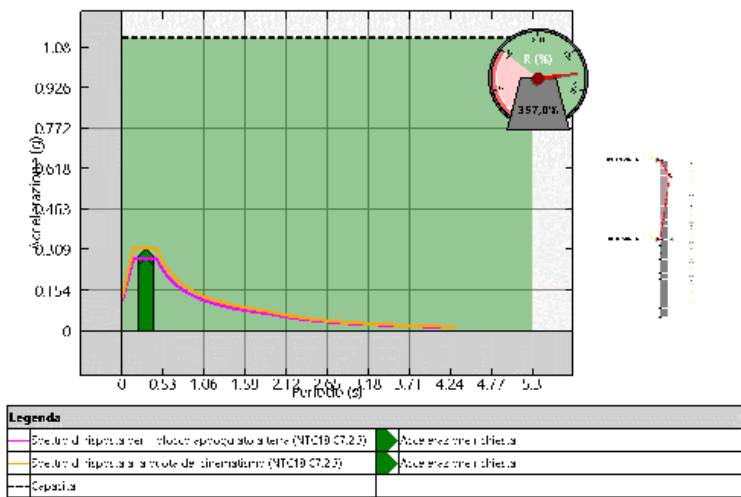
Per ogni parete si riporta il cinematismo più pericoloso con la relativa stima della vulnerabilità sismica rispetto allo SLD e allo SLV.



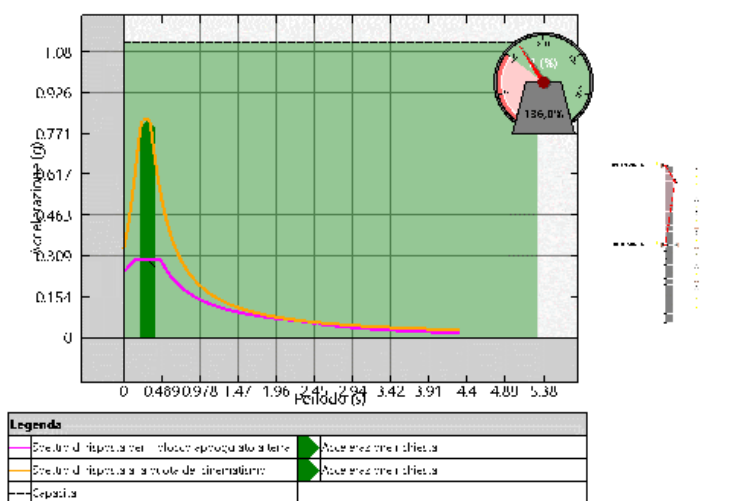
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 3.1



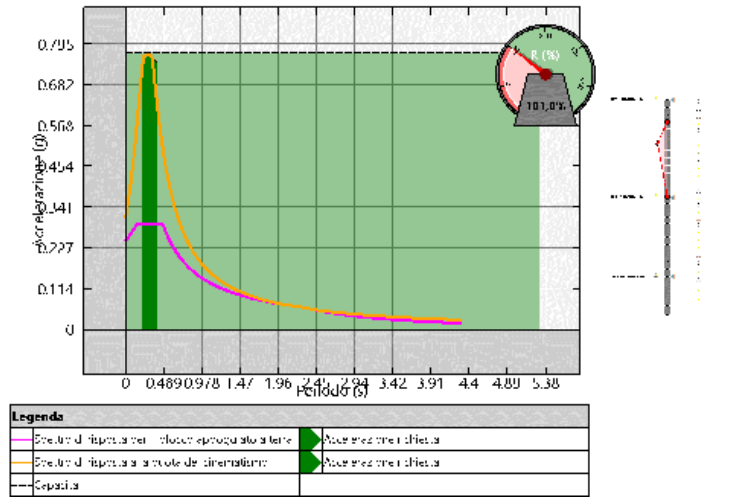
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 3.1



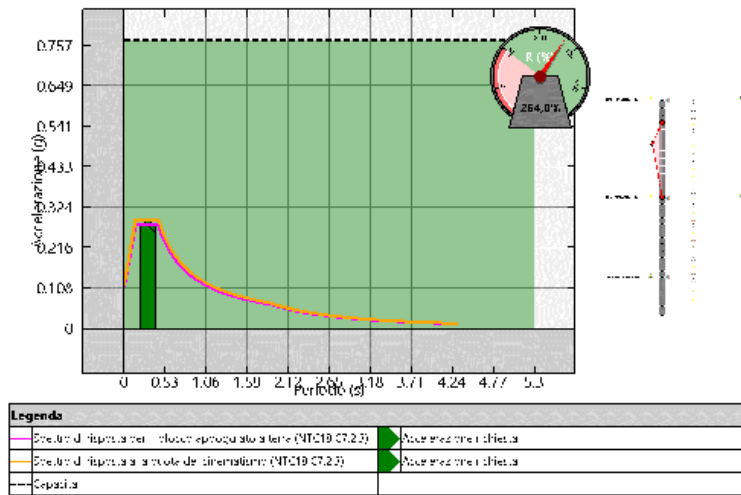
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 11.1



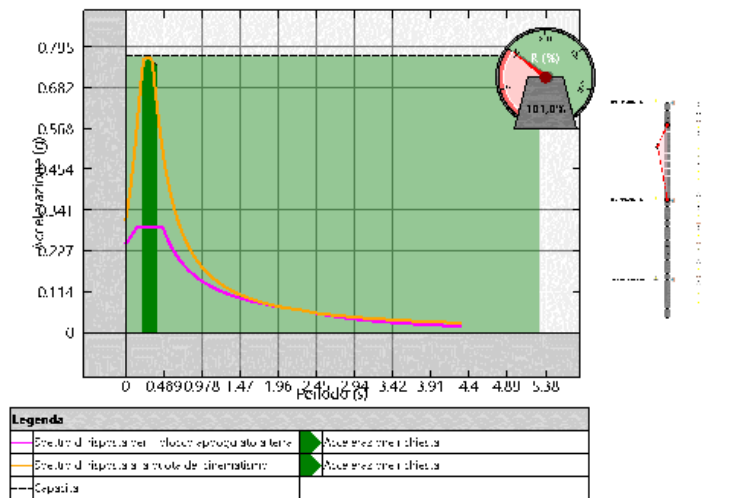
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 11.1



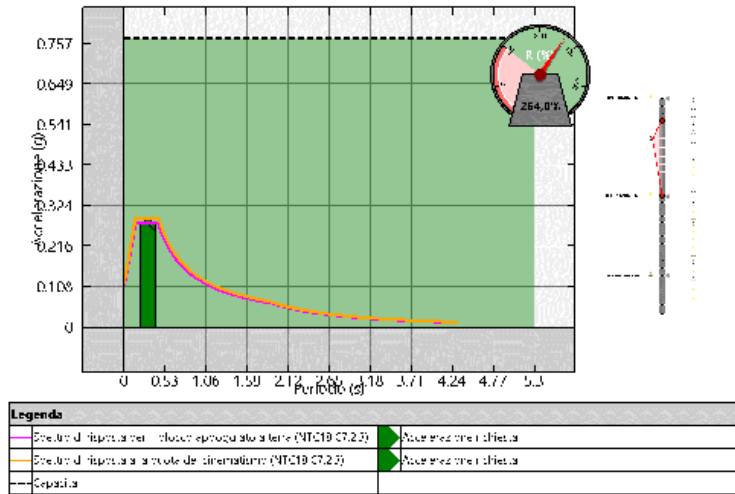
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 21.1



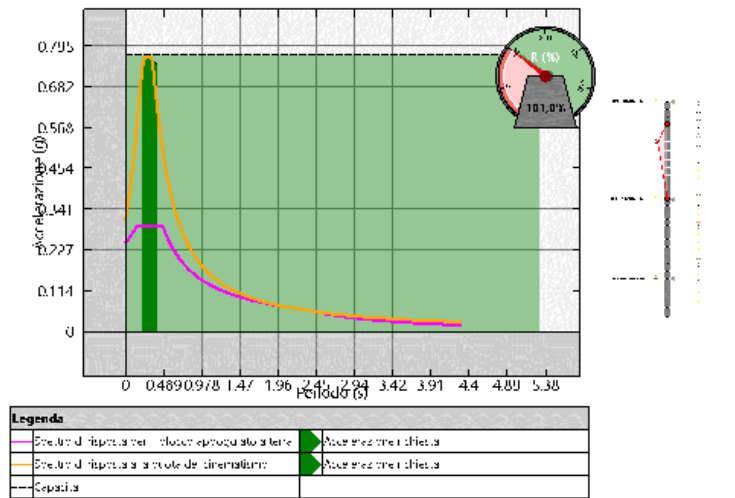
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 22.1



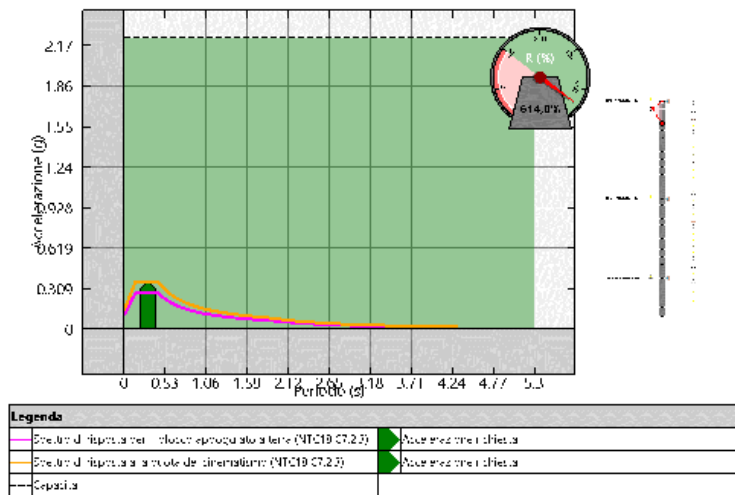
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 22.1



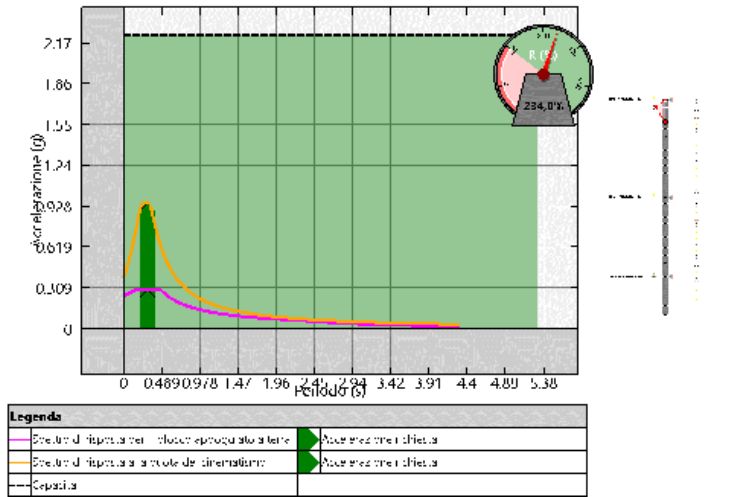
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 23.1



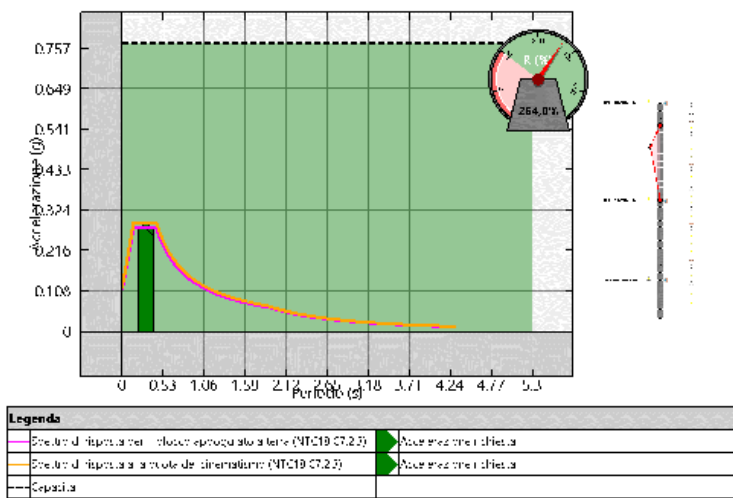
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 23.1



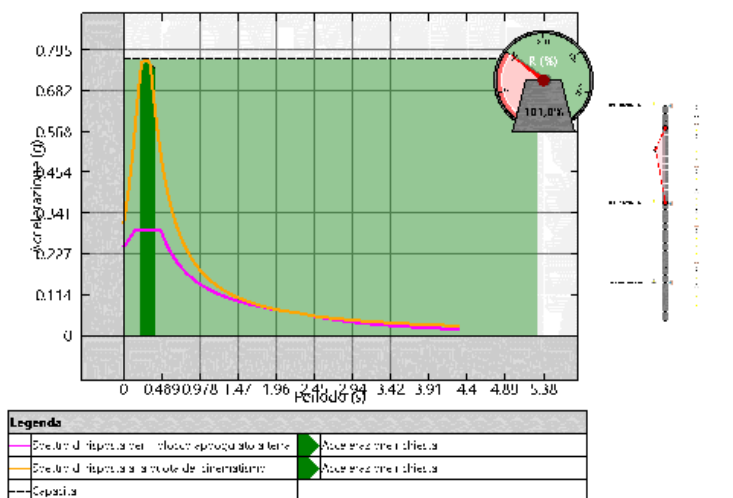
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 24.1



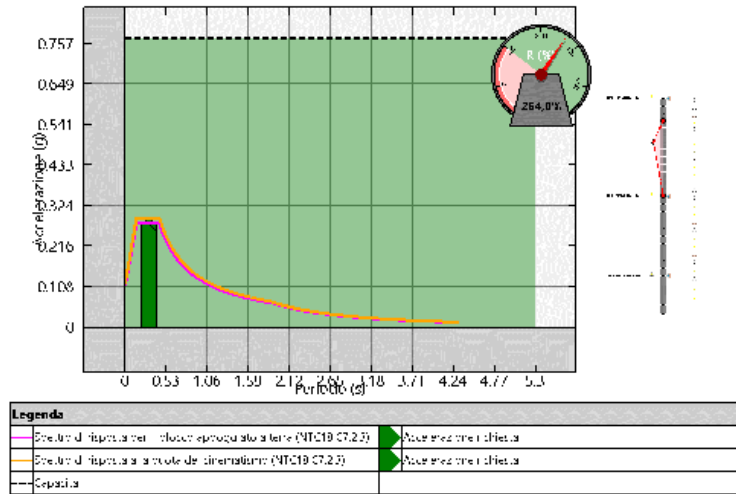
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 24.1



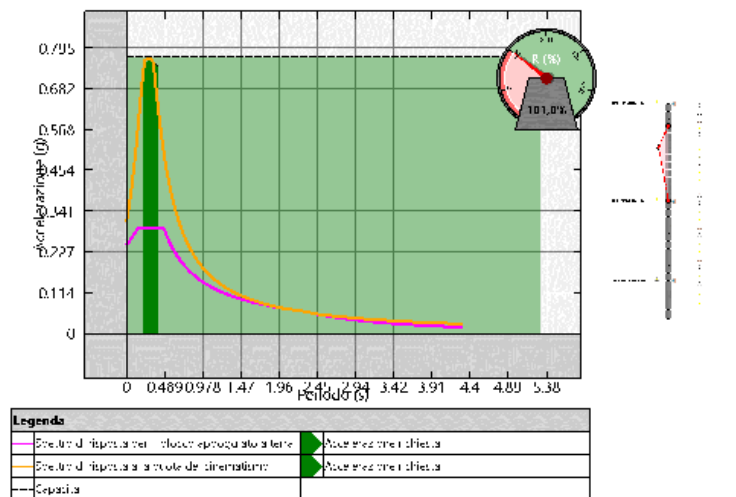
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 25.1



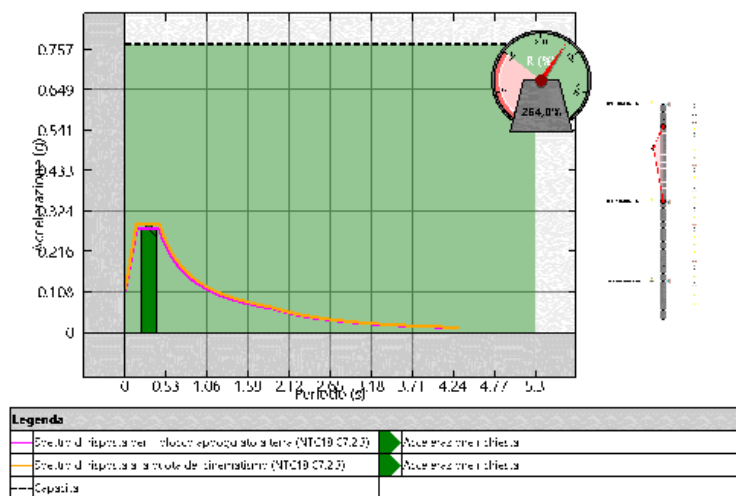
Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 25.1



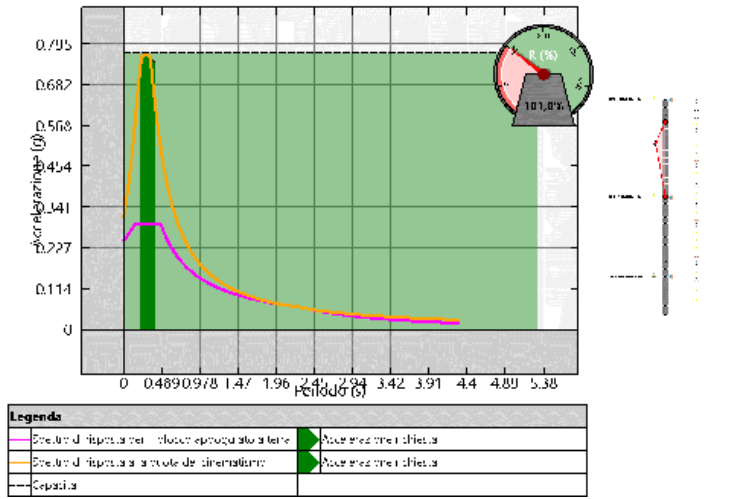
Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 26.1



Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 26.1



Cinematismo più pericoloso allo SLD per: Fascia 27.1



Cinematismo più pericoloso allo SLU per: Fascia 27.1

Firmato da:

Francesco Sanzo

codice fiscale SNZFNC78B25D612J

num.serie: 2719083020112253494

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 11/02/2022 al 08/11/2024