



COMUNE DI BIBBIANO

Piazza Damiano Chiesa 2

42021 Bibbiano (RE)

P.Iva/C.F.: 00452960354

pec: bibbiano@cert.provincia.re.it

 **Regione Emilia-Romagna**

Responsabile Unico del Procedimento:

Ing. Iunior Ivan Tamagnini



MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA SEDE MUNICIPALE DEL COMUNE DI BIBBIANO (RE)

**REGIONE EMILIA ROMAGNA
SECONDO PIANO
DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI PRIORITARI
DI RAFFORZAMENTO LOCALE
O MIGLIORAMENTO SISMICO
DI EDIFICI PUBBLICI STRATEGICI,
DI CUI ALL'ART.2 COMMA 1 LETT B)
DELL'ORDINANZA C.D.P.C. N.532/2018
SECONDO LE DISPOSIZIONI
DELL'O.C.D.P.C. N.675/2020**

CODICE CUP : C69F22000040006

PROGETTO ESECUTIVO



R.12a

**Valutazione
della sicurezza**

emissione	aggiornamento	scala
OTTOBRE 2023	_____	_____

Architetto Stefano Fascini
Via Terrachini n.47
42122 Reggio Emilia
P.Iva 04963140969
stefano.fascini@libero.it

Ing. Pietro Corradini
Viale Timavo 85
42121 REGGIO EMILIA
TEL.0522/431926
info@ingcorradini.it

Indice generale

A DESCRIZIONE GENERALE.....	5
A.1 - Contesto edilizio.....	5
A.2 - Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione.....	6
A.3 - Prescrizioni negli elementi di pianificazione territoriale e urbanistica.....	6
A.3.1 - <i>Risposta sismica locale</i>	9
B DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA.....	11
B.1 - Descrizione generale della struttura.....	11
B.1.1 - <i>Elevazione</i>	11
B.1.2 - <i>Fondazione</i>	12
B.2 - Tipologia di intervento.....	12
B.2.1 - <i>Destinazione d'uso</i>	12
B.2.2 - <i>Vincoli architettonici</i>	12
C RIFERIMENTI NORMATIVI.....	12
C.1 - Normativa tecnica di riferimento.....	12
C.2 - Altri documenti tecnici di riferimento.....	12
C.3 - Vincoli urbanistici.....	13
D DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	13
D.1 - MODELLAZIONE SISMICA DI BASE.....	13
D.1.1 - <i>Vita nominale</i>	13
D.1.2 - <i>Classe d'uso</i>	13
D.1.3 - <i>Periodo di riferimento</i>	13
D.1.4 - <i>Categoria del sottosuolo</i>	13
D.1.5 - <i>Categoria topografica</i>	14
D.1.6 - <i>Zona sismica del sito</i>	14
D.1.7 - <i>Coordinate geografiche del sito</i>	14
D.1.8 - <i>Azione sismica di base</i>	14
D.1.8.I - SPETTRO DI PIANO ALTANA	
D.2 - Definizione dei sovraccarichi.....	18
D.2.1 - <i>Azioni naturali</i>	18
D.2.1.I - NEVE	
D.2.1.II - VENTO	
D.2.2 - <i>Sovraccarichi accidentali</i>	21
D.2.3 - <i>Analisi dei carichi</i>	21
D.2.3.I - ORIZZONTAMENTI INTERNI	
D.2.3.II - VANO SCALA	
D.2.3.III - SOLAI DI COPERTURA	
E DESCRIZIONE DEI MATERIALI.....	24
F CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE.....	24
F.1.1 - <i>Strutture in muratura</i>	24
F.1.1.I - ALTANA	
F.1.2 - <i>Strutture orizzontali</i>	31
F.1.2.I - SOLAI	
F.1.2.II - SCALE	
F.1.2.III - RETICOLARI LIGNEE	
F.2 - Classe di duttilità.....	33
F.3 - Regolarità strutturale.....	34
F.4 - Tipologia strutturale e coefficiente di comportamento.....	34
F.5 - Stati limite indagati.....	34
F.6 - Giunti di separazione.....	34
F.7 - Svincoli interni e/o esterni.....	34
G COMBINAZIONI DI CALCOLO.....	34
G.1 - Definizione dei casi di carico.....	34
G.1.1 - <i>Edificio in muratura</i>	34
G.1.2 - <i>Scale</i>	37
G.1.3 - <i>Reticolari lignee</i>	39
G.2 - Definizione delle combinazioni.....	42
H METODOLOGIA DI ANALISI.....	42
H.1 - Sintesi dei principali risultati dell'analisi.....	42

I CRITERI DI VERIFICA.....	44
I.1 - Generali.....	44
I.2 - Sismici.....	45
J RISULTATI E VERIFICHE.....	45
J.1 - Caratteristiche di sollecitazione.....	45
J.1.1 - Edificio muratura.....	45
J.1.2 - Scala.....	46
J.1.3 - Travi reticolari lignee.....	48
J.2 - Sintesi delle verifiche di sicurezza.....	48
J.2.1 - Verifica degli orizzontamenti.....	49
J.2.2 - Verifica scale in muratura.....	51
J.2.3 - Verifica travi reticolari lignee.....	52
J.2.4 - Verifica locale altana.....	54
J.2.5 - Verifica globale murature.....	55
J.2.5.I - VERIFICA STATICA NON SISMICA	
J.2.5.II - VERIFICA SISMICA – PUSHOVER	
J.2.5.III - VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)	
J.2.5.IV - VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)	
J.2.5.V - VERIFICA SISMICA – ANALISI CINEMATICA FUORI PIANO	
J.2.5.VI - INDICATORI DI RISCHIO	
K CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO.....	63
L DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	63
L.1 - Interazione con altre unità strutturali.....	63
L.2 - Analisi storico critica.....	63
L.3 - Rilievo strutturale.....	63
L.3.1 - Vulnerabilità riscontrate.....	63
M MATERIALI ESISTENTI.....	64
M.1 - Proprietà meccaniche.....	64
M.1.1 - Muratura.....	64
M.1.1.I - MURATURA IN PIETrame	
M.1.1.II - MURATURA IN MATTONI	
M.1.2 - Legno copertura/solaio.....	66
M.1.3 - Legno travi reticolari.....	67
M.1.4 - Acciaio.....	69
M.2 - Livelli di conoscenza.....	69
M.2.1.I - GEOMETRIA	
M.2.1.II - DETTAGLI COSTRUTTIVI	
M.2.1.III - PROPRIETÀ DEI MATERIALI	
M.3 - Fattori di confidenza.....	70
N CONFRONTO CRITICO.....	72
N.1 - Risultati significativi stato di fatto.....	72
N.1.1 - Condizioni statiche.....	72
N.1.2 - Condizioni sismiche.....	72
N.1.2.I - INDICATORI DI RISCHIO	
N.1.2.II - TEMPO DI INTERVENTO	

Indice delle tabelle

Tabella 1: Localizzazione della struttura.....	14
Tabella 2: coefficienti di forma pareti.....	20
Tabella 3: Azioni del vento sulle pareti.....	20
Tabella 4: Solaio di interpiano a voltini esistente.....	21
Tabella 5: Solaio di piano in legno esistente con cannucciato (carico minimo).....	21
Tabella 6: Solaio di piano in legno esistente con cannucciato (carico massimo).....	22
Tabella 7: Solaio sala consiglio con cannucciato.....	22
Tabella 8: Solaio legno altana.....	22
Tabella 9: Scala in volto di mattoni.....	23
Tabella 10: Solaio pianerottolo putrelle e tavelloni.....	23

Tabella 11: Solaio pianerottolo a voltini esistente.....	23
Tabella 12: Copertura in legno esistente.....	23
Tabella 13: Copertura in legno esistente sala consiglio.....	24
Tabella 14: Casi di Carico Elementari (CCE) edificio muratura.....	34
Tabella 15: Casi di carico (CDC) travi reticolari lignee.....	39
Tabella 16: Risultati analisi modale.....	43
Tabella 17: verifica SLU travi acciaio secondo solaio.....	50
Tabella 18: verifica SLE travi acciaio secondo solaio.....	50
Tabella 19: verifica SLU travi acciaio terzo solaio.....	50
Tabella 20: verifica SLE travi acciaio terzo solaio.....	51
Tabella 21: Domanda in accelerazione.....	58
Tabella 22: indicatori di rischio degli SL analizzati.....	62
Tabella 23: Caratteristiche meccaniche muratura piano terra - stato di fatto.....	65
Tabella 24: Caratteristiche meccaniche muratura piano rialzato e piano primo - stato di fatto.....	65
Tabella 25: Caratteristiche meccaniche muratura piano secondo - stato di fatto.....	66
Tabella 26: Parametri meccanici legno abete bianco categoria III.....	67
Tabella 27: Parametri meccanici legno abete Nord categoria S3.....	67
Tabella 28: Parametri meccanici legno querce caducifoglie / Italia di categoria S.....	68
Tabella 29: Parametri meccanici acciaio da carpenteria esistente.....	69

Indice delle figure

Figura 1: Localizzazione dell'abitato di Bibbiano.....	5
Figura 2: dettaglio della localizzazione del sito di intervento.....	6
Figura 3: PSC estratto carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS).....	7
Figura 4: Legenda PSC carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS).....	7
Figura 5: PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA.....	8
Figura 6: legenda PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA.....	8
Figura 7: PSC stralcio carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30}).....	9
Figura 8: Legenda carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30}).....	9
Figura 9: Spettro normalizzato RSL 3° livello.....	10
Figura 10: Confronto spettro elastico SLV per RSL 3 livello e semplificato NTC18.....	11
Figura 11: Spettri di risposta elastici approccio semplificato NTC18.....	15
Figura 12: Spettri di risposta elastici RSL di 3° livello.....	16
Figura 13: spettro di piano direzione x.....	17
Figura 14: spettro di piano direzione y.....	18
Figura 15: Orientamento maschi murari.....	25
Figura 16: vista del modello 3D con indicazione della tipologia di elemento finito.....	26
Figura 17: vista del modello 3D con indicazione del materiale.....	26
Figura 18: particolare modello piano terra.....	27
Figura 19: particolare modello piano rialzato.....	27
Figura 20: Particolare modello piano primo.....	28
Figura 21: Particolare modello piano secondo.....	28
Figura 22: Carichi G_{1k} altana.....	29
Figura 23: Carichi G_{2k} altana.....	29
Figura 24: Carico Q_{nk} neve altana.....	30
Figura 25: pianta strutture in muratura altana.....	31
Figura 26: Modello arco rampante scala.....	32
Figura 27: rilievo capriata E.....	32

Figura 28: rilievo capriata F.....	33
Figura 29: rilievo capriata G.....	33
Figura 30: vista 3D modello calcolo reticolari lignee.....	33
Figura 31: $CDC=G_{1k}$ permanenti strutturali.....	35
Figura 32: $CDC = G_{2k}$ permanenti non strutturali.....	35
Figura 33: $CDC=Q_k$ carichi variabili.....	36
Figura 34: $CDC=Q_{nk}$ carico neve.....	36
Figura 35: $CDC=Q_{vk}$ carico vento +X.....	37
Figura 36: $CDC=Q_{vk}$ carico vento +Y.....	37
Figura 37: $CDC=G_{1k}$ scala muratura.....	38
Figura 38: $CDC=G_{2k}$ scala muratura.....	38
Figura 39: $CDC=Q_k$ scala muratura.....	39
Figura 40: $CDC=G_{1k}$ (peso proprio) travi reticolari lignee.....	40
Figura 41: $CDC=G_{1k}$ travi reticolari lignee.....	40
Figura 42: $CDC=G_{2k}$ travi reticolari lignee.....	41
Figura 43: $CDC=Q_{nk}$ neve travi reticolari lignee.....	41
Figura 44: $CDC=Q_k$ uffici travi reticolari lignee.....	42
Figura 45: Deformata modo di vibrare 1 (principale in Y).....	43
Figura 46: Deformata modo di vibrare 2 (principale in X).....	43
Figura 47: sforzo normale N.....	45
Figura 48: tensione $\sigma(N)$	46
Figura 49: sforzo normale N scala in muratura.....	46
Figura 50: momento flettente arco appoggiato scala in muratura.....	47
Figura 51: momento flettente arco incastrato scala in muratura.....	47
Figura 52: sforzo normale N travi reticolari lignee.....	48
Figura 53: momento flettente M33 travi reticolari lignee.....	48
Figura 54: verifica arco scala semplicemente appoggiato.....	51
Figura 55: verifica arco scala incastrato.....	52
Figura 56: sfruttamento sezione lignea (verificato se $\leq 100\%$).....	52
Figura 57: verifica tensoflessione travi reticolari lignee.....	53
Figura 58: verifica pressoflessione travi reticolari lignee.....	53
Figura 59: verifica stabilità travi reticolari lignee.....	54
Figura 60: Verifica statica non sismica.....	55
Figura 61: verifica statica non sismica a pressoflessione nel piano.....	56
Figura 62: verifica statica non sismica a taglio.....	56
Figura 63: verifica statica non sismica pressoflessione fuori piano.....	57
Figura 64: tabella riassuntiva analisi pushover.....	58
Figura 65: riassunto indicatore rischio sismico cinematismi.....	59
Figura 66: cinematismo 1.....	60
Figura 67: cinematismo 2.....	60
Figura 68: cinematismo 3.....	61
Figura 69: cinematismo 4.....	61
Figura 70: cinematismo 5.....	62
Figura 71: cinematismo 6.....	62
Figura 72: sostegni del solaio di controsoffitto sala consigliare.....	64
Figura 73: stralcio documentazione calcoli travi in acciaio.....	69
Figura 74: tabella 4.1 della direttiva BB.CC.....	71

A DESCRIZIONE GENERALE

La presente relazione tratta del progetto di miglioramento sismico del fabbricato ospitante il municipio del comune di Bibbiano.

Il rilievo geometrico e materico prendono principale spunto dallo studio di “Valutazione della sicurezza degli edifici strategici o rilevanti di cui al DPCM 03.08.07, art.2 comma 3 OPCM 20.03.03 n.3274 e OPCM 3362/2004” redatto dall’ing. Sergio Spallanzani dello studio Abaton nel Marzo del 2011, a cui si rimanda.

Si è comunque rivista la valutazione di sicurezza soprattutto nell’ottica della tipologia di materiale considerato nelle verifiche, come illustrato nel seguito. Non sono stati verificati nuovamente gli orizzontamenti orizzontali essendo già stata dimostrata la loro conformità alle destinazioni d’uso previste dal fabbricato.

Alla presente relazione sono allegate le tavole di rilievo delle murature e dei solai esistenti, evidenziando anche gli interventi di rinforzo strutturale effettuati durante la ristrutturazione post sisma del 1983, riportati anche nella ricerca storica della succitata relazione di vulnerabilità sismica.

Per lo stato degli elementi non strutturali dei controsoffitti dei solai, la base per le considerazioni sono le analisi effettuate da Tecnoindagini s.r.l. ing. Marco Gallotta nel Maggio del 2019 a cui si rimanda per i dettagli.

A.1 - Contesto edilizio

Il fabbricato oggetto di intervento è un fabbricato adibito a sede del municipio di Bibbiano, sito in Piazza Damiano Chiesa 2 in comune di Bibbiano. Il sito è in zona pianeggiante.

Si riporta l’immagine satellitare del sito di intervento.

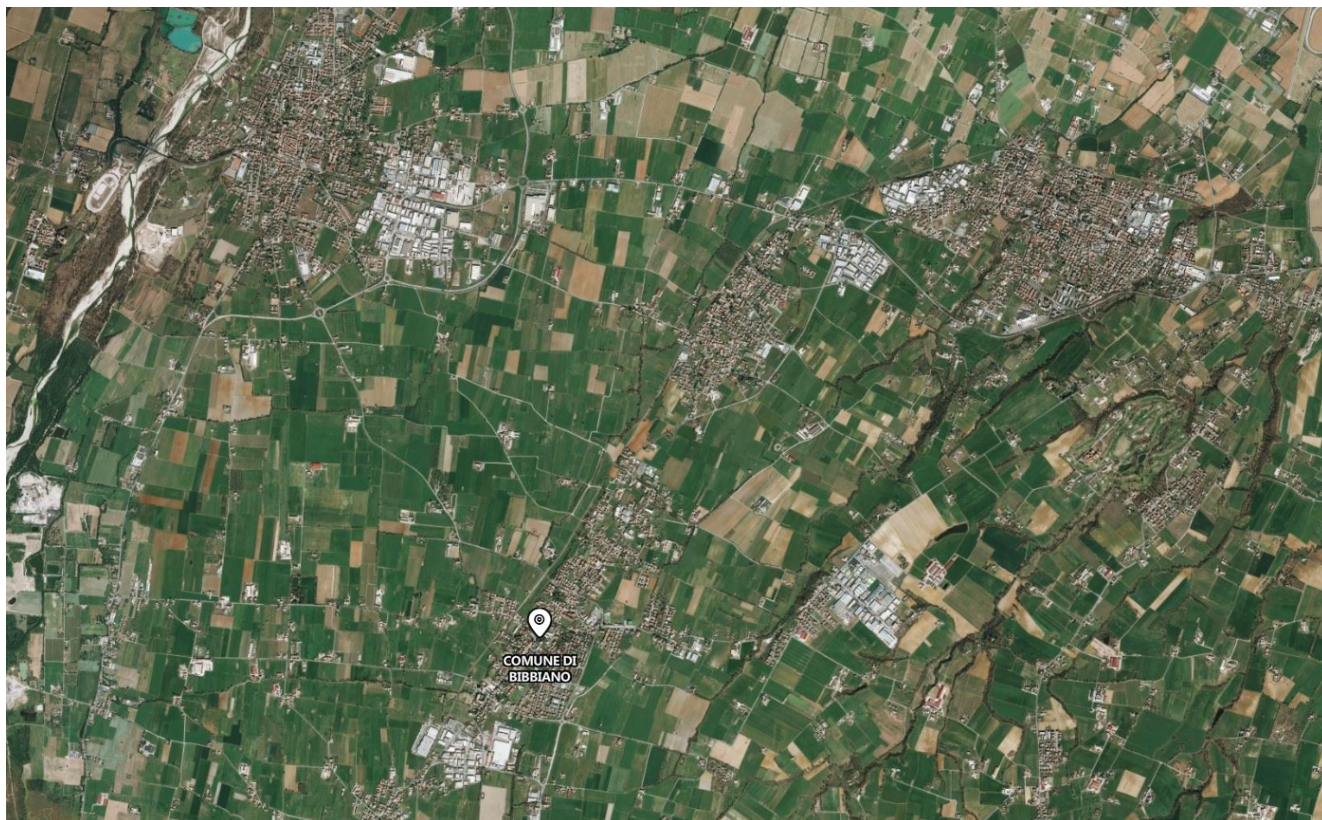


Figura 1: Localizzazione dell'abitato di Bibbiano



Figura 2: dettaglio della localizzazione del sito di intervento

A.2 - Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione

Il sito si presenta pianeggiante pertanto verrà adottato, nella definizione dell'azione sismica, un coefficiente topografico $S_T = 1,0$.

Dal punto di vista geofisico, è stato approfondito lo studio della zona con una relazione redatta dal dott. Geol. Arrigo Giusti nel Febbraio 2010 come base della valutazione di sicurezza dell'ing. Sergio Spallanzani.

Sono state condotte le seguenti prove:

- Sondaggio sismico a rifrazione MASW ai fini della caratterizzazione sismica del sottosuolo

Il risultato della prova ha restituito un valore della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo di:

$$V_{s,30} = 285 \text{ m/s}$$

Il valore è in linea con quanto indicato nei documenti del PSC del comune di Bibbiano (vedi Figura 7).

L'approccio semplificato delle Norme Tecniche per le Costruzioni classifica il sottosuolo come appartenente alla categoria C corrispondente a "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 e 360 m/s". Le diverse categorie dei terreni di fondazione sono descritte nel par. 3.2.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17/01/2018.

Da queste considerazioni si calcola il coefficiente di amplificazione stratigrafica caratteristico per il sito con l'approccio semplificato della normativa. assume valore pari a $S_s = 1,415$ per SLV.

Il valore del coefficiente di sottosuolo complessivo è quindi $S = S_T \cdot S_s = 1,415$.

Dal punto di vista del rischio di liquefazione, lo studio effettuato dal dott. Giusti evidenzia un rischio molto basso.

A.3 - Prescrizioni negli elementi di pianificazione territoriale e urbanistica

L'area di intervento rientra nelle aree del comune di Bibbiano in cui è richiesto un approfondimento di 2° livello della microzonazione sismica, come da cartografia riportata (vedi Figura 3). In particolare il lotto su cui sorge l'edificio oggetto di intervento fa parte della "Zona con depositi alluvionali ghiaiosi e argilloso-limosi a grado di consistenza alto.

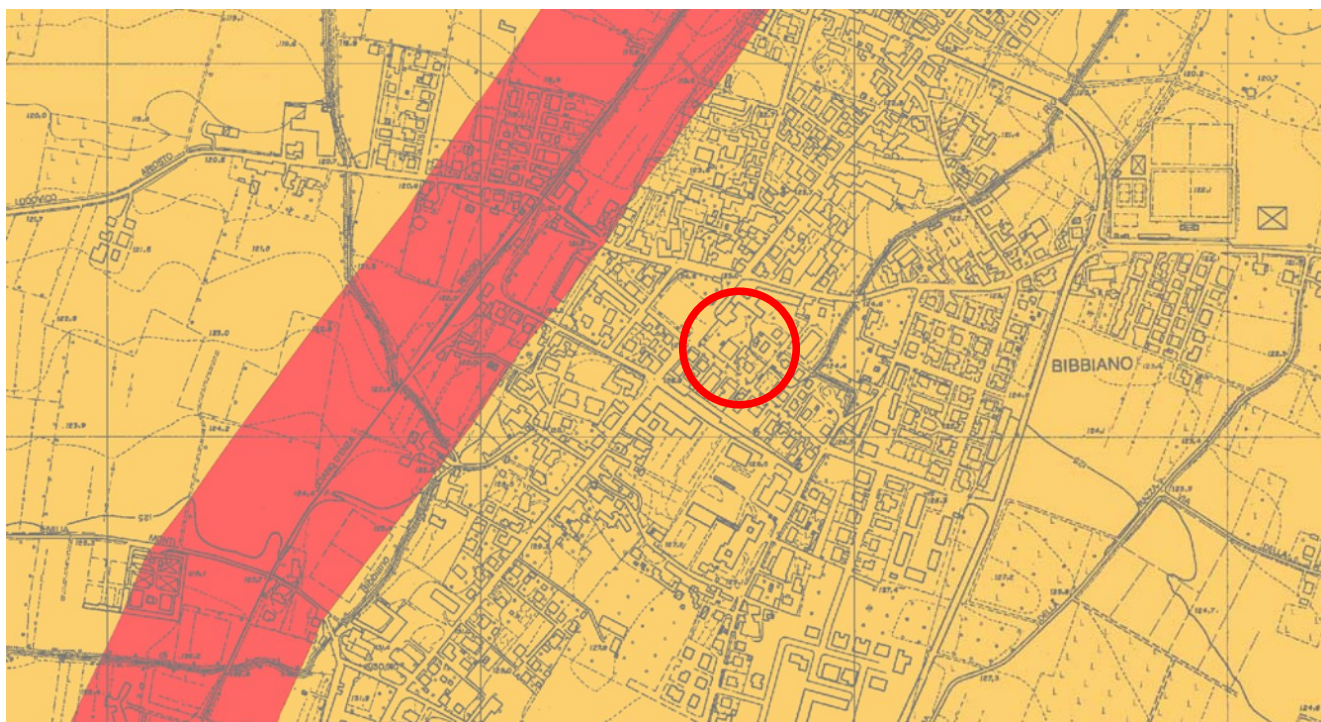


Figura 3: PSC estratto carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

LEGENDA



Confine comunale



Zone stabili con depositi alluvionali ghiaiosi e argilloso-limosi a grado di consistenza alto.
Microzonazione sismica: II livello di approfondimento per amplificazione litostratigrafiche.



Zone potenzialmente instabili con depositi di piana alluvionale o di canale fluviale che contengono intercalazioni di strati sabbiosi - sabbioso limosi.
Microzonazione sismica: III livello di approfondimento per verifica di suscettività alla liquefazione, fattori di amplificazione F_{aPGA} ed F_{aIS} da calcolare con analisi numerica monodimensionale 1D.



Figura 4: Legenda PSC carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica (MOPS)

Come da Figura 5. Il fattore di amplificazione per $V_{s,30}$ $F_{aPGA} = 1,5$ è simile a quanto indicato dall'approccio semplificato della normativa.

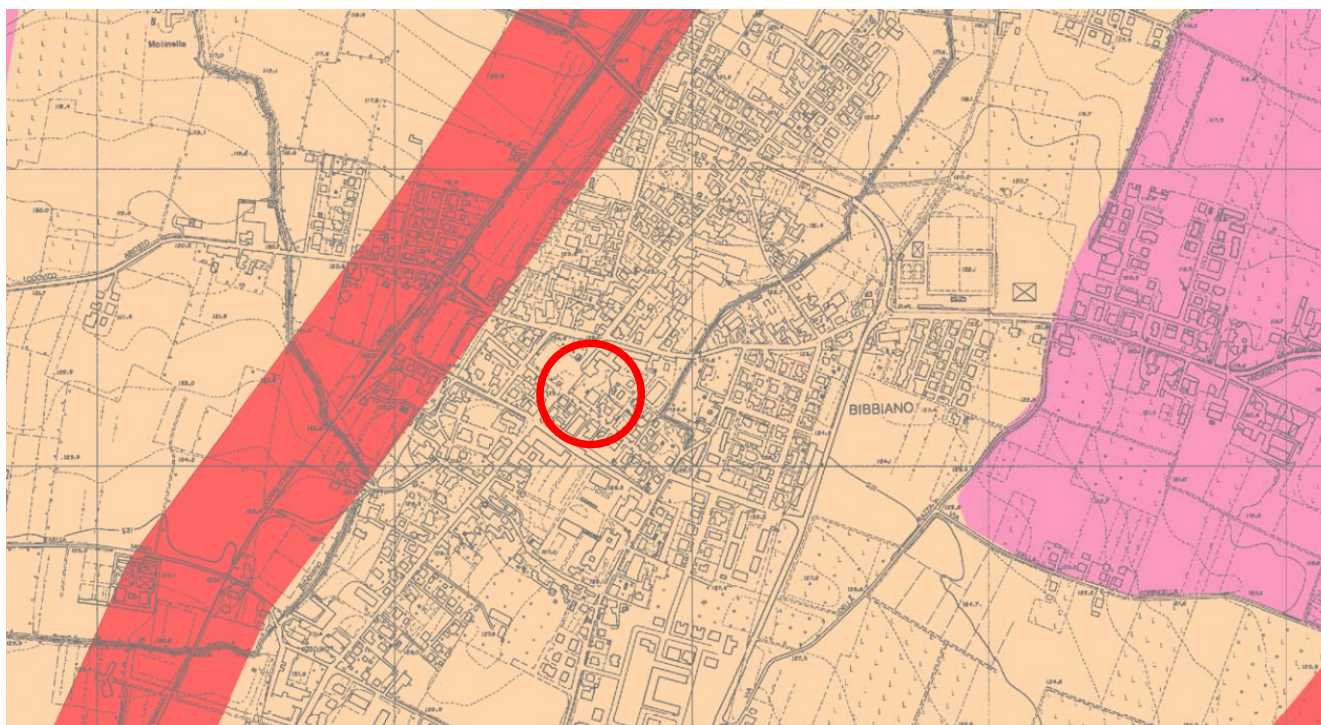


Figura 5: PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA

LEGENDA



Confine comunale



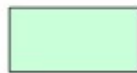
FATTORI DI AMPLIFICAZIONE



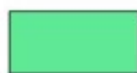
FaPGA = 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,8
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,3 + 2,5



FaPGA = 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,7 + 1,8
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,3



FaPGA = 1,4 + 1,5
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,7
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 2,0 + 2,3



FaPGA = 1,4
FaIS da 0,1 a 0,5 sec = 1,5 + 1,7
FaIS da 0,5 a 1,0 sec = 1,8 + 2,0



Dossi fluviali, III livello di approfondimento per potenziale liquefazione.
Fattori di amplificazione FaPGA, FaIS 0,1-0,5 sec, FaIS 0,5-1,0 sec calcolati con analisi numerica monodimensionale 1D.

Figura 6: legenda PSC carta della microzonazione sismica in termini di FaPGA

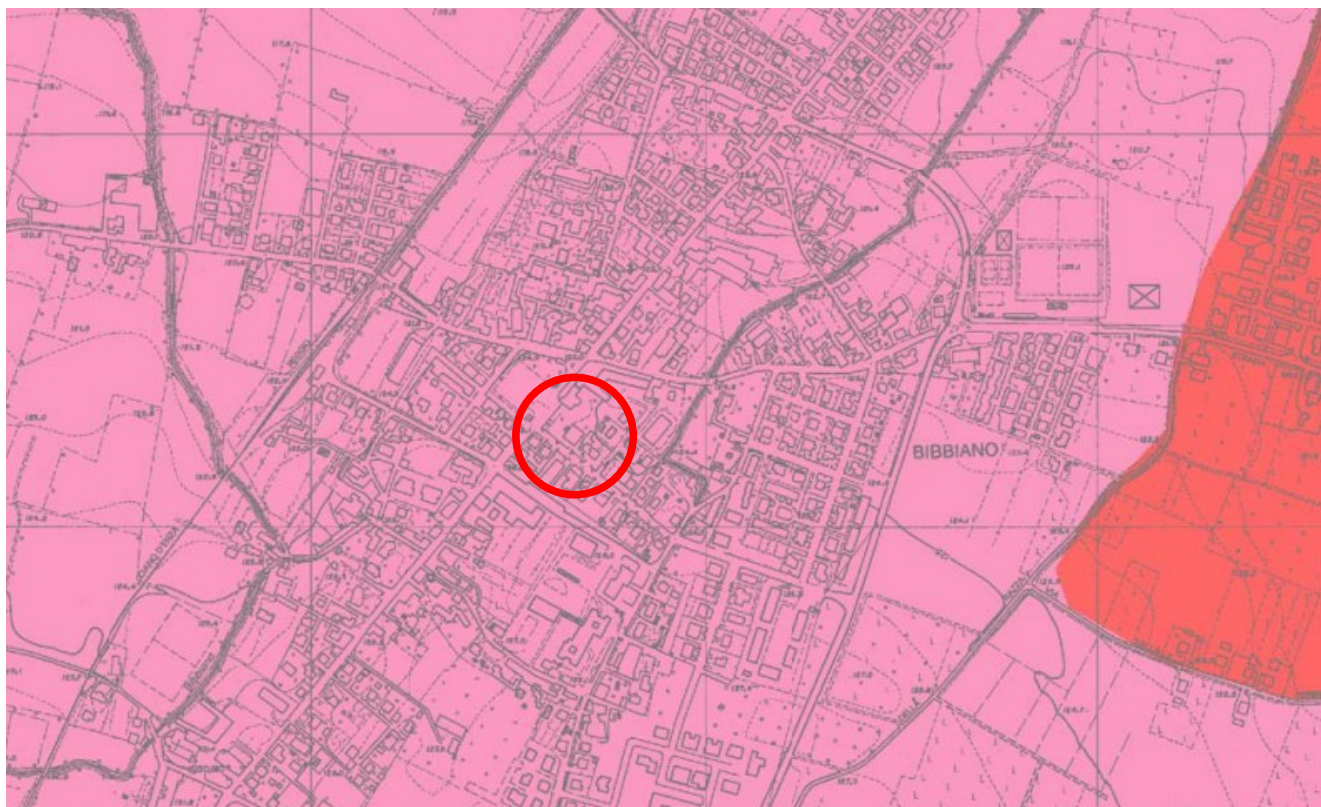


Figura 7: PSC stralcio carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30})

LEGENDA



Confine comunale



TERRENO DI CATEGORIA "C" DA 180 m/sec A 360 m/sec



Classe da 180 m/sec a 240 m/sec



Classe da 240 m/sec a 300 m/sec



Classe da 300 m/sec a 360 m/sec

TERRENO DI CATEGORIA "B" DA 360 m/sec A 800 m/sec



Categoria B da 360 m/sec a 800 m/sec

Figura 8: Legenda carta delle velocità delle onde di taglio nei primi 30 m del p.c. (V_{s30})

A.3.1 - Risposta sismica locale

Essendo l'edificio classificato come strategico di classe 4, è necessario un approfondimento della risposta sismica del sottosuolo con una analisi sismica locale del 3 livello. Alla presente è allegato lo studio condotto dal dott. geol. Arrigo Giusti i cui risultati sono

Fattore di amplificazione $FA = 1,262$
Amplificazione spettrale massima $F_0 = 2,355$
Accelerazione massima al sito $PGA = 0,246 \text{ g}$
da cui si ottiene lo spettro normalizzato rappresentato in

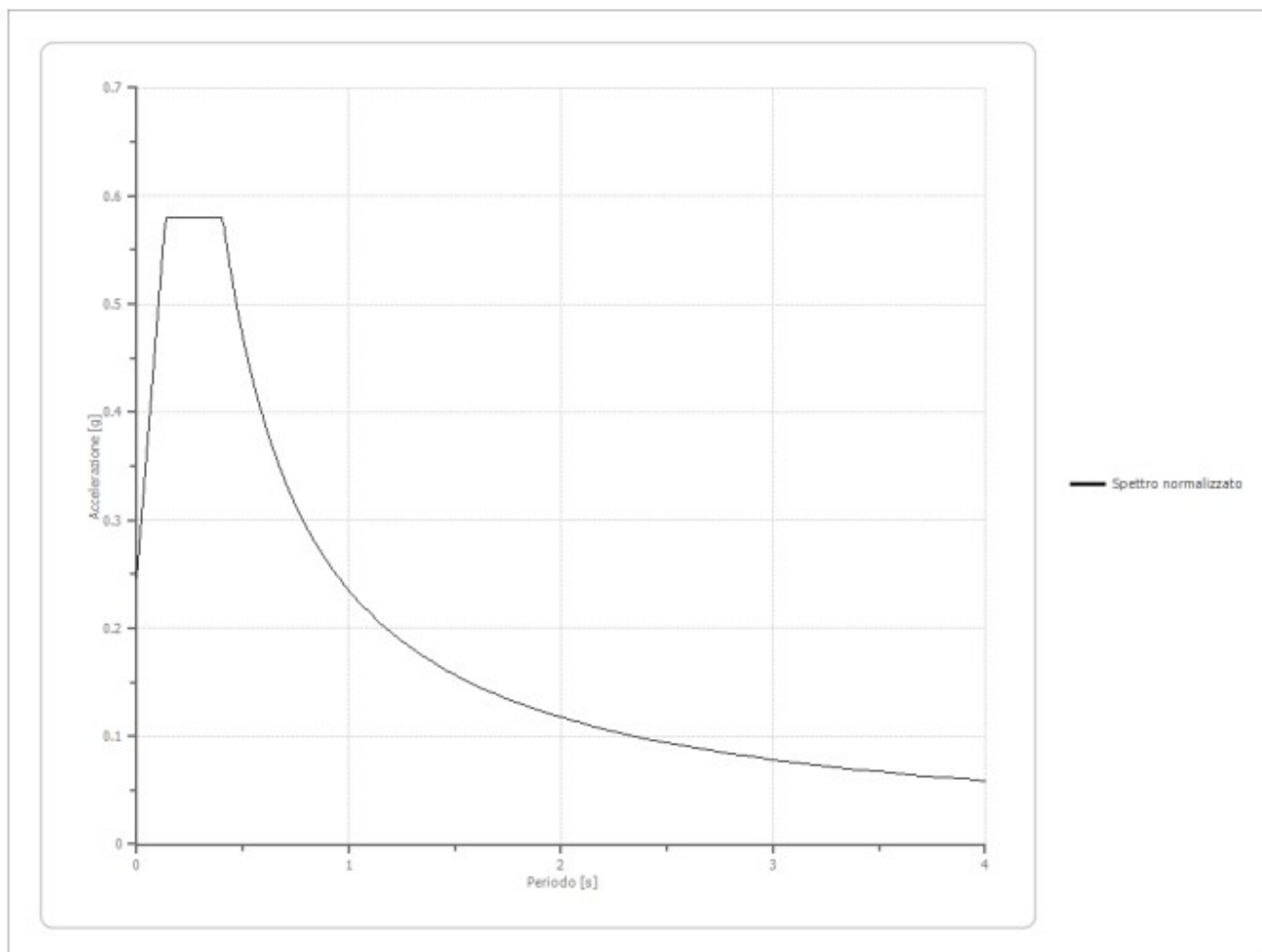


Figura 9: Spettro normalizzato RSL 3° livello

In Figura 10 si confrontano gli spettri di risposta sismica locali di 3° livello con quello semplificato proposto dalla normativa [1].

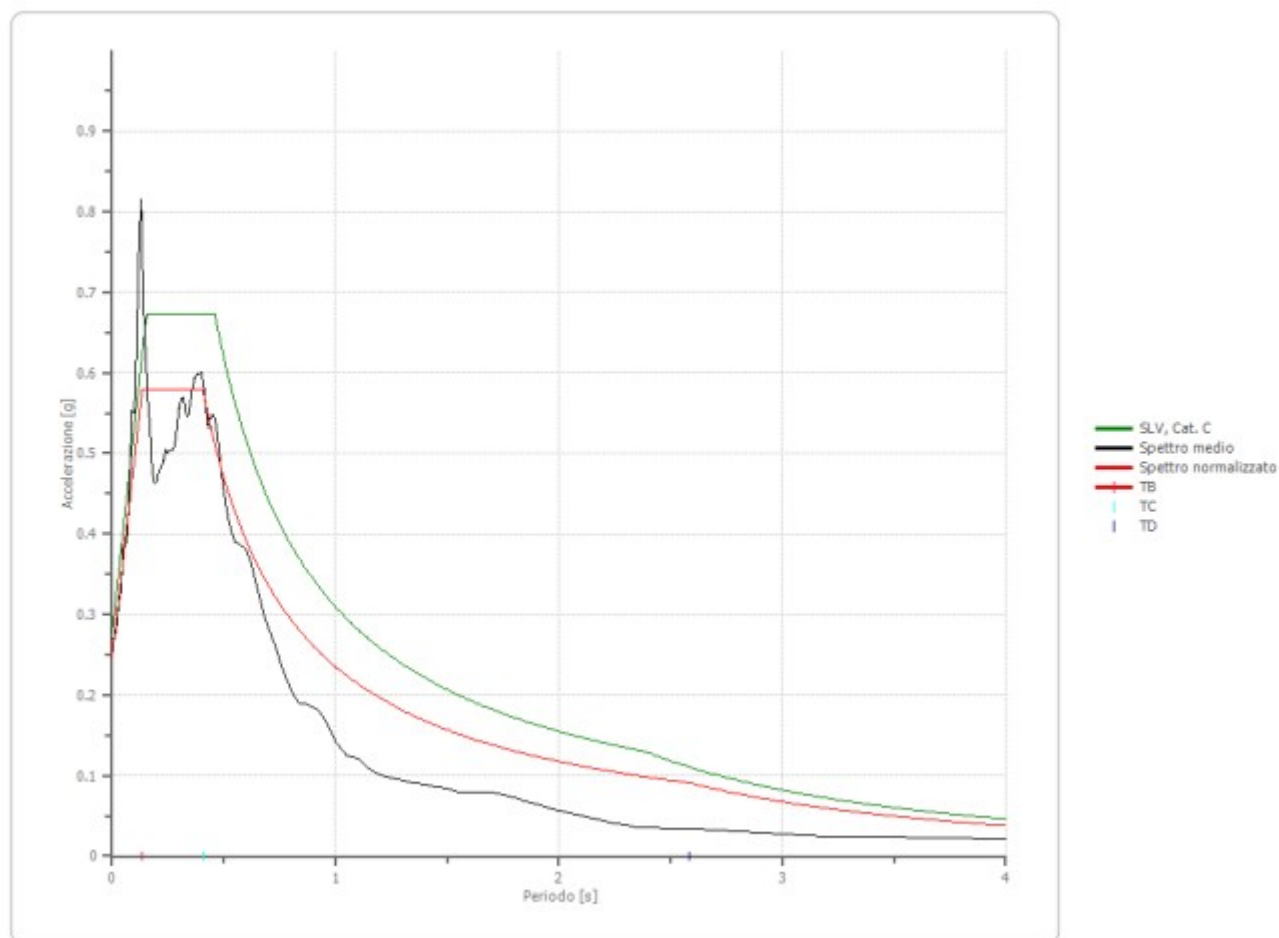


Figura 10: Confronto spettro elastico SLV per RSL 3 livello e semplificato NTC18

Al fine del calcolo delle azioni sismiche, si considera quanto ricavato dall'analisi di risposta sismica locale di 3° livello per il sito in questione.

B DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

B.1 - Descrizione generale della struttura

B.1.1 - Elevazione

L'edificio oggetto del presente documento di studio è ubicato nel centro di Bibbiano di fronte a piazza Damiano Chiesa, 2 ed è sede degli uffici dell'Amministrazione Comunale di Bibbiano.

Lo stabile, isolato e di forma pressoché quadrata in pianta, si affaccia verso nord-ovest su piazza Damiano Chiesa ed è costeggiato verso sud-ovest da via Antonio Gramsci. Come desumibile dalle planimetrie l'edificio municipale risulta isolato ed eretto su di un lotto autonomo, non vi sono quindi interazioni con altre costruzioni.

Complessivamente la costruzione è costituita da cinque piani fuori terra, compresa l'altana, delle dimensioni di $19,15 \times 18,9$ m circa, per una superficie coperta di 360 m^2 ed un volume complessivo di 6.255 m^3 . L'altezza media di piano è di circa 4,80 m, mentre l'altezza in gronda, escludendo il piano dell'altana, è di circa 18 m.

Il fabbricato in muratura, nato come casino residenziale, risale ai primi anni del '900 ed ha subito interventi di modifica ancor prima di essere terminato, a seguito dell'acquisto da parte dell'Amministrazione Comunale avvenuta nel 1920. Nel 1979 vennero poi realizzati degli interventi di sistemazione dell'edificio municipale, lavori poi interrotti a seguito dell'evento sismico del 9 novembre 1983. A seguito di questo evento l'edificio subì danni di notevole entità, tali da richiedere un tempestivo intervento di consolidamento ed una riorganizzazione più funzionale e sismicamente più corretta delle destinazioni d'uso. Tali lavori proseguirono attraverso numerose fasi esecutive e subirono diverse modifiche in corso d'opera, come documentato dalle perizie suppletive e di variante depositate, e terminarono nel marzo del 1989.

Attualmente il piano terra è destinato ad archivi, mentre nei piani rialzato e primo si trovano diversi uffici aperti al

pubblico. Al piano secondo, parzialmente di sottotetto, si trova invece l'ufficio tecnico, mentre l'altana è stata destinata a sala riunioni per la commissione edilizia. Ai vari piani si accede mediante la scala situata sul lato Nord-Ovest o attraverso l'adiacente ascensore di recente realizzazione. L'accesso all'edificio avviene attraverso la scalinata principale, la quale è sormontata da una balconata, sostenuta da quattro alte colonne erette sopra l'ingresso.

Dal punto di vista strutturale l'edificio è costituito da muratura in pietrame a sacco di spessore variabile per i primi 3 piani, mentre il sottotetto e l'altana sono costituiti da muratura laterizia tradizionale in mattoni pieni. Si vuole subito anticipare che, come si vedrà in seguito, le murature sono state rinforzate a seguito dell'evento sismico avvenuto nel 1983, mediante l'inserimento nelle murature perimetrali di tiranti Dywidag e attraverso un intonaco armato costituito da betoncino, realizzato invece sulle pareti interne.

Tutti i solai sono a struttura portante in legno, rinforzati con putrelle in acciaio e collegati alle murature attraverso una serie di catene in acciaio. La copertura è anch'essa in legno, con sovrastante tavellonatura, caldana e manto di coppi.

B.1.2 - Fondazione

Le strutture di fondazione non sono oggetto di indagine ed intervento non essendo verificate le condizioni di cui al paragrafo 8.3 di [1].

B.2 - Tipologia di intervento

L'intervento è di miglioramento sismico come definito al paragrafo 8.4.2 di [1].

Essendo il fabbricato soggetto a vincolo dei beni culturali, non sarà strettamente necessario rispettare le condizioni che $\zeta_E \geq 0,60$ e $\Delta\zeta_E \geq 0,10$.

B.2.1 - Destinazione d'uso

L'edificio è sede dell'amministrazione comunale di Bibbiano e sede del Centro Operativo Comunale (COC).

B.2.2 - Vincoli architettonici

La costruzione rientra tra i beni architettonici di valore storico artistico, conseguentemente la sua tutela è disciplinata dalla relativa normativa vigente, in particolare da [11].

C RIFERIMENTI NORMATIVI

C.1 - Normativa tecnica di riferimento

- [1] D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 Gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- [2] Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL:PP - Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
- [3] UNI 11119:2004 - Beni culturali - Manufatti lignei - Strutture portanti degli edifici - Ispezione in situ per la diagnosi degli elementi in opera
- [4] UNI 11035-2:2010 - Legno strutturale - Classificazione a vista dei legnami secondo la resistenza meccanica - Parte 2: Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza meccanica e valori caratteristici per tipi di legname strutturale

C.2 - Altri documenti tecnici di riferimento

- [5] ing. Sergio Spallanzani, studio Abaton - Valutazione della sicurezza degli edifici strategici o rilevanti di cui al DPCM 03.08.07, art.2 comma 3 OPCM 20.03.03 n.3274 e OPCM 3362/2004" redatta nel Marzo 2011
- [6] Tecnoindagini s.r.l. - ing. Marco Gallotta - "Libretto sanitario sullo sfondellamento dei solai" – redatta nel Maggio 2019
- [7] Circolare Ministero per i Beni e le Attività Culturali n. 26 del 02/12/2010 - Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale – allineamento alle nuove Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14 gennaio 2008) del 23/07/2010
- [8] CNR-DT 206 R1/2018 - "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno"
- [9] CNR-DT 207 R1/2018 – "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni"

[10] CNR-DT 2015/2018 – “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a Matrice Inorganica”

C.3 - Vincoli urbanistici

[11] Piano Strutturale Comunale del comune di Bibbiano adottato con delibera di Consiglio Comunale n°73 del 30/12/2013 e approvato con delibera di Consiglio Comunale n°59 del 17/12/2015

[12] D. Lgs. 22 gennaio 2004 n. 42 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”

D DEFINIZIONE DELLE AZIONI SULLA COSTRUZIONE

D.1 - MODELLAZIONE SISMICA DI BASE

D.1.1 - Vita nominale

	Tipi di costruzione	Valori minimi di V_N (anni)	
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10	<input type="checkbox"/>
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50	<input checked="" type="checkbox"/>
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100	<input type="checkbox"/>

Per il progetto si considera un valore di $V_N = 50$ anni.

D.1.2 - Classe d'uso

Classe	Descrizione	
Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.	<input type="checkbox"/>
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.	<input type="checkbox"/>
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.	<input type="checkbox"/>
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.	<input checked="" type="checkbox"/>

Coefficiente d'uso: $C_U = 2,0$

D.1.3 - Periodo di riferimento

Dalle considerazioni precedenti, il valore del periodo di riferimento dell'azione sismica è: $V_R = C_U \cdot V_N = 100$ anni

D.1.4 - Categoria del sottosuolo

Dalle considerazioni di cui al par. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione, si considera una categoria di sottosuolo C ai sensi del 3.2.2 di [1].

D.1.5 - Categoria topografica

Dalle considerazioni di cui al par. Caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito di costruzione, si considera una categoria topografica T1 ai sensi del 3.2.2 di [1].

D.1.6 - Zona sismica del sito

Il comune di Bibbiano è classificato sismicamente in zona 3 a bassa sismicità dalla DGR 1435/2003.

D.1.7 - Coordinate geografiche del sito**Tabella 1: Localizzazione della struttura**

Località	BIBBIANO	
Comune	BIBBIANO	
Provincia	REGGIO EMILIA	
Regione	EMILIA ROMAGNA	
Longitudine	10.473428° (WGS84)	10.474444° (ED50)
Latitudine	44.663263° (WGS84)	44.664206° (ED50)

D.1.8 - Azione sismica di base

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):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)

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.

Per ogni costruzione oggetto del progetto, è stata definita la propria azione sismica secondo le peculiari caratteristiche di Classe d'uso.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_N [anni]	C_U	Periodo V_R [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50.0	2,0	100.0	C	T1

Parametri sismici

Stato limite		SLO	SLD	SLV	SLC	
Probabilità di superamento		81	63	10	5	%
Periodo di ritorno	T_R	60	101	949	1950	anni
Accelerazione al suolo	a_g	0,067	0,084	0,196	0,242	g
	F_o	2,484	2,468	2,425	2,459	
	T_C^*	0,264	0,273	0,292	0,304	s

Spettro orizzontale

		SLO	SLD	SLV	SLC	
Coefficiente amplificazione stratigrafica	S_s	1,500	1,500	1,415	1,343	
Coefficiente T_C per stratigrafia	C_c	1,630	1,612	1,576	1,555	
Coefficiente di sito	S	1,500	1,500	1,415	1,343	
Periodi spettro	T_B	0,143	0,147	0,153	0,158	s
	T_C	0,430	0,440	0,460	0,473	s
	T_D	1,868	1,936	2,384	2,568	s

Da questi valori si ottiene un andamento dello spettro elastico di risposta rappresentato nella Figura 11 secondo l'approccio semplificato di [1].

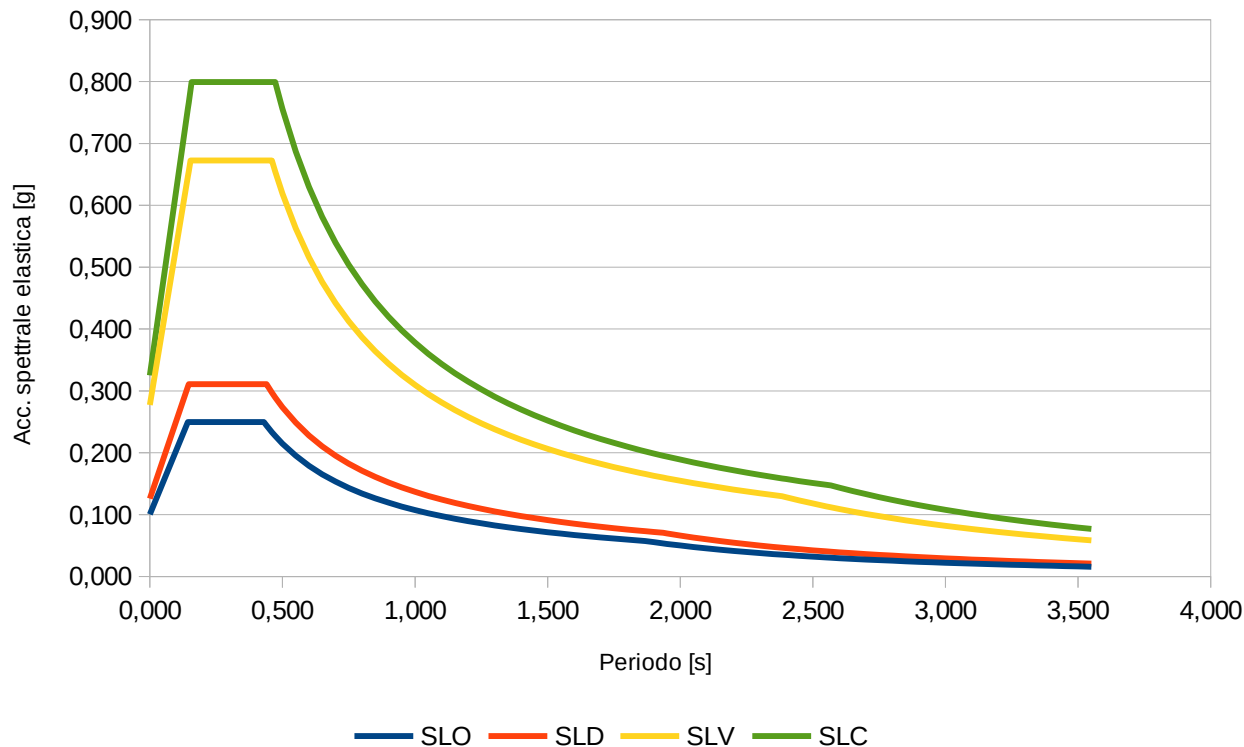
Spettro di risposta elastico orizzontale

Figura 11: Spettri di risposta elastici approccio semplificato NTC18

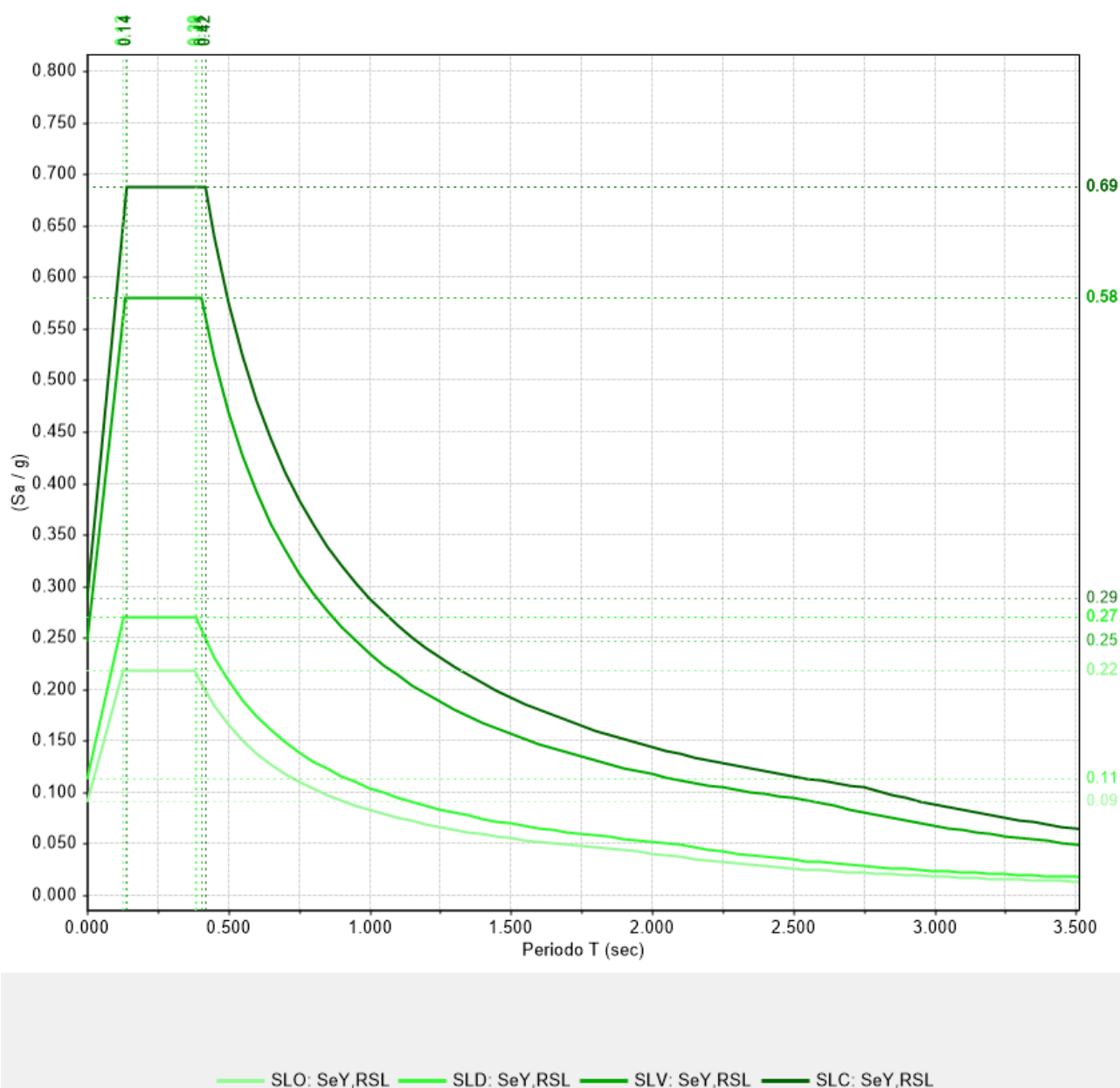


Figura 12: Spettri di risposta elastici RSL di 3° livello

D.1.8.I - Spettro di piano altana

Al fine del calcolo delle azioni sismiche sulle murature dell'altana, si è definito anche lo spettro di piano seguente:

Periodo elemento n.s.	dir x	$T_{a,x}$	0,110	s
	dir y	$T_{a,y}$	0,110	s
Periodo proprio struttura	dir x	$T_{1,x}$	0,350	s
	dir y	$T_{1,y}$	0,328	s
Parametri da tabella C7.2.II			dir x	dir y
a			0,8	0,8

		b	1,4	1,4		
		a _p	5,0	5,0		
			SLO	SLD	SLV	SLC
Accelerazione spettrale	dir x	$S_a(T_{a,x})$	0,394	0,494	1,087	1,274 g
	dir y	$S_a(T_{a,y})$	0,415	0,520	1,145	1,342 g
	ad	$S_a(T_{a,y})/(\alpha S)$	3,920	4,128		

I periodi del fabbricato sono quelli derivanti dai risultati dell'analisi modale Tabella 16 mentre il periodo proprio dell'altana è stato calcolato con la formula semplificata C7.3.2 di [2].

Spettro di piano orizzontale dir x

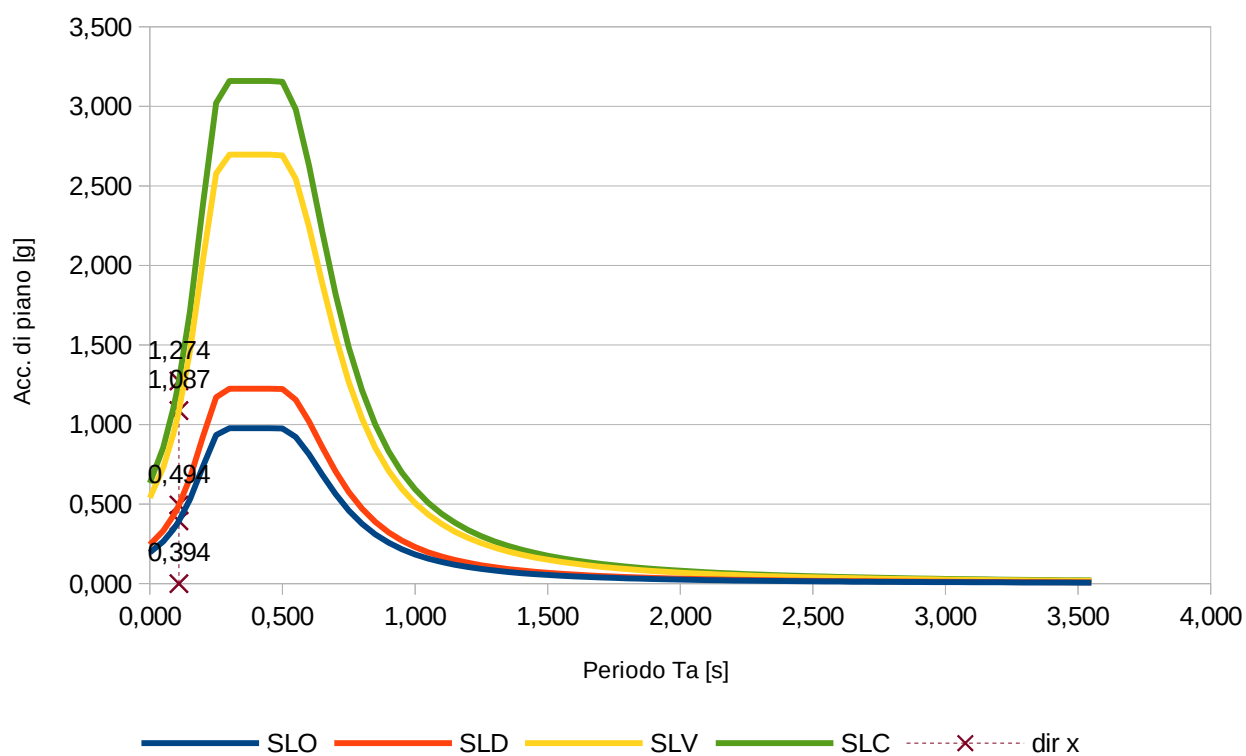


Figura 13: spettro di piano direzione x

Spettro di piano orizzontale dir y

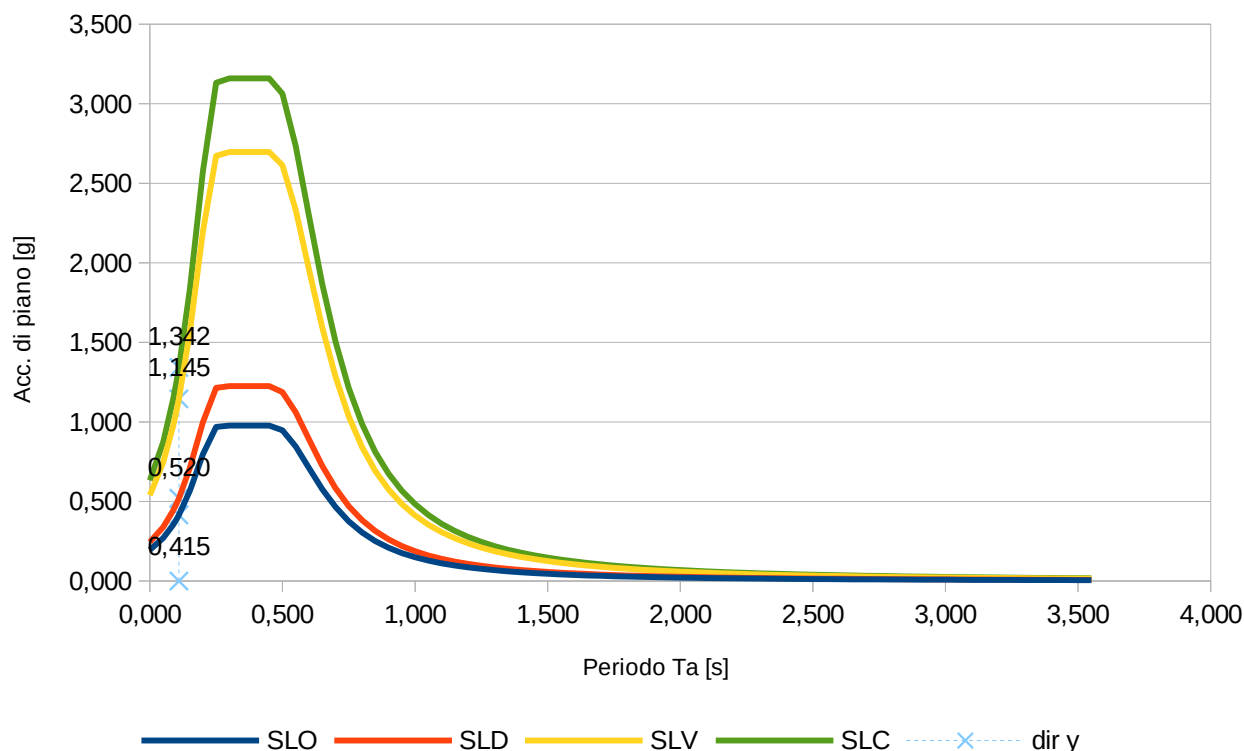


Figura 14: spettro di piano direzione y

D.2 - Definizione dei sovraccarichi

Si definiscono le azioni naturali, i sovraccarichi e le azioni sismiche di base agenti sulla struttura:

D.2.1 - Azioni naturali**D.2.1.1 - Neve**Sito

Località

Provincia

Zona

Altitudine

Bibbiano
Reggio Emilia
 Zona I – Mediterranea
120 m

Valore di riferimento carico neve al suolo

Carico neve al suolo	q_{sk}	1,50	kN/m ²
Periodo di ritorno	T_n	50	anni
Coefficiente di variazione	v	0,6	
Probabilità annuale di superamento	P_n	2,00%	
Carico neve al suolo per periodo T_n	q_{sn}	1,50	kN/m ²
	α_R	1,00	

Carico neve sulle coperture

Coefficiente di esposizione	C_E	1,00
Coefficiente termico	C_t	1,00

Falda 1

Angolo falda con orizzontale	α_1	21,80	°
Coefficiente di forma della copertura	μ_1	0,80	
	q_s	1,20	kN/m ²

Falda 2

Angolo falda con orizzontale	α_2	21,80	°
Coefficiente di forma della copertura	μ_1	0,80	
	q_s	1,20	kN/m ²

D.2.1.II - Vento

L'azione base viene calcolata rispetto all'altezza massima del fabbricato.

Valori di base

Zona geografica		Zona 2	
Velocità base di riferimento s.l.m.	$v_{b,0}$	25	m/s
Altitudine di riferimento	a_0	750	m
Parametro di zona	k_s	0,45	m
Densità dell'aria	ρ	1,25	kg/m ³
Altitudine del sito	a_s	120	m
Coefficiente di altitudine	c_a	1,000	
Velocità base di riferimento	v_b	25,0	m/s

Valori di riferimento

Tempo di ritorno	T_R	50	anni
Coefficiente di ritorno	c_r	1,000	
Velocità di riferimento	v_r	25,0	m/s
Pressione cinetica di riferimento	q_r	391	N/m ²
		0,39	kN/m ²

Influenza del sito

Altezza di riferimento costruzione	z	24,50	m
Classe di rugosità del terreno		B	
Categoria di esposizione		IV	
Coefficiente di topografia	c_t	1,000	
Fattore del terreno	K_r	0,22	
Lunghezza di rugosità	z_0	0,3	m
Altezza minima	z_{min}	8	m
Altezza massima	z_{max}	200	m
Coefficiente di esposizione	$c_e(z)$	2,430	
Coefficiente dinamico	c_d	1,000	
Coefficiente di attrito	c_f	0,04	

Pressione del vento

Pressione del vento normale	p	949,1	N/m ²
		0,95	kN/m ²
Azione tangente del vento	p_t	38,0	N/m ²
		0,04	kN/m ²

I dati geometrici del fabbricato per il calcolo del coefficiente di forma sono i seguenti:

Caratteristiche geometriche

Altezza edificio	h	24,50	m
Larghezza	b	19,00	m
Profondità	d	19,00	m
Inclinazione falda 1	p_1	45,00%	
Angolo falda 1	α_1	0,423	rad
		24,2	°
Inclinazione falda 2	p_2	45,00%	
Angolo falda 2	α_2	0,423	rad
		24,2	°
Rapporto altezza/larghezza	h/b	1,289	
Rapporto altezza/profondità	h/d	1,289	

EDIFICIO ALTO

I coefficienti di forma sono calcolati per un edificio con copertura a padiglione.

Tabella 2: coefficienti di forma pareti

		C_{pe}
Pareti	sopravento	0,800
	sottovento	-0,514
	lateralì	-0,900

Dal punto di vista delle verifiche delle murature, l'azione sismica è molto più gravosa di quella orizzontale del vento. Essa viene comunque considerata in questa fase di valutazione di sicurezza. Essendo l'edificio classificato come "edificio alto", l'azione del vento viene calcolata alle altezze di piano dei solai e applicata quindi alle pareti piano per piano, come meglio visualizzato nel paragrafo Definizione dei casi di carico a pag. 34. In Tabella 3 si riportano le azioni del vento considerate.

Tabella 3: Azioni del vento sulle pareti

z	p	sopravento	sottovento	lateralì
m	kPa			
24,50	0,95	0,76	-0,49	-0,85
16,20	0,83	0,66	-0,43	-0,75
11,00	0,72	0,58	-0,37	-0,65
6,60	0,64	0,51	-0,33	-0,57
0,00	0,64	0,51	-0,33	-0,57

-3,25	0,64	0,51	-0,33	-0,57
-------	------	------	-------	-------

D.2.2 - Sovraccarichi accidentali

I sovraccarichi accidentali sono quelli tipici della destinazione d'uso di uffici aperti al pubblico che è assegnata al fabbricato. Con riferimento alla [1], per gli orizzontamenti si prevede quindi:

	Categoria	Descrizione	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Orizzontamenti interni	Cat. B2	Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00
Controsoffitto sala consiglio	Cat. H	Manutenzione	0,50	1,20

D.2.3 - Analisi dei carichi

Le seguenti tabelle riassumono le analisi dei carichi come anche riportate nella valutazione di sicurezza [5].

D.2.3.1 - Orizzontamenti interni

Tabella 4: Solaio di interpiano a voltini esistente

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
$G_{2,k}$	Pavimento in marmo	-		0,70
$G_{1,k}$	Soletta in c.a. non armata	24,0	5	1,20
$G_{1,k}$	Riempimento in scorie			1,10
$G_{1,k}$	Voltini in mattoni in foglio	16,0	6	1,00
Tot permanenti portati $G_{1,k}$				3,30
Tot permanente n.c.d. $G_{2,k}$				0,70
Carico accidentale cat. B2 $Q_{s,k}$				3,00
Carico totale				7,00

Tabella 5: Solaio di piano in legno esistente con cannucciato (carico minimo)

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
$G_{2,k}$	Pavimento in marmo	20,0	2	0,40
$G_{2,k}$	Malta per pavimento	20,0	3	0,60
$G_{1,k}$	Soletta armata in calcestruzzo	25,0	4	1,00
$G_{1,k}$	Riempimento argilla espansa e cemento	6,0	8	0,50
$G_{1,k}$	Tavellone in laterizio	6,5	6	0,40
$G_{1,k}$	Travetti in legno	5,0	8×10/50	0,10
$G_{1,k}$	Putrelle portanti			0,10
$G_{2,k}$	Cannucciato con intonaco	18,0	3	0,50
Tot permanenti portati $G_{1,k}$				2,10
Tot permanente n.c.d. $G_{2,k}$				1,50
Carico accidentale cat. B2 $Q_{s,k}$				3,00
Carico totale				6,60

Tabella 6: Solaio di piano in legno esistente con cannucciato (carico massimo)

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pavimento in marmo	20,0	2	0,40
G _{2,k}	Malta per pavimento	20,0	3	0,60
G _{1,k}	Soletta armata in calcestruzzo	25,0	4	1,00
G _{1,k}	Riempimento argilla espansa e cemento	6,0	18	1,10
G _{1,k}	Tavellone in laterizio	6,5	6	0,40
G _{1,k}	Travetti in legno	5,0	8×10/50	0,10
G _{1,k}	Putrelle portanti			0,10
G _{2,k}	Cannucciato con intonaco	18,0	7	1,30
Tot permanenti portati G _{1,k}				2,70
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				2,30
Carico accidentale cat. B2 Q _{s,k}				3,00
Carico totale				8,00

Tabella 7: Solaio sala consiglio con cannucciato

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Tavellone in laterizio	6,5	6	0,40
G _{1,k}	Travetti in legno	5,0	6×8/60	0,04
G _{2,k}	Intonaco civile	20,0	1,5	0,30
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,04
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				0,70
Carico accidentale cat. H Q _{s,k}				0,50
Carico totale				1,24

Tabella 8: Solaio legno altana

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pavimento in marmo	20,0	2	0,40
G _{2,k}	Malta per pavimento	20,0	3	0,60
G _{2,k}	Massetto calcestruzzo	25,0	4	1,00
G _{1,k}	Tavellone in laterizio	6,5	6	0,40
G _{1,k}	Travetti in legno	5,0	6×8/60	0,05
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,45
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				2,00
Carico accidentale cat. B Q _{s,k}				3,00
Carico totale				5,45

D.2.3.II - Vano scala

Tabella 9: Scala in volto di mattoni

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pedata +alzata in cotto (sp = 3 cm)	18,0	$(16+30)*3.3*3/100 = 4,55 \approx 5$	0,90
G _{2,k}	Malta di posa (sp = 2 cm)	20,0	$(16+30)*3.3*2/100 = 3,03 \approx 3$	0,60
G _{1,k}	Falsi gradini (3,5 al metro)	20,0	$16*30/2*3.3/100 = 7,92 \approx 8$	1,60
G _{1,k}	Arco in laterizio	16,0	6	1,00
G _{2,k}	Intonaco	20,0	1,5	0,30
Tot permanenti portati G _{1,k}				2,60
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				1,80
Carico accidentale cat. B Q _{s,k}				4,00
Carico totale				8,40

Tabella 10: Solaio pianerottolo putrelle e tavelloni

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pavimento in marmo	20,0	2	0,40
G _{2,k}	Massetto	20,0	4	0,80
G _{2,k}	Riempimento	10,0	8	0,80
G _{1,k}	Tavellone	8,0	6	0,50
G _{1,k}	Putrelle IPE 140	-		0,20
G _{2,k}	Intonaco	20,0	1,5	0,30
Tot permanenti portati G _{1,k}				0,70
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				2,30
Carico accidentale cat. B Q _{s,k}				4,00
Carico totale				7,00

Tabella 11: Solaio pianerottolo a voltini esistente

Tipo	Materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore/lunghezza equivalente [cm]	Carico [kN/m ²]
G _{2,k}	Pavimento in marmo	-		0,70
G _{1,k}	Soletta in c.a. non armata	24,0	5	1,20
G _{1,k}	Riempimento in scorie			1,10
G _{1,k}	Voltini in mattoni in foglio	16,0	6	1,00
Tot permanenti portati G _{1,k}				3,30
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				0,70
Carico accidentale cat. B Q _{s,k}				4,00
Carico totale				8,00

D.2.3.III - Solai di copertura

Tabella 12: Copertura in legno esistente

Tipo	materiale	Peso specifico [kN/m ³]	Spessore [cm]	Carico [kN/m ²]
------	-----------	-------------------------------------	---------------	-----------------------------

G _{2,k}	Copertura in coppi			0,70
G _{2,k}	Isolamento			0,05
G _{1,k}	Caldana	20,0	3	0,60
G _{1,k}	Tavellone in laterizio	6,5	5	0,30
G _{2,k}	Intonaco/rete intonacata	20,0	1,5	0,30
G _{1,k}	Struttura lignea secondaria (travetti)	5,0	10x12x100/50	0,10
Tot permanenti portati G _{1,k}				1,00
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				1,05
Carico Neve cat. H Q _{n,k}				1,20
Carico totale				3,25

Tabella 13: Copertura in legno esistente sala consiglio

Tipo	materiale	Peso specifico [KN/m ³]	Spessore [cm]	Carico [KN/m ²]
G _{2,k}	Copertura in coppi			0,70
G _{2,k}	Isolamento			0,05
G _{1,k}	Caldana	20,0	3	0,60
G _{1,k}	Tavellone in laterizio	6,5	5	0,30
G _{1,k}	Struttura lignea secondaria (travetti)	5,0	10x12x100/50	0,10
Tot permanenti portati G _{1,k}				1,00
Tot permanente n.c.d. G _{2,k}				0,75
Carico Neve cat. H Q _{n,k}				1,20
Carico totale				2,95

E DESCRIZIONE DEI MATERIALI

Non significativo in relazione di valutazione delle sicurezza.

Per i materiali esistenti si veda l'apposito paragrafo M a pag. 64.

F CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

F.1.1 - Strutture in muratura

L'analisi della struttura è stata effettuata mediante software agli elementi finiti PC.M 2022 della AEDES Software per Ingegneria Civile di San Miniato (PI) che consente una modellazione spaziale della struttura. È stata implementata una analisi statica lineare per quanto riguarda la risoluzione del modello sottoposto ai soli carichi statici, mentre una statica non lineare quanto il modello è sottoposto a carichi di tipo sismico. Per le verifiche fuori dal piano della muratura, si sono studiati diversi cinematismi di ribaltamento.

Il modello di base implementato ai fini del calcolo delle sollecitazioni prevede la modellazione della struttura in elevazione tramite telaio equivalente, incastrando alla base le aste rappresentanti i maschi murari; in questo modo le reazioni dei vincoli fissi sono quelle che solleciteranno le fondazioni e si massimizzano le sollecitazioni sulle strutture in elevazione.

Ciascuna parete è stata modellata assemblando elementi che simulassero il comportamento delle travi di accoppiamento in muratura ordinaria (fasce), dei pannelli murari (maschi) e delle porzioni rigide costituite dai nodi secondo i criteri di modello a telaio equivalente. La schematizzazione è stata effettuata partendo dall'analisi del rilievo restituito, prestando particolare attenzione alla morfologia ed al posizionamento delle aperture

Le murature ortogonali sono unite da un link rigido che ne schematizza l'ammorsamento reciproco; tale link rigido è svincolato alla traslazione verticale per evitare che lo sforzo normale di competenza di un maschio murario (proveniente per esempio dallo scarico di un solaio) si trasmetta attraverso detto link al maschio ortogonale.

In Figura 15 è visualizzato l'orientamento delle azioni interne nei maschi murari a seconda del loro orientamento lungo l'asse x o l'asse y.

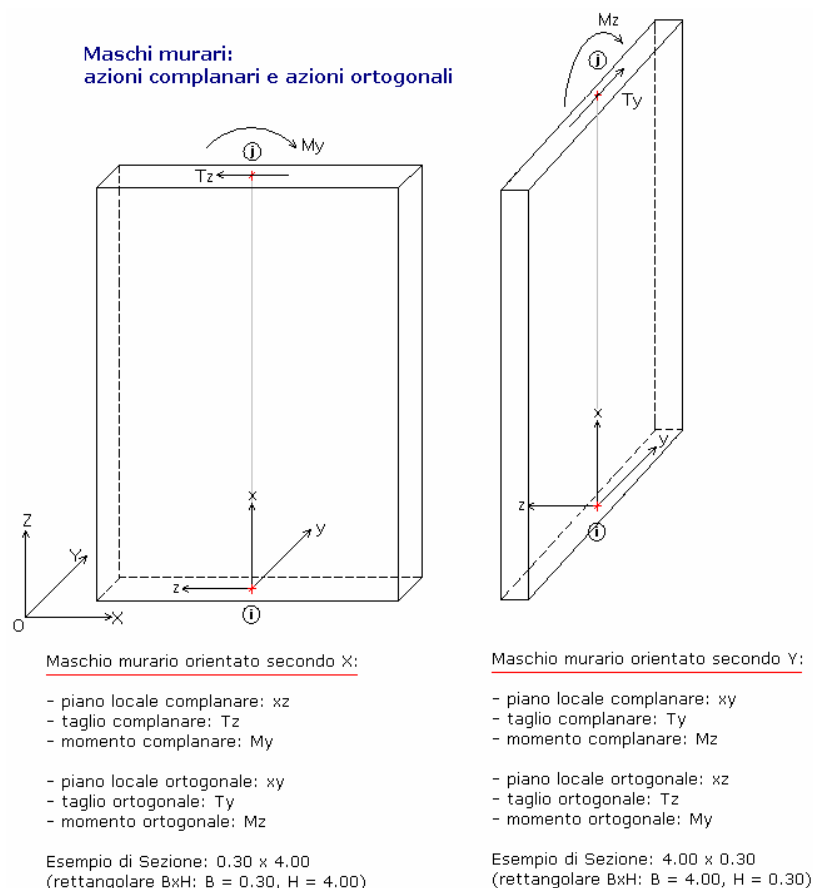


Figura 15: Orientamento maschi murari

I maschi murari in falso sono svincolati alle azioni flessionali di modo che non facciano parte della struttura resistente alle azioni sismiche.

I solai di interpiano, rinforzati con soletta collaborante armata dopo il sisma del 1983, sono stati considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I solai lignei di copertura e il solaio dell'altana, per cui non vi è testimonianza dell'armatura nel massetto di calcestruzzo, sono stati considerati deformabili nel loro piano.

Per la verifica fuori dal piano, il programma consente, con il medesimo modello tridimensionale, la definizione di cinematici di primo e secondo modo definendo dei macroelementi in muratura, che possono essere opportunamente sezionati dal progettista a seconda del meccanismo che si ritiene più facilmente attivabile secondo anche le risultanze del rilievo dell'organizzazione strutturale del fabbricato. Il programma esegue una analisi cinematica lineare per ricavare il moltiplicatore di collasso. Da anche la possibilità di definire l'arretramento della cerniera a seconda della resistenza della muratura e dei carichi sui maschi in muratura interessati dal moto cinematico.

F.1.1.1 - Altana

Per l'altana, si è optato di non modellare tale elemento, essendo comunque sismicamente non reagente, appoggiando su travi reticolari in legno, a loro volta di difficile modellazione in un software dedicato alla muratura, se non con articolare tecniche che avrebbero "sporcati" i risultati dell'analisi. Altana è stata in ogni caso considerata in termini di massa eccitabile con carichi applicati direttamente sulle travi e sulle pareti come riportato in Figura 22, Figura 23 e Figura 24.

L'altana viene verificata manualmente con foglio di calcolo, considerando il carico sui singoli maschi murari secondo le rispettive aree di influenza; l'azione sismica sarà anch'essa calcolata con il medesimo principio non essendo il solaio esistente sufficientemente rigido per consentire una ripartizione tra le murature perimetrali e i pilastri interni. L'azione sismica viene calcolata considerando lo spettro di piano descritto nel paragrafo D.1.8.1.

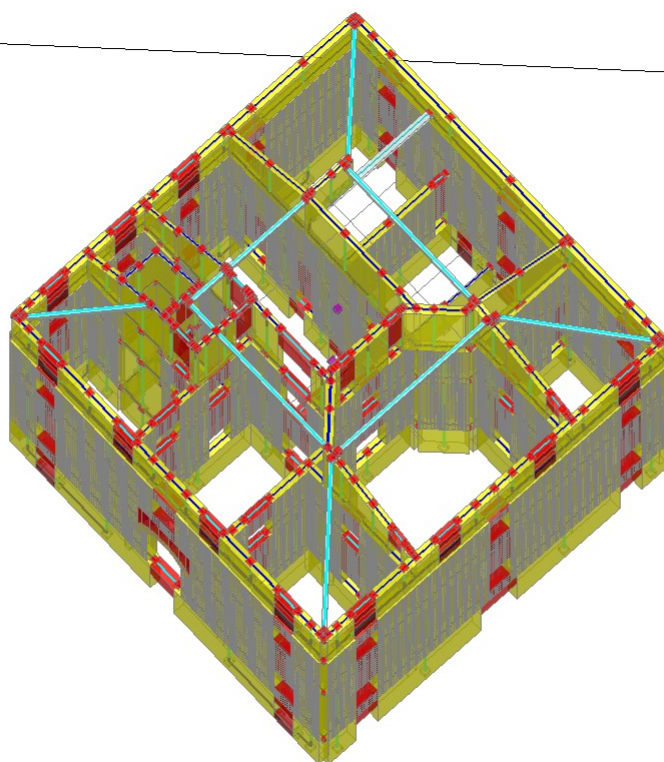


Figura 16: vista del modello 3D con indicazione della tipologia di elemento finito

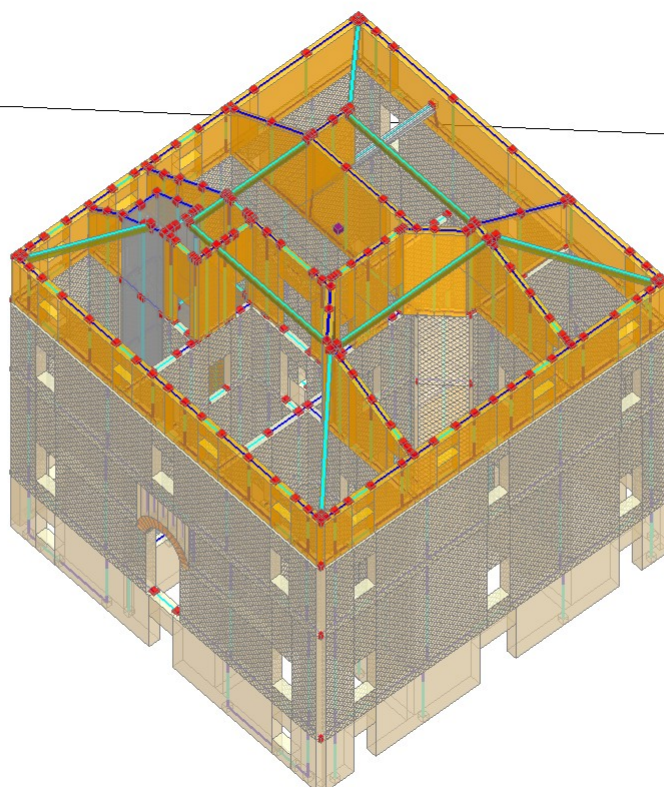


Figura 17: vista del modello 3D con indicazione del materiale

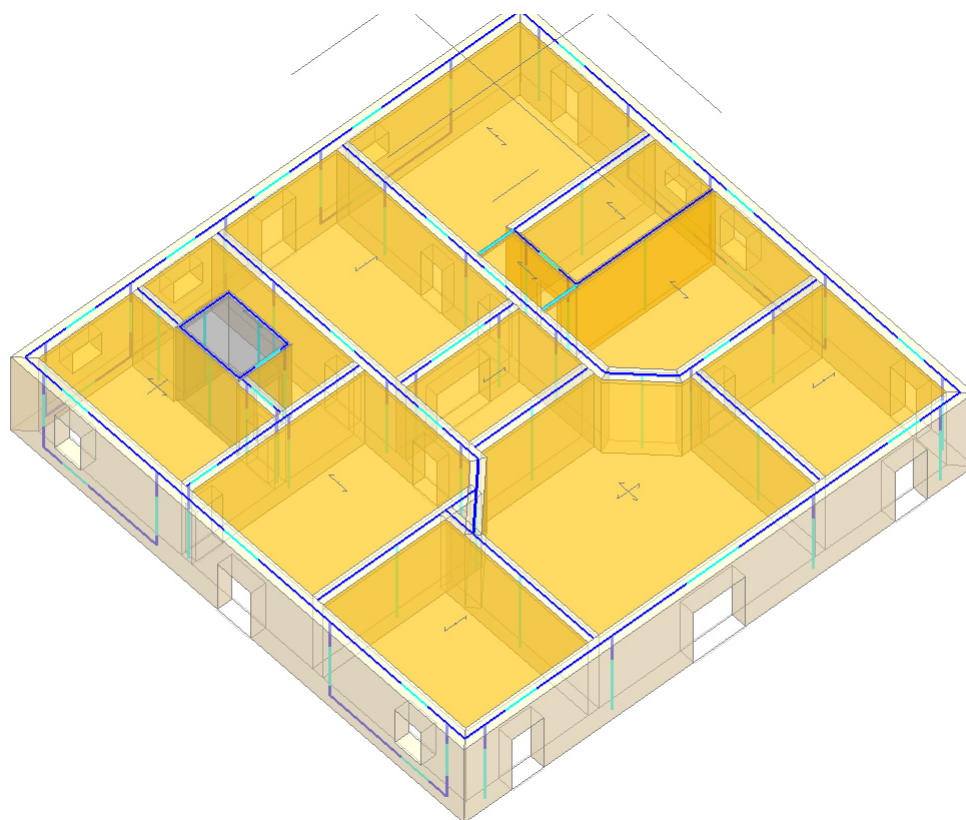


Figura 18: particolare modello piano terra

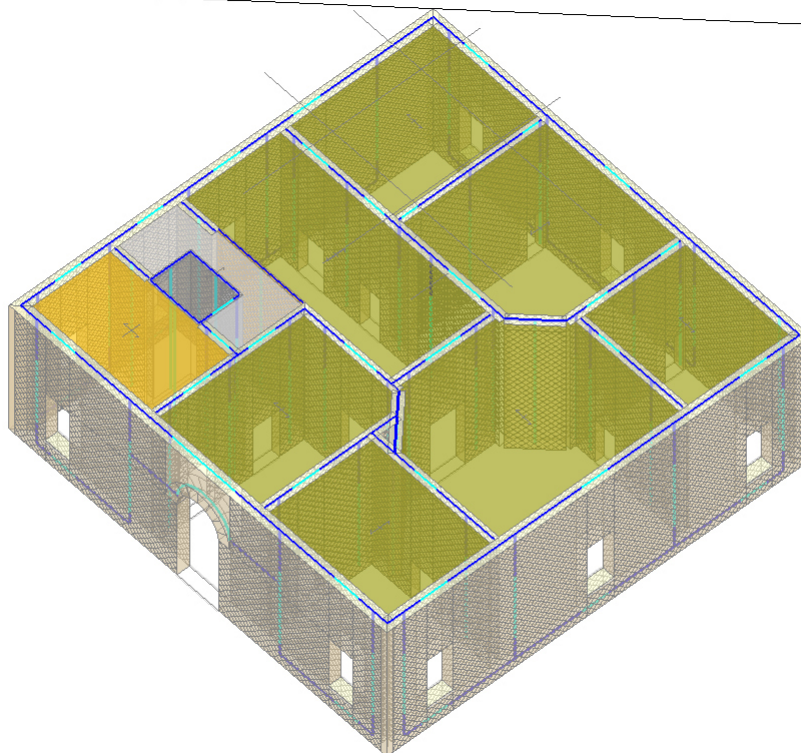


Figura 19: particolare modello piano rialzato

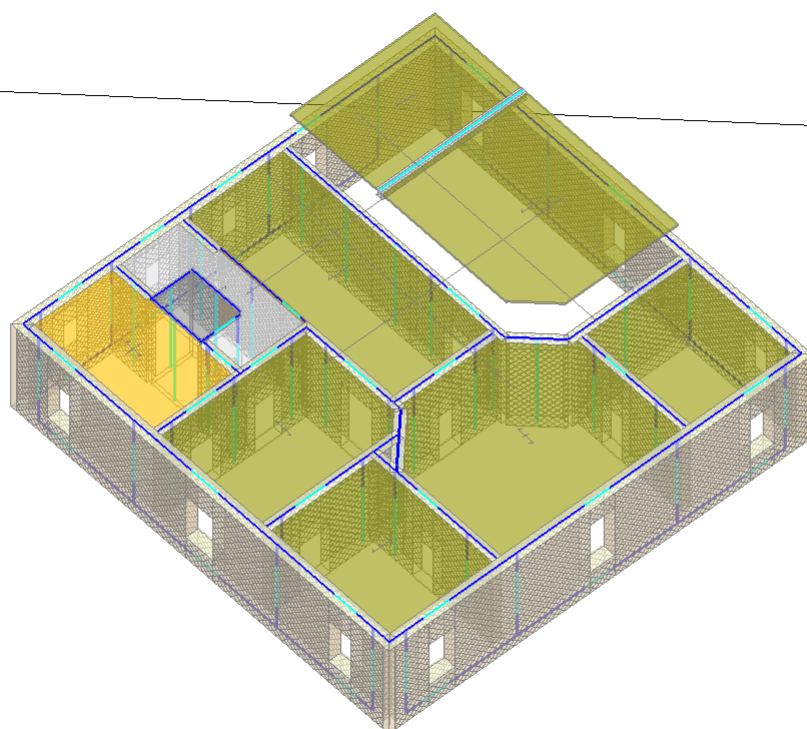


Figura 20: Particolare modello piano primo

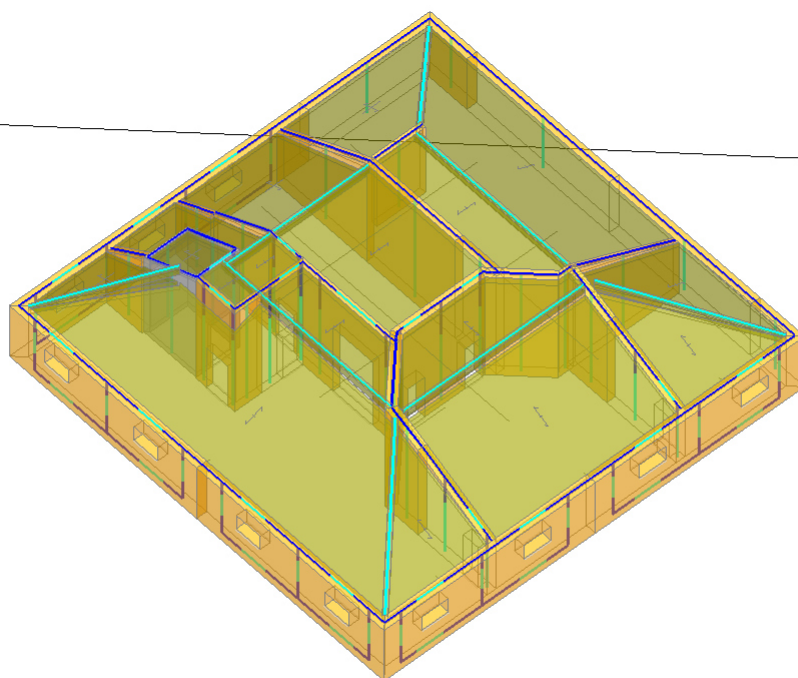
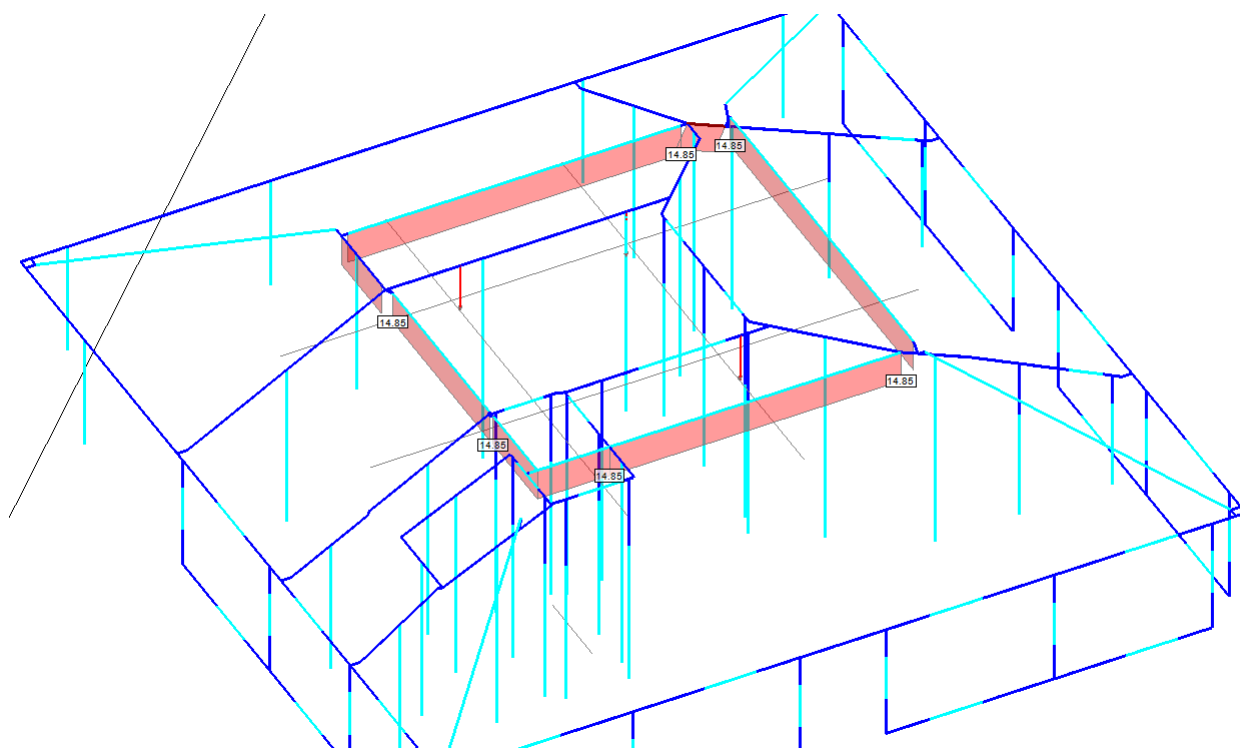
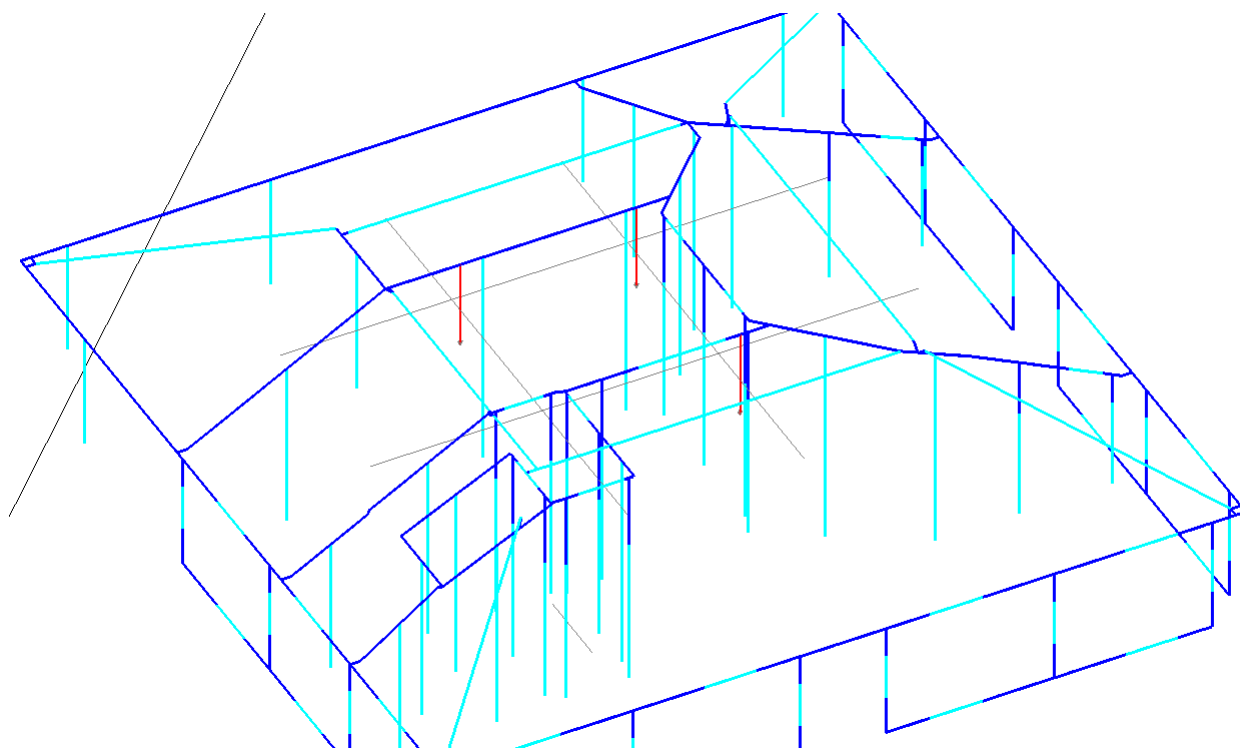


Figura 21: Particolare modello piano secondo

**Figura 22: Carichi G_{1k} altana****Figura 23: Carichi G_{2k} altana**

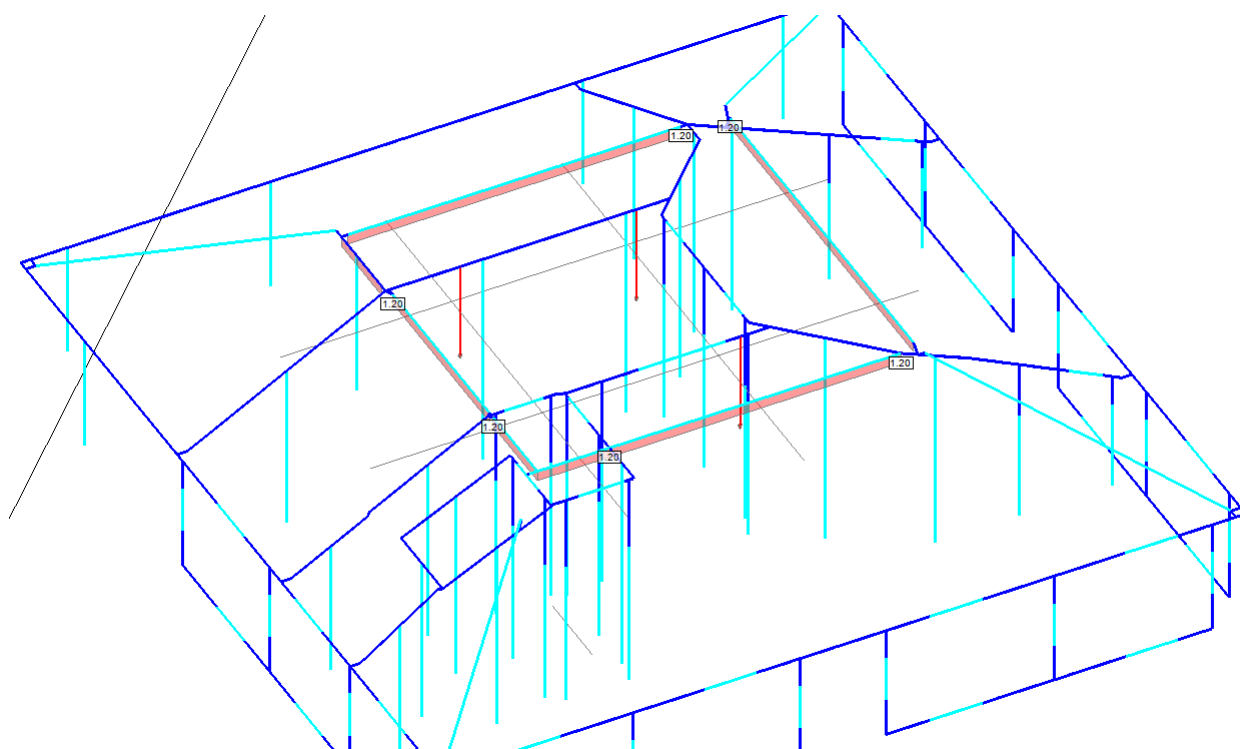


Figura 24: Carico Q_{nk} neve altana

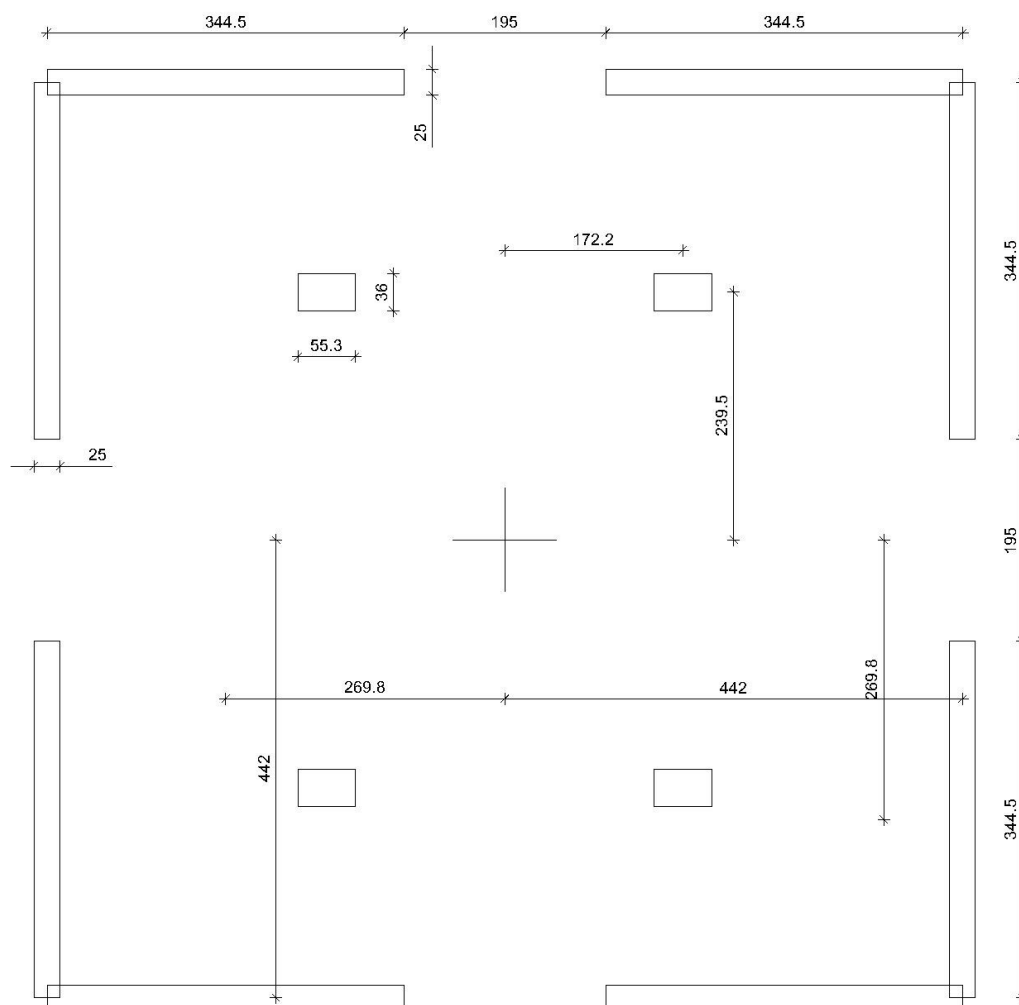


Figura 25: pianta strutture in muratura altana

F.1.2 - Strutture orizzontali

F.1.2.I - Solai

La verifica degli orizzontamenti è effettuata con foglio di calcolo elettronico, ipotizzando uno schema statico delle travi in semplice appoggio.

F.1.2.II - Scale

La verifica delle scale in muratura ad arco rampante, è effettuata con software elementi finiti PC.M 2022 che consente la modellazione degli archi con blocco in muratura e giunto di malta. e pertanto simula il reale comportamento dello stesso. Il calcolo è effettuato su un arco di larghezza unitaria e permette di visualizzare l'andamento della curva delle pressioni, verificando che la stessa rimanga nello spessore dell'arco.

Il software permette la modellazione tra conci rigidi e giunti dove si concentra la deformazione e dove avviene la trasmissione degli sforzi, con il vantaggio di utilizzare elementi finiti monodimensionali e quindi di facile implementazione in un qualsiasi solutore.

Ai fini della verifica si è calcolato l'arco di lunghezza maggiore, considerandolo nelle due situazioni estreme di vincolo: arco semplicemente appoggiato o incastrato alle estremità.

F.1.2.III - Reticolari lignee

Sono verificate anche le travi reticolari lignee rappresentate in Figura 27 Figura 28 e Figura 29 a sostegno delle pareti dell'altana; a tal fine si è utilizzato un software agli elementi finiti per il calcolo delle sollecitazioni e l'esecuzione delle verifiche delle stesse reticolari.

Gli elementi sono stati considerati incernierati tra loro come da usuale schema statico per le travi reticolari. I carichi sono calcolati secondo il principio delle aree di influenza.

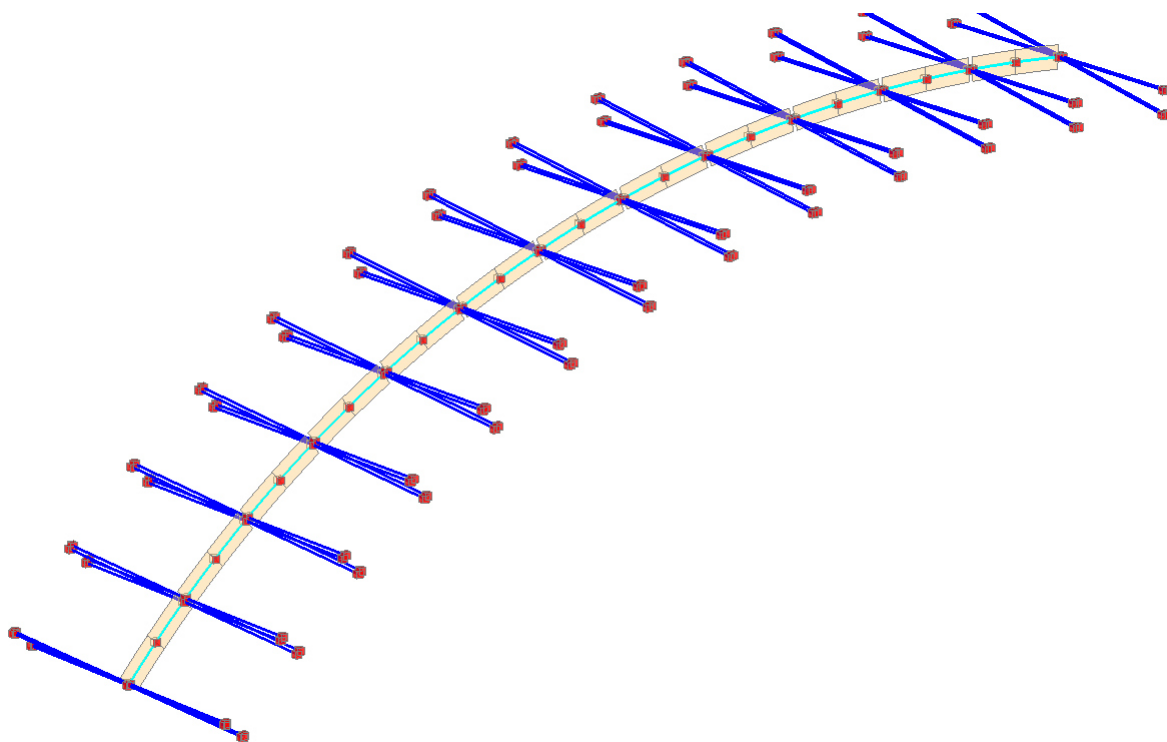


Figura 26: Modello arco rampante scala

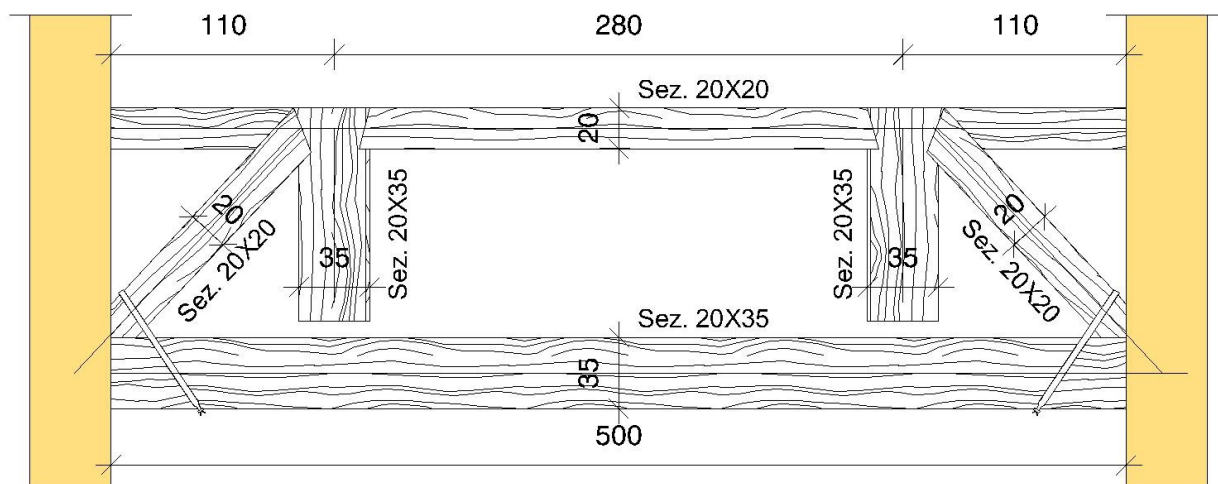


Figura 27: rilievo capriata E

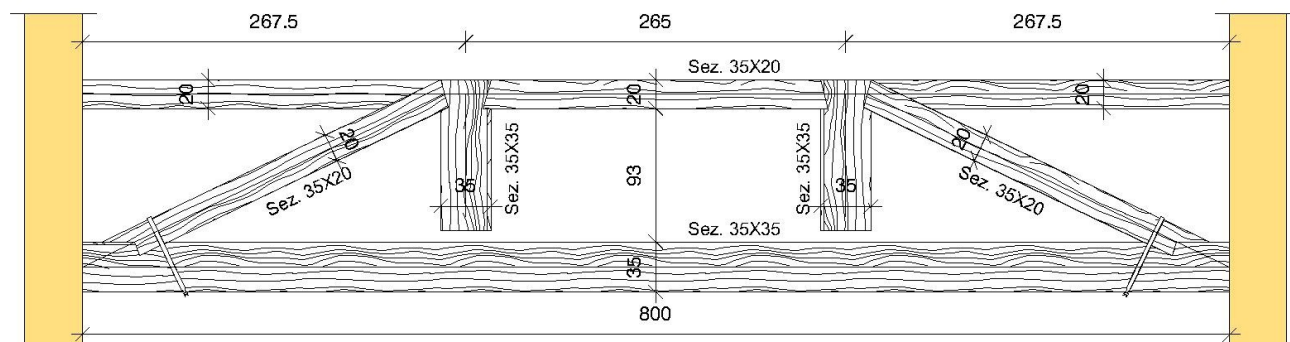


Figura 28: rilievo capriata F

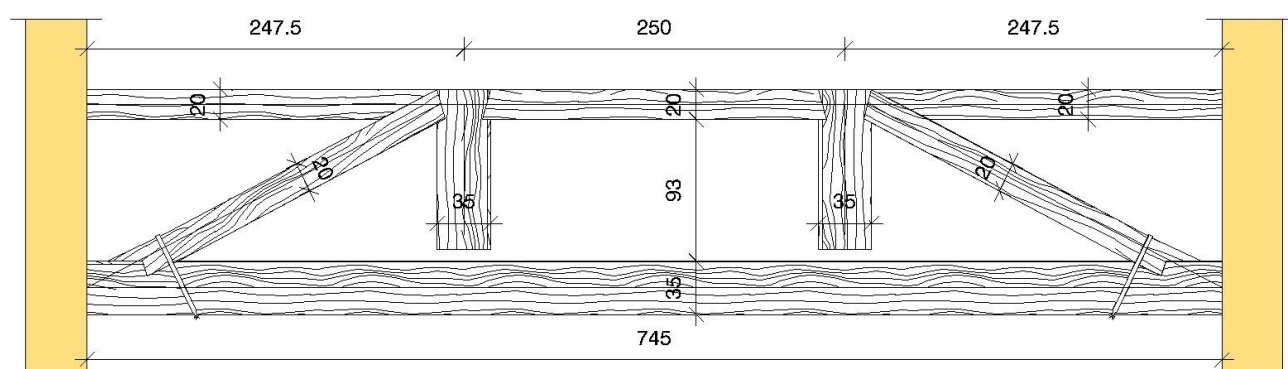


Figura 29: rilievo capriata G

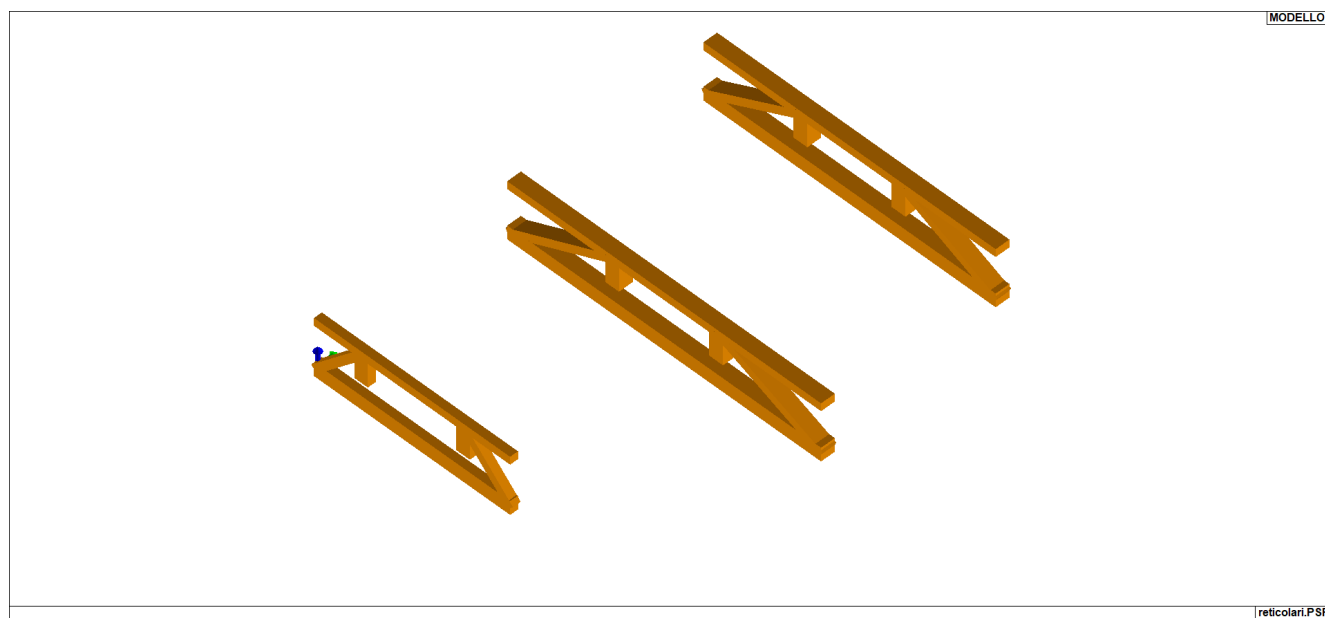


Figura 30: vista 3D modello calcolo reticolari lignee

F.2 - Classe di duttilità

CD "B"

F.3 - Regolarità strutturale

Il fabbricato è stato considerato regolare in pianta e non regolare in altezza.

F.4 - Tipologia strutturale e coefficiente di comportamento

La tipologia strutturale è di fabbricato in muratura ordinaria.

Avendo effettuato una analisi non lineare, la valutazione del coefficiente di comportamento non è significativa per il caso in esame.

F.5 - Stati limite indagati

SLU, SLV, SLD, SLO per le murature e la verifica globale del fabbricato

F.6 - Giunti di separazione

L'edificio è isolato

F.7 - Svincoli interni e/o esterni

Il fabbricato in muratura è stato considerato incastrato al piede.

I maschi murari che insistono su travi o direttamente su una apertura, sono stati considerati non resistenti alle azioni orizzontali e quindi incernierati.

Le travi modellate sono state considerate incernierate agli appoggi.

G COMBINAZIONI DI CALCOLO**G.1 - Definizione dei casi di carico**

Nel seguito sono riassunti i casi di carico applicati alle strutture nei software tramite tabella e immagini. I carichi sismici riportati riguardano i soli SLV, essendo gli SLD/SLO differenti solo per intensità. Le azioni sismiche sono state combinate come richiesto dal par. 2.5.3 delle [1], considerando per le azioni anche l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse pari al 5% della dimensione in pianta dell'edificio come richiesto dal par. 7.2.6 delle stesse norme.

G.1.1 - Edificio in muratura

I casi di carico fondamentali previsti sono:

Tabella 14: Casi di Carico Elementari (CCE) edificio muratura

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	G1k	CDC=Ggk (permanenti strutturali)	
2	G2k	CDC=G1k (permanente n.c.d.)	
3	Qk	CDC=Qk (cat. B)	
4	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
5	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) vento +X	
6	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) vento -X	
7	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) vento +Y	
8	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) vento -Y	

Nelle seguenti immagini sono riportati i carichi applicati al modello. L'intensità dei carichi non è in scala tra le varie immagini per chiarezza di esposizione. Per lo stesso motivo, per i carichi strutturali in Figura 31, non sono rappresentati i pesi propri calcolati automaticamente dal programma.

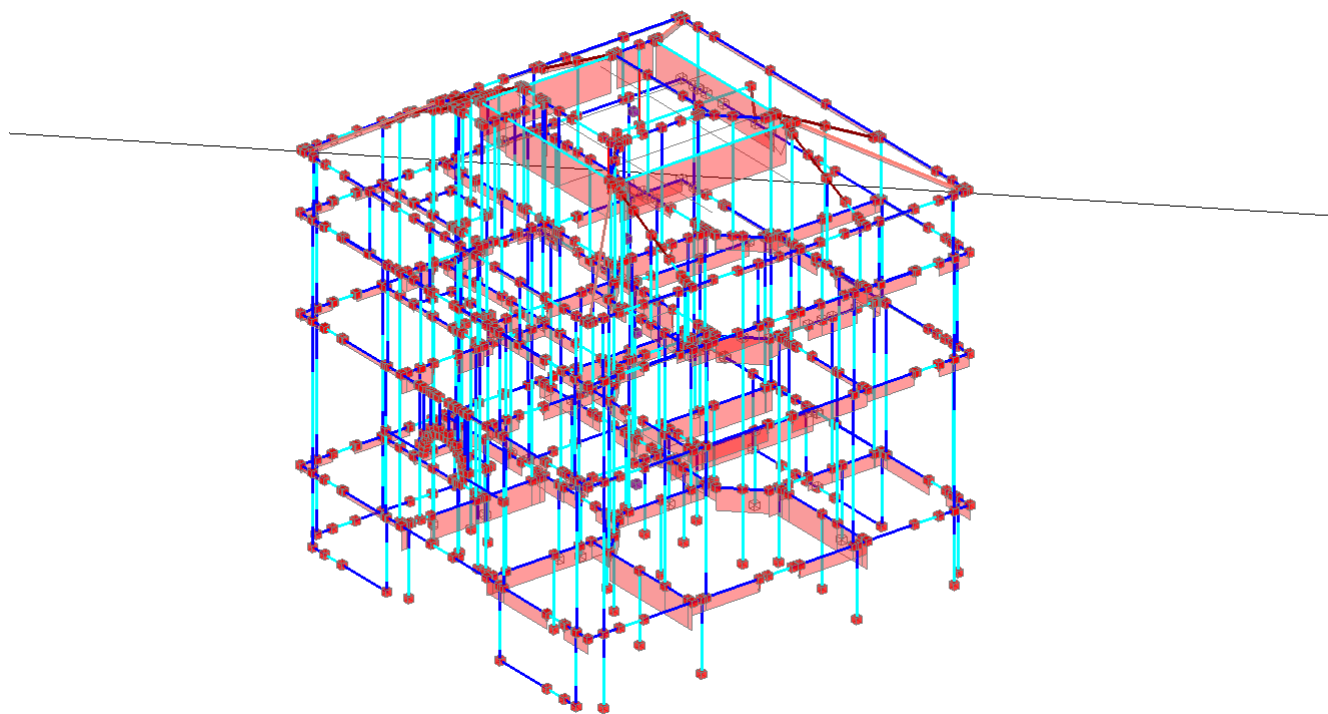


Figura 31: CDC= G_{1k} permanenti strutturali

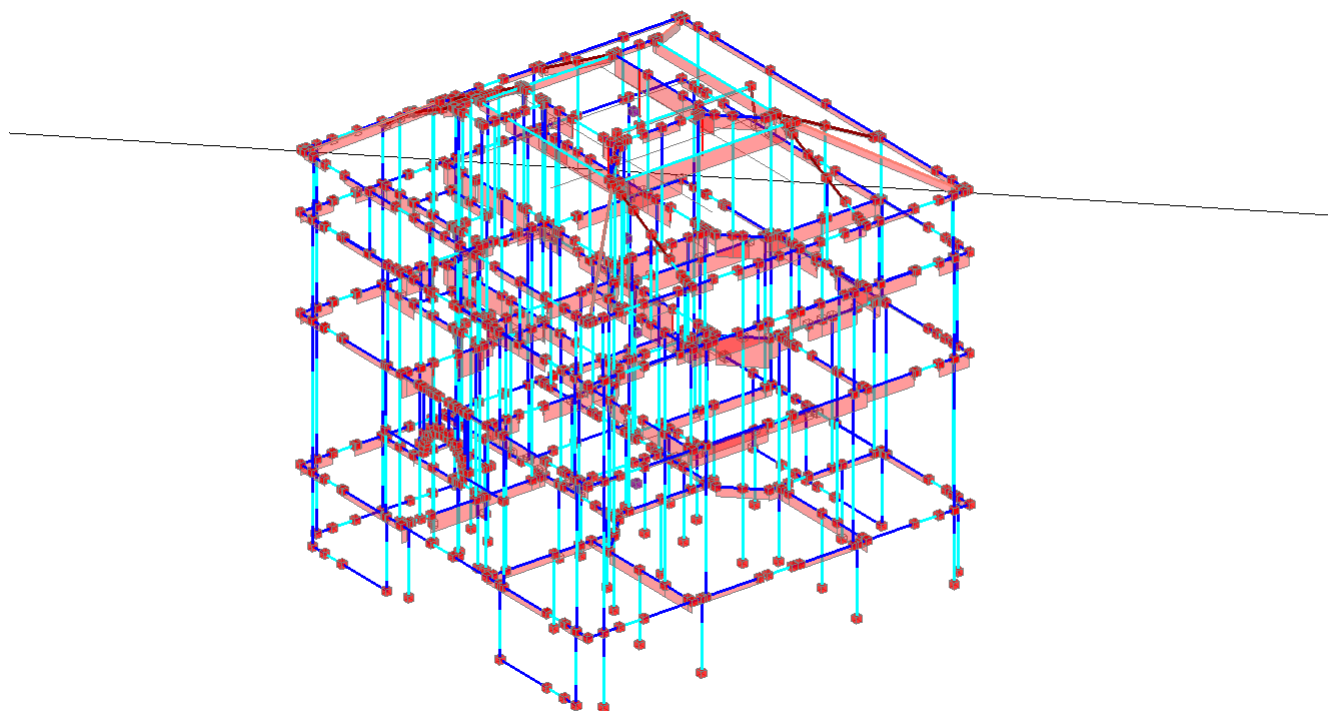


Figura 32: CDC = G_{2k} permanenti non strutturali

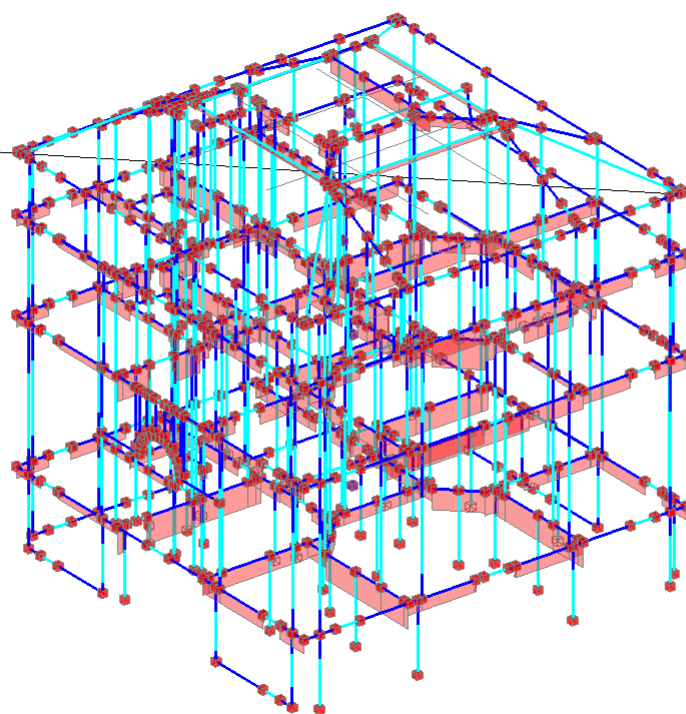


Figura 33: $CDC=Q_k$ carichi variabili

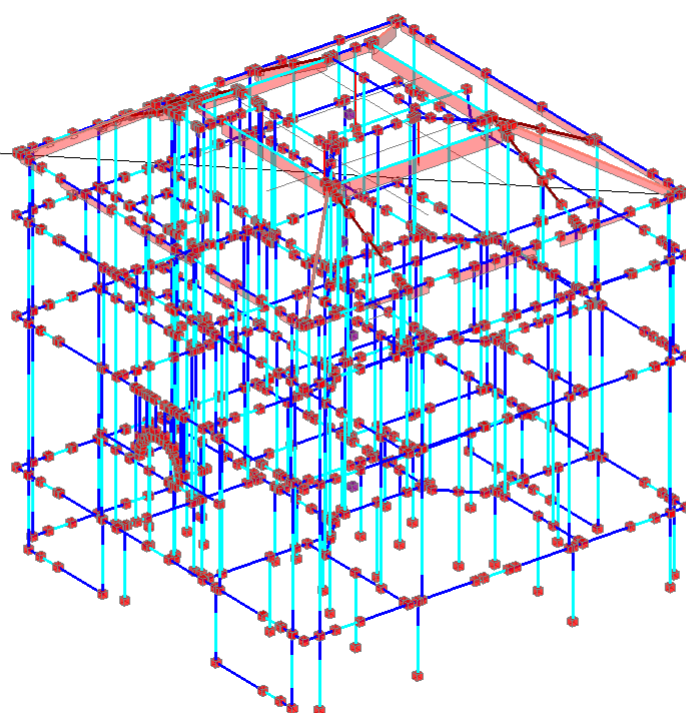


Figura 34: $CDC=Q_{nk}$ carico neve

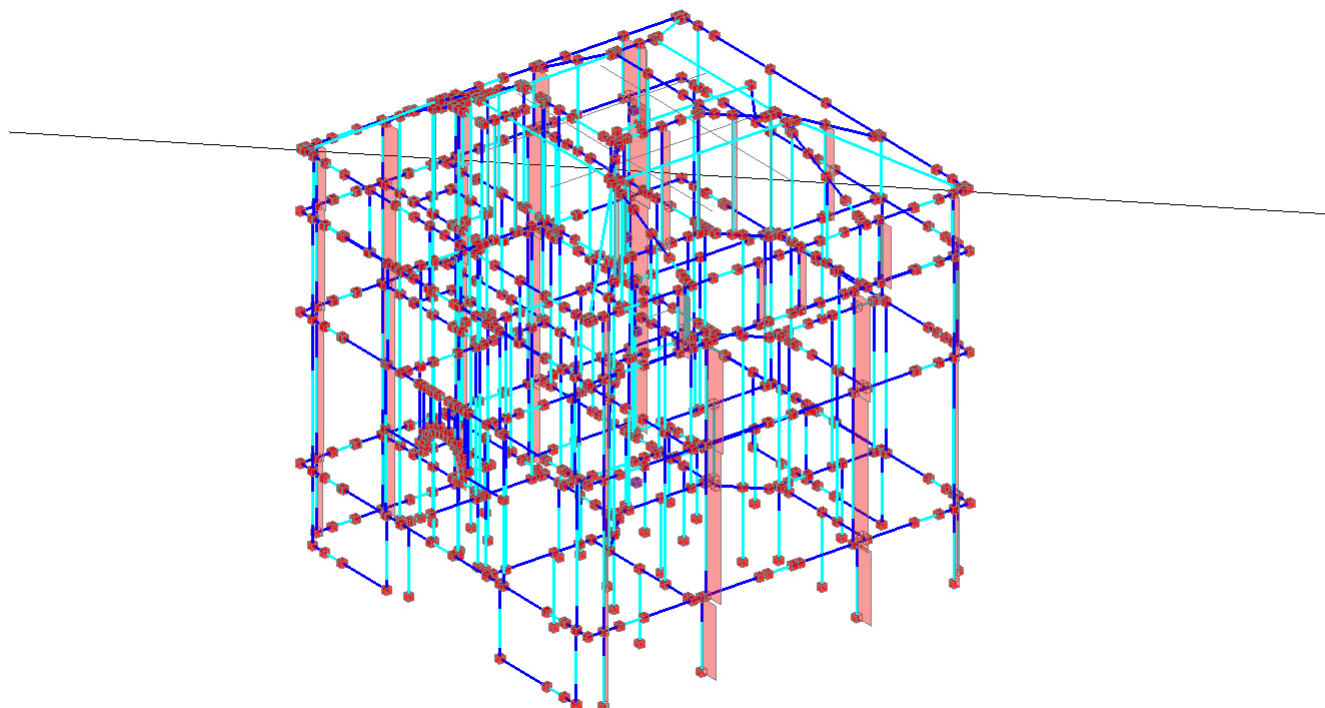


Figura 35: $CDC=Q_{vk}$ carico vento +X

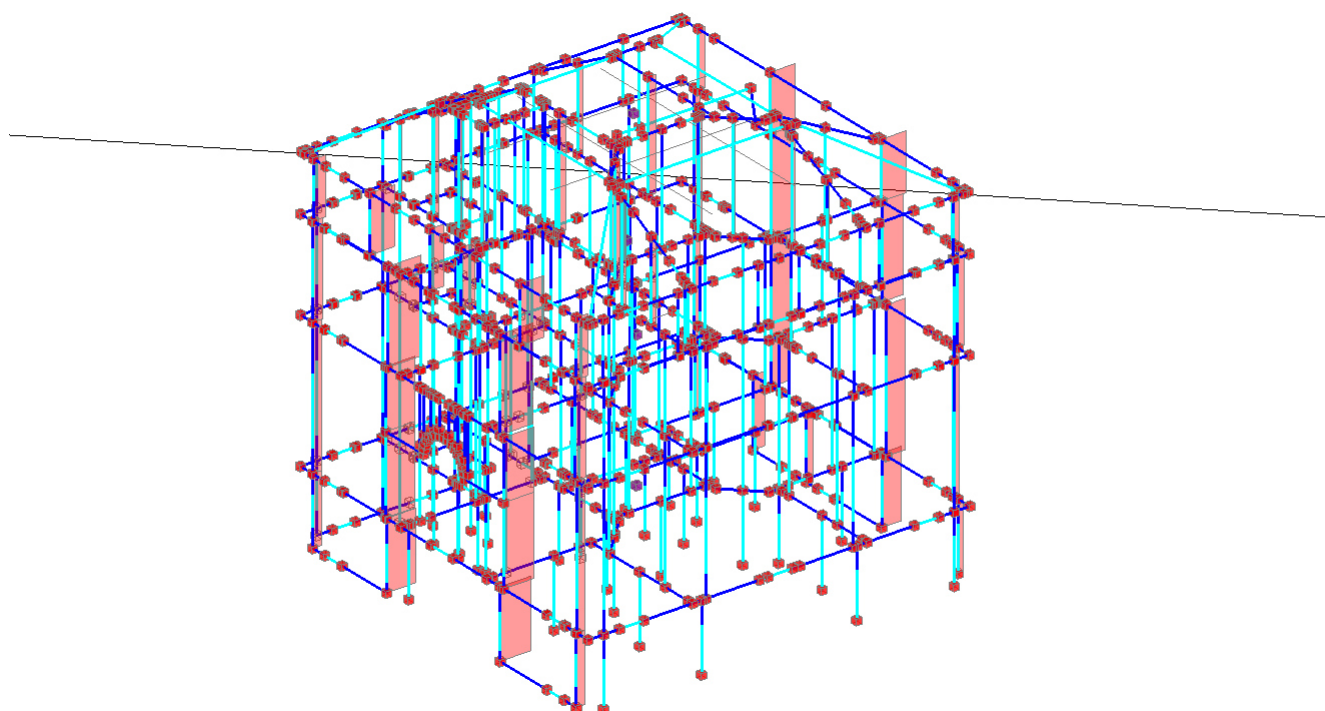


Figura 36: $CDC=Q_{vk}$ carico vento +Y

G.1.2 - Scale

Si riporta nelle immagini seguenti i carichi considerati nella verifica della scala in muratura. I carichi permanenti sono applicati sulla reale lunghezza dell'arco; il carico variabile viene applicato sulla proiezione in pianta della scala.

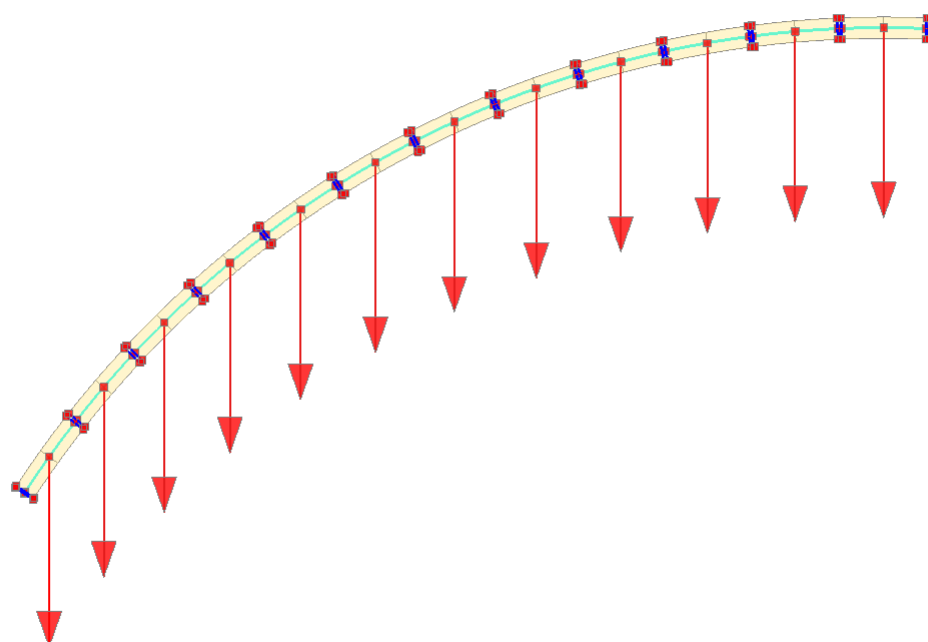


Figura 37: $CDC=G_{1k}$ scala muratura

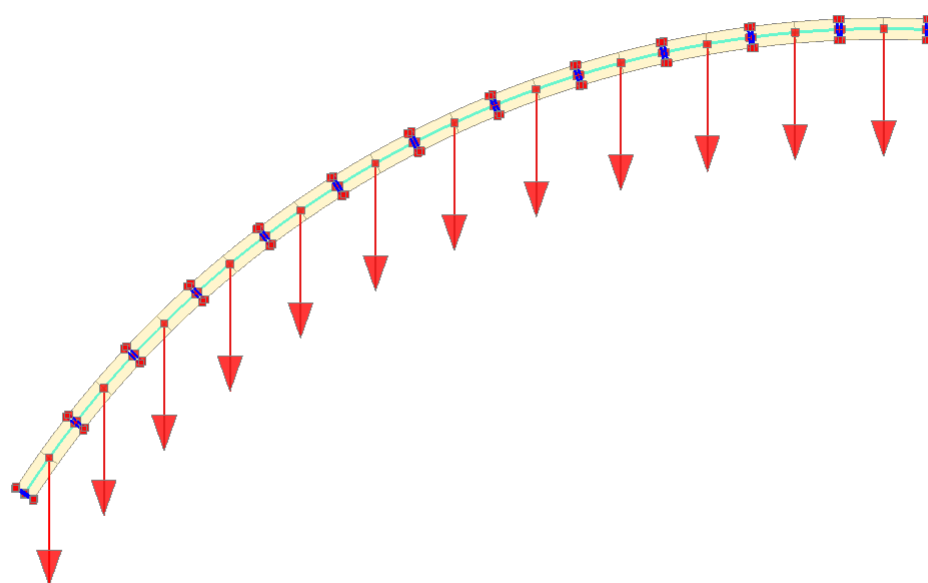


Figura 38: $CDC=G_{2k}$ scala muratura

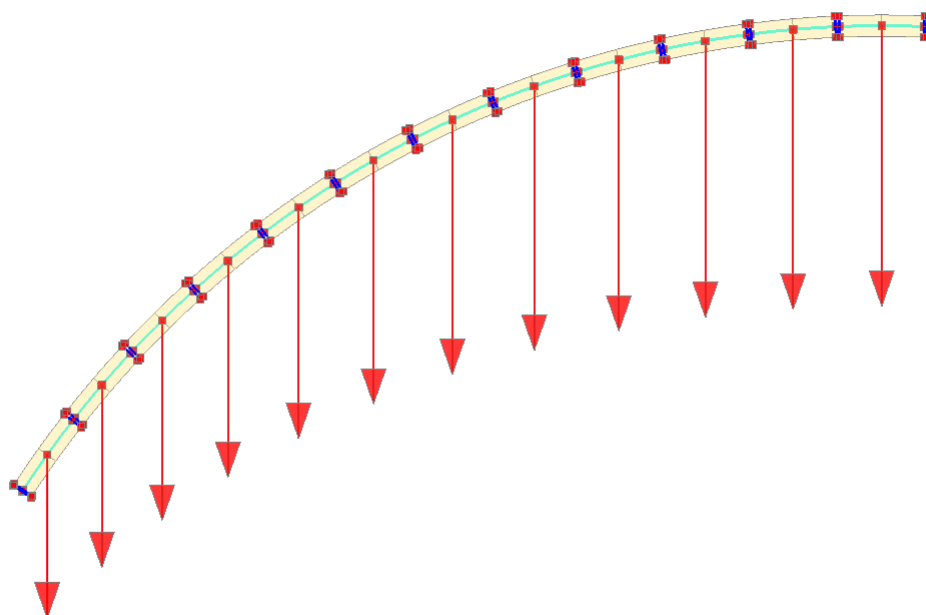


Figura 39: $CDC=Q_k$ scala muratura

G.1.3 - Reticolari lignee

I casi di carico considerati sono i seguenti:

Tabella 15: Casi di carico (CDC) travi reticolari lignee

CDC	Tipo	Sigla Id
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
2	Gk	CDC=G1k (permanente generico)
3	Gk	CDC=G2k (permanente generico n.c.d.)
4	Qk	CDC=Qk NEVE
5	Qk	CDC=Qk UFFICI

Si riporta nelle immagini seguenti i carichi considerati nella verifica della travi reticolari lignee a sostegno delle pareti dell'altana.

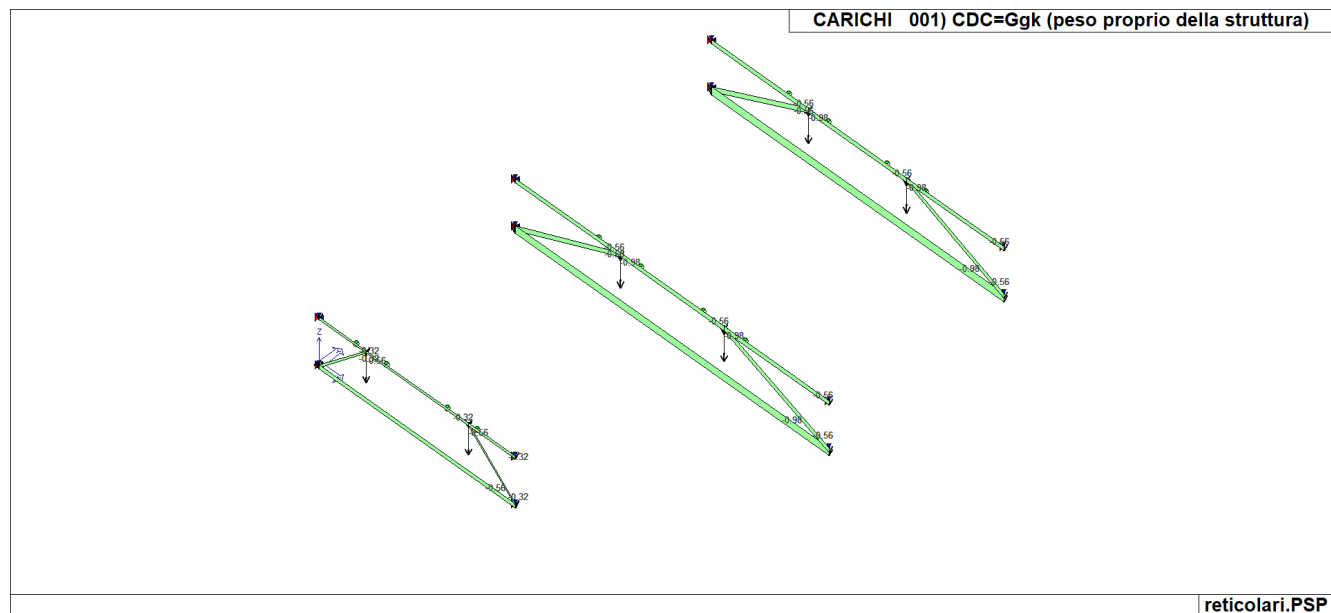


Figura 40: CDC=G_{1k} (peso proprio) travi reticolari lignee

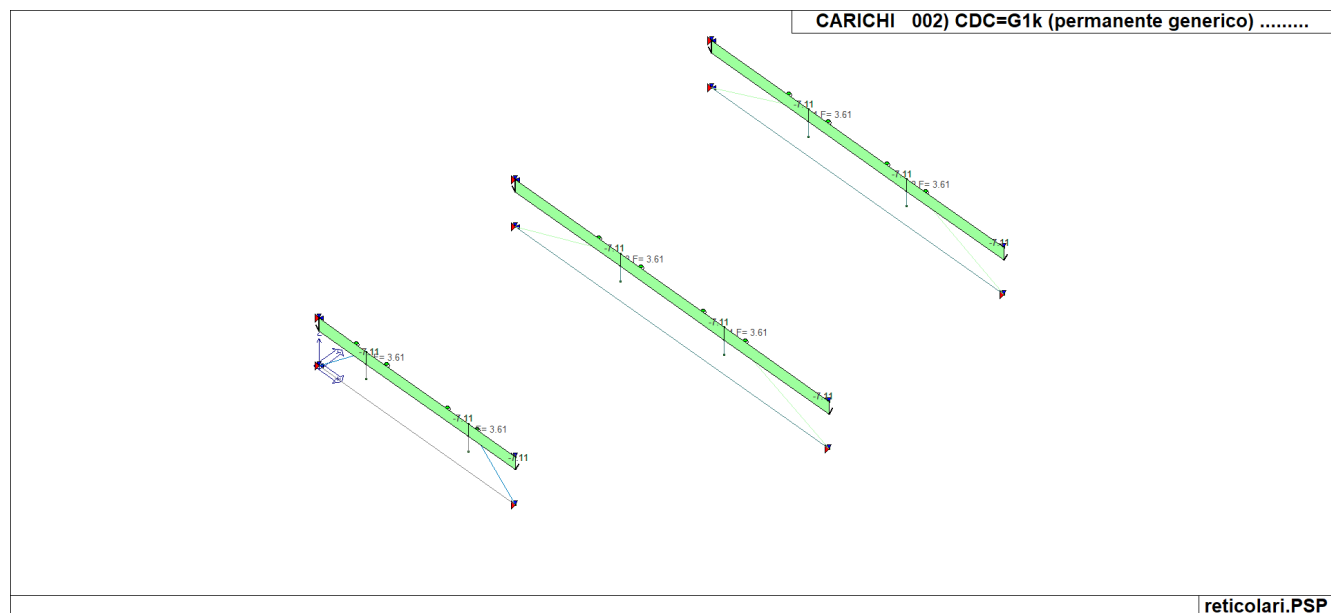
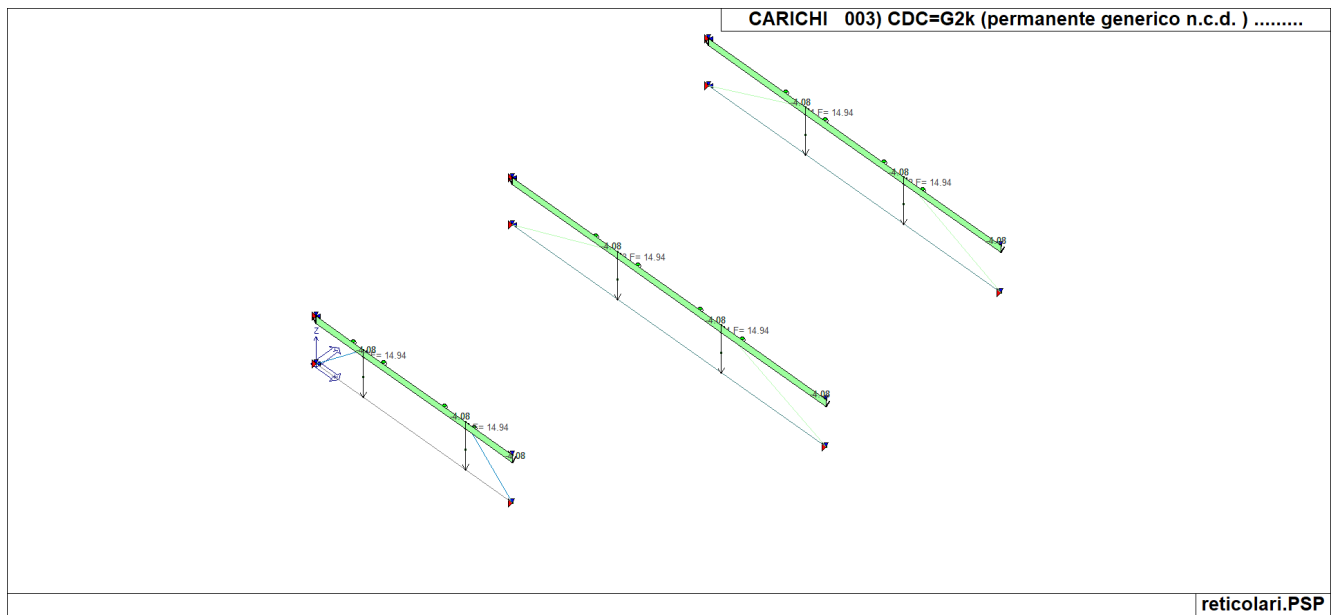
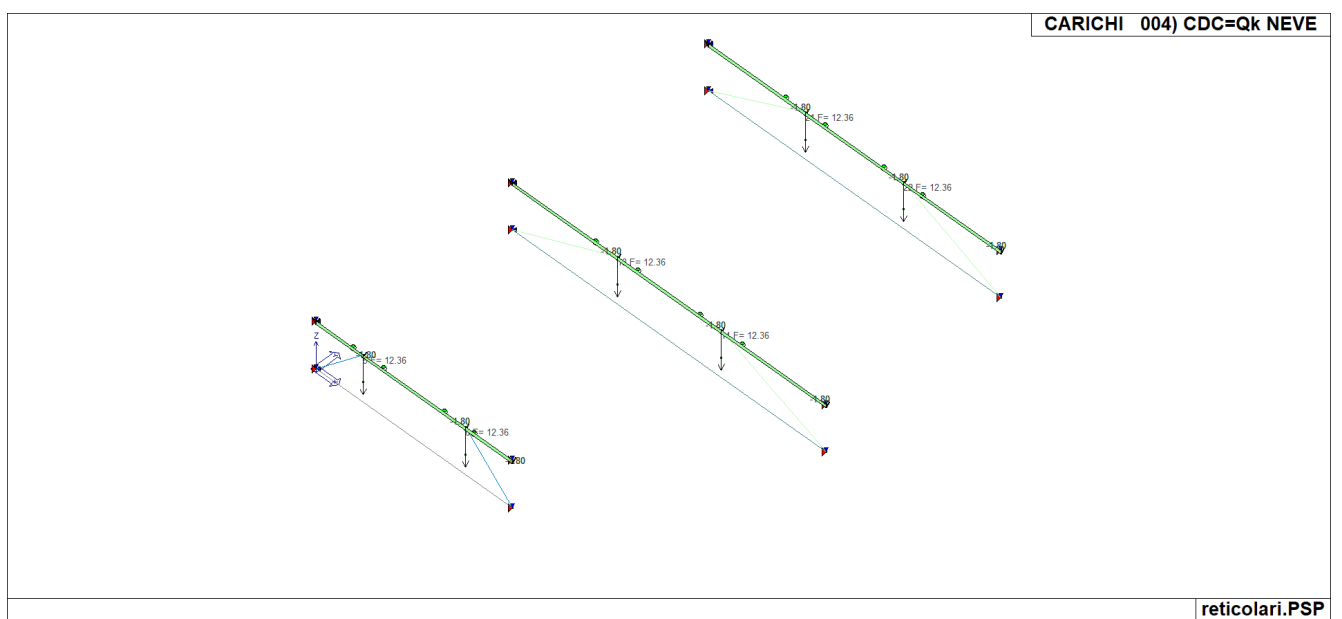


Figura 41: CDC=G_{1k} travi reticolari lignee

Figura 42: CDC=G_{2k} travi reticolari ligneeFigura 43: CDC=Q_{nk} neve travi reticolari lignee

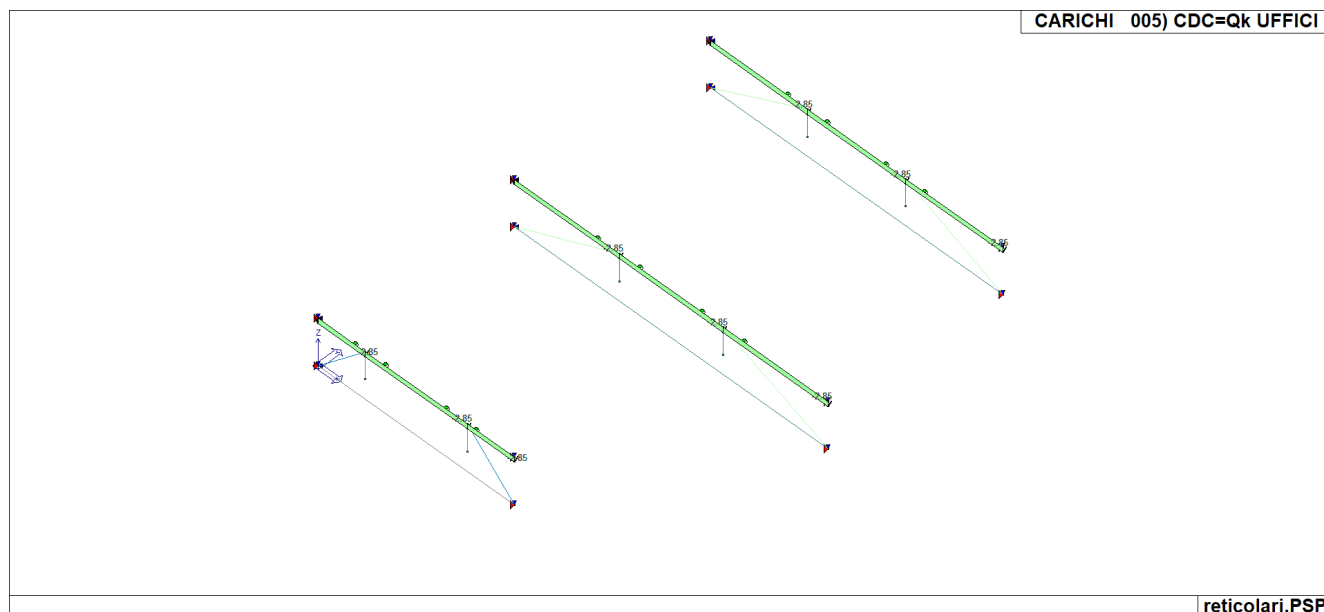


Figura 44: CDC=Q_k uffici travi reticolari lignee

G.2 - Definizione delle combinazioni

Le combinazioni utilizzate saranno le più sfavorevoli alla verifica da effettuare. Le combinazioni, sia statiche che sismiche, sono quelle previste al par. 2.5.3 delle [1]. I coefficienti parziali adottati per le singole combinazioni sono specificati nel fascicolo dei calcoli allegato alla presente. Nei fogli elettronici è considerata la combinazione più gravosa a seconda della verifica effettuata; i coefficienti parziali adottati sono specificati sul singolo foglio di calcolo.

H METODOLOGIA DI ANALISI

L'analisi utilizzata per la risoluzione del modello di calcolo è di tipo lineare per i carichi statici, mentre si è utilizzata una analisi statica non lineare (pushover), per le combinazioni che prevedono l'azione sismica. Per le verifiche fuori piano si è adottata una analisi cinematica. Per l'analisi non lineare sono state scelte le seguenti distribuzioni riportate nel paragrafo 7.3.4.2 di [1]:

Gruppo 1	Gruppo 2
distribuzione proporzionale alle forze statiche	a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

Preliminarmente al calcolo non lineare, è stata effettuata una analisi modale dell'edificio.

Lo spettro di risposta utilizzato è quello definito dal par. 3.2.2 delle [1], già descritto nel par. Definizione dei sovraccarichi - Azione sismica di base a pag. 14 della presente relazione.

Per la verifica fuori dal piano, si sono verificati i cinematismi di primo e secondo modo con una analisi cinematica lineare.

H.1 - Sintesi dei principali risultati dell'analisi

Si riportano i principali risultati dell'analisi modale.

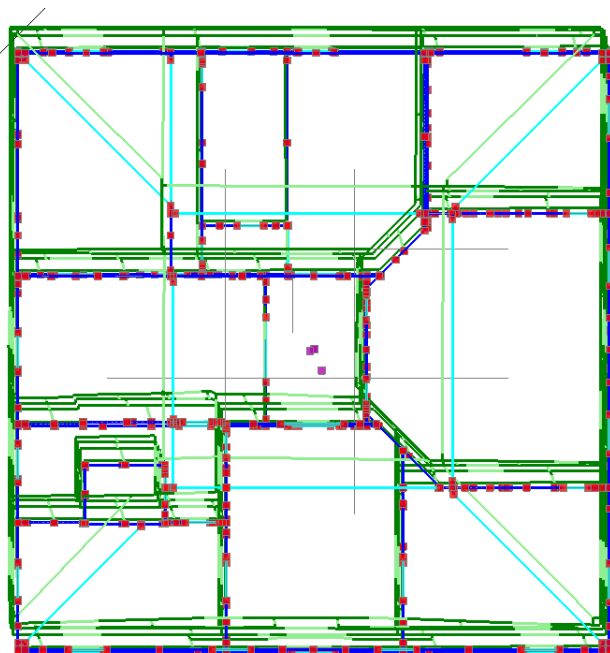


Figura 45: Deformata modo di vibrare 1 (principale in Y)

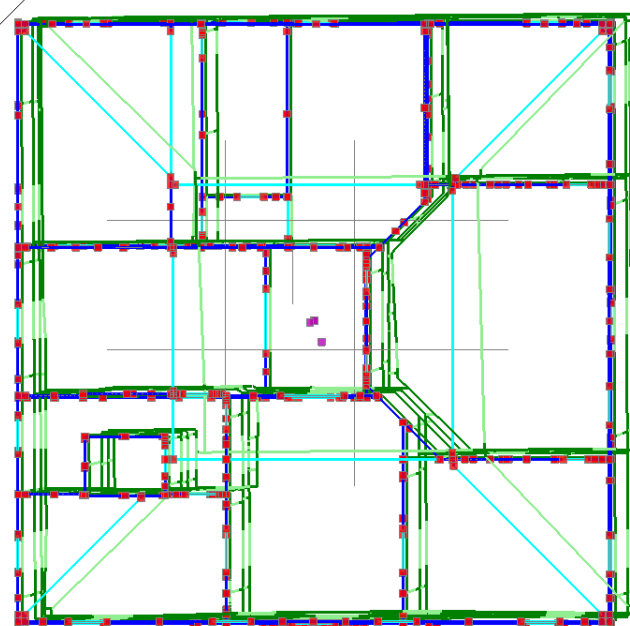


Figura 46: Deformata modo di vibrare 2 (principale in X)

Dalle deformate modali principali si nota subito che i moti non sono disaccoppiati e vi è sempre una componente torsionale, data la irregolarità in pianta e in altezza del fabbricato.

Tabella 16: Risultati analisi modale

Modo	Autovalore	Frequenza	Periodo	Masse modali efficaci	Totale progressivo %	Quote masse modali efficaci
	(rad/sec) ²	(cicli/sec)	(sec)	(% sulla massa totale)		(m)

				X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	3,23E+02	2,9	0,350	7,686	69,854	0,002	7,686	69,854	0,002	12,658	12,448	10,631
2	3,67E+02	3,1	0,328	68,046	8,273	0,000	75,731	78,128	0,002	12,555	12,215	10,963
3	7,05E+02	4,2	0,237	0,782	0,003	0,000	76,513	78,130	0,002	13,800	14,680	10,329
4	1,64E+03	6,5	0,155	0,005	0,443	0,001	76,518	78,574	0,003	13,200	13,198	12,615
5	2,16E+03	7,4	0,135	0,003	0,000	1,327	76,521	78,574	1,330	10,682	13,494	16,928
6	2,46E+03	7,9	0,127	3,402	1,658	0,022	79,923	80,232	1,352	11,941	11,899	13,523
7	2,65E+03	8,2	0,122	2,233	2,826	0,007	82,155	83,058	1,359	11,964	11,654	13,349
8	3,70E+03	9,7	0,103	0,127	1,137	0,001	82,283	84,195	1,359	12,124	12,553	12,061
9	3,98E+03	10,0	0,100	1,240	4,030	0,004	83,523	88,225	1,363	10,028	11,624	11,743
10	4,42E+03	11,0	0,095	0,142	0,069	0,001	83,666	88,294	1,364	11,338	11,256	12,324
11	5,01E+03	11,0	0,089	4,358	0,648	0,095	88,024	88,942	1,459	11,339	10,881	12,605
12	5,37E+03	12,0	0,086	0,000	0,002	1,983	88,024	88,944	3,442	10,983	11,109	12,677
13	6,11E+03	12,0	0,080	0,021	0,372	2,876	88,045	89,316	6,318	15,367	10,729	13,181
14	6,40E+03	13,0	0,079	0,034	0,147	4,416	88,079	89,463	10,734	14,234	12,129	13,584
15	6,57E+03	13,0	0,078	0,024	0,000	7,247	88,103	89,463	17,981	9,538	16,296	12,962
16	6,76E+03	13,0	0,076	0,108	0,590	3,821	88,212	90,053	21,802	13,766	10,260	12,805
17	6,80E+03	13,0	0,076	0,004	0,023	2,747	88,216	90,076	24,549	16,288	14,089	12,859
18	6,85E+03	13,0	0,076	0,054	0,137	3,636	88,270	90,213	28,185	13,651	11,300	12,968
19	7,10E+03	13,0	0,075	0,001	0,001	1,410	88,270	90,215	29,594	11,168	9,855	12,662
20	7,35E+03	14,0	0,073	0,230	0,591	0,325	88,501	90,805	29,920	13,763	11,278	11,876
21	7,41E+03	14,0	0,073	0,000	0,002	2,782	88,501	90,807	32,702	14,228	8,996	12,441
22	7,70E+03	14,0	0,072	0,042	0,868	0,144	88,543	91,675	32,846	14,673	9,813	12,258
23	8,30E+03	14,0	0,069	0,546	4,343	0,097	89,089	96,018	32,943	11,488	10,018	11,546
24	8,81E+03	15,0	0,067	0,034	0,042	0,130	89,123	96,060	33,073	10,636	9,568	13,874
25	9,32E+03	15,0	0,065	5,248	0,171	0,078	94,371	96,231	33,151	9,936	13,607	11,276
26	1,07E+04	17,0	0,061	0,992	0,342	11,359	95,363	96,573	44,510	10,372	10,480	10,954
27	1,12E+04	17,0	0,059	0,899	0,033	12,440	96,262	96,606	56,950	9,987	14,059	10,981
28	1,15E+04	17,0	0,059	0,185	2,329	1,363	96,447	98,934	58,313	9,496	8,083	11,450
29	1,17E+04	17,0	0,058	0,010	0,000	16,578	96,456	98,935	74,890	11,536	11,994	10,839
30	1,19E+04	17,0	0,058	0,021	0,097	0,066	96,477	99,032	74,956	14,136	9,362	12,564
31	1,21E+04	18,0	0,057	0,011	0,005	2,068	96,488	99,037	77,024	8,297	9,203	10,262
32	1,22E+04	18,0	0,057	0,358	0,001	4,153	96,846	99,038	81,177	8,190	12,820	10,867
33	1,26E+04	18,0	0,056	1,264	0,178	0,556	98,110	99,217	81,734	9,434	11,714	11,332
34	1,29E+04	18,0	0,055	0,050	0,038	0,073	98,160	99,255	81,807	11,514	11,141	11,187
35	1,32E+04	18,0	0,055	0,050	0,032	0,052	98,210	99,287	81,858	12,813	14,060	11,626
36	1,42E+04	19,0	0,053	0,686	0,004	0,100	98,896	99,291	81,959	10,435	16,262	11,286
37	1,43E+04	19,0	0,053	0,220	0,413	0,007	99,116	99,704	81,965	10,202	10,644	11,053
38	1,65E+04	20,0	0,049	0,073	0,028	0,000	99,189	99,732	81,965	8,143	8,426	10,997
39	1,68E+04	21,0	0,049	0,079	0,003	0,002	99,267	99,735	81,967	11,728	13,640	10,912
40	1,73E+04	21,0	0,048	0,016	0,055	0,096	99,283	99,791	82,063	13,120	12,821	11,090
41	1,80E+04	21,0	0,047	0,294	0,012	0,074	99,577	99,802	82,137	11,102	14,909	11,290
42	1,82E+04	21,0	0,047	0,151	0,005	0,160	99,728	99,807	82,297	11,694	15,447	11,189
43	1,84E+04	22,0	0,046	0,019	0,001	0,464	99,748	99,808	82,760	14,456	15,439	11,262
44	1,86E+04	22,0	0,046	0,000	0,004	2,132	99,748	99,812	84,892	11,943	12,545	7,927
45	1,91E+04	22,0	0,046	0,003	0,028	0,568	99,751	99,840	85,460	12,870	12,410	11,511

Entrambi i modi principali hanno partecipazione di massa superiore al 60% che è il limite per l'applicazione dell'analisi non lineare per le nuove costruzioni in muratura (par. 7.8.1.5.4 di [1]).

I CRITERI DI VERIFICA

I.1 - Generali

Le verifiche sono state eseguite con il metodo semi probabilistico agli stati limite. In particolare:

Verifiche di resistenza $R_d \geq E_d$

Verifiche tensionali $\sigma_{id} \geq \sigma_{Ed}$

I.2 - Sismici

Verifiche spostamento pushover

$$d_u^* \leq d_{e,max}^*$$

Verifiche cinatismi fuori dal piano $a_0^* \geq a^*$

J RISULTATI E VERIFICHE

J.1 - Caratteristiche di sollecitazione

Si riportano i diagrammi delle principali sollecitazioni.

J.1.1 - Edificio muratura

Sforzo normale N
kN (Valore assoluto)

0.00 - 203.20
203.20 - 406.39
406.39 - 609.59
609.59 - 812.78
812.78 - 1015.98
1015.98 - 1219.18
1219.18 - 1422.37
1422.37 - 1625.57
1625.57 - 1828.76
1828.76 - 2031.96

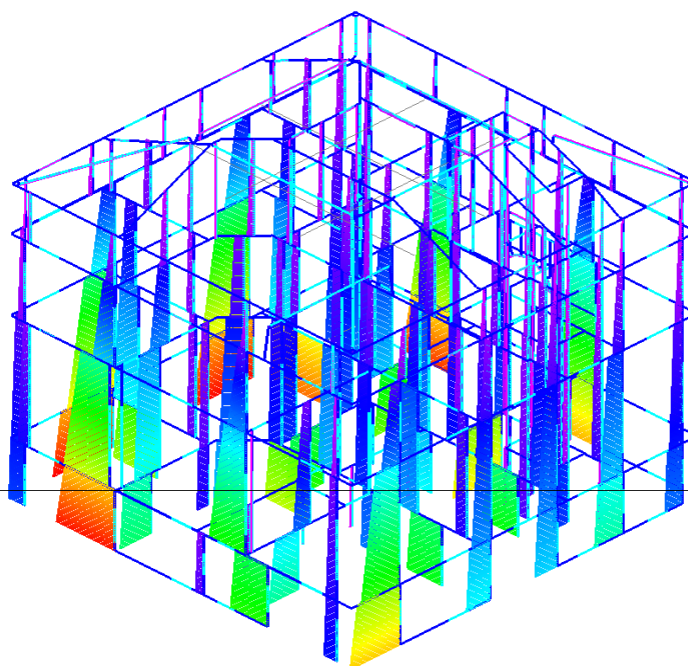


Figura 47: sforzo normale N

Tensione $\sigma(N)$
 N/mm² (Valore assoluto)

- 0.000 - 0.442
- 0.442 - 0.885
- 0.885 - 1.327
- 1.327 - 1.770
- 1.770 - 2.212
- 2.212 - 2.655
- 2.655 - 3.097
- 3.097 - 3.540
- 3.540 - 3.982
- 3.982 - 4.425

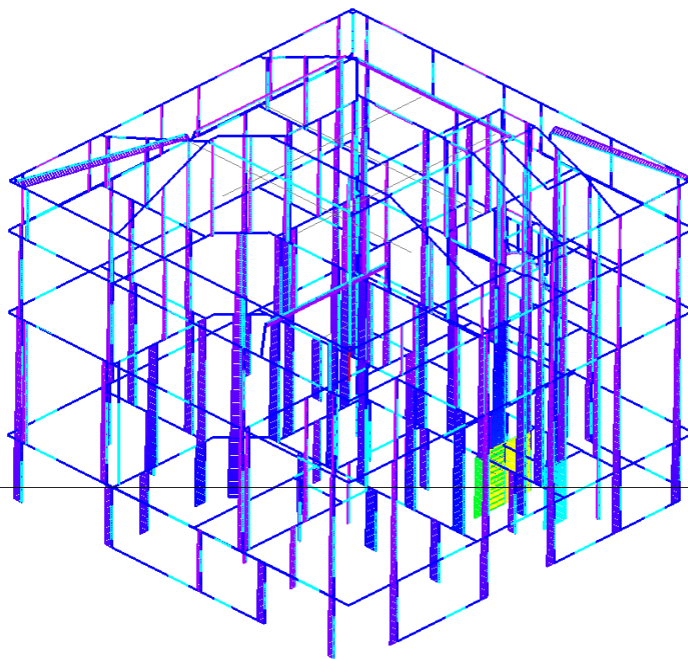


Figura 48: tensione $\sigma(N)$

J.1.2 - Scala

Sforzo normale N
 kN (Valore assoluto)

- 0.15 - 3.88
- 3.88 - 7.61
- 7.61 - 11.34
- 11.34 - 15.07
- 15.07 - 18.81
- 18.81 - 22.54
- 22.54 - 26.27
- 26.27 - 30.00
- 30.00 - 33.73
- 33.73 - 37.46

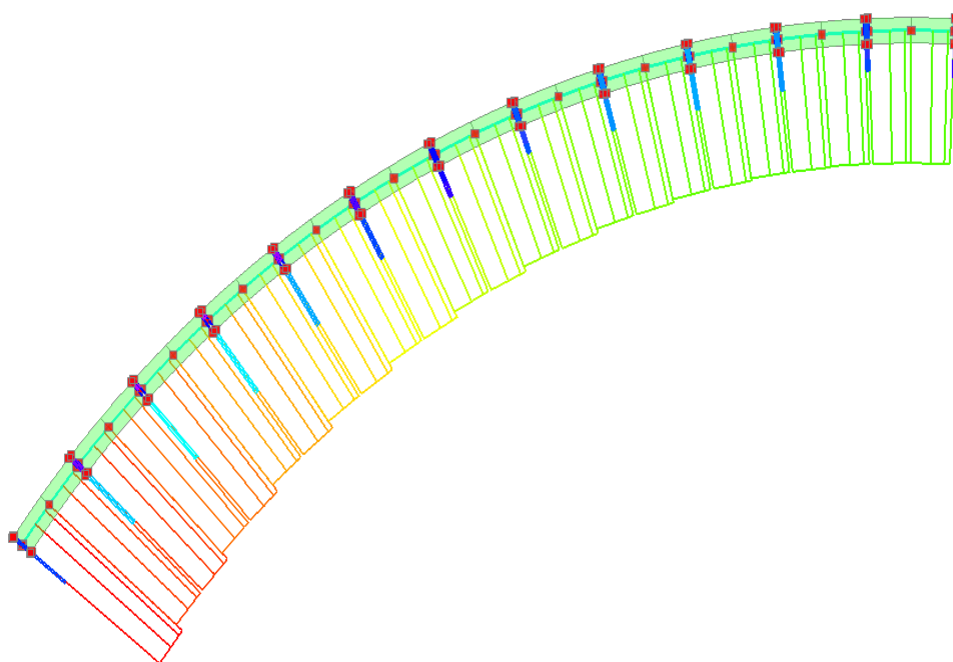
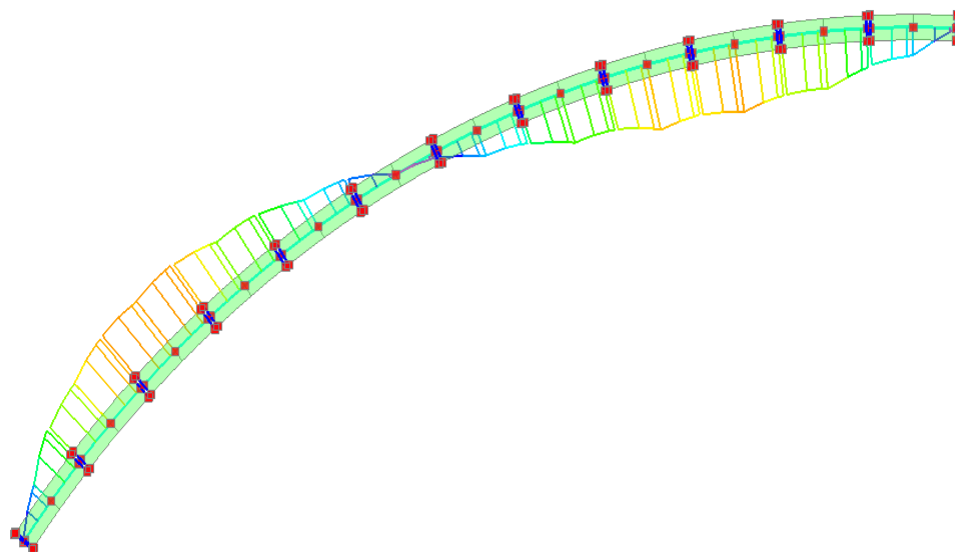


Figura 49: sforzo normale N scala in muratura

Momento My

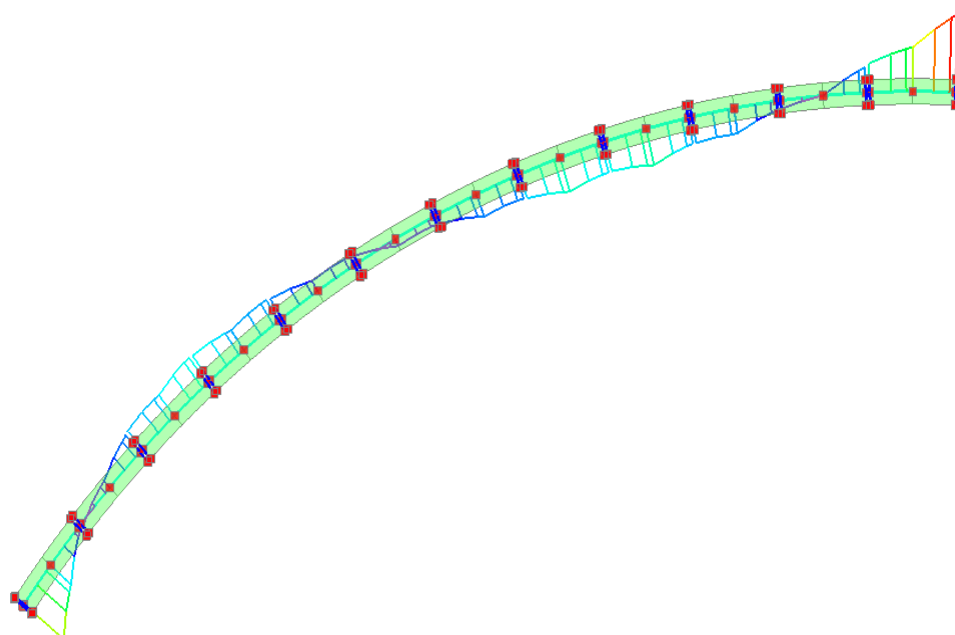
kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 0.09
- 0.09 - 0.19
- 0.19 - 0.28
- 0.28 - 0.37
- 0.37 - 0.47
- 0.47 - 0.56
- 0.56 - 0.65
- 0.65 - 0.74
- 0.74 - 0.84
- 0.84 - 0.93

**Figura 50: momento flettente arco appoggiato scala in muratura****Momento My**

kNm (Valore assoluto)

- 0.00 - 0.09
- 0.09 - 0.19
- 0.19 - 0.28
- 0.28 - 0.37
- 0.37 - 0.47
- 0.47 - 0.56
- 0.56 - 0.65
- 0.65 - 0.74
- 0.74 - 0.84
- 0.84 - 0.93

**Figura 51: momento flettente arco incastrato scala in muratura**

J.1.3 - Travi reticolari lignee

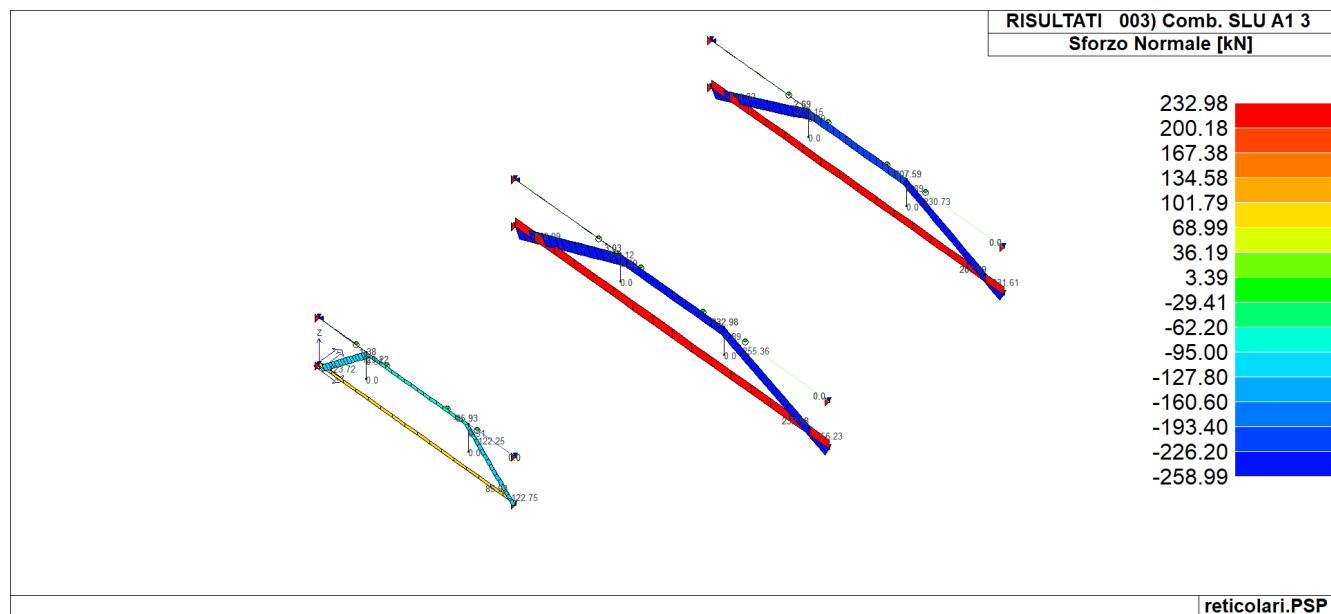


Figura 52: sforzo normale N travi reticolari lignee

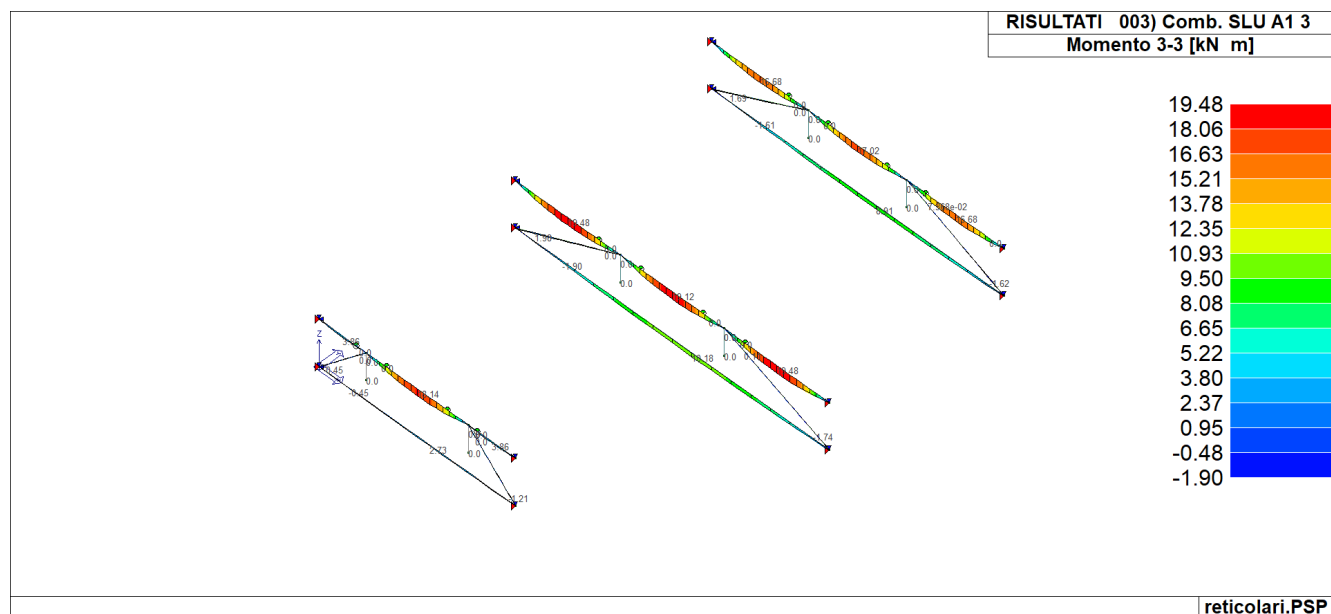


Figura 53: momento flettente M33 travi reticolari lignee

J.2 - Sintesi delle verifiche di sicurezza

Nel seguito le verifiche di sicurezza vengono riassunte per immagini in cui si le verifiche sono soddisfatte se il coefficiente di sicurezza è minore o uguale a 1 o viceversa vengono evidenziate le carenze in termini di verifica. Tutte le valutazioni numeriche, siano esse da software di calcolo o foglio elettronico, sono allegate nel fascicolo

dei calcoli relativo.

J.2.1 - Verifica degli orizzontamenti

La verifica degli orizzontamenti della struttura è già stata effettuata nella valutazione di sicurezza dell'ing. Spallanzani [5] con esiti positivi. Si riportano quindi i risultati di detti calcoli nel seguito. Per i dettagli si può consultare la documentazione allegata.

Siccome le verifiche erano state condotte con il metodo delle tensioni ammissibili, immediatamente a seguire si riportano le medesime con il metodo semi probabilistico agli stati limite come da [1].

ANALISI DEI CARICHI ALLO STATO DI FATTO

- Tavellone in laterizio, sp. 6 cm – Densità 650 kg/m ³	=	40 kg/m ²
- Riempimento in argilla espansa e cemento, sp. Var 8÷18 cm – Densità 600 kg/m ³	=	50÷110 kg/m ²
- Soletta in calcestruzzo armata, sp. 4 cm – Densità 2500 kg/m ³	=	100 kg/m ²
- Malta per posa pavimeto, sp. 3 cm – Densità 2000 kg/m ³	=	60 kg/m ²
- Pavimento in marmo, sp. 2 cm	=	40 kg/m ²
Tot. per.:	=	290÷350 kg/m²
- Sovraccarico accidentale per uffici	=	300 kg/m ²
Tot. per.+acc.:	=	590÷650 kg/m²

	Secondo solaio			Terzo solaio		
	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]	Profilo [m ²]	Sp. riemp. [cm ²]	Peso riemp [kg/m ²]
Sala A	IPE 160	10	60	IPE 180	12	75
Sala B	IPE 140	8	50	IPE 160	10	60
Sala C	IPE 180	12	75	IPE 200	14	85
Sala D	IPE 200	14	85	IPE 220	16	95
Sala E	IPE 220	16	95	IPE 240	18	110
Sala F	IPE 240	18	110	IPE 240	18	110

Tabella 3.1.1: determinazione dello spessore dei riempimenti agenti sulle travi per ciascuna sala del municipio

Ipotizzando uno schema statico di appoggio-appoggio il momento flettente in mezzzeria e la freccia massima vengono determinate con le formulazioni seguenti:

$$M_z = \frac{q_{tot} \cdot l^2}{8}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{EJ_y}$$

	Profilo	G ₁ [kg/m]	G ₂ [kg/m ²]	Q [kg/m ²]	i [cm]	q [kg/m]	L [cm]	M [kg·cm]	W [cm ³]	J [cm ⁴]	σ [kg/cm ²]	f [cm]	f _{lim} [cm]
Sala A	IPE 160	15.8	300	300	70	435.8	441	105944	108.7	869.3	975	1.20	2.20
Sala B	IPE 140	12.9	290	300	120	720.9	263	62330	77.32	541.2	806	0.40	1.31
Sala C	IPE 180	18.8	315	300	75	480.8	483	140207	146.3	1317	958	1.26	2.41
Sala D	IPE 200	22.4	325	300	75	491.4	525	169303	194.3	1943	871	1.21	2.62
Sala E	IPE 220	26.2	335	300	80	534.2	546	199067	252	2772	790	1.08	2.73
Sala F	IPE 240	30.7	350	300	70	485.7	740	332462	324.3	3892	1025	2.37	3.70

Tabella 3.1.2: verifica semplificata alle tensioni ammissibili delle travi in acciaio del secondo solaio

	Profilo	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	i [m]	$q_{d,SLU}$ [kN/m]	L [m]	M_{Ed} [kN m]	$W_{el,y}$ [cm ³]	M_{Rd} [kN m]	
SALA A	IPE 160	0,16	3,00	3,00	0,70	6,46	4,41	15,70	109	18,02	OK
SALA B	IPE 140	0,13	2,90	3,00	1,20	10,75	2,63	9,29	77	12,82	OK
SALA C	IPE 180	0,19	3,15	3,00	0,75	7,11	4,83	20,72	146	24,25	OK
SALA D	IPE 200	0,22	3,25	3,00	0,75	7,26	5,25	25,00	194	32,21	OK
SALA E	IPE 220	0,26	3,35	3,00	0,80	7,88	5,46	29,37	252	41,78	OK
SALA F	IPE 240	0,31	3,50	3,00	0,70	7,13	7,40	48,82	324	53,76	OK

Tabella 17: verifica SLU travi acciaio secondo solaio

	Profilo	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	i [m]	$q_{d,SLE}$ [kN/m]	L [m]	J_y [cm ⁴]	δ_{max} [mm]	$\delta_{max,amm}$ [mm]	δ_2 [mm]	$\delta_{2,amm}$ [mm]	
SALA A	IPE 160	0,16	3,00	3,00	0,70	4,36	4,41	869	11,8	17,6	5,7	14,7	OK
SALA B	IPE 140	0,13	2,90	3,00	1,20	7,21	2,63	541	4,0	10,5	2,0	8,8	OK
SALA C	IPE 180	0,19	3,15	3,00	0,75	4,80	4,83	1.317	12,3	19,3	5,8	16,1	OK
SALA D	IPE 200	0,22	3,25	3,00	0,75	4,91	5,25	1.943	11,9	21,0	5,5	17,5	OK
SALA E	IPE 220	0,26	3,35	3,00	0,80	5,34	5,46	2.772	10,6	21,8	4,8	18,2	OK
SALA F	IPE 240	0,31	3,50	3,00	0,70	4,86	7,40	3.892	23,2	29,6	10,0	24,7	OK

Tabella 18: verifica SLE travi acciaio secondo solaio

	Profilo	G_1 [kg/m]	G_2 [kg/m ²]	Q [kg/m ²]	i [cm]	q [kg/m]	L [cm]	M [kg·cm]	W [cm ³]	J [cm ⁴]	σ [kg/cm ²]	f [cm]	f_{lim} [cm]
Sala A	IPE 180	18.8	315	300	70	449.3	441	109225	146.3	1317	747	0.82	2.20
Sala B	IPE 160	15.8	300	300	120	735.8	263	63618	108.7	869.3	585	0.26	1.31
Sala C	IPE 200	22.4	325	300	70	459.9	483	134112	194.3	1943	690	0.81	2.41
Sala D	IPE 220	26.2	335	300	95	629.45	525	216865	252	2772	861	1.09	2.62
Sala E	IPE 240	30.7	350	300	110	745.7	540	271808	324.3	3892	838	1.03	2.70
Sala F	IPE 240	30.7	350	300	60	420.7	746	292658	324.3	3892	902	2.12	3.73

Tabella 3.1.3: verifica semplificata alle tensioni ammissibili delle travi in acciaio del terzo solaio

	Profilo	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	i [m]	$q_{d,SLU}$ [kN/m]	L [m]	M_{Ed} [kN m]	$W_{el,y}$ [cm ³]	M_{Rd} [kN m]	
SALA A	IPE 180	0,19	3,15	3,00	0,70	6,65	4,41	16,16	146	26,41	OK
SALA B	IPE 160	0,16	3,00	3,00	1,20	10,96	2,63	9,47	109	19,62	OK
SALA C	IPE 200	0,22	3,25	3,00	0,70	6,79	4,83	19,79	194	35,07	OK
SALA D	IPE 220	0,26	3,35	3,00	0,95	9,31	5,25	32,08	252	45,48	OK
SALA E	IPE 240	0,31	3,50	3,00	1,10	11,03	5,40	40,21	324	58,53	OK
SALA F	IPE 240	0,31	3,50	3,00	0,60	6,16	7,46	42,83	324	58,53	OK

Tabella 19: verifica SLU travi acciaio terzo solaio

	Profilo	g_{1k} [kN/m]	g_{2k} [kN/m ²]	q_k [kN/m ²]	i [m]	$q_{d,SLE}$ [kN/m]	L [m]	J_y [cm ⁴]	δ_{max} [mm]	$\delta_{max,amm}$ [mm]	δ_2 [mm]	$\delta_{2,amm}$ [mm]	
SALA A	IPE 180	0,19	3,15	3,00	0,70	4,49	4,41	1.317	8,0	17,6	3,7	14,7	OK
SALA B	IPE 160	0,16	3,00	3,00	1,20	7,36	2,63	869	2,5	10,5	1,2	8,8	OK
SALA C	IPE 200	0,22	3,25	3,00	0,70	4,60	4,83	1.943	8,0	19,3	3,6	16,1	OK
SALA D	IPE 220	0,26	3,35	3,00	0,95	6,29	5,25	2.772	10,7	21,0	4,8	17,5	OK
SALA E	IPE 240	0,31	3,50	3,00	1,10	7,46	5,40	3.892	10,1	21,6	4,5	18,0	OK
SALA F	IPE 240	0,31	3,50	3,00	0,60	4,21	7,46	3.892	20,8	29,8	8,9	24,9	OK

Tabella 20: verifica SLE travi acciaio terzo solaio

J.2.2 - Verifica scale in muratura

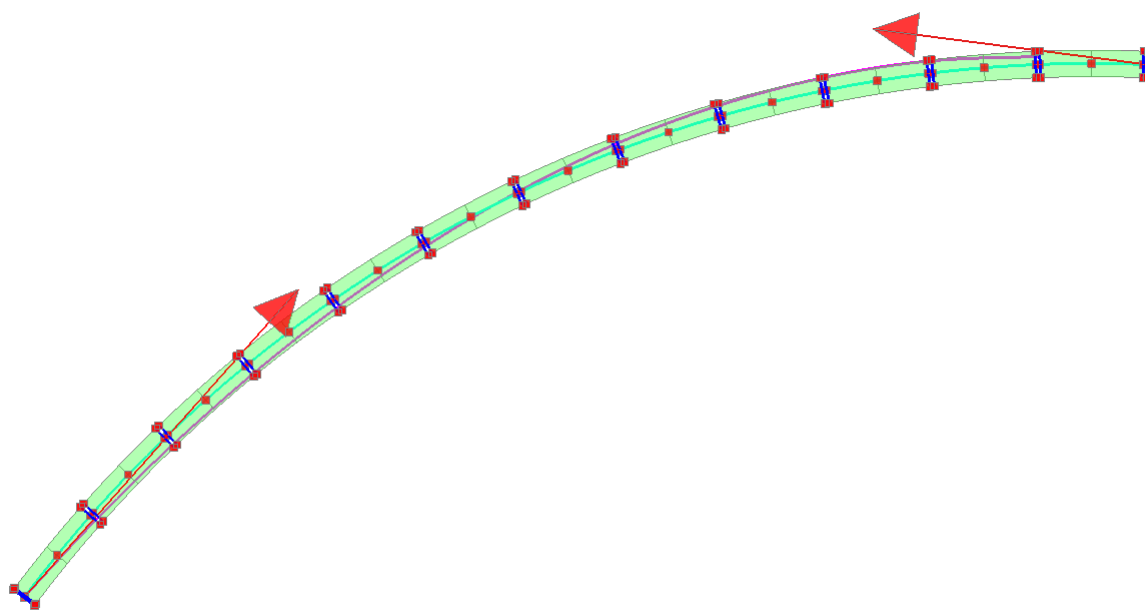


Figura 54: verifica arco scala semplicemente appoggiato

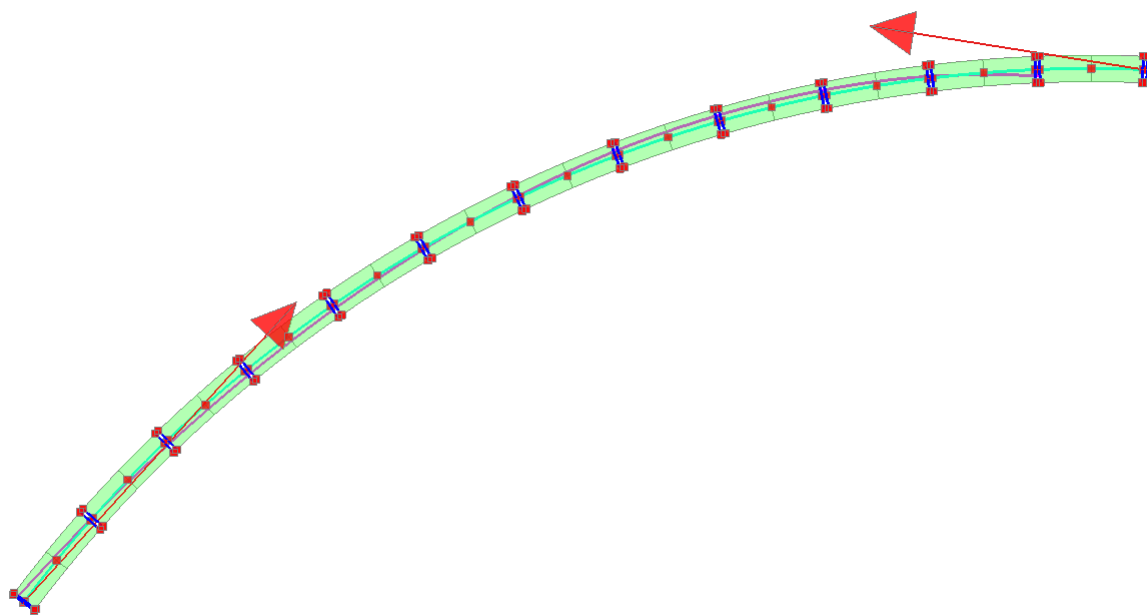


Figura 55: verifica arco scala incastrato

Da Figura 54 e Figura 55 si nota come la curva delle pressioni resti sempre nello spessore dell'arco, per cui non vi sono sezioni in trazione nello stesso.

J.2.3 - Verifica travi reticolari lignee

Nelle immagini seguenti si riportano i risultati delle verifiche che sono soddisfatte.

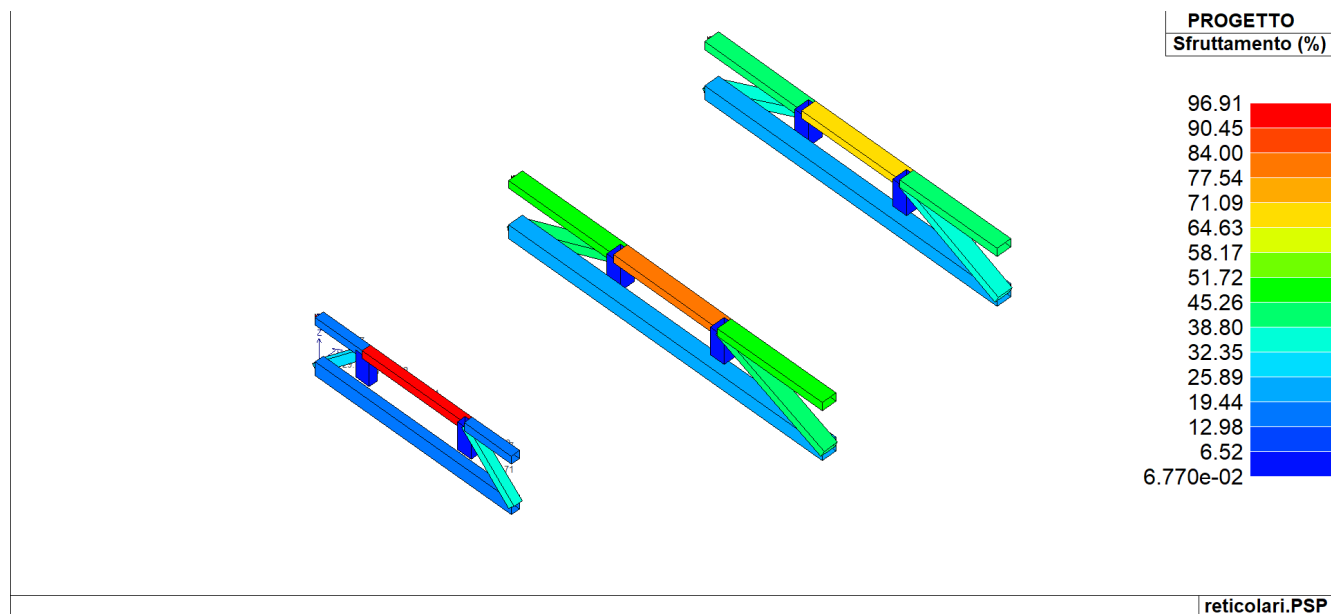


Figura 56: sfruttamento sezione lignea (verificato se $\leq 100\%$)

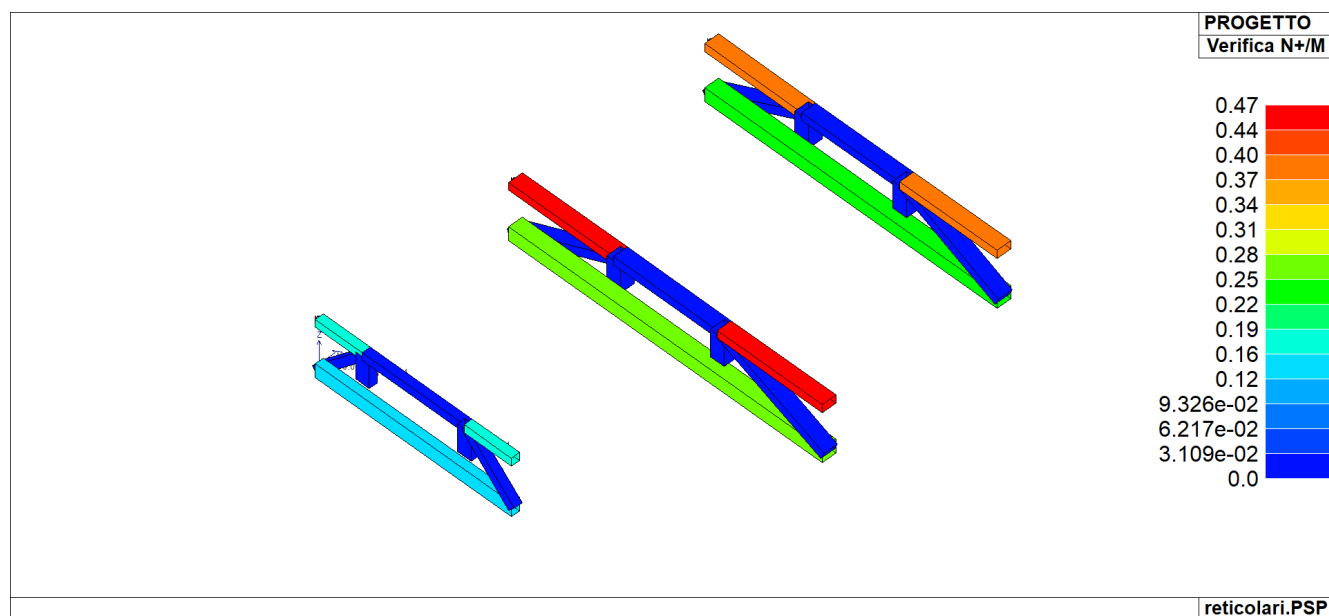


Figura 57: verifica tensoflessione travi reticolari lignee

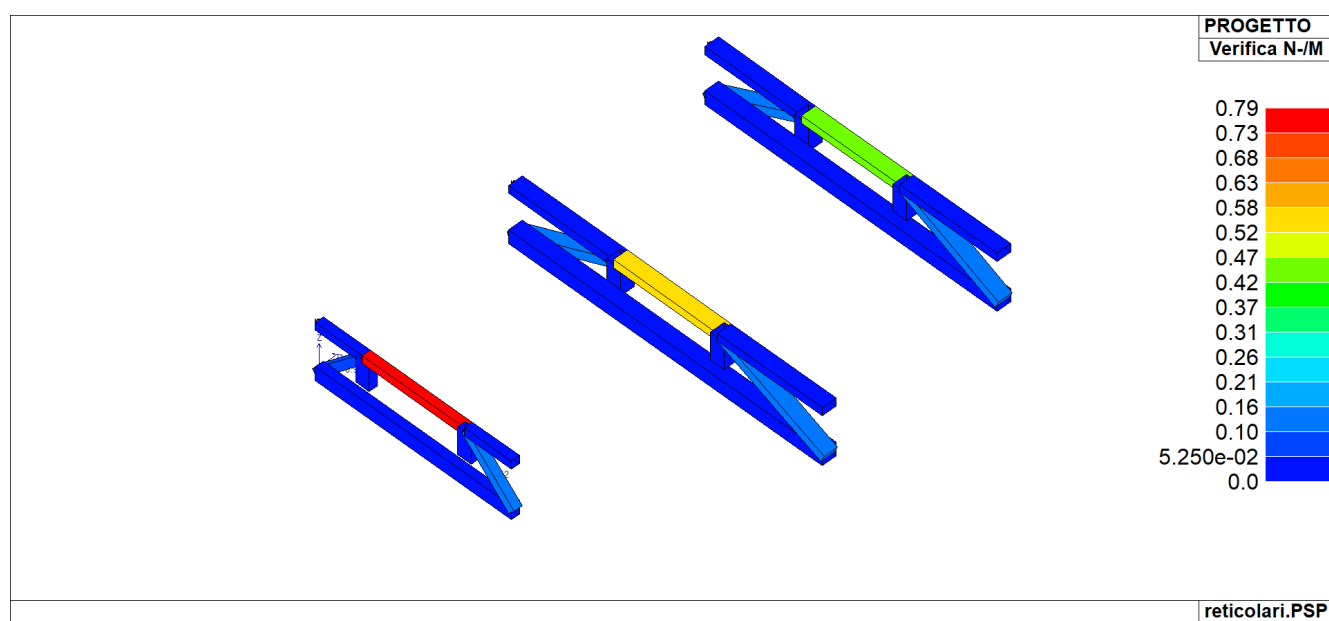


Figura 58: verifica pressoflessione travi reticolari lignee

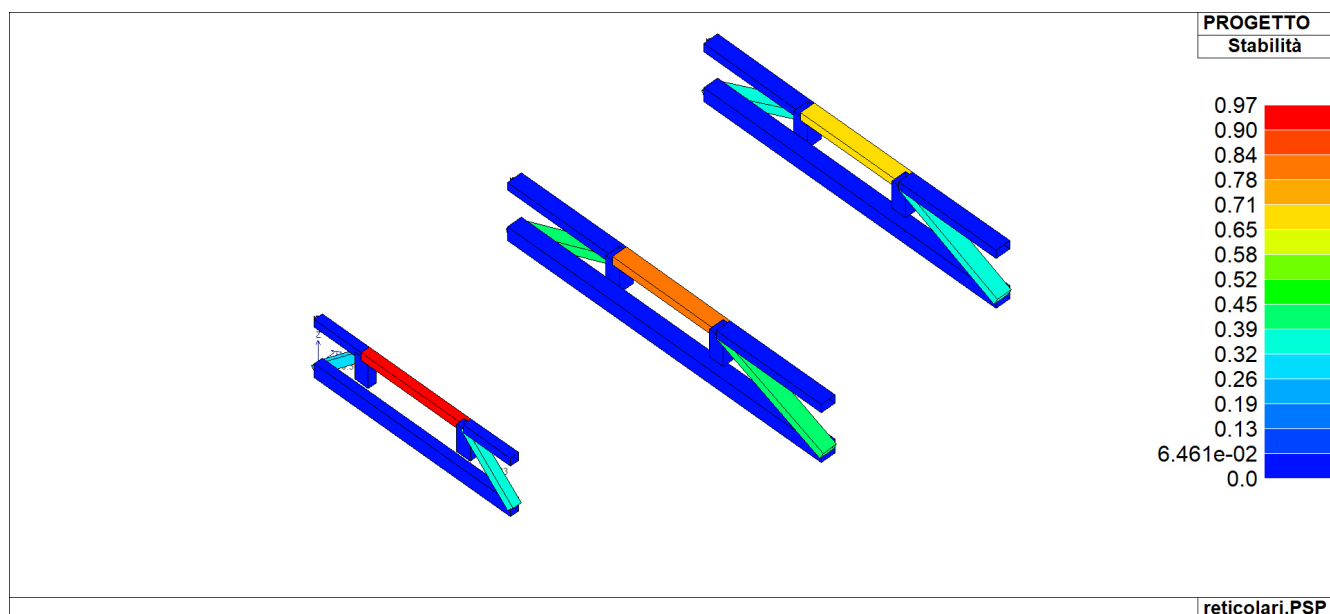


Figura 59: verifica stabilità travi reticolari lignee

J.2.4 - Verifica locale altana

Si riportano i risultati dei fogli di calcolo per l'altana.

N	L _x [m]	L _y [m]	H [m]	x _G [m]	y _G [m]	tipo	A _i [m ²]	I _{xi} [m ⁴]	I _{yi} [m ⁴]	J _{xi} [m ⁴]	J _{yi} [m ⁴]
1	0,25	3,45	3,30	4,42	2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83
2	3,45	0,25	3,30	2,70	4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00
3	3,45	0,25	3,30	-2,70	4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00
4	0,25	3,45	3,30	-4,42	2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83
5	0,25	3,45	3,30	-4,42	-2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83
6	3,45	0,25	3,30	-2,70	-4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00
7	3,45	0,25	3,30	2,70	-4,42	muro	0,86	4,49E-03	8,52E-01	16,83	0,00
8	0,25	3,45	3,30	4,42	-2,70	muro	0,86	8,52E-01	4,49E-03	0,00	16,83
9	0,22	0,36	2,80	1,72	2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24
10	0,22	0,36	2,80	-1,72	2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24
11	0,22	0,36	2,80	-1,72	-2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24
12	0,22	0,36	2,80	1,72	-2,40	pilastro	0,08	8,67E-04	3,33E-04	0,46	0,24
TOT							7,21			69,17	68,27

N	pp [kN]	g _{1k} [kN/m]	g _{2k} [kN/m]	q _{nk} [kN/m]	G _{1k} [kN]	G _{2k} [kN]	Q _{nk} [kN]	Q _{d,SLU} [kN]	σ _{N,SLU} [MPa]	FS statica
1	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
2	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
3	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
4	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
5	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
6	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
7	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
8	51,16	0,53	2,18	1,80	0,00	0,00	0,00	89,40	0,10	0,087
9	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
10	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
11	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
12	4,05	0,00	0,00	0,00	3,50	14,50	12,00	49,56	0,62	0,518
TOT								913,42		

N	Q _{d,SLV} [kN]	H _{d,SLV} [kN]	σ _{N,SLV} [MPa]	M _{Ed,SLV} [MPa]	M _{u,SLV} [kN m]	FS sismica	b	V _{t,SLV} [kN]	FS sismica
1	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
2	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
3	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
4	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
5	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
6	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
7	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
8	60,46	31,45	0,07	59,87	99,33	1,659	1,00	103,04	3,276
9	22,05	11,47	0,27	29,16	3,25	0,111	1,50	9,67	0,843
10	22,05	11,47	0,27	29,16	3,25	0,111	1,50	9,67	0,843
11	22,05	11,47	0,27	29,16	3,25	0,111	1,50	9,67	0,843
12	22,05	11,47	0,27	29,16	3,25	0,111	1,50	9,67	0,843
TOT	571,86	297,46	[7.8.2]				[C8.7.1.16]		

Si nota come dal punto di vista statico non vi siano criticità. Dal punto di vista dell'azione sismica i pilastri, che hanno un'area di influenza molto ampia; mancando la collaborazione con i maschi murari perimetrali, l'azione sismica rimane alta e conseguentemente vanno in crisi per pressoflessione. Le murature hanno invece risorse di resistenza.

J.2.5 - Verifica globale murature

J.2.5.1 - Verifica statica non sismica

Si riportano con immagini e tabelle le principali verifiche delle murature per combinazioni statiche non sismiche, L'elaborazione del software restituisce alcune criticità a taglio per fessurazione diagonale in alcune fasce di piano.

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)		
Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
Inviluppo CCC		
Verifica di Resistenza della Struttura (STR)		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.153	100%
Taglio sconnimento [§4.5.6]	1.282	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.206	100%

Figura 60: Verifica statica non sismica

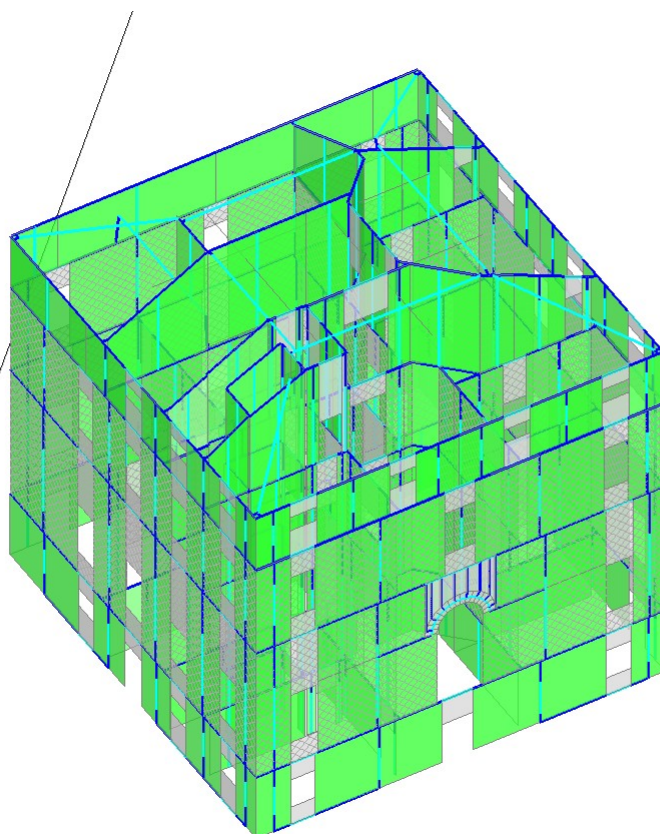


Figura 61: verifica statica non sismica a pressoflessione nel piano

- Verifica soddisfatta
- Verifica non soddisfatta
- Verifica soddisfatta per azioni nulle
- Verifica non soddisfatta per azioni non consentite
- Verifica non soddisfatta per instabilità
- Asta non sottoposta a verifica

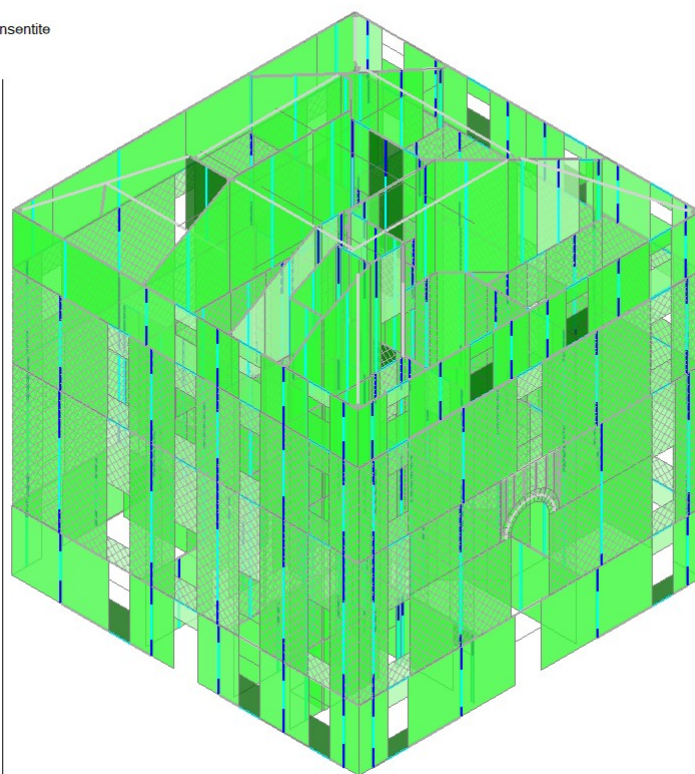


Figura 62: verifica statica non sismica a taglio

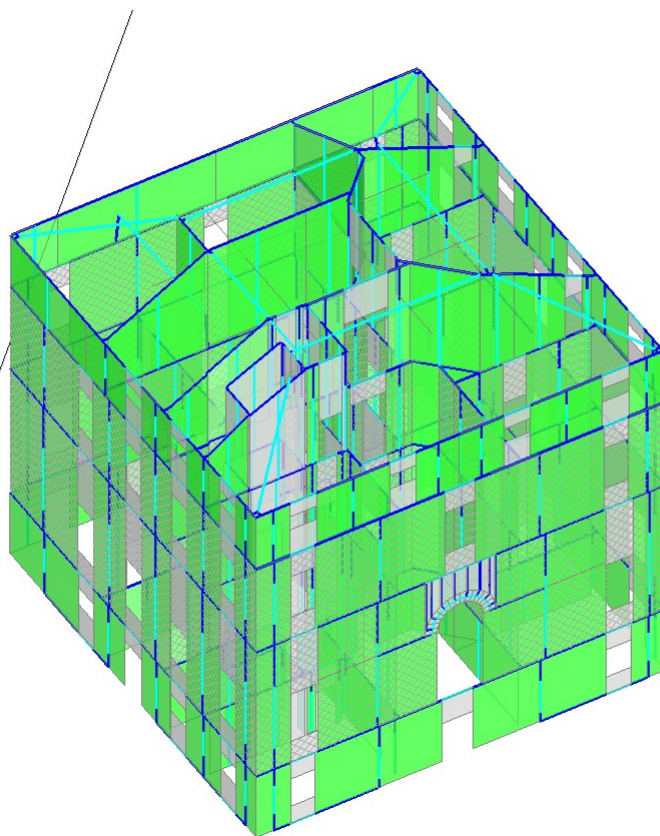


Figura 63: verifica statica non sismica pressoflessione fuori piano

J.2.5.II - Verifica sismica – pushover

N°curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt	Ez	Control	ζ ,PGA(SLV)	ζ ,TR(SLV)	VN,CLV	ζ ,PGA(SLD)	ζ ,TR(SLD)	ζ ,PGA(SLO)	ζ ,TR(SLO)
1	●	☑	A	+X'				L4	1.175	2.105	105	1.080	1.198	0.879	0.767
2	●	☐	A	+X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.106	1.267	0.912	0.783
3	●	☐	A	+X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.097	1.238	0.912	0.783
4	●	☐	A	+Y'				L4	0.947	0.798	40	0.681	0.416	0.582	0.283
5	●	☐	A	+Y'	+0.3X'			L4	0.935	0.771	39	0.673	0.406	0.571	0.283
6	●	☐	A	+Y'	-0.3X'			L4	0.976	0.897	45	0.717	0.455	0.615	0.317
7	●	☐	A	-X'				L4	1.228	2.608	130	0.982	0.941	0.802	0.600
8	●	☐	A	-X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	0.982	0.941	0.802	0.600
9	●	☐	A	-X'	-0.3Y'			L4	1.195	2.291	115	0.982	0.941	0.802	0.600
10	●	☐	A	-Y'				L4	0.720	0.328	16	0.637	0.347	0.527	0.233
11	●	☐	A	-Y'	+0.3X'			L4	0.606	0.205	10	0.637	0.347	0.527	0.233
12	●	☐	A	-Y'	-0.3X'			L4	0.654	0.256	13	0.637	0.356	0.527	0.233
13	●	☐	E	+X'				L4	1.228	2.608	130	1.177	1.475	1.000	0.983
14	●	☐	E	+X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.177	1.505	1.011	1.033
15	●	☐	E	+X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.186	1.545	1.011	1.033
16	●	☐	E	+Y'				L4	1.045	1.189	59	0.805	0.584	0.692	0.433
17	●	☐	E	+Y'	+0.3X'			L4	1.020	1.092	55	0.779	0.564	0.681	0.417
18	●	☐	E	+Y'	-0.3X'			L4	1.061	1.313	66	0.823	0.634	0.714	0.467
19	●	☐	E	-X'				L4	1.228	2.608	130	1.106	1.267	0.923	0.850
20	●	☐	E	-X'	+0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.106	1.267	0.923	0.850
21	●	☐	E	-X'	-0.3Y'			L4	1.228	2.608	130	1.080	1.198	0.923	0.817
22	●	☐	E	-Y'				L4	0.610	0.214	11	0.708	0.446	0.604	0.317
23	●	☐	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.610	0.214	11	0.735	0.465	0.626	0.333
24	●	☐	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.724	0.334	17	0.717	0.455	0.615	0.317

Figura 64: tabella riassuntiva analisi pushover

Tabella 21: Domanda in accelerazione

Stato Limite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.091	60
SLD	0.113	101
SLV	0.246	949

J.2.5.III - Verifiche di rigidezza (RIG)

Stato Limite	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLO	0.048	0.530	14	0.233
SLD	0.072	0.636	35	0.347

J.2.5.IV - Verifiche di resistenza (RES)

SLD	PGA _C (g)	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ_E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.072	0.636	35	0.347
Resistenza fuori piano del pannello	0.072	0.636	35	0.347
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo	0.044	0.389	11	0.109

SLV	PGA_c (g)	ζ_E (PGA_c/PGA_D)	TR_c (anni)	ζ_E (TR_c/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.149	0.606	195	0.205
Resistenza fuori piano del pannello	0.149	0.606	195	0.205
Capacita' limite in fondazione				
Cinematismo	0.085	0.346	51	0.054

J.2.5.V - Verifica sismica – analisi cinematica fuori piano

Sono stati studiati 6 diversi cinematismi per ribaltamento di primo modo.

1. ribaltamento parete Est sala consigliare
2. ribaltamento parete Nord sala consigliare
3. Ribaltamento spigolo sala consigliare
4. Parete sud uffici secondo piano
5. Parete Ovest portone ingresso
6. Parete Ovest piano primo

si è considerato che i solai di piano siano legati alla muratura, come risulta dalla documentazione storica ritrovata. I muri ortogonali sono stati considerati ammortati con quelli oggetto di cinematismo, sempre in riferimento ai collegamenti effettuati nella ristrutturazione degli anni 80.

Pertanto le linee di rottura sono state individuate tra la copertura e le aperture principali.

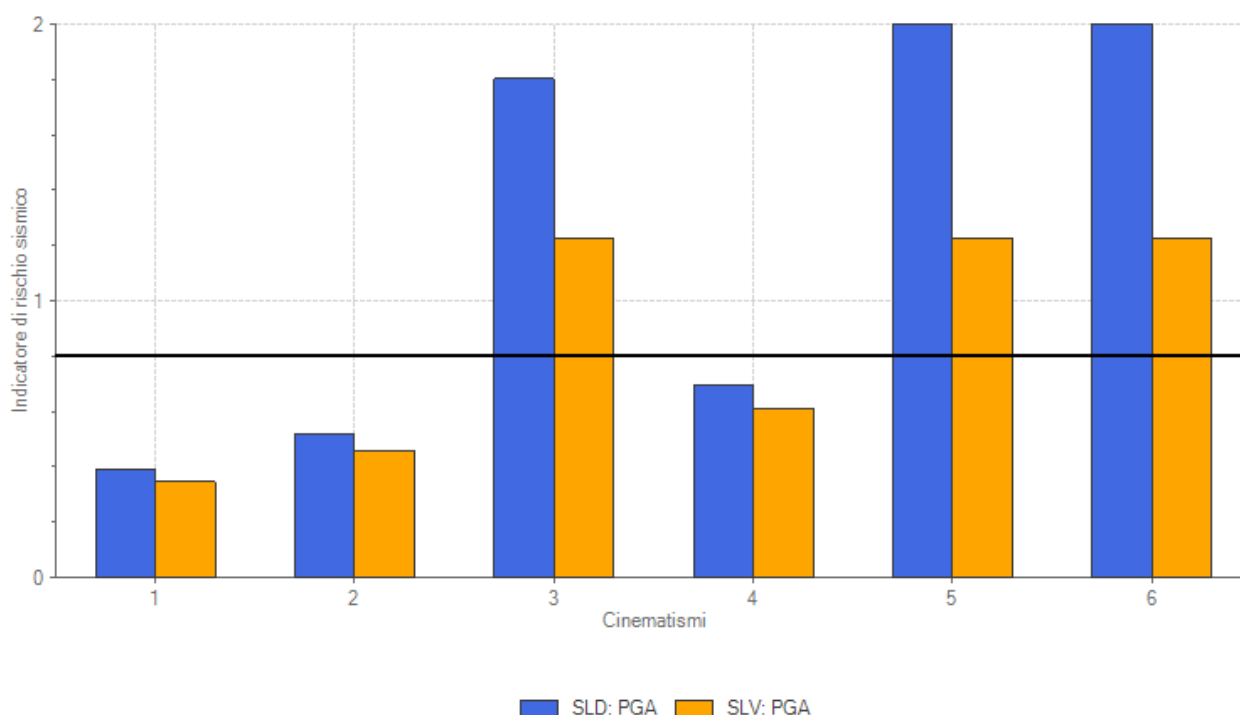


Figura 65: riassunto indicatore rischio sismico cinematismi

Di questi 6, si evidenzia come quelli critici riguardino il doppio volume della sala consigliare e l'ultimo piano della zona uffici; in entrambi manca l'effetto di ritegno del solaio di copertura, non collegato alle murature, e per il doppio volume del consiglio è necessaria anche l'inserimento di un ritegno (catena) a livello del solaio di controsoffitto.

01. Est consiglioRibaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.057$

■ SLD

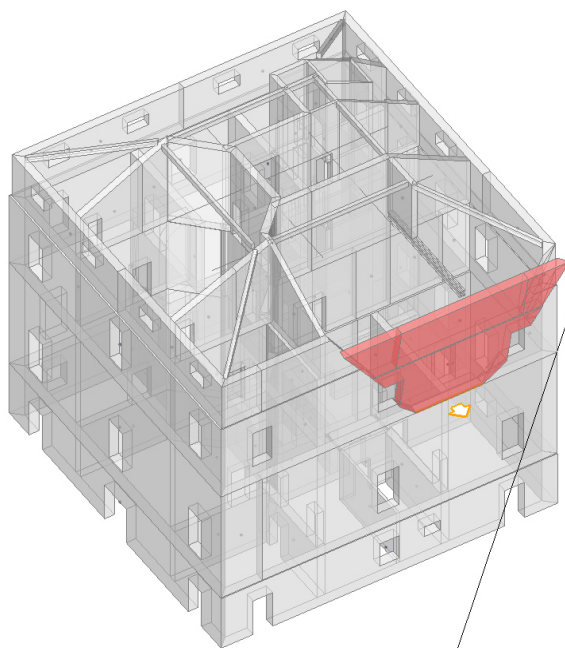
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.044 / 0.113 = 0.389$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 11 / 101 = 0.109$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.085 / 0.246 = 0.346$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 51 / 949 = 0.054$$

**Figura 66: cinematismo 1****02. Nord consiglio**Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.074$

■ SLD

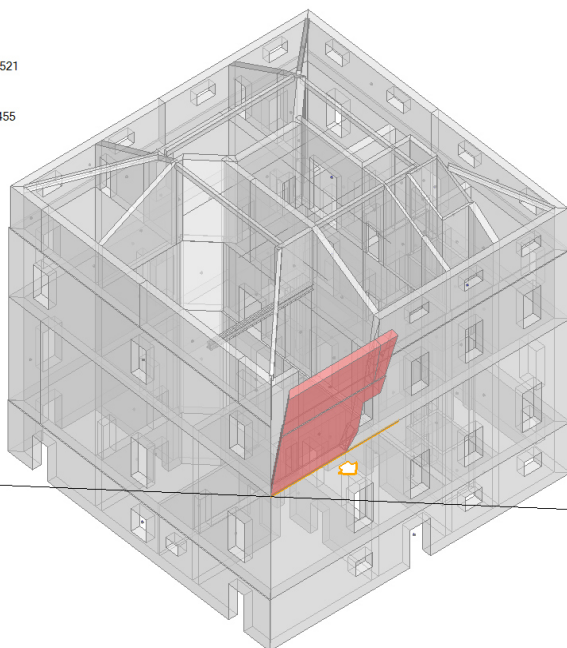
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.059 / 0.113 = 0.521$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 22 / 101 = 0.218$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.112 / 0.246 = 0.455$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 100 / 949 = 0.105$$

**Figura 67: cinematismo 2**

03. Spigolo consiglioRibaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.304$

■ SLD

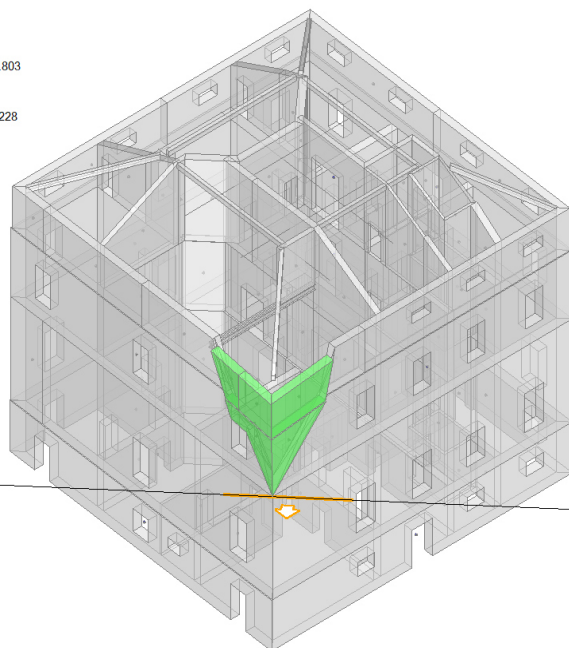
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.204 / 0.113 = 1.803$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 471 / 101 = 4.663$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 68: cinematismo 3****04. Sud uffici**Ribaltamento semplice
 $\alpha_0 = 0.167$

■ SLD

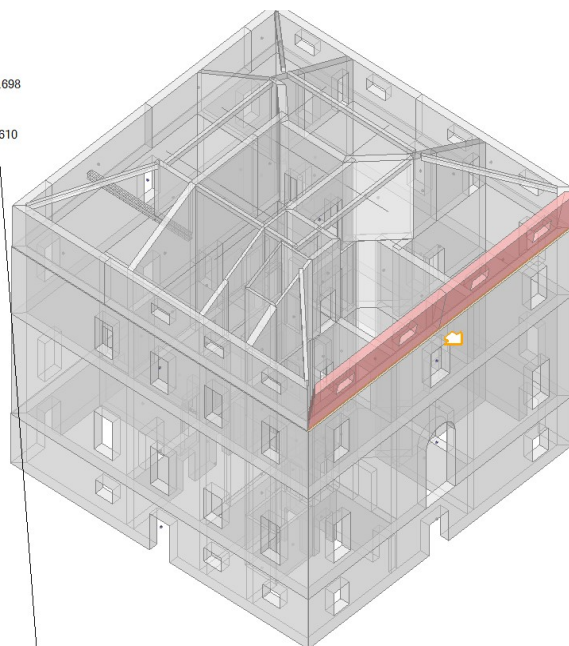
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.079 / 0.113 = 0.698$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 44 / 101 = 0.436$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.150 / 0.246 = 0.610$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 203 / 949 = 0.214$$

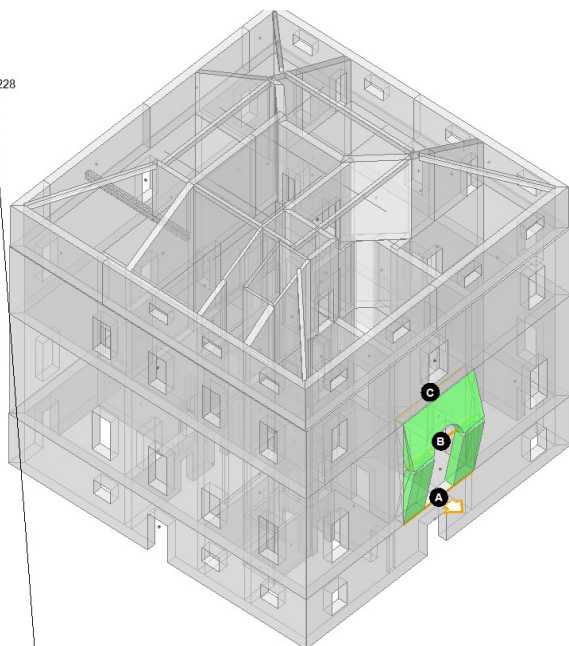
**Figura 69: cinematismo 4**

05. Ovest ingressoFlessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.339$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 70: cinematismo 5****06. Ovest P1**Flessione di parete vincolata ai bordi
 $\alpha_0 = 0.540$

■ SLD

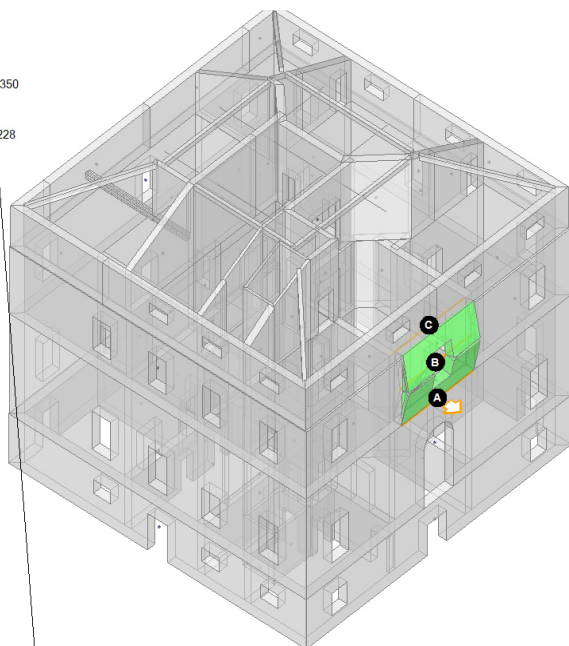
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.266 / 0.113 = 2.350$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 1351 / 101 = 13.376$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.302 / 0.246 = 1.228$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$$

**Figura 71: cinematismo 6****J.2.5.VI - Indicatori di rischio****Tabella 22: indicatori di rischio degli SL analizzati**

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Cinematismo	0.346
SLD: Cinematismo	0.389
SLO: Rigidezza (spostamenti)	0.560

SLV: Resistenza fuori piano	0.606
SLV: Resistenza nel piano	0.606
SLD: Resistenza fuori piano	0.636
SLD: Resistenza nel piano	0.636

K CARATTERISTICHE E AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo utilizzati riportando titolo, produttore e distributore, versione, estremi della licenza d'uso:

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo	
Titolo:	Aedes.PCM 2022
Versione:	2022.1.1.0
Produttore-Distributore:	AEDES Software per Ingegneria Civile

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software **ha consentito di valutarne l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico**. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego, nonché casi prova interamente risolti e commentati, corredati dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione:

Affidabilità dei codici utilizzati
E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: https://www.aedes.it/en/web/guest/validazione

L DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE

Si veda quanto riportato al paragrafo Descrizione generale della struttura a pag. 11.

L.1 - Interazione con altre unità strutturali

L'edificio è isolato.

L.2 - Analisi storico critica

Si veda elaborato R02 "Cenni storici e analisi storico critica".

L.3 - Rilievo strutturale

Si vedano gli elaborati grafici serie A

L.3.1 - Vulnerabilità riscontrate

Dalla documentazione e dai rilievi effettuati in loco, non sono state riscontrate particolari criticità sui paramenti murari, in particolare non emergono fessurazione dovute a cedimento delle strutture di fondazione.

Le criticità, molto evidenti, riguardano gli elementi non strutturali, con particolare riferimento ai controsoffitti in cannucciato, molto lesionati e in parte crollati, come evidenziato nella relazione R06 "Relazione diagnostica volta alla definizione dello stato di ammaloramento di elementi strutturali secondari (controsoffittature di solai)" redatta da Tecnoindagini s.r.l. a firma dell'ing. Marco Gallotta nel maggio del 2019 "Libretto sanitario sullo sfondellamento dei solai" a cui si rimanda.

Il solaio di controsoffitto della sala di consiglio ha i travetti principali di sostegno collegati con morali di legno direttamente alle travi di copertura (vedi Figura 72).

Le travi principali del solaio di copertura non è collegato alle murature esistenti, così come anche le membrature del solaio di controsoffitto della sala consigliare.

Il fabbricato presente invece catene e collegamenti a livello di tutti gli orizzontamenti, a volte parziali sulla lunghezza.



Figura 72: sostegni del solaio di controsoffitto sala consigliare

M MATERIALI ESISTENTI

M.1 - Proprietà meccaniche

M.1.1 - Muratura

Si distinguono due tipologie di muratura

- Muratura in pietrame a livello del piano terra, piano rialzato e piano primo. Di questa, quella al piano terra non è stata oggetto di intervento post sisma 1983 mentre al piano rialzato e al piano primo furono fatte varie iniezioni di boiaccia di cemento con cucitura di barre diwidad a seconda del quadro fessurativo riscontrato, oltre ad un intervento di betoncino armato sulle parti interne delle murature portanti.
- Muratura in mattoni pieni a livello del piano secondo e dell'altana con malta di buona consistenza.

Data la mancanza di prove sperimentali dirette, si utilizzano i valori di cui alla tabella C8.5.1 dell'allegato alla Circolare 7/2019.

M.1.1.1 - Muratura in pietrame

Dalle indagini effettuate la muratura rientra nella definizione di "Muratura in pietre a spacco di buona tessitura" riportata nella tabella C8.5.1 di [2]. Si considerano come parametri di resistenza quelli medi della citata tabella e i valori medi per i parametri di rigidezza.

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza media a compressione	f_m	3,20	MPa
Resistenza media a taglio	τ_0	0,065	MPa
Resistenza media a taglio	f_{vm0}		MPa
Modulo di elasticità normale	E	1.740	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	580	MPa
Peso specifico	γ	21,0	kN/m ³

In relazione alle indagini svolte e la documentazione acquisita, il livello di conoscenza è di tipo LC1 (limitato) ma si utilizza come fattore di confidenza $FC = 1,20$.

Data la tipologia di muratura (irregolare), si considera per il calcolo della resistenza a taglio il parametro τ_0 .

Vengono applicati i coefficienti correttivi dovuti:

- 1,30 per malta di buona consistenza
- 1,50 per intonaco armato della muratura del piano rialzato e del piano primo

Come specificato al C8.7.1.3.1.1 di [2], essendo l'analisi condotta con metodologia non lineare, la resistenza di progetto dei materiali si ottiene dai valori medi precedentemente indicati divisi solo per il fattore di confidenza $FC = 1.20$. Per le analisi lineari, invece, è necessario dividere tale risultato anche per il fattore di sicurezza $\gamma_M = 3,00$ per le combinazioni statiche e $\gamma_M = 2,00$ per le combinazioni sismiche.

Tabella 23: Caratteristiche meccaniche muratura piano terra - stato di fatto

<u>Muratura in pietre a spacco di buona tessitura</u>	FC	1,20	Tab C8.5.I	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	4,16	1,156	1,733	3,467
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,085	0,023	0,035	0,070
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,000	0,000	0,000	0,000
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	2.262	2.262	2.262	2.262
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	754	754	754	754
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	21,0	21,0	21,0	21,0

Tabella 24: Caratteristiche meccaniche muratura piano rialzato e piano primo - stato di fatto

<u>Muratura in pietre a spacco di buona tessitura</u>	FC	1,20	Tab C8.5.I	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	6,24	1,733	2,600	5,200
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,127	0,035	0,053	0,106
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,000	0,000	0,000	0,000
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	3.393	3.393	3.393	3.393
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	1.131	1.131	1.131	1.131

<u>Muratura in pietre a spacco di buona tessitura</u>	FC	1,20	Tab C8.5.I	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	21,0	21,0	21,0	21,0

M.1.1.II - Muratura in mattoni

Si decide di utilizzare come tipologia la “Muratura in mattoni pieni e malta di calce” considerando i giunti ≤ 13 mm. Siccome il livello di conoscenza è LC1 si opta per utilizzo dei valori minimi della tabella C8.5.1 di [2] per la i parametri di resistenza e i valori medi della stessa tabella per i parametri di rigidezza.

Descrizione	Simbolo	Valore	U.M.
Resistenza media a compressione	f_m	2,60	MPa
Resistenza media a taglio	τ_0	0,050	MPa
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	0,130	MPa
Modulo di elasticità normale	E	1.500	MPa
Modulo di elasticità tangenziale	G	500	MPa
Peso specifico	γ	18,0	kN/m ³

In relazione alle indagini svolte e la documentazione acquisita, il livello di conoscenza è di tipo LC1 (limitato) ma si utilizza come fattore di confidenza $FC = 1,20$.

Data la tipologia di muratura (regolare), si considera per il calcolo della resistenza a taglio il parametro f_{vm0} .

Vengono applicati i coefficienti correttivi dovuti:

- malta di buona consistenza 1,27
- connessione trasversale (muratura eseguita a regola arte) 1,30

Come specificato al C8.7.1.3.1.1 di [2], essendo l'analisi condotta con metodologia non lineare, la resistenza di progetto dei materiali si ottiene dai valori medi precedentemente indicati divisi solo per il fattore di confidenza $FC = 1.20$. Per le analisi lineari, invece, è necessario dividere tale risultato anche per il fattore di sicurezza $\gamma_M = 3,00$ per le combinazioni statiche e $\gamma_M = 2,00$ per le combinazioni sismiche.

Tabella 25: Caratteristiche meccaniche muratura piano secondo - stato di fatto

<u>Muratura in mattoni pieni e malta di calce giunti ≤ 13 mm</u>	FC	1,20	Tab C8.5.I	<u>Analisi statica</u>	<u>Analisi sismica lineare</u>	<u>Analisi sismica non lineare</u>
Resistenza media a compressione	f_d	[MPa]	4,29	1,192	1,789	3,577
Resistenza media a taglio	τ_0	[MPa]	0,083	0,023	0,034	0,069
Resistenza media a taglio	f_{vm0}	[MPa]	0,215	0,060	0,089	0,179
Modulo di elasticità normale	E	[MPa]	1.905	1.905	1.905	1.905
Modulo di elasticità tangenziale	G	[MPa]	635	635	635	635
Peso specifico	γ	[kN/m ³]	18,0	18,0	18,0	18,0

M.1.2 - Legno copertura/solaio

Per il legno si fa utile riferimento alla classificazione a vista ai sensi delle [3] e delle [4]. Si userà una doppia verifica in quanto la [3] è specifica sui beni culturali, ma prevede la verifica con il metodo delle tensioni ammissibili, oggi non previsto nelle norme vigenti. Si userà quindi [4] per confronto con un metodo di verifica agli stati limite.

I calcoli si concentreranno sull'orditura secondaria della copertura e del solaio di controsoffitto della sala consigliare, pertanto su travetti di ridotta sezione trasversale.

A favore di sicurezza si considerano quindi i seguenti:

- Legno abete bianco di categoria III per [3]
- Legno abete del Nord Italia di categoria S3 per [4]

i cui parametri di resistenza sono riportati a seguire.

Tabella 26: Parametri meccanici legno abete bianco categoria III

$f_{m,0}$	7,5	Resistenza a flessione parallela alla fibra
$f_{t,0}$	6,0	Resistenza a trazione parallela alla fibra
$f_{c,0}$	7,0	Resistenza a compressione parallela alla fibra
$f_{v,0}$	0,70	Resistenza a taglio parallela alla fibra
$E_{0,mean}$	11.000 MPa	Modulo elastico parallela alla fibra
$G_{0,mean}$	3.929 MPa	Modulo di taglio parallela alla fibra

Tabella 27: Parametri meccanici legno abete Nord categoria S3

Resistenze (MPa)

Flessione (5-percentile)	$f_{m,k}$	17
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,0,k}$	10
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,90,k}$	0,4
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,0,k}$	18
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,90,k}$	2,9
Taglio(5-percentile)	$f_{v,k}$	1,9

Modulo elastico (MPa)

Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,mean}$	9.500
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,05}$	6.400
Modulo di elasticità alla fibratura (medio)	$E_{90,mean}$	320
Modulo di taglio (medio)	G_{mean}	590
modulo di taglio caratteristico	$G_{0,05}$	

Massa volumica (kg/m³)

Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	380
Massa volumica (media)	ρ_{mean}	415

M.1.3 - Legno travi reticolari

Per il legno si fa utile riferimento alla classificazione a vista ai sensi delle [4].

A favore di sicurezza si considerano quindi i seguenti:

- Legno querce caducifoglie / Italia di categoria S per [4]

i cui parametri di resistenza sono riportati a seguire.

Tabella 28: Parametri meccanici legno querce caducifoglie / Italia di categoria S

Resistenze (MPa)

Flessione (5-percentile)	$f_{m,k}$	42
Trazione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,0,k}$	25
Trazione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{t,90,k}$	0,8
Compressione parallela alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,0,k}$	27
Compressione perpendicolare alla fibratura (5-percentile)	$f_{c,90,k}$	5,7
Taglio(5-percentile)	$f_{v,k}$	4,0

Modulo elastico (MPa)

Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (medio)	$E_{0,mean}$	12.000
Modulo di elasticità parallelo alla fibratura (5-percentile)	$E_{0,05}$	10.100
Modulo di elasticità alla fibratura (medio)	$E_{90,mean}$	800
Modulo di taglio (medio)	G_{mean}	750
modulo di taglio caratteristico	$G_{0,05}$	631

Massa volumica (kg/m³)

Massa volumica (5-percentile)	ρ_k	760
Massa volumica (media)	ρ_{mean}	825

M.1.4 - Acciaio

Per le travi in acciaio usate nei solai come rinforzo alle travi in legno esistenti negli interventi di ristrutturazione degli anni 1980-1990, si è recuperata nella documentazione i calcoli delle travi in cui si riporta come acciaio da utilizzare per i profili Fe37B, che corrisponde all'odierno S235JR. Si riportano in Tabella 29 i parametri meccanici considerati.

Profilato a caldo del tipo IPE ad ali parrallele Fe 37.b

Figura 73: stralcio documentazione calcoli travi in acciaio

Tabella 29: Parametri meccanici acciaio da carpenteria esistente

Resistenze [MPa]

Resistenza di snervamento	f_{yk}	235
Resistenza ultima	f_{uk}	360

Modulo elastico [MPa]

Modulo elastico	E	210
-----------------	---	-----

Peso specifico [kg/m³]

Peso specifico acciaio

7.850

M.2 - Livelli di conoscenza

Il livello di conoscenza si riporta per comodità quanto già riportato in [5] con cui si concorda.

Come si è visto nei paragrafi precedenti le fonti considerate per la acquisizione dei dati necessari sono state:

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

Con particolare riferimento alle definizioni riportate nell'appendice C8A.1.B.3 di [2] per l'applicazione delle Norme Tecniche, il livello di conoscenza è stato individuato mediante le seguenti operazioni di indagine:

M.2.1.I - Geometria

La geometria della struttura è stata determinata sulla base di un rilievo completo dell'edificio integrata attraverso i disegni di progetto recuperati tramite la ricerca d'archivio. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante, alzati e sezioni

M.2.1.II - Dettagli costruttivi

Ci si è basati su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo a rimozione dell'intonaco e saggi nella muratura, e basandosi sui disegni costruttivi originali. Nonostante l'esecuzione di un numero limitato di saggi, senza estendere l'indagine in modo sistematico alla globalità dell'edificio, si è comunque ottenuto una buona descrizione dei particolari costruttivi dell'intero edificio.

In particolare si è potuto descrivere completamente i dettagli costruttivi di tutti gli elementi strutturali. Per l'identificazione dei particolari costruttivi, i dati raccolti hanno individuato i seguenti elementi:

- tipologia della muratura, e sue caratteristiche costruttive.
- qualità del collegamento tra pareti verticali;
- qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- assenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;

Si è proceduto ad indagini in sito limitate.

M.2.1.III - Proprietà dei materiali

Informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono state definite sulla base dei disegni costruttivi, delle relazioni tecniche relative agli interventi di consolidamento, ed in base ad un colloquio diretto con i progettisti.

Le indagini effettuate sono servite a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura, secondo quanto indicato in Tabella C8B.1 di [2]. Queste sono state effettuate mediante esami visivi della superficie muraria, condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' stata valutata, in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.

Nel caso in esame si ritiene di aver conseguito un buon livello di conoscenza per quanto riguarda la conoscenza della geometria e dei dettagli costruttivi, in quanto ampiamente descritte nelle pratiche strutturali e verificate mediante un accurato rilievo della struttura.

Dal punto di vista delle proprietà dei materiali però si è optato per effettuare limitate prove in situ, limitandosi a verificare visivamente la reale qualità delle strutture. Questo perché l'esecuzione di prove per determinare le caratteristiche di resistenza, a causa della tipologia della muratura in esame, dotata di una elevata disomogeneità, e della variabilità dell'efficacia e della consistenza degli interventi realizzati, non avrebbe fornito dati attendibili, a meno di una campagna sistematica d'indagine su tutto il fabbricato, la quale avrebbe comportato costi elevati e benefici di modesta entità

M.3 - Fattori di confidenza

Alla luce dei dati disponibili e dei sopralluoghi effettuati, nel caso oggetto della presente relazione si dovrebbe adottare un livello di conoscenza LC1 ed un fattore di confidenza pari a 1.35, come indicato al punto C8A.1.4 della della [2]. Si ritiene però di aver raggiunto una buona conoscenza della struttura e che l'adozione di un fattore di confidenza pari ad 1.35, univoco per tutte le verifiche, sia eccessivamente penalizzante, anche alla luce del dettagliato rilievo della struttura eseguito.

Secondo la direttiva BB.CC. 12/10/07 di cui alla [7] infatti, il fattore di confidenza può essere determinato in maniera più precisa definendo diversi fattori parziali di confidenza, sulla base dei coefficienti numerici riportati in Figura 74 i cui valori sono associati alle quattro categorie di indagine ed al livello di approfondimento in esse raggiunto:

$$FC = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

Il rilievo materico (tipologia e tessitura delle murature, tipologia ed orditura dei solai, struttura e riempimento delle volte, etc.) e dei dettagli costruttivi (ammorsamenti murari, eventuali indebolimenti, entità e tipologia di appoggio degli orizzontamenti, dispositivi di contenimento delle spinte, degrado dei materiali etc.) è stato condotto in modo da accertare le diverse tipologie costruttive presenti, la loro localizzazione e ripetitività, con particolare attenzione a tutti gli aspetti che possono influenzare l'innesco di meccanismi di collasso locale e compatibilmente con le esigenze di tutela del bene.

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo $F_{C1} = 0.05$	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.12$	parametri meccanici desunti da dati già disponibili $F_{C3} = 0.12$	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni $F_{C4} = 0.06$
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi $F_{C1} = 0$	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) $F_{C2} = 0.06$	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0.06$	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0.03$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) $F_{C2} = 0$	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali $F_{C3} = 0$	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni $F_{C4} = 0$

Figura 74: tabella 4.1 della direttiva BB.CC

Sulla base di quanto riportato al paragrafo Livelli di conoscenza e della tabella riportata in Figura 74, si è quindi deciso di adottare i seguenti fattori di confidenza:

- Verifica statica degli orizzontamenti: $FC = 1.24$ ($F_{C1}=0.00, F_{C2}=0.12, F_{C3}=0.12, F_{C4}=0.00$)
- Verifica statica del fabbricato: $FC = 1.20$ ($F_{C1}=0.00, F_{C2}=0.06, F_{C3}=0.12, F_{C4}=0.00$)
- Verifica sismica – Analisi dei cinematismi: $FC = 1.20$ ($F_{C1}=0.00, F_{C2}=0.06, F_{C3}=0.12, F_{C4}=0.00$)
- Verifica sismica – Analisi pushover: $FC = 1.20$ ($F_{C1}=0.00, F_{C2}=0.06, F_{C3}=0.12, F_{C4}=0.00$)

N CONFRONTO CRITICO

N.1 - Risultati significativi stato di fatto

Il risultati della verifica di sicurezza ripresenta risultati simili, anche se numericamente differenti, rispetto a quanto già riportato in [5].

N.1.1 - Condizioni statiche

Dal punto di vista statico non si sono riscontrate particolari criticità sui maschi murari.

Più preoccupante è lo stato degli elementi non strutturali, in particolare dei controsoffitti in cannuciatto, alcuni dei quali già crollati e altri puntellati per mantenere agibile il fabbricato.

N.1.2 - Condizioni sismiche

L'analisi sismica del fabbricato ha evidenziato una buona resistenza in termini di salvaguardia della vita, e una carenza nel rispetto dei requisiti di rigidità per lo stato limite di servizio e operatività.

La verifica locale delle murature dell'altana evidenzia una criticità sui pilastri interni a causa della mancata collaborazione con le murature perimetrali a causa della scarsa rigidità nel piano del solaio di copertura.

Per il comportamento fuori dal piano, le criticità sono state evidenziate ai piani superiori, dove la mancanza di collegamenti tra il solaio di copertura e le pareti e alcune catene potrebbero innescare alcuni cinematismi.

N.1.2.I - Indicatori di rischio

Si riportano nelle tabelle seguenti i valori riassuntivi dell'analisi in termine di indicatore di rischio ζ_E (rapporto fra capacità e domanda). I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Limite	ζ_E (PGA _C /PGA _D)	ζ_E (TR _C /TR _D)
SLO	0.530	0.233
SLD	0.389	0.109
SLV	0.346	0.054

Il valore di PGA specificato in input è pari ad $a_g \cdot S$, accelerazione al suolo.

N.1.2.II - Tempo di intervento

Per completezza si stima anche il valore del tempo di intervento.

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): IV

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 2

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N \cdot C_U$: 100 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

T_{RCLV} (anni) = 51 anni

Dalla relazione: $T_R = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $T_R = T_{RCLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (T_{RCLV}/C_U) \cdot \ln(1-PV_R)$:

V_{RC} (anni) = 5.4 anni

T_{INT} (anni) = 2.7 anni