



COMUNE DI RAVELLO

Provincia di Salerno

RESTAURO CONSERVATIVO CON RISTRUTTURAZIONE

ARCHITETTONICA DI "VILLA EPISCOPIO"

PROGETTO ESECUTIVO

LAVORI DI COMPLETAMENTO



6. STRUTTURE

OGGETTO:

Relazione tecnico-descrittiva interventi strutturali

Elaborato:

N° : 133

R.STE.01

Scala:

-

Committente: Regione Campania

Data:

Ottobre 2016

Responsabile Unico del Procedimento:
Dott. Giuseppe d'Errico

Aggiornamento:

Direttore dei lavori:
Arch. Francesco D'Agostino

Revisione:

REV.04

Coordinatore per la sicurezza in fase di esecuzione:
Arch. Francesco D'Agostino

File :

Relazione.doc

Aggiudicataria appalto dei lavori:



P.T.I. - Progetti Territoriali Integrati S.p.A.
Società Generale di Ingegneria, Consulenza e Formazione
Via Medina, 5 - 80133 Napoli - info@ptitalia.it - www.ptitalia.it
Legale rappresentante: Arch. Carmen De Luca



Responsabile della progettazione
Ing. Arch. Maurizio Di Stefano

RELAZIONE TECNICO-DESCRITTIVA

INTERVENTI STRUTTURALI

INDICE

1	OBIETTIVI E FINALITA' DEL PROGETTO	5
2	descrizione generale.....	5
2.1	Premessa	5
2.2	Individuazione del Sito	5
2.3	Analisi storico-critica e Rilievo	6
2.4	Breve descrizione dei dissesti.....	8
3	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	8
4	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	9
5	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI	10
5.1	Muratura esistente	10
5.2	Cemento esistente.....	11
5.3	Acciaio da calcestruzzo esistente.....	11
5.4	Acciaio da carpenteria esistente.....	11
5.5	Legno esistente.....	11
	ANALISI DEI CARICHI STATO DI FATTO	12
5.6	Solaio latero-cementizio (<i>tipo A</i>)	12
5.7	Solaio in travetti prefabbricati (<i>tipo B</i>).....	12
5.8	Solaio in putrelle (<i>tipo D</i>)	12
5.9	Solaio in putrelle e voltine (<i>tipo E</i>)	13
5.10	Volte in muratura.....	13
5.11	Solaio in putrelle (terrazzo quota +5,30 m).....	13
5.12	Coperture in legno.....	14
5.13	Sovraccarichi accidentali.....	14
6	Valutazione della sicurezza stato di fatto	14
6.1	Modello adottato.....	14
6.2	Verifica pareti in muratura	16
6.3	Verifica solai latero-cementizi (<i>tipo A</i>).....	28
6.4	Verifica solai con travetti prefabbricati (<i>tipo B</i>).....	28
6.5	Verifica solai con putrelle (<i>tipo D</i>).....	29
6.6	Verifica coperture in legno.....	29

7	Descrizione degli Interventi.....	29
7.1	Rincocciatura, consolidamento e rinforzo delle pareti.....	29
7.2	Sostituzione tetti di copertura.....	30
7.3	Sostituzione solai in putrelle	30
7.4	Rinforzo delle Volte.....	30
7.5	Rinforzo solai esistenti.....	31
7.6	Cucitura di Pareti con Lesioni Passanti.....	31
7.7	Rinforzo delle Piattebande esistenti.....	31
8	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI PROGETTO.....	31
8.1	Muratura.....	31
8.2	Calcestruzzo armato.....	32
8.3	Acciaio da carpenteria.....	35
8.4	Legno da carpenteria.....	36
8.5	FRP	37
9	Analisi dei Carichi DI PROGETTO.....	37
9.1	Solaio latero-cementizio (tipo A)	37
9.2	Solaio in travetti prefabbricati (tipo B).....	37
9.3	Nuovo Solaio misto in acciaio-calcestruzzo	38
9.4	Volte in muratura.....	38
9.5	Coperture in legno.....	38
9.6	Sovraccarichi accidentali.....	39
10	verifica applicabilit� interventi di miglioramento.....	39
11	PROGETTO VERIFICA DEGLI INTERVENTI	40
11.1	Modello adottato edificio esistente	41
11.2	Grado di sicurezza raggiunto edificio esistente.....	42
11.3	Verifica Pareti in muratura	42
11.4	Verifica Volte	67
11.5	Verifica Solai latero cementizi (tipo A).....	69
11.6	Verifica Solai con travetti prefabbricati (tipo B).....	69
11.7	Verifica nuovi Solai acciaio-calcestruzzo	70
11.8	Verifica nuove coperture in legno.....	70
11.8.1	Verifica Copertura A.....	71

11.8.2	Verifica Copertura B	72
11.8.3	Verifica Copertura C	73
11.9	Verifica nuove scale in acciaio	74
11.9.1	Verifica Scala A	74
11.9.2	Verifica Scala B	75
11.9.3	Verifica Scala C	76
11.9.4	Verifica Scala D	76
11.9.5	Verifica Scala E	77
11.9.6	Verifica Scala F	78
11.10	Verifica nuovo vano ascensore	78
11.11	Verifica nuova struttura in c.a.	79

1 OBIETTIVI E FINALITA' DEL PROGETTO

La presente **RELAZIONE** si riferisce al **PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO DI UN INTERVENTO DI RESTAURO CONSERVATIVO CON RISTRUTTURAZIONE ARCHITETTONICA DI "VILLA EPISCOPIO"** nel Comune di Ravello (SA).

L'obiettivo è quello di progettare una serie di interventi volti a migliorare la risposta sismica dell'edificio nel suo complesso ed alla eliminazione di meccanismi locali di collasso. L'entità del miglioramento richiesto dalla committenza dovrà essere tale da rendere l'esistente edificio in grado di resistere ad una azione sismica pari, valutata in termini di accelerazione, pari ad almeno il 50% dell'accelerazione sismica di progetto prevista per il sito in esame allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

2 descrizione generale

2.1 Premessa

Gli interventi principali riguardano il consolidamento ed il rinforzo delle pareti in muratura, la sostituzione dei solai non idonei (perlopiù realizzati in putrelle materiale di riempimento dalle scarse caratteristiche meccaniche), il rinforzo degli esistenti solai in latero cemento ed in travetti prefabbricati, il rinforzo delle volte, la sostituzione delle strutture lignee di copertura, l'inserimento di catene e la sostituzione delle piattabande non idonee.

Inoltre, al fine di ottenere un adeguamento funzionale della struttura, è stata prevista la realizzazione di una serie di scale in acciaio, un vano ascensore per il superamento delle barriere architettoniche ed un corpo aggiunto, strutturalmente indipendente dall'edificio in muratura, realizzato in c.a. dove troverà spazio un altro ascensore.

Tutti gli interventi sono da inquadrare come interventi locali atti ad ottenere un miglioramento del comportamento statico e sismico della struttura, così come definito dal paragrafo 8.4.2 della Norma Tecnica NTC2008, e sono stati pensati al fine di non apportare modifiche sostanziali allo schema strutturale originario del corpo di fabbrica.

Tutto quanto fin qui anticipato sarà meglio descritto nei paragrafi di seguito riportati, cui si rimanda per una migliore comprensione dei problemi affrontati e delle soluzioni tecniche adottate.

2.2 Individuazione del Sito

Il fabbricato oggetto del presente intervento è sito nel Comune di Ravello, di seguito si riportano le coordinate geografiche da cui saranno derivate alcune delle azioni di carattere "naturale" che interessano le opere.

In particolare le coordinate geografiche che individuano il sito sono:

- Latitudine (Coordinate WGS84): **40.65030° N;**
- Longitudine (Coordinate WGS84): **14.61310° E.**

- L'altitudine media del sito sul livello del mare è pari a: **350.0 m s.l.m.**

La configurazione topografica è di forte pendenza, per cui la categoria topografica di appartenenza ai sensi delle vigenti normative è **T4** "Pendii con larghezza molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$ " ($h/H = 0.90$ dove h = quota sito e H = quota massima del versante).



Figura 1. - Veduta satellitare: Vista Particolareggiata.

2.3 Analisi storico-critica e Rilievo

Il fabbricato in oggetto è ubicato nel Comune di Ravello e presenta sette livelli di cui quattro parzialmente interrati.

Trattasi di un edificio isolato che nel corso della propria storia ha subito numerosi rimaneggiamenti che hanno portato alla trasformazione dell'impianto originario con una configurazione attuale che si presenta complessa ed articolata.

Quanto di seguito descritto scaturisce da analisi a vista e saggi eseguiti diffusamente in loco al fine di ottenere una adeguata conoscenza degli elementi strutturali.

La **struttura portante** risulta essere in muratura ed in particolare realizzata perlopiù con pietrame lapideo disordinato. La malta risulta di natura friabile al tatto e la spicconatura dell'intonaco ha comportato in molti casi il distacco di elementi lapidei dalla parete.

Le pareti dell'ultimo livello, a partire dalla quota di +5,85 m, sono invece in muratura di tufo giallo, si presentano ad un unico paramento con giunti di malta orizzontali perfettamente allineati mentre i giunti verticali risultano idoneamente sfalsati. La malta utilizzata evidenzia un buono stato di conservazione. Tali pareti rappresentano l'ultimo ampliamento realizzato.

Anche per quanto riguarda gli **orizzontamenti** si riscontrano una serie di diversificazioni frutto dei citati rimaneggiamenti che l'edificio ha subito nell'arco della propria vita. Partendo infatti dal livello a quota inferiore si ha:

- Quota – 9,11 m: è presente un solaio alleggerito realizzato con travetti prefabbricati precompressi (*Tipo B*) orditi secondo la luce minore. L'altezza strutturale totale è pari a 24 cm di cui 20 cm di travetti completati da una soletta in cemento dello spessore di 4 cm senza armatura di ripartizione;
- Quota – 6,47 m: permane la stessa tipologia di solai descritti per la quota inferiore (*Tipo B*). È presente un piccolo solaio latero cementizio (*Tipo A*) in corrispondenza dell'ala sud (Episcopio) che presenta altezza strutturale totale pari a 20 cm con soletta in cemento dello spessore di 4 cm senza armatura di ripartizione;
- Quota – 3,87 m: l'ala sud è caratterizzata dalla presenza di solai latero cementizi (*Tipo A*) con le caratteristiche dimensionali riportate per la quota inferiore. Il solaio del vano centrale presenta una altezza di 21 cm ed è stato realizzato con putrelle IPN160 ad interasse di 80 cm (*Tipo D*). Il riempimento fra gli elementi di acciaio, così come la sovrastante soletta dello spessore di 5 cm, è costituito da una miscela di calce e lapillo dalle scarse caratteristiche meccaniche e contraddistinta dall'assenza di armatura. Il solaio del vano ubicato a nord è stato invece realizzato con travetti precompressi prefabbricati (*Tipo B*) della stessa tipologia descritta precedentemente;
- Quota +0,00 m: si rinvenivano in corrispondenza del terrazzo dell'ala sud, tre volte a vela e due volte a botte. Completano l'ala sud altre due volte a vela. Il corpo centrale presenta invece una volta a botte dello spessore di 20 cm con riempimento in calce e lapilli per uno spessore di circa 10 cm. Al di sopra di tale volta, a formare il piano di calpestio, c'è una soletta non armata in calce e lapilli che, con sistema ad arco trasferisce i carichi in chiave della volta e sulle pareti perimetrali. L'ala nord è caratterizzata dalla presenza di un solaio in putrelle IPN160 e riempimento in calce e lapillo (*Tipo D*) della stessa tipologia descritta precedentemente ed un solaio in putrelle IPN160 ad interasse 100 cm e voltine (*Tipo E*). Al di sotto del piano di calpestio del piazzale esterno sono invece presenti due volte a crociera ed una volta a botte;
- Quota +2,80 m: un solaio in travetti prefabbricati precompressi (*Tipo B*) in corrispondenza dell'ala nord;
- Quota +4,30 m: un controsoffitto realizzato con travi in legno, tavolato e sovrastante massetto è presente in corrispondenza del terrazzo panoramico. Probabilmente rappresenta il vecchio solaio di copertura prima di una successiva sopraelevazione che ha portato la quota di calpestio a +5,30 m.
- Quota +5,30 m: un solaio in putrelle (*Tipo D*) costituisce il calpestio del terrazzo panoramico. L'ala sud è invece caratterizzata da volte a crociera a vista;

- **Quota +5,85 m:** Il corpo centrale è caratterizzato da due volte a crociera dello spessore di 20 cm con riempimento in calce e lapilli per uno spessore di circa 10 cm. Al di sopra di tale volta, a formare il piano di calpestio, c'è un solaio in putrelle con riempimento in calce e lapilli non armato (*Tipo D*). In corrispondenza dell'ala ovest sono presenti due volte a crociera a vista.

Le **coperture** sono prevalentemente in struttura lignea con capriate in legno di castagno, listelli e sovrastante manto di tegole. I solai di copertura dell'ambiente a quota +2,80 m e del corpo scala adiacente al portone di ingresso sono del tipo ad una falda inclinata e realizzati con sistema latero cementizio

2.4 Breve descrizione dei dissesti

Si rilevano alcuni fenomeni di dissesto che interessano soprattutto i piani alti fuori terra. In particolare è presente un quadro fessurativo diffuso in corrispondenza delle pareti in tufo a quota +5,85 m e del corpo scala adiacente. Al livello inferiore, la parete posta a sud dell'ambiente sottostante il terrazzo presenta una fessura sub verticale passante.

Sempre a quota +0,00 m il pavimento presenta un puntuale evidente avvallamento provocato dal cedimento della soletta in calce e lapillo che sovrasta la volta a botte.

Inoltre ambienti posti sotto il piazzale manifestano marcati fenomeni di infiltrazione.

3 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle sollecitazioni e la verifica delle strutture sono condotti nel rispetto delle prescrizioni della normativa vigente ed in particolare delle seguenti norme:

- **Legge 5/11/1971 n. 1086:** Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **D.M. M.II.TT. 14/01/2008:** Norme Tecniche per le Costruzioni, Supplemento Ordinario n.30 alla Gazzetta Ufficiale n.29 del 4 febbraio 2008;
- **Circolare 2 febbraio 2009** contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008, Gazzetta Ufficiale n. 47 del 26 febbraio 2009 – Suppl. Ordinario n. 27;
- **Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici**, "Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive", Febbraio 2008.

- **D.M. Ministero LL.PP. 11/3/1988:** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76):** "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche" Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **C.N.R. n. 10024/1986:** "Analisi di strutture con l'elaboratore. Impostazione e redazione delle relazioni di calcolo";
- **Eurocodice 2:** "Progettazione delle Strutture in Calcestruzzo" EN 1992;
- **Eurocodice 3:** "Progettazione di opere in acciaio;
- **Eurocodice 5:** "Progettazione di opere in legno;
- **Eurocodice 7:** "Progettazione Geotecnica" EN 1997;
- **Eurocodice 8:** "Progettazione di Strutture per la Resistenza Sismica" EN 1998;
- **CNR DT 200/2004** e s.m.i.;
- **Decreto Legislativo n. 42 del 22.01.2004 (Codice dei Beni Culturali) ed alla Circolare Ministero per i Beni e le Attività Culturali 5 giugno 2007 Prot. n. 10175 – Direzione Generale per i Beni Architettonici e Paesaggistici** "Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni".

4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Le norme consentono di assumere, nelle verifiche di sicurezza, un adeguato valore del fattore di confidenza in base al livello di conoscenza acquisito. Ai fini della scelta del tipo di analisi e della scelta del fattore di confidenza sono forniti i seguenti tre livelli di conoscenza:

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

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- *geometria*, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- *dettagli strutturali*, ossia la quantità dei collegamenti tra le pareti verticali;
- *materiali*, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Le attività svolte al fine di ottenere una adeguata conoscenza delle strutture oggetto di intervento possono essere riassunte nel seguente modo:

o Rilievo geometrico, teso all'individuazione della geometria di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, la individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia

delle fondazioni.

o Verifiche in situ, tese ad ottenere informazioni sui dettagli costruttivi e basate su rilievi di tipo visivo e finalizzate alla valutazione delle caratteristiche della muratura, sia superficiali sia nello spessore murario, di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti, della esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture.

o Indagini in situ, necessarie a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali e per individuare la tipologia della muratura. In particolare sono state condotte le seguenti indagini:

- **SAGGIO M1** - Prova a martinetto singolo, da cui è risultata una tensione in esercizio della muratura pari a 2,97 kg/cm² (rapporto di prova E0109/16 del 27/07/2016 eseguito da Sannio Test srl);
- **SAGGIO M2** - Prova a martinetto doppio, da cui è risultata una resistenza a compressione della muratura pari a 13,95 kg/cm² (rapporto di prova E0134/16 del 16/09/2016 eseguito da Sannio Test srl);
- **SAGGIO M3 e M4** – Prova a martinetto doppio, non è risultato possibile portare a conclusione le indagini a causa della scadente qualità della malta che ha provocato il distacco di elementi lapidei in fase di esecuzione del taglio per l'inserimento dei martinetti;
- Prove sclerometriche sulle malte che hanno restituito valori non apprezzabili (rapporto di prova E0134/16 del 16/09/2016 eseguito da Sannio Test srl).

I saggi M1, M3 ed M4 sono stati eseguiti sulle pareti in muratura più datate e sono caratterizzate dalla stessa tessitura muraria e da malta di natura friabile al tatto. La spicconatura dell'intonaco comporta il distacco di elementi lapidei.

Il saggio M2 è stato eseguito su una parete di realizzazione successiva che, rispetto alle pareti più antiche, presenta la stessa tessitura muraria ed una malta che, anche se in uno stato di conservazione migliore (non friabile al tatto), non mostra valori apprezzabili di resistenza.

In base ai rilievi effettuati si ritiene che il livello di conoscenza raggiunto sia riconducibile ad LC1 a cui è associato un fattore di confidenza pari ad 1,35.

5 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI

Nel seguente paragrafo verranno illustrate le caratteristiche meccaniche dei materiali riscontrati.

5.1 Muratura esistente

Le murature riscontrate possono essere distinte sostanzialmente in due tipologie:

- Tipo 1.** Muratura in pietrame disordinato, presente da quota -12,35 fino a quota +5,85 m, è costituita da pietrame di varia pezzatura e si presenta ad un unico paramento;
- Tipo 2.** Muratura in conci di pietra tenera (tufo), riscontrabile a quota +5,85 m, è costituita da blocchi squadrati di tufo giallo e si presenta ad un unico paramento con malta di buona qualità.

Le resistenze utilizzate ai fini delle verifiche sono quelle riportate, in base al livello di conoscenza raggiunto, nella tabella C8A.2.1 della Circolare n.617 del 02/02/2009 considerando gli eventuali coefficienti correttivi della tabella C8A.2.2. In particolare il livello di conoscenza raggiunto è LC1 e pertanto i valori da prendere in considerazione sono i valori minimi di resistenza. Di seguito si riporta una tabella riassuntiva delle grandezze considerate.

Tipologia	Descrizione	f_m [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]	E [kg/cm ²]	G [kg/cm ²]	w [kg/m ³]
Tipo 1	Muratura in pietrame disordinato	10	0,2	8700	2900	1900
Tipo 2	Muratura a conci di pietra tenera con malta di buona qualità	21	0,42	10800	3600	1600

5.2 Cemento esistente

Da indagini eseguite in loco attraverso prove sclerometriche sui solai è risultata, a vantaggio di sicurezza, una resistenza media pari a circa 270 kg/cm². In sede di verifica tale valore di resistenza verrà opportunamente ridotto in base al Fattore di Confidenza corrispondente al Livello di Conoscenza LC1 raggiunto.

5.3 Acciaio da calcestruzzo esistente

I ferri di armatura riscontrati dai saggi eseguiti in loco si presentano ad aderenza migliorata e, la resistenza assunta ai fini delle verifiche, in base alla probabile epoca di realizzazione, è corrispondente ad acciaio tipo Fe38K. Tale valore di resistenza verrà opportunamente ridotto in base al Fattore di Confidenza corrispondente al Livello di Conoscenza LC1 raggiunto.

5.4 Acciaio da carpenteria esistente

Gli elementi in acciaio con cui sono realizzati i solai non possiedono certificazione.

5.5 Legno esistente

La copertura è costituita da capriate in legno massiccio di castagno.

ANALISI DEI CARICHI STATO DI FATTO

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura esistente.

5.6 Solaio latero-cementizio (tipo A)

I solai definiti di tipo A hanno una altezza totale di 20 cm con travetti ad interasse di 50 cm base 10 cm ed altezza 16 cm. La soletta, non armata, ha spessore 4 cm.

Carico Permanente

Peso proprio = 280 kg/mq

Permanente (non strutturale) = 230 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 510 kg/mq

5.7 Solaio in travetti prefabbricati (tipo B)

I solai definiti di tipo B hanno una altezza totale di 24 cm con travetti ad interasse di 50 cm. La soletta, non armata, ha spessore 4 cm.

Carico Permanente

Peso proprio = 320 kg/mq

Permanente (non strutturale) = 230 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 550 kg/mq

5.8 Solaio in putrelle (tipo D)

I solai definiti di tipo D sono costituiti da putrelle IPN160 ad interasse di 80 cm per una altezza totale di 21 cm. Il riempimento e la soletta, il tutto non armato, sono realizzati con miscela di calce e lapilli.

Carico Permanente

Peso proprio	=	350 kg/mq
Permanente (non strutturale)	=	230 kg/mq
Totale <u>carico permanente</u>	≈	580 kg/mq

5.9 Solaio in putrelle e voltine (tipo E)

I solai definiti di tipo E sono costituiti da putrelle IPN160 ad interasse di 100 cm separate da voltine per una altezza totale di 20 cm.

Carico Permanente

Peso proprio	=	420 kg/mq
Permanente (non strutturale)	=	230 kg/mq
Totale <u>carico permanente</u>	≈	650 kg/mq

5.10 Volte in muratura

Tutte le volte indagate presentano spessore pari a 20 cm e sono realizzate in pietrame. Al di sopra delle stesse è presente uno spessore di riempimento in calce e lapilli pari a circa 20 cm. Il peso della volta viene valutato direttamente dal programma di calcolo. Di seguito si riporta pertanto il solo peso del riempimento.

Carico Permanente

Permanente (non strutturale)	=	320 kg/mq
Totale <u>carico permanente</u>	≈	320 kg/mq

5.11 Solaio in putrelle (terrazzo quota +5,30 m)

I solai del terrazzo di copertura sono come quelli definiti di tipo D. Si differenzia solo per il peso permanente non strutturale in quanto presenta un sottilissimo massetto su cui è applicata una membrana bituminosa.

Carico Permanente

Permanente (non strutturale)	=	70 kg/mq
------------------------------	---	----------

Totale carico permanente $\approx 70 \text{ kg/mq}$

5.12 Coperture in legno

Sono realizzate con sistema a capriata mediante travi in legno di castagno. Il peso della struttura principale viene valutato direttamente dal programma di calcolo. Di seguito si riporta pertanto il solo peso degli elementi secondari e del manto di copertura.

Carico Permanente

Permanente (non strutturale) = 70 kg/mq

Totale carico permanente $\approx 70 \text{ kg/mq}$

5.13 Sovraccarichi accidentali

I sovraccarichi accidentali considerati vengono riportati di seguito:

Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico = 200 kg/mq

Cat. C2 – Balconi, sale convegni, cinema, teatri = 400 kg/mq

Cat. H – Coperture e sottotetti = 50 kg/mq

6 Valutazione della sicurezza stato di fatto

La valutazione della sicurezza della costruzione viene valutata sia nei confronti dei meccanismi globali sia nei confronti di meccanismi locali.

6.1 Modello adottato

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate, interpretate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale attraverso il software di calcolo Mastersap prodotto e distribuito da "Studio Software AMV s.r.l.".

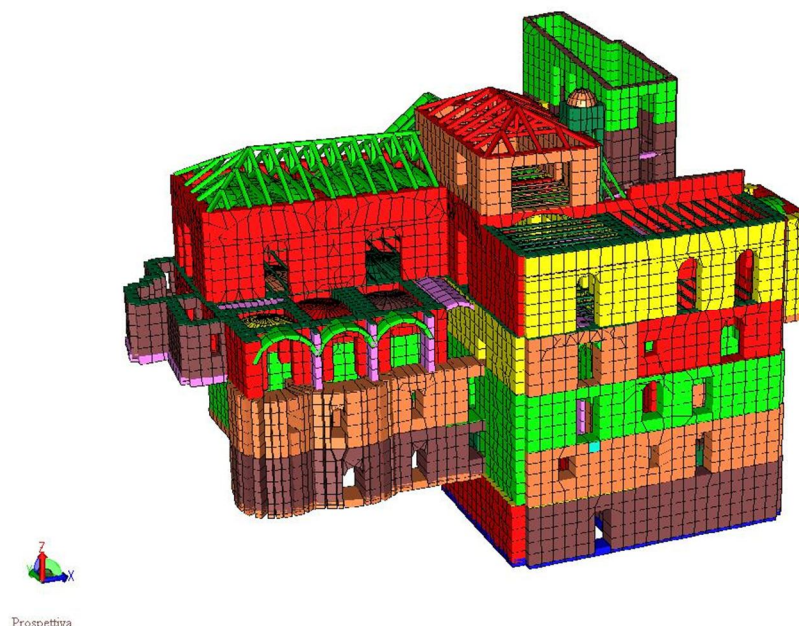


Figura 2 – Modello dello stato di fatto.

E' stato adottato un modello agli elementi finiti costituito da un insieme spaziale di elementi monodimensionali (travi e pilastri) e bidimensionali (pareti e volte).

L'analisi sismica utilizzata per la verifica del fabbricato in oggetto è l'analisi dinamica lineare con il metodo dello spettro di risposta.

Le azioni sismiche di progetto sono state definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. Al sito in esame, considerando il soddisfacimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) relativo ad un evento sismico con periodo di ritorno pari a 475 anni e probabilità di superamento del 10%, sono associati i seguenti valori dei parametri di riferimento:

- ✓ a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) = 0,098g;
- ✓ F_0 (valore max del fattore di amplificazione dello spettro) = 2,61;
- ✓ T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro) = 0,43 sec.

Il fattore di struttura utilizzato per il calcolo dell'azione sismica è pari a 2,25 così come previsto dalla Circolare del Ministero delle Infrastrutture dei Trasporti n. 617 del 02.02.2009, par. C8.7.1.2 per edifici esistenti in muratura non regolari in elevazione. Sempre al fine di caratterizzare l'azione sismica sono state valutate le proprietà topografiche e stratigrafiche del terreno di sedime, anche sulla scorta di quanto dedotto dalla Relazione geologica.

L'influenza del profilo topografico è stata valutata considerando il coefficiente di amplificazione

topografico. Nel caso in esame tale coefficiente risulta pari ad 1,4 (tab. 3.2.IV delle NTC 2008) corrispondente alla categoria topografica T4 (rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$).

L'influenza del profilo stratigrafico è stata valutata con riferimento alle categorie di sottosuolo attraverso i coefficienti S_s e C_c (tab. 3.2.V NTC 2008). Nel caso in esame i coefficienti utilizzati sono relativi alla categoria di sottosuolo "B".

Le azioni sismiche sono successivamente state gradualmente ridotte fino a trovare il valore dell'accelerazione massimo che la struttura è in grado di sopportare.

Dalle verifiche eseguite si è riscontrato che l'edificio non possiede idonea resistenza alle azioni orizzontali anche con valori minimi dell'accelerazione al suolo.

Il criterio di verifica degli elementi strutturali adottato è quello agli stati limite ultimi.

6.2 Verifica pareti in muratura

Per quanto riguarda le opere in muratura sono state effettuate verifiche sia nei confronti dei meccanismi globali sia nei confronti di meccanismi locali.

Le caratteristiche di resistenza dei materiali sono state ridotte del fattore di confidenza, pari a 1,35, e del coefficiente di sicurezza sui materiali γ_M , pari a 3 per le combinazioni statiche e pari a 2 per le combinazioni sismiche.

L'esito delle verifiche è sintetizzato dall'indice di resistenza IR che rappresenta il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente. Di seguito si riportano alcune immagini relative agli indici di resistenza dei maschi murari divise per livello e per combinazione di carico considerata. Le verifiche nella combinazione sismica sono state condotte considerando una accelerazione di picco al suolo pari a 0,056 g (51% circa della massima accelerazione al suolo prevista per il sito in esame).

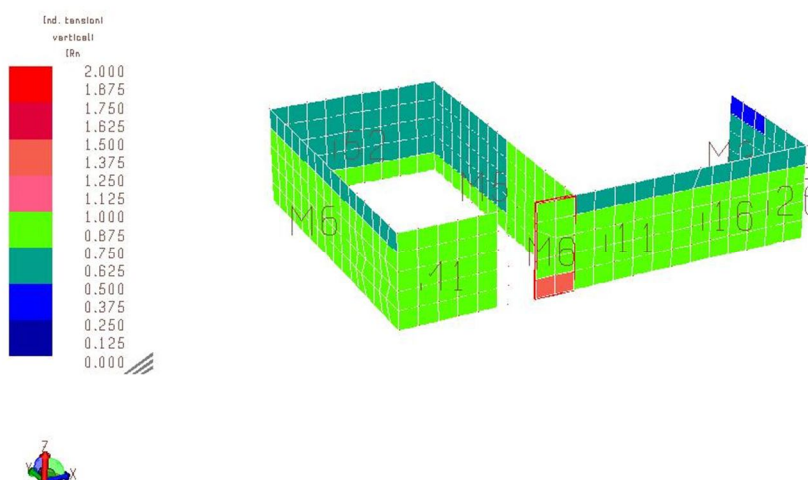


Figura 3 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello I

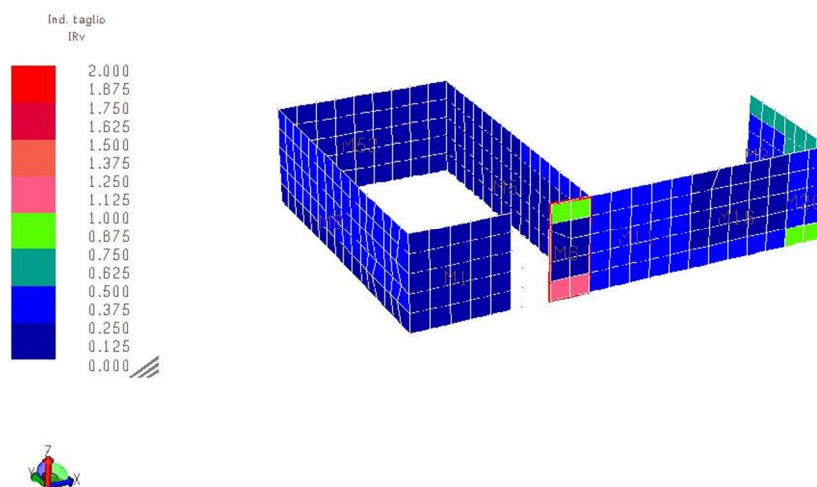


Figura 4 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello I

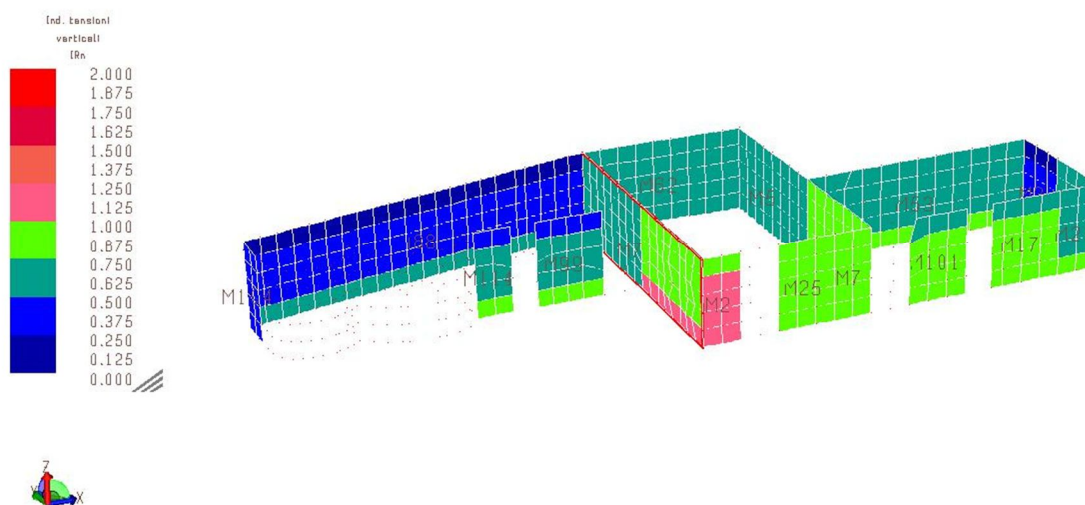


Figura 5 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello II

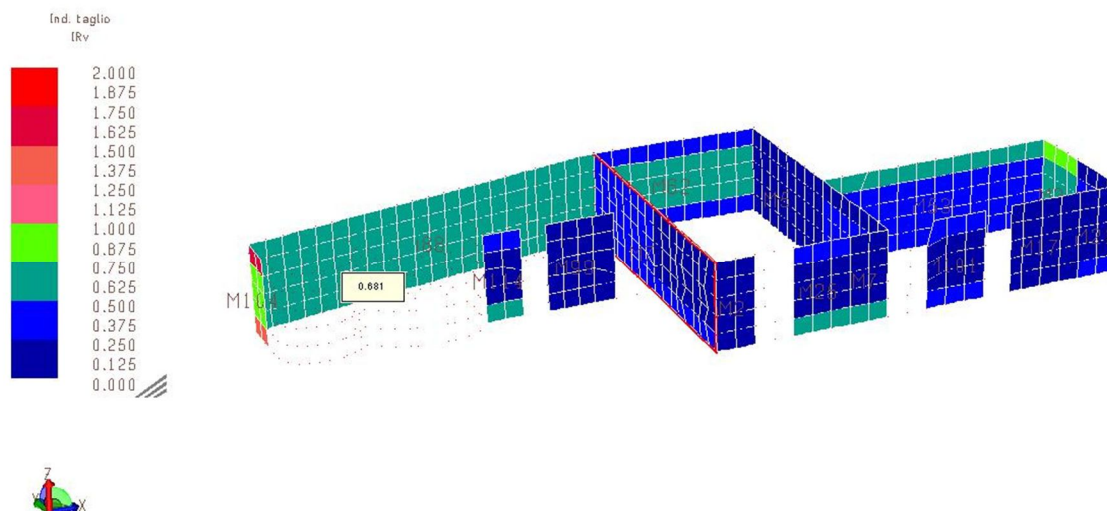


Figura 6 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello II

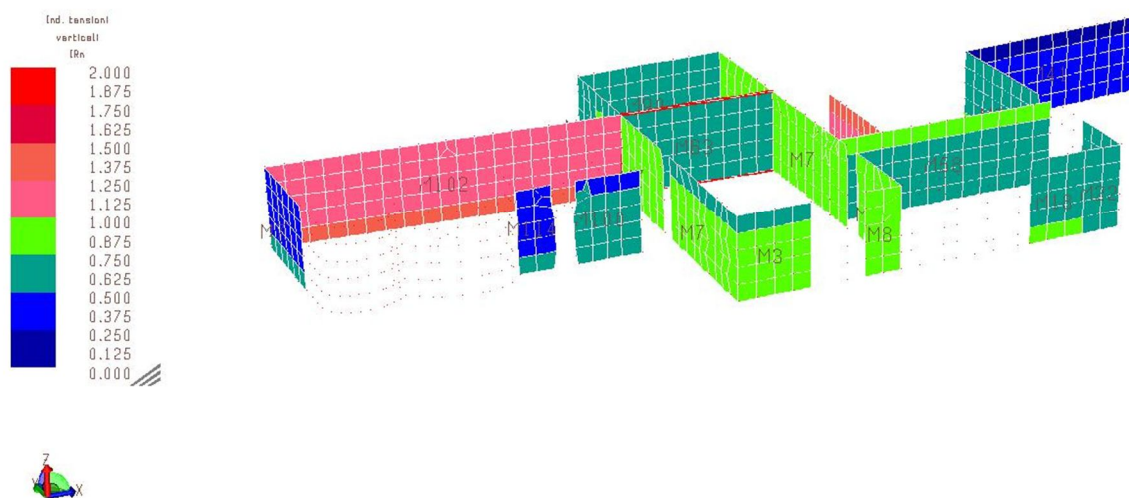


Figura 7 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello III

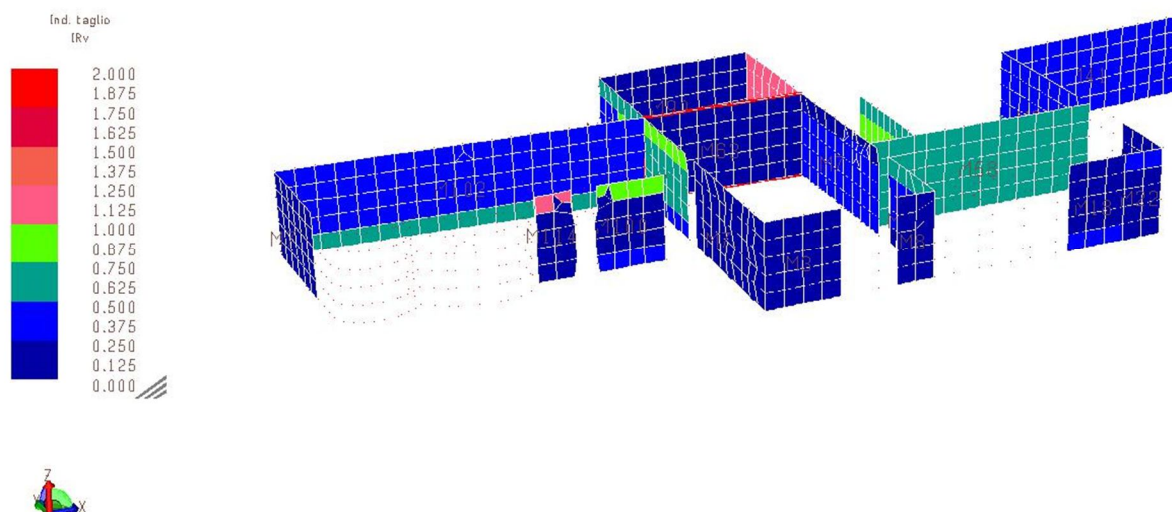


Figura 8 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello III

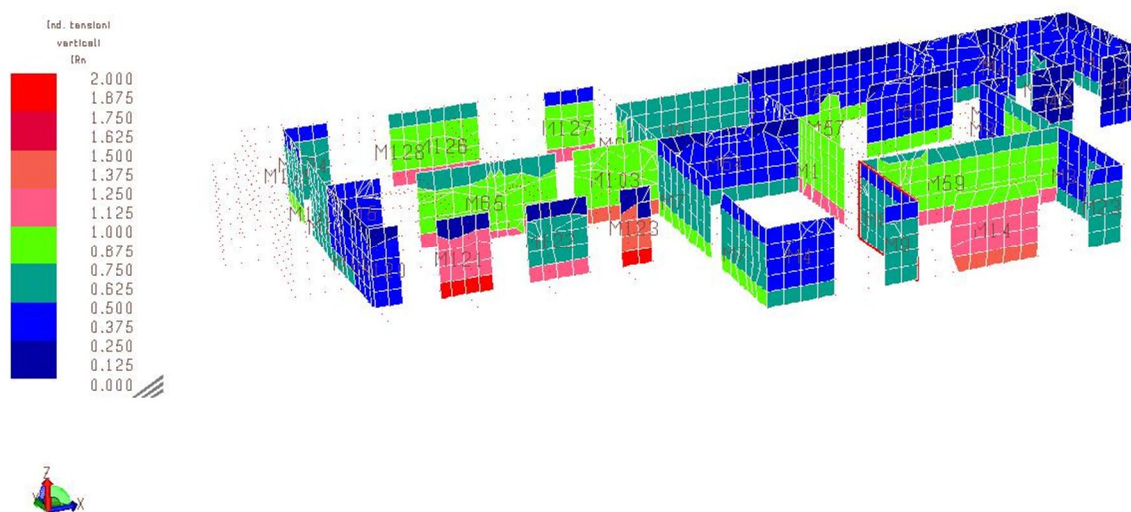


Figura 9 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello IV

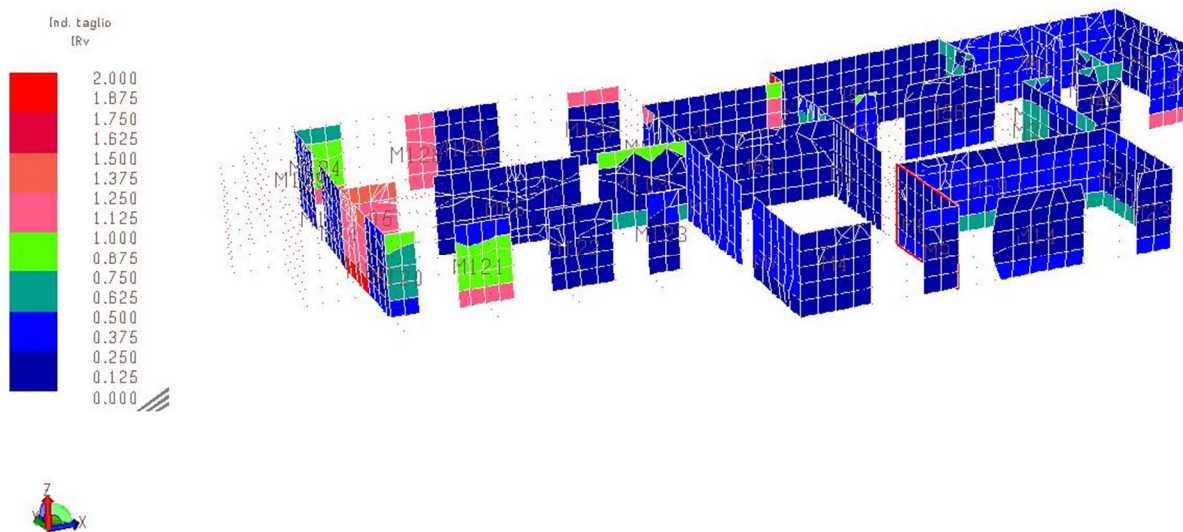


Figura 10 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello IV

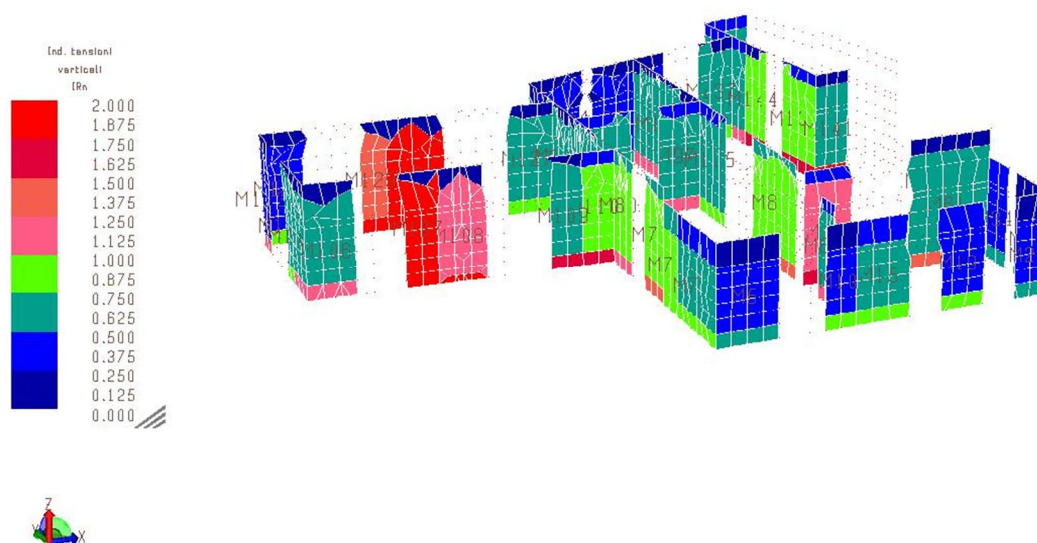


Figura 11 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello V

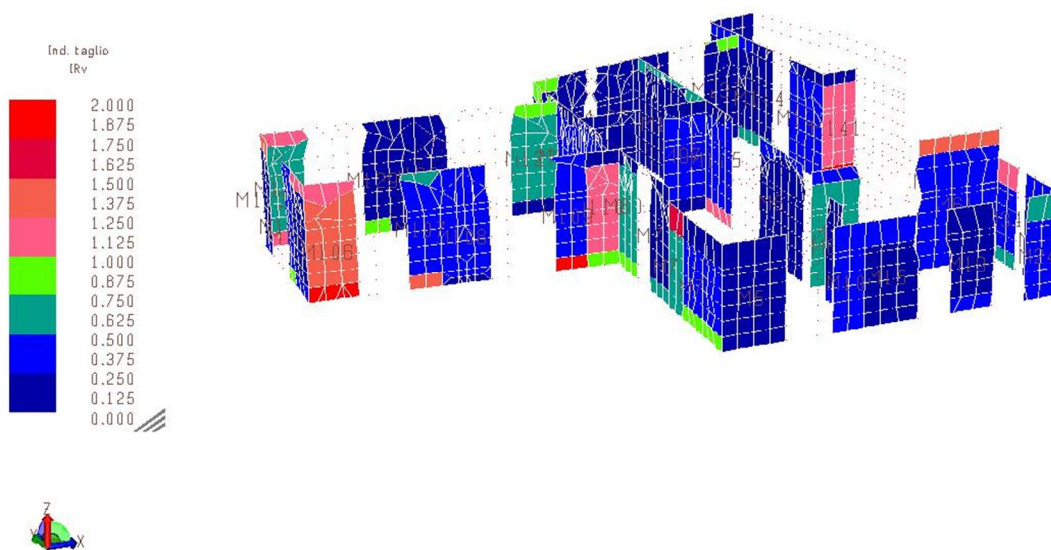


Figura 12 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello V

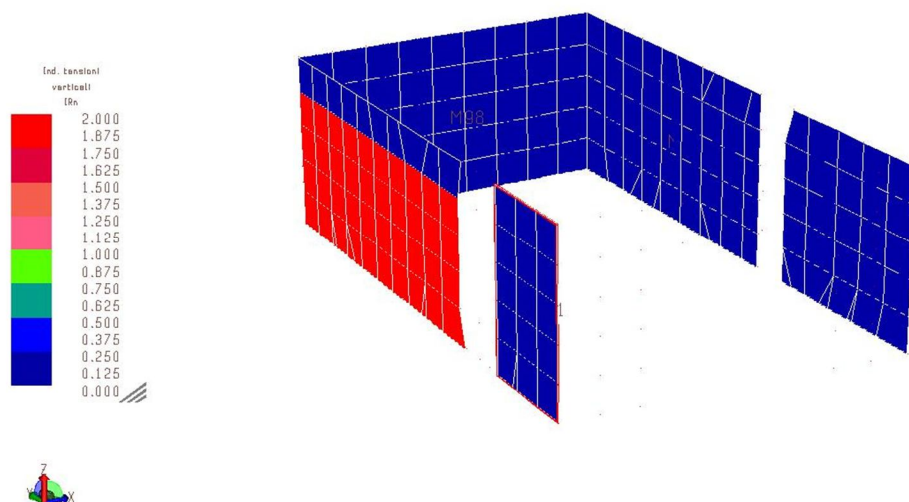


Figura 13 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello VI

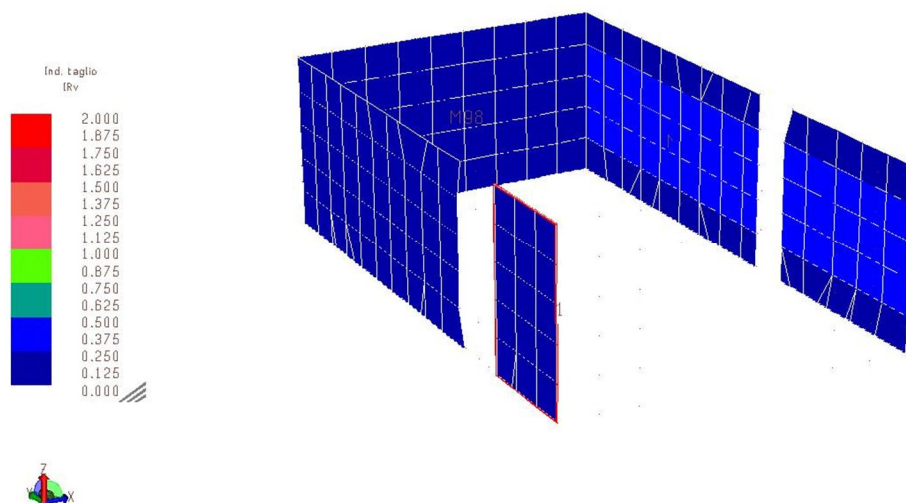


Figura 14 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello VI

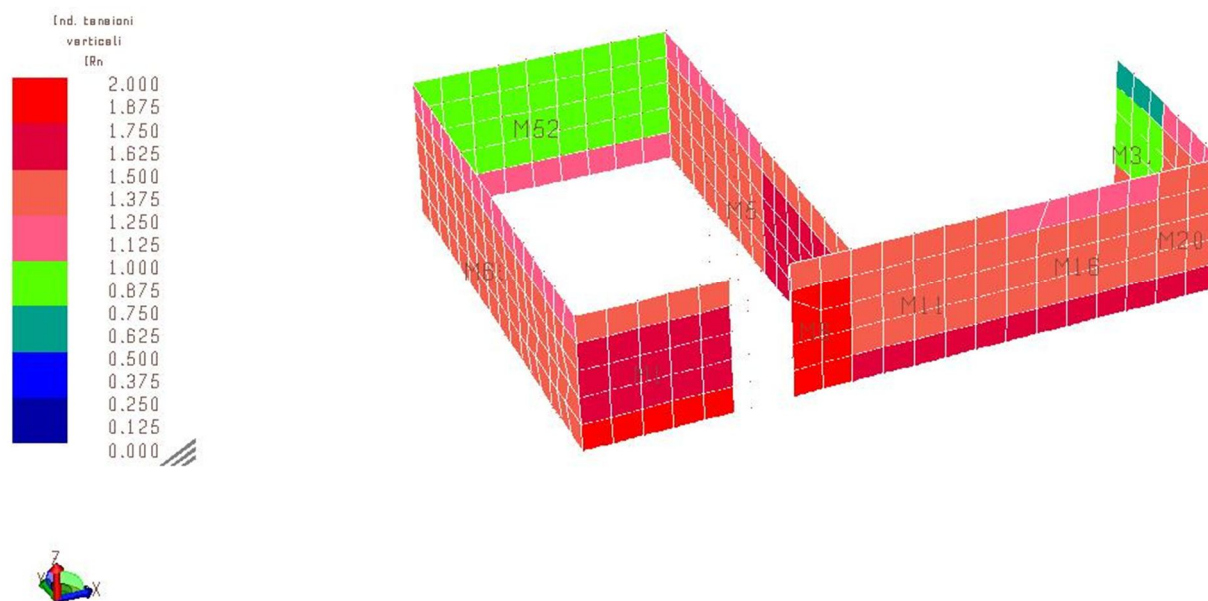


Figura 15 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello I

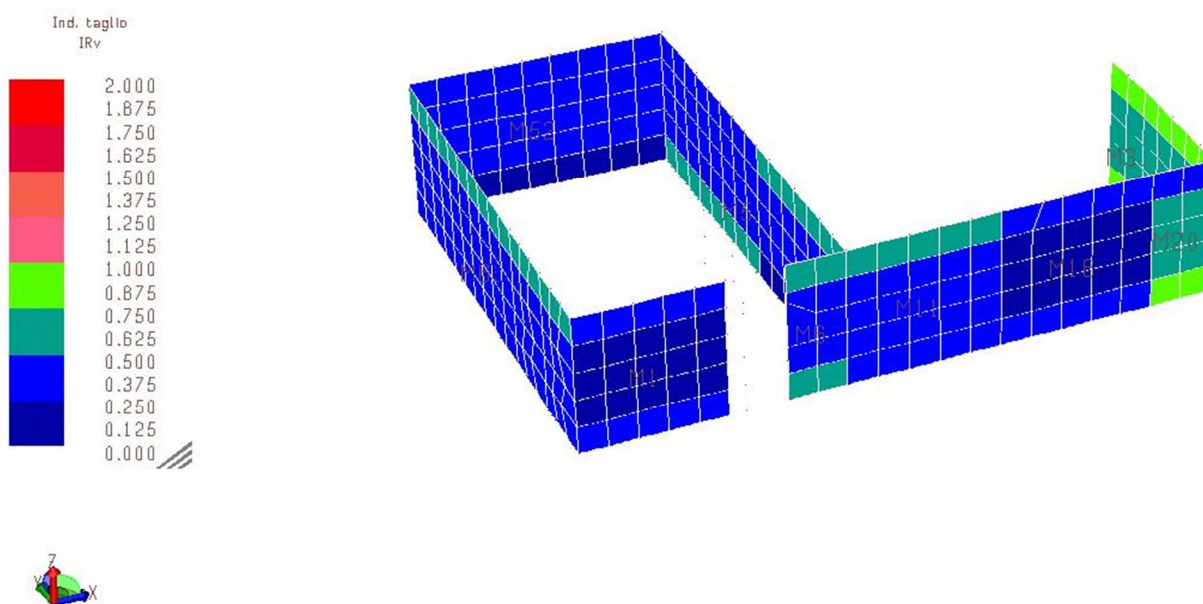


Figura 16 – Combinazione sismica – IR a taglio livello I

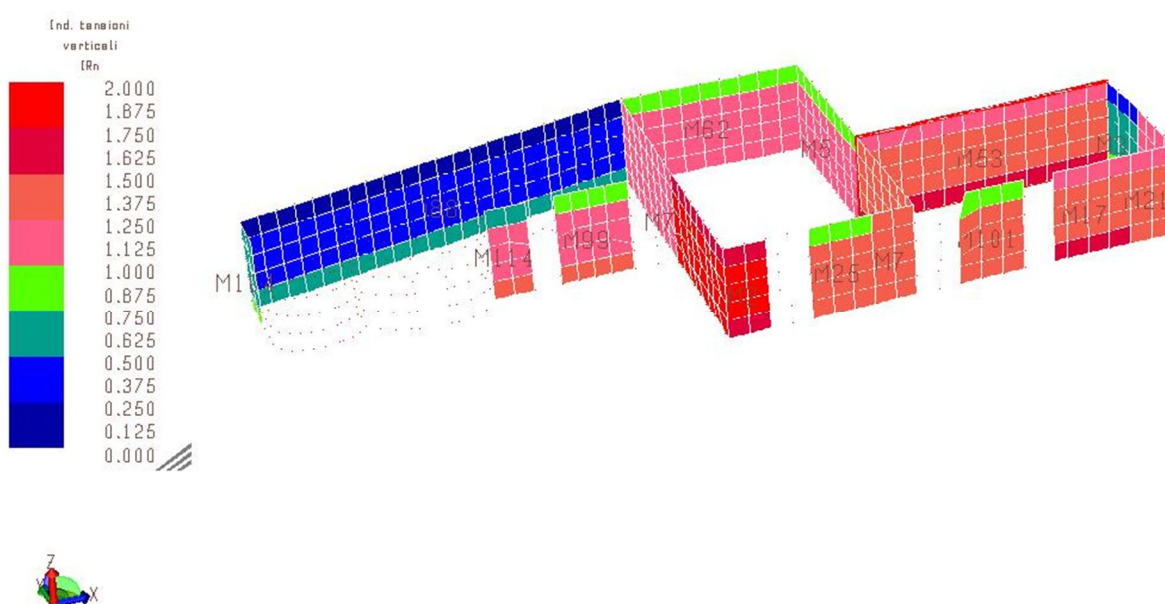


Figura 17 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello II

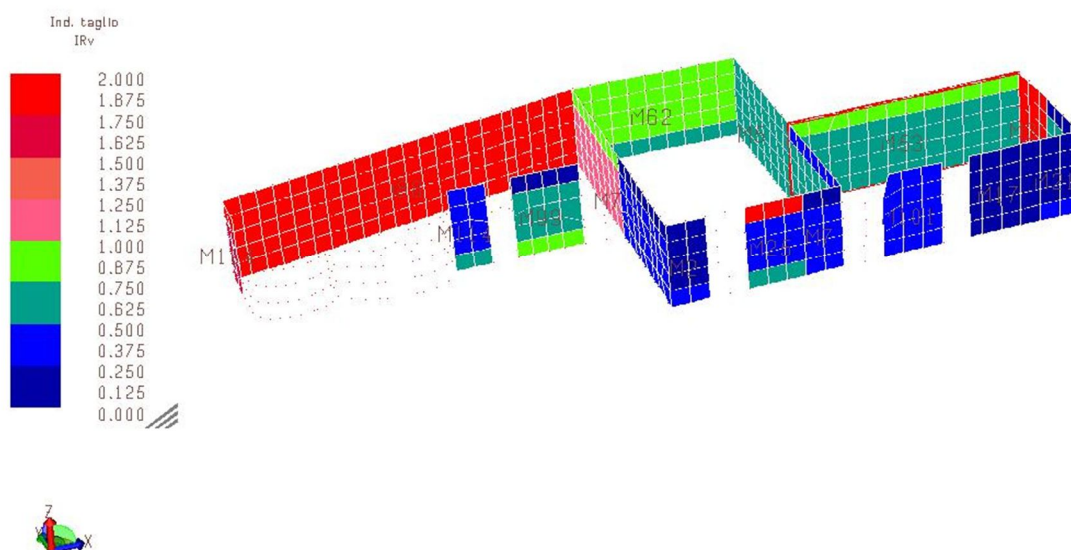


Figura 18 – Combinazione sismica – IR a taglio livello II

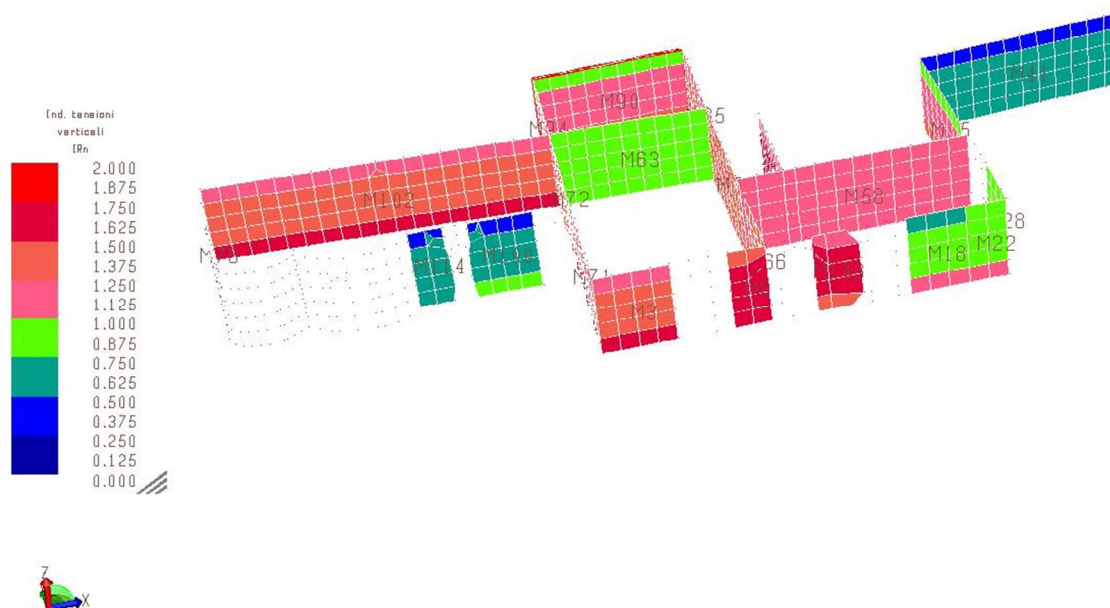


Figura 19 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello III

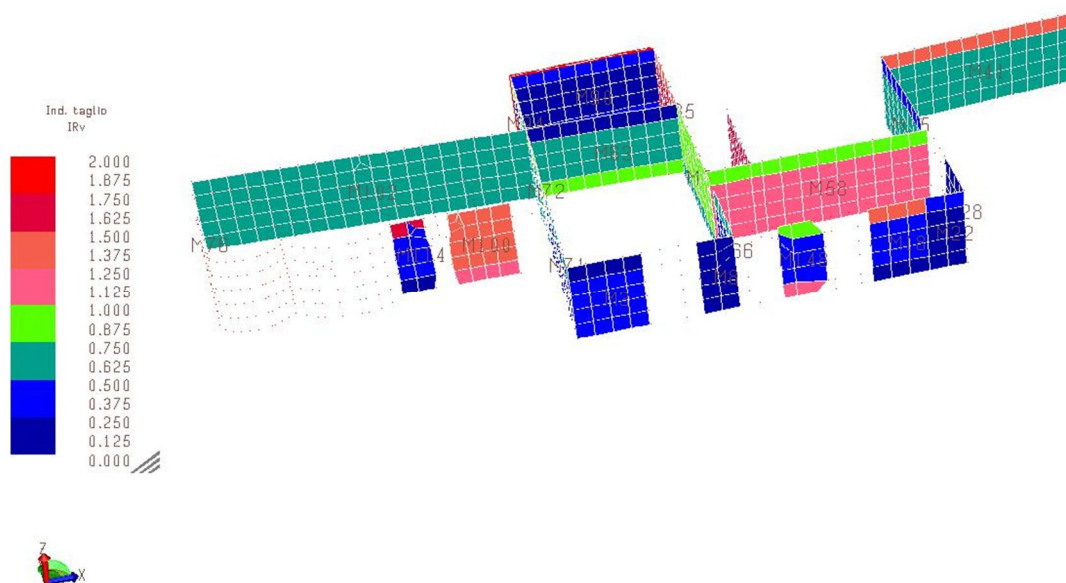


Figura 20 – Combinazione sismica – IR a taglio livello III

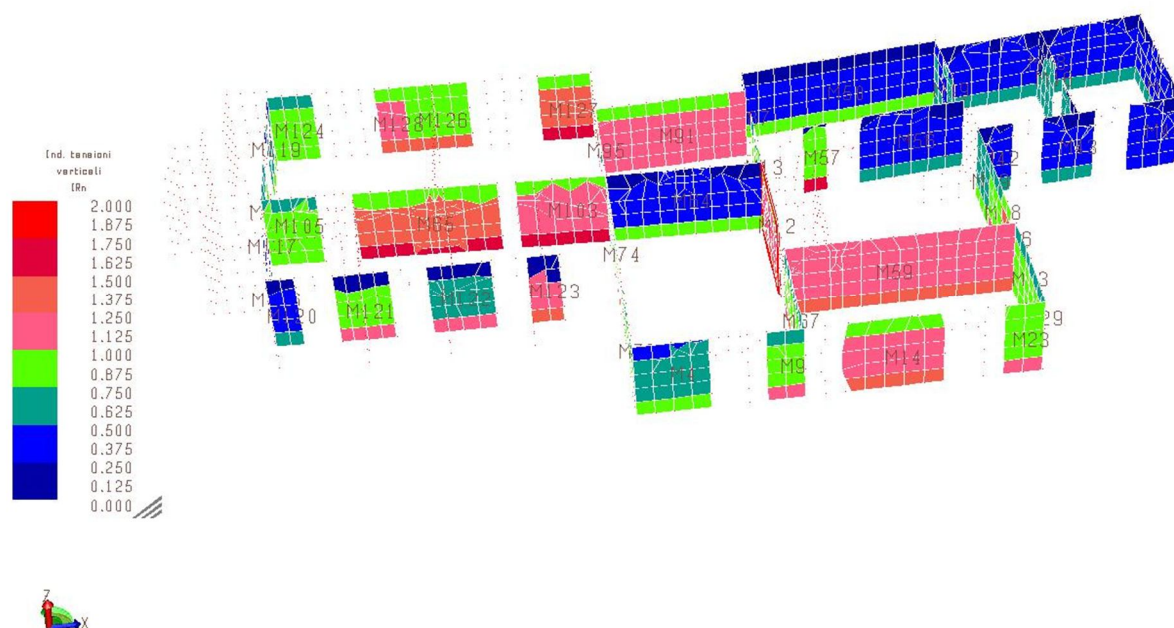


Figura 21 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello IV

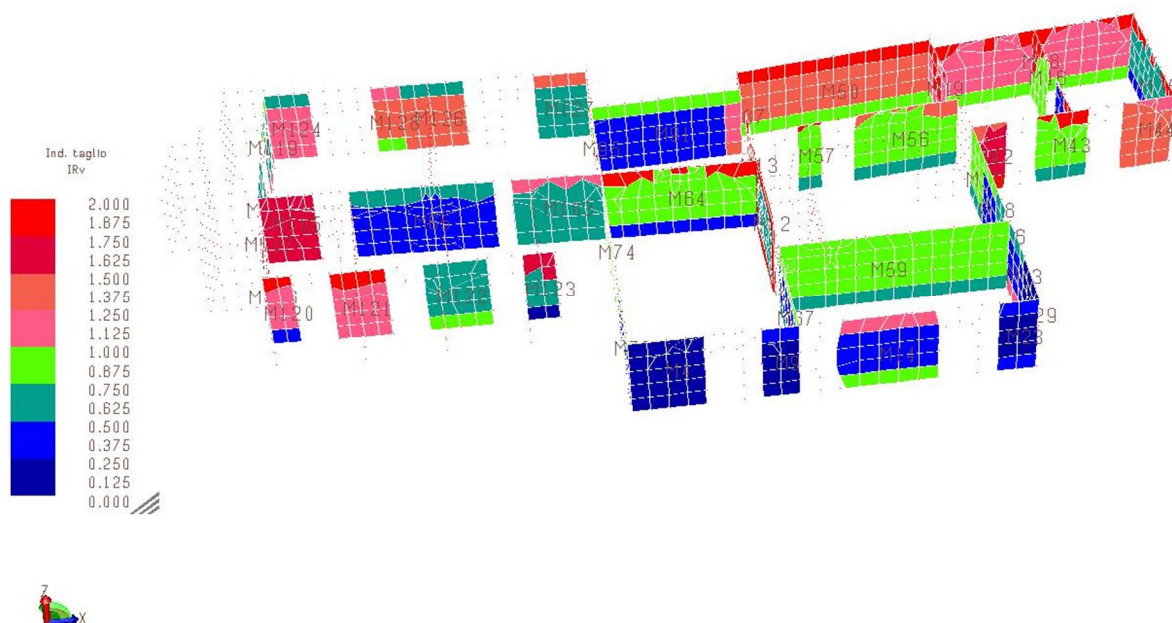


Figura 22 – Combinazione sismica – IR a taglio livello IV

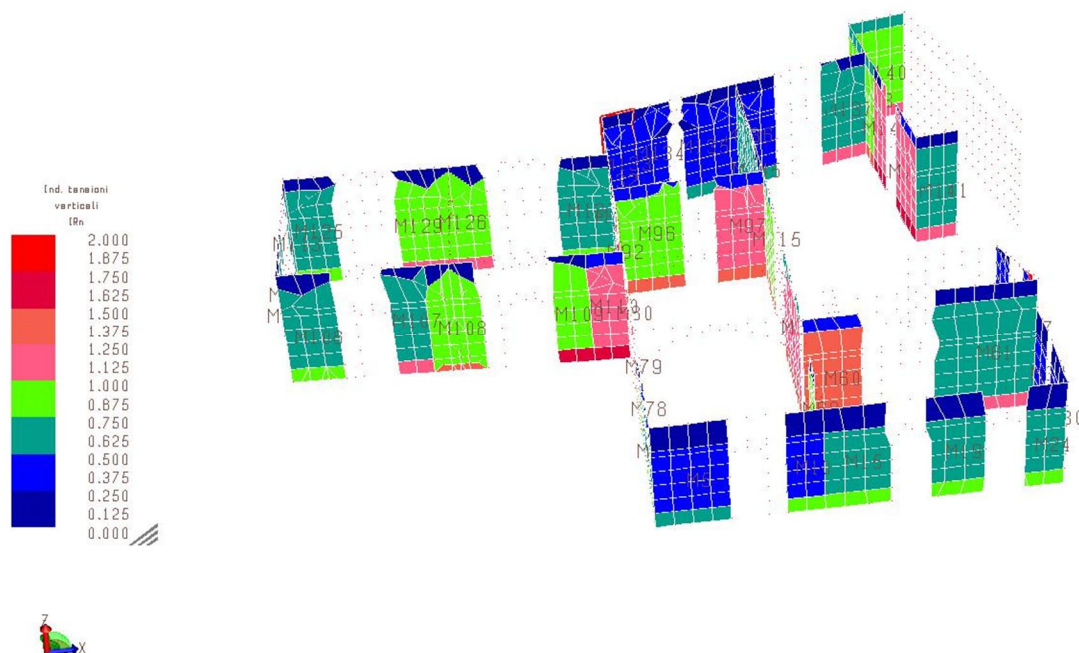


Figura 23 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello V

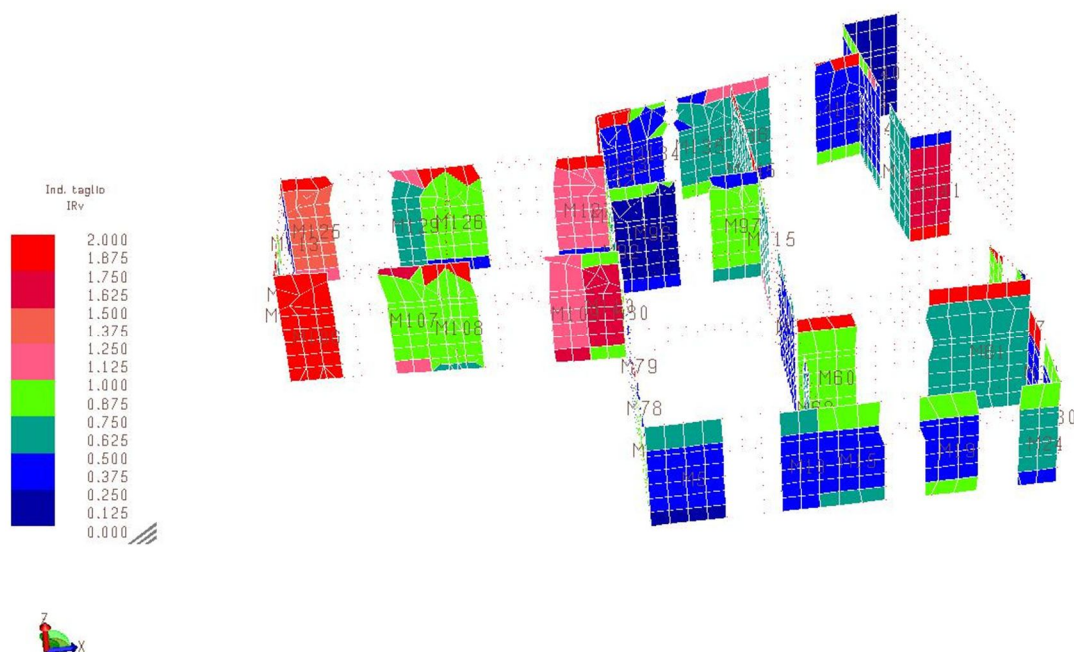


Figura 24 – Combinazione sismica – IR a taglio livello V

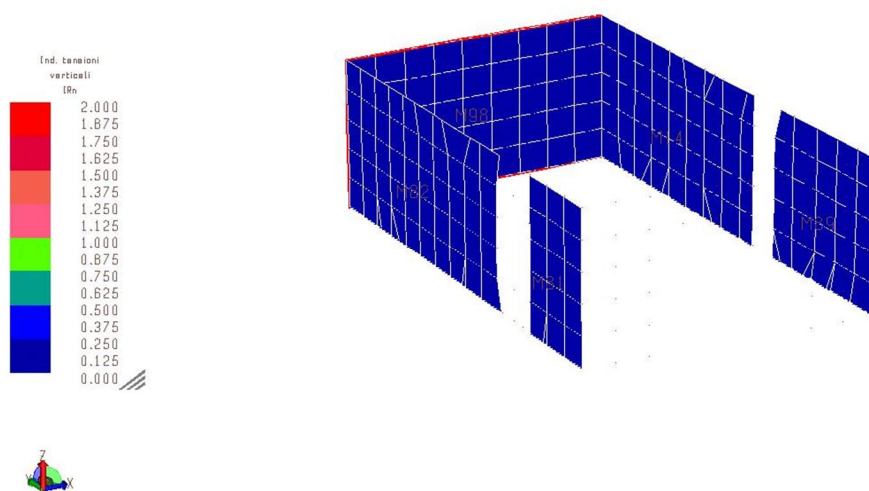


Figura 25 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello VI

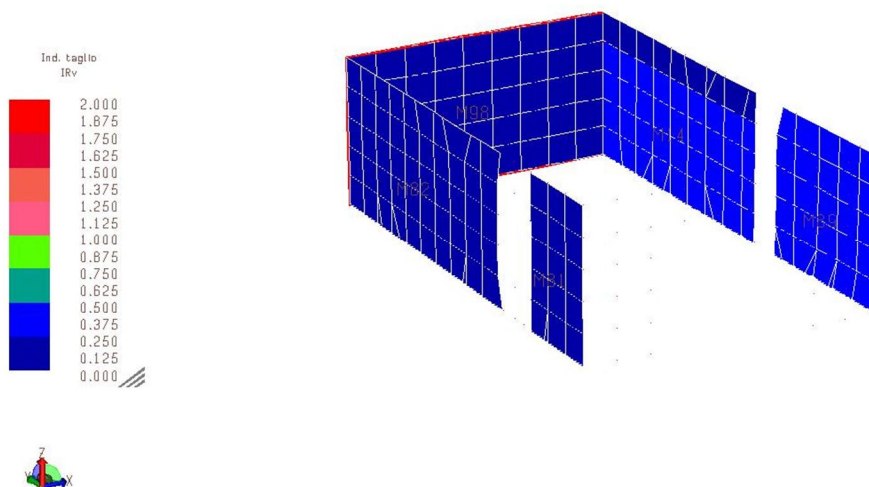


Figura 26 – Combinazione sismica – IR a taglio livello VI

Le verifiche eseguite dimostrano che le caratteristiche di resistenza delle pareti sono insufficienti.

6.3 Verifica solai latero-cementizi (tipo A)

I solai latero-cementizi esistenti, in base alle caratteristiche dei materiali riscontrati, non risultano idonei a sopportare i carichi previsti.

Considerando infatti il solaio più sollecitato si ha un momento sollecitante massimo in campata, riferito al singolo travetto, pari a 1329,54 kgm. Il momento resistente risulta inferiore e pari a 577,26 kgm. È pertanto necessario prevedere interventi di rinforzo.

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo.

6.4 Verifica solai con travetti prefabbricati (tipo B)

Il solaio con travetti prefabbricati più sollecitato funge da calpestio al terrazzo ubicato a quota -8,95 m.

Il momento sollecitante massimo in campata, riferito al singolo travetto è pari a 3185,33 kgm. Il momento resistente, considerando che non sono disponibili i certificati degli elementi prefabbricati, è stato valutato adottando idonei coefficienti di sicurezza. Il momento resistente ultimo è pari a 2995,80 kgm. È pertanto necessario prevedere interventi di rinforzo.

Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo.

6.5 Verifica solai con putrelle (tipo D)

Gli esistenti solai in putrelle presentano una soletta che non possiede le caratteristiche di resistenza minime per essere definita elemento strutturale. La verifica degli elementi in acciaio non risulta soddisfatta.

6.6 Verifica coperture in legno

Gli elementi secondari della copertura si presentano in cattivo stato di conservazione e mostrano importanti deformazioni. Anche alcuni elementi principali delle capriate, specialmente in prossimità dei collegamenti sono degradati. Le sezioni non sono costanti e le deformate importanti. In aggiunta delle considerazioni effettuate ed in previsione della necessità dello smontaggio completo della struttura lignea per la realizzazione del cordolo sommitale di coronamento, si ritiene opportuno sostituire la copertura esistente.

7 Descrizione degli Interventi

A seguito al rilievo strutturale, ad una accurata valutazione delle lesioni degli elementi ed alle risultanze delle verifiche dello stato di fatto dell'immobile, si è deciso di operare una serie d'interventi diffusi volti ad aumentare le caratteristiche di resistenza della muratura, migliorare la qualità dei collegamenti degli orizzontamenti nonché la resistenza degli stessi e sostituire le esistenti coperture in legno inserendo cordoli sommitali di incatenamento, oltre vari interventi di tipo locale (interventi di sarcitura delle murature, interventi di cucì e scuci nelle zone delle pareti con lesioni passanti, realizzazione di piattebande, ecc.).

Si prevede inoltre la realizzazione di nuove opere per ottenere un adeguamento funzionale dell'edificio alle esigenze di progetto.

Di seguito si riporta una più dettagliata descrizione degli interventi.

7.1 Rincocciatura, consolidamento e rinforzo delle pareti

L'intervento per le pareti prevede fasi successive che vengono di seguito descritte:

- Fase 1) la spicconatura di porzioni di intonaco, ove necessario, sino alla messa a nudo degli elementi strutturali la sigillatura e rincocciatura delle lesioni presenti con scaglie di materiale idoneo e impiego di malta compatibile con la malta esistente, in modo da ripristinare la continuità strutturale ed estetica;
- Fase 2) il consolidamento prevede iniezioni diffuse su tutta la muratura in pietrame di miscela a base di pura calce naturale NHL 3.5 e ridotte emissioni di CO₂ ;

Fase 3) rinforzo statico, realizzato attraverso l'applicazione di rete in fibra di basalto e acciaio inox e posa di malte speciali con funzioni consolidanti. Tale tipologia di rinforzo non viene applicato in modo generalizzato su tutte le pareti ma solo sulle porzioni di muratura che, in fase di verifica, necessitavano di un incremento di resistenza. In base alla resistenza richiesta è stato pertanto valutata l'ipotesi di applicare il rinforzo su entrambe le facce della parete o su di un solo lato.

Per maggiori dettagli sulla ubicazione degli interventi e le modalità di esecuzione si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

7.2 Sostituzione tetti di copertura

Con riferimento ai tetti di copertura in legno, è previsto lo smontaggio degli stessi per la realizzazione di un cordolo di coronamento in c.a. Considerando lo stato di degrado degli elementi lignei si è ritenuto opportuno procedere con la sostituzione integrale degli stessi lasciando invariate le quote originarie.

Sempre nel rispetto delle carpenteria della copertura esistente si procede a disporre delle capriate in legno di castagno, classe D24 con travi a sezione rettangolare stondata 20x20 cm, con gli stessi interassi rilevati. Sulle travi di falda si dispongono gli arcarecci, ed un tavolato in legno di castagno dello spessore di 30 mm su cui poggia il pacchetto di copertura costituito da .

Per distribuire in modo uniforme i carichi verticali della copertura si procede dapprima con la ricostruzione della testa muro con blocchi di tufo e successivamente con la realizzazione di un cordolo di coronamento in c.a. avente sezione rettangolare e altezza pari a 30 cm.

7.3 Sostituzione solai in putrelle

Gli attuali solai in putrelle verranno sostituiti con nuovi solai realizzati con sistema misto acciaio-calcestruzzo con profili HEB120, lamiera grecata e getto di calcestruzzo armato. Il tutto verrà completato con la posa in opera di idonei connettori con la funzione di rendere collaborante la soletta in c.a.

Con tale intervento verrà ridotto il peso complessivo del solaio eliminando lo spessore di calce e lapillo che, tra l'altro, non fornisce un idoneo contributo resistente.

7.4 Rinforzo delle Volte

Per il consolidamento delle due volte indicate si prevede lo svuotamento e l'alleggerimento dell'estradosso della volta con conseguente pulizia della superficie di estradosso sino alla messa a nudo degli elementi strutturali la sigillatura e rincoccatura delle lesioni presenti sia nella parte estradosale sia intradosale, con scaglie di materiale idoneo e impiego della malta compatibile con l'esistente, in modo da ripristinare la continuità strutturale ed estetica.

La fase successiva riguarda il rinforzo statico, realizzato attraverso l'applicazione all'estradosso di rete in fibra di basalto e acciaio inox e posa di malte speciali con funzioni consolidanti.

Per maggiori dettagli sulla ubicazione degli interventi e le modalità di esecuzione si rimanda agli elaborati grafici dedicati.

7.5 Rinforzo solai esistenti

Gli esistenti solai latero cementizi ed in travetti prefabbricati, come risulta dalla verifica dello stato di fatto, non risultano idonei per sopportare i carichi previsti e pertanto è stato previsto un intervento di rinforzo mediante FRP.

7.6 Cucitura di Pareti con Lesioni Passanti

Laddove le pareti presentano lesioni passanti è previsto il ripristino della continuità muraria attraverso la rimozione degli elementi lapidei lesionati o degradati e la successiva realizzazione di una nuova tessitura muraria con nuovi elementi senza interrompere la funzione statica della muratura nel corso dell'applicazione della stessa.

7.7 Rinforzo delle Piattebande esistenti

Le piattebande esistenti sono costituite da un tavolato in legno di castagno ammalorato. Nell'intento di preservare l'esistente ed eliminare la sua funzione statica, si prevede di inserire al disopra delle piattebande esistenti, ad una distanza non superiore a 20 cm, due profili UPN 120 classe S275 rese collaboranti da barre filettate classe 8.8 del diametro di 16 mm poste ad un interasse non inferiore a 20 cm.

8 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI DI PROGETTO

8.1 Muratura

Per quanto riguarda le murature, oltre gli interventi locali di cucì e scuci e di sarcitura laddove risultino presenti lesioni, sono previsti interventi di consolidamento e di rinforzo. Il consolidamento coinvolge tutte le murature in pietrame e, come descritto, avviene mediante iniezioni di malta. Il successivo intervento riguarda il rinforzo delle murature laddove necessario. Tale rinforzo prevede la posa l'applicazione di rete in acciaio inox ed intonaco di calce su una od entrambe le facce dell'elemento murario. In virtù di quanto esposto vengono definite 4 tipologie di muratura con le resistenze riportate nella seguente tabella:

Tipologia	Descrizione	f_m [kg/cm ²]	τ_0 [kg/cm ²]
Tipo 1	Muratura in pietrame consolidata	20	0,4
Tipo 2	Muratura in pietrame rinforzata su un lato	30	0,6
Tipo 3	Muratura in pietrame rinforzata su entrambi i lati	50	1,0
Tipo 4	Muratura a conci di pietra tenera con malta di buona qualità	21	0,42

8.2 Calcestruzzo armato

Riferimenti: D.M. 14.01.2008, par. 11.2;
Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
UNI EN 206-1/2006;
UNI 11104.

Tipologia strutturale:	Fondazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² (300 daN/cm ²)
Condizioni ambientali:	Strutture di fondazione e/o controterra.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S3 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	16 mm

Tipologia strutturale:	Elevazione
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm ² (300 daN/cm ²)

Condizioni ambientali:	Strutture interne di edifici non industriali con umidità bassa.
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida)
Diametro massimo aggregati:	16 mm

Dosatura dei materiali.

La dosatura dei materiali per ottenere Rck 300 (30) è orientativamente la seguente (per m³ d'impasto).

sabbia	0.4 m ³
ghiaia	0.8 m ³
acqua	150 litri
cemento tipo 325	350 kg/m ³

Qualità dei componenti

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

Prescrizione per inerti

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

Prescrizione per il disarmo

Indicativamente: pilastri 3-4 giorni; solette modeste 10-12 giorni; travi, archi 24-25 giorni, mensole 28 giorni.

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

Provini da prelevarsi in cantiere

n°2 cubi di lato 15 cm;

un prelievo ogni 100 mc

$\sigma_{c28} >= 3 * \sigma_{c adm};$
$R_{ck 28} = R_m - 35 \text{ kg/cm}^2;$
$R_{min} > R_{ck} - 35 \text{ kg/cm}^2$

Parametri caratteristici e tensioni limite per il metodo degli stati limite

Tabella riassuntiva per R_{ck} 300

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
300	249.0	141.1	11.9	[kg/cm ²]

R_{ck}	f_{ck}	f_{cd}	f_{ctm}	u.m.
30	24.90	14.11	1.19	[N/mm ²]

legenda:

- f_{ck} (resistenza cilindrica a compressione);
 $f_{ck} = 0.83 R_{ck}$;
- f_{cd} (resistenza di calcolo a compressione);
 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c$
- f_{ctd} (resistenza di calcolo a trazione);
 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$;
 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm}$;
 $f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3}$ per classi $\leq C50/60$
 $f_{ctm} = 2.12 * \ln[1 + f_{cm}/10]$ per classi $> C50/60$

Valori indicativi di alcune caratteristiche meccaniche dei calcestruzzi impiegati:

Ritiro (valori stimati): 0.25 mm/m (dopo 5 anni, strutture non armate);
 0.10mm/m (strutture armate).

Rigonfiamento in acqua (valori stimati): 0.20 mm/m (dopo 5 anni in strutture armate).

Dilatazione termica: $10 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

Viscosità $\varphi = 1.70$.

8.3 Acciaio da carpenteria

(Rif. D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2)

ACCIAIO PER C.A. B450C	
f_{yk} tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$

f_{tk} tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
f_{td} tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre: $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$.

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri $\leq 16 \text{ mm}$.

Reti e tralicci con elementi base di diametro $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$.

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci: $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

Controlli in cantiere delle barre d'armatura

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 100 \text{ daN/cm}^2$$

8.4 Legno da carpenteria

Il legno da utilizzare per la realizzazione delle coperture è di castagno di classe D24 e presenta le caratteristiche meccaniche riportate nella seguente tabella.

Resistenze [MPa]		Modulo Elastico [GPa]	
Flessione	$f_{m,g,k} = 24.0$	Modulo Elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean} = 11.6$
Trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,g,k} = 16.5$	Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,05} = 9.4$
Trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,g,k} = 0.40$	Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,g,mean} = 0.39$
Compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,g,k} = 24.0$	Modulo di taglio medio	$G_{g,mean} = 0.72$
Compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,g,k} = 2.7$	Massa Volumetrica [kg/m³]	
Taglio	$f_{v,g,k} = 2.7$	Massa volumetrica caratteristica:	$\rho_{g,k} = 380$

8.5 FRP

I materiali compositi previsti per gli interventi di rinforzo sono in fibra di vetro e presentano i valori delle caratteristiche meccaniche riportate di seguito:

- ✓ Carico di rottura: 2600 MPa
- ✓ Peso della fibra: 2,6 Kg/dmc
- ✓ Modulo elastico: 73 GPa
- ✓ Allungamento a rottura: 3,5 %

9 Analisi dei Carichi DI PROGETTO

Si premette a quanto sopra l'analisi dei carichi agenti sulle strutture come previste in progetto.

9.1 Solaio latero-cementizio (tipo A)

I solai definiti di tipo A hanno una altezza totale di 20 cm con travetti ad interasse di 50 cm base 10 cm ed altezza 16 cm. La soletta, non armata, ha spessore 4 cm.

Carico Permanente

Peso proprio	=	280 kg/mq
Permanente (non strutturale)	=	230 kg/mq
Totale <u>carico permanente</u>	≈	510 kg/mq

9.2 Solaio in travetti prefabbricati (tipo B)

I solai definiti di tipo B hanno una altezza totale di 24 cm con travetti ad interasse di 50 cm. La soletta, non armata, ha spessore 4 cm.

Carico Permanente

Peso proprio	=	320 kg/mq
Permanente (non strutturale)	=	230 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 550 kg/mq

9.3 Nuovo Solaio misto in acciaio-calcestruzzo

Gli esistenti solai in putrelle (tipo D) verranno sostituiti con nuovi soli misti acciaio calcestruzzo con putrelle HEB120 lamiera. e soletta in c.a.

Carico Permanente

Peso proprio = 280 kg/mq

Permanente (non strutturale) = 230 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 410 kg/mq

9.4 Volte in muratura

Tutte le volte indagate presentano spessore pari a 20 cm e sono realizzate in pietrame. Al di sopra delle stesse è presente uno spessore di riempimento in calce e lapilli pari a circa 20 cm. Il peso della volta viene valutato direttamente dal programma di calcolo. Di seguito si riporta pertanto il solo peso del riempimento.

Carico Permanente

Permanente (non strutturale) = 320 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 320 kg/mq

9.5 Coperture in legno

Sono realizzate con sistema a capriata mediante travi in legno di castagno. Il peso della struttura principale viene valutato direttamente dal programma di calcolo. Di seguito si riporta pertanto il solo peso degli elementi secondari e del manto di copertura.

Carico Permanente

Permanente (non strutturale) = 70 kg/mq

Totale carico permanente $\approx$ 70 kg/mq

9.6 Sovraccarichi accidentali

I sovraccarichi accidentali considerati vengono riportati di seguito:

Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico = 200 kg/mq

Cat. C1 – Ospedali, ristoranti, banche, scuole = 300 kg/mq

Cat. C2 – Balconi, sale convegni, cinema, teatri = 400 kg/mq

Cat. H – Coperture e sottotetti = 50 kg/mq

10 verifica applicabilit  interventi di miglioramento

Gli interventi di miglioramento sono previsti al paragrafo 8.4.2 delle NTC 2008 e vengono definiti come quegli interventi finalizzati ad accrescere la capacit  delle strutture esistenti alle azioni considerate.   possibile eseguire interventi di miglioramento nei casi in cui non ricorrano le condizioni specificate nel paragrafo 8.4.1 delle norme ovvero quando:

- a) Non si proceda ad una sopraelevazione della struttura;
- b) Non si proceda ad ampliare la costruzione mediante opere strutturalmente connesse alla stessa;
- c) Non si apportino variazioni di classe e/o di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%;
- d) Non si effettuano interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.

In considerazione dell'intervento progettato, considerato che non sono previsti interventi di sopraelevazione e/o di ampliamento e che non vengono apportate modifiche sostanziali al comportamento strutturale dell'edificio, va effettuata la sola verifica del punto c) in quanto alcuni ambienti prevedono il cambio di destinazione d'uso.

Di seguito si riportano le immagini degli scarichi in fondazione nella combinazione agli SLU per soli carichi verticali relative allo stato di fatto e nello stato di progetto.

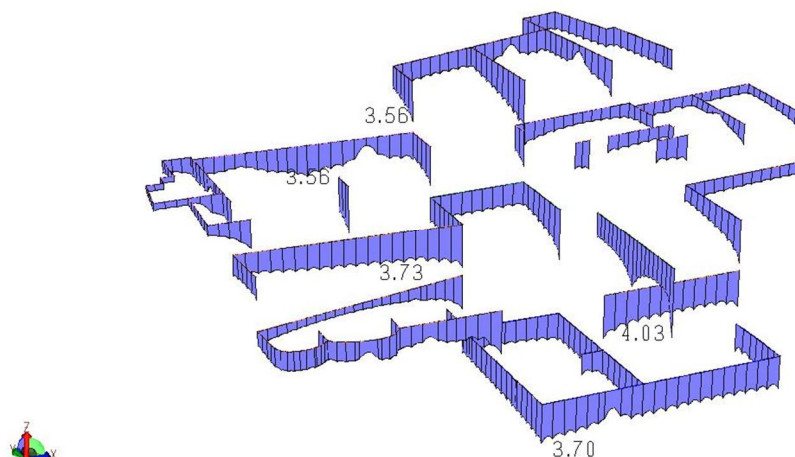


Figura 27 – Pressioni al suolo nello Stato di Fatto.

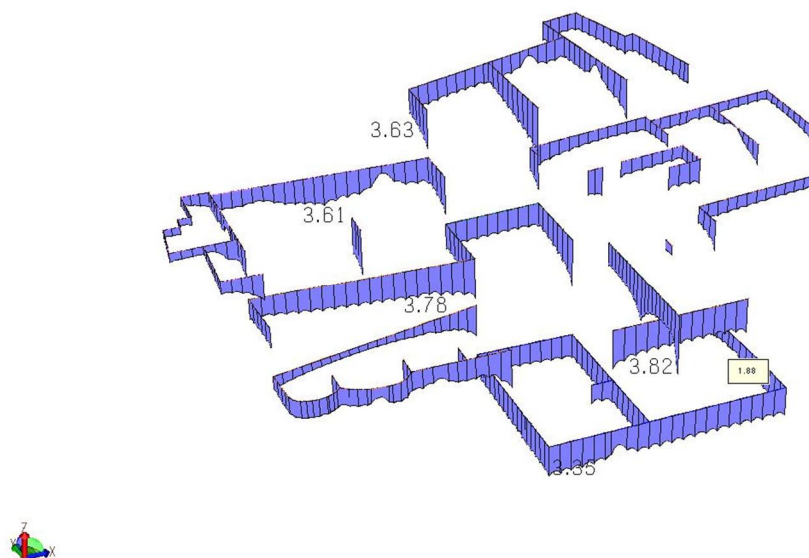


Figura 28 Pressioni al suolo nello Stato di Progetto.

Si evince che le variazioni sono ampiamente inferiori al 10% e pertanto tutti i punti prescritti dalla normativa vigente sono rispettati. L'intervento rientra nel Miglioramento sismico.,

11 PROGETTO VERIFICA DEGLI INTERVENTI

Di seguito si riporta un sunto delle verifiche degli interventi di progetto. Si ripete che gli interventi previsti sul corpo di fabbrica esistente sono volti a migliorare il comportamento statico della struttura senza modifiche sostanziali dello stato deformativo e sollecitante degli elementi strutturali dell'edificio.

11.1 Modello adottato edificio esistente

Il modello è stato messo a punto modificando il modello dello stato di fatto

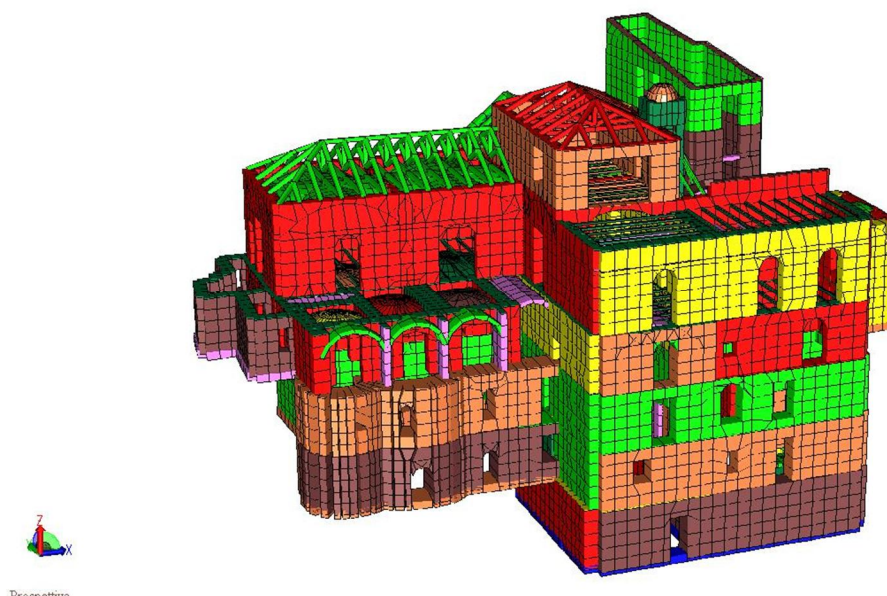


Figura 29 – *Modello dello stato di fatto.*

Si è tenuto conto d'azioni sismiche calcolate secondo il DM 14/01/2008.

E' stato adottato un modello agli elementi finiti costituito da un insieme spaziale di elementi monodimensionali (travi e pilastri) e bidimensionali (pareti e volte).

L'analisi sismica utilizzata per la verifica del fabbricato in oggetto è l'analisi dinamica lineare con il metodo dello spettro di risposta.

Le azioni sismiche di progetto sono state definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito. Al sito in esame, considerando il soddisfacimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) relativo ad un evento sismico con periodo di ritorno pari a 475 anni e probabilità di superamento del 10%, sono associati i seguenti valori dei parametri di riferimento:

- ✓ a_g (accelerazione orizzontale massima al sito) = 0,098g;
- ✓ F_0 (valore max del fattore di amplificazione dello spettro) = 2,61;
- ✓ T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro) = 0,43 sec.

Le azioni sismiche sono successivamente state gradualmente ridotte fino a trovare il valore dell'accelerazione massimo che la struttura è in grado di sopportare.

Il criterio di verifica degli elementi strutturali adottato è quello agli stati limite ultimi.

11.2 Grado di sicurezza raggiunto edificio esistente

Dalle verifiche eseguite si è riscontrato che l'edificio non è in grado di resistere alle azioni sismiche di progetto previste dalla norma per il soddisfacimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita intervenendo sul solo incremento delle caratteristiche meccaniche delle muratura ma si renderebbero necessari interventi significativi che prevedrebbe l'inserimento di nuovi elementi resistenti e che modificherebbero in modo sostanziale l'originale impianto dell'edificio.

Pertanto, gli interventi progettati sono mirati al raggiungimento dell'obiettivo prefissato, ovvero rendere l'edificio in grado di resistere ad una azione sismica pari, valutata in termini di accelerazione, pari ad almeno il 50% dell'accelerazione sismica di progetto prevista per il sito in esame allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

È stata pertanto considerata una accelerazione di picco al suolo pari a 0,056 g (51% circa della massima accelerazione al suolo prevista per il sito in esame).

11.3 Verifica Pareti in muratura

La procedura di verifica, attraverso il software agli elementi finiti utilizzato, prevede la definizione dei maschi murari.

Il passaggio fondamentale riguarda la determinazione delle sollecitazioni globali a partire dallo stato tensionale di ciascun elemento che compone il maschio murario.

Viene determinata innanzitutto la sezione rettangolare complessiva; lo sforzo normale e il taglio globali si ottengono integrando lo stato tensionale agente sulla sezione di ogni singolo elemento; il momento nel piano si ottiene integrando, rispetto al baricentro della sezione complessiva, l'effetto flettente derivante dalla distribuzione non uniforme della tensione verticale nei vari elementi; il momento complessivo della flessione fuori piano si determina calcolando la media dei corrispondenti momenti flettenti agenti su ciascun elemento.

La verifica dei maschi murari viene condotta automaticamente dal software mediante le tabelle di verifica all'interno delle quali vengono definite le caratteristiche meccaniche dei materiali, il fattore di confidenza e le modalità di verifica. Per quanto riguarda invece gli elementi che non rientrano nei maschi murari così come definiti, la verifica viene condotta mediante confronto dello stato tensionale con le resistenze di progetto del materiale.

Le caratteristiche di resistenza dei materiali sono state ridotte del fattore di confidenza, pari a 1,35, e del coefficiente di sicurezza sui materiali γ_M , pari a 3 per le combinazioni statiche e pari a 2 per le combinazioni sismiche.

Di seguito si riportano le immagini riepilogative delle verifiche condotte ed in particolare:

- ✓ le immagini degli indici di resistenza, per tensioni verticali e taglio, relative ai maschi murari;
- ✓ le immagini dello stato tensionale (tensioni orizzontali, verticali e di taglio) per valutare la resistenza delle fasce di piano.

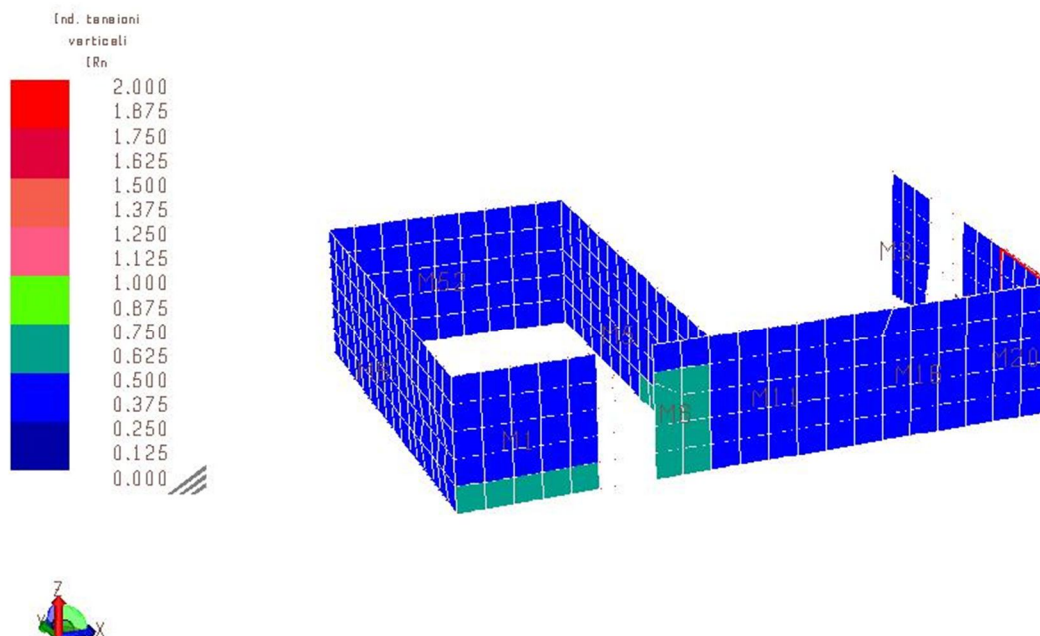


Figura 30 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello I

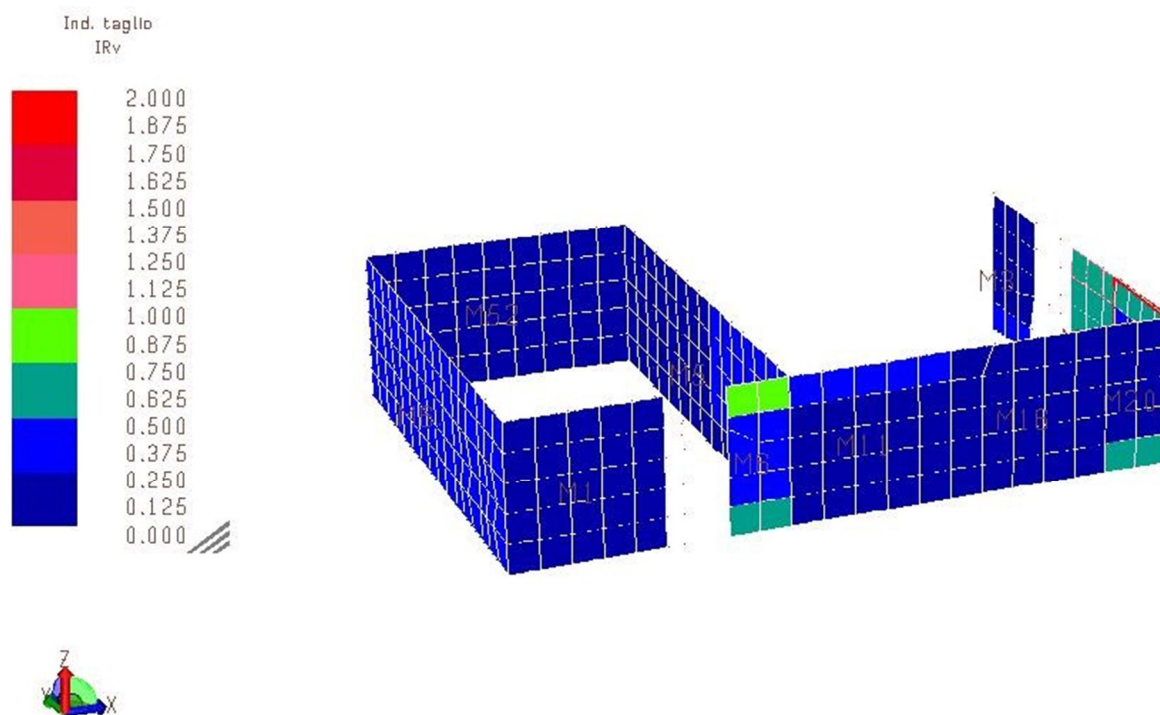


Figura 31 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello I

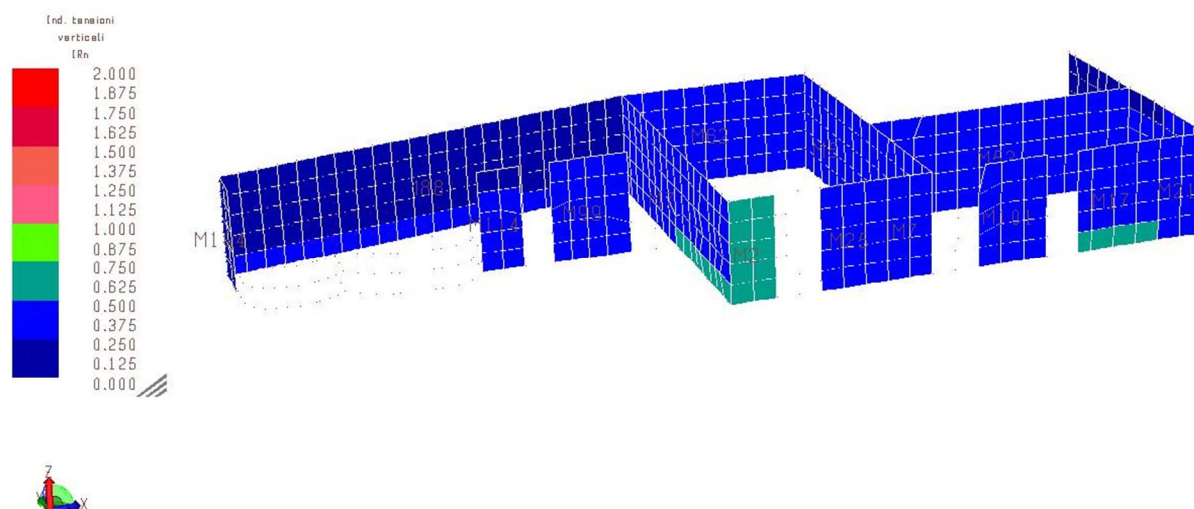


Figura 32 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello II

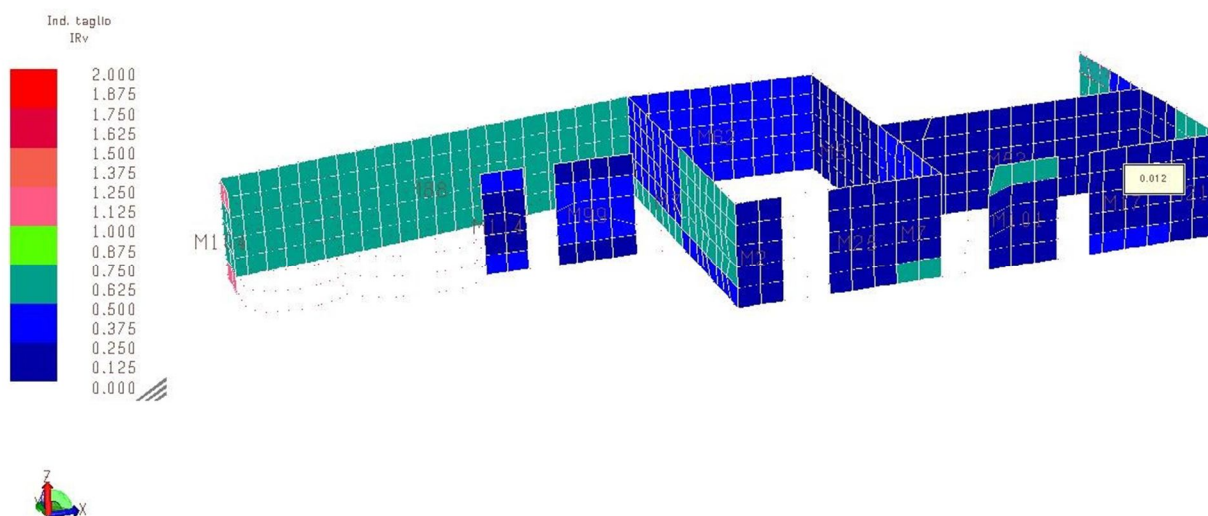


Figura 33 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello II

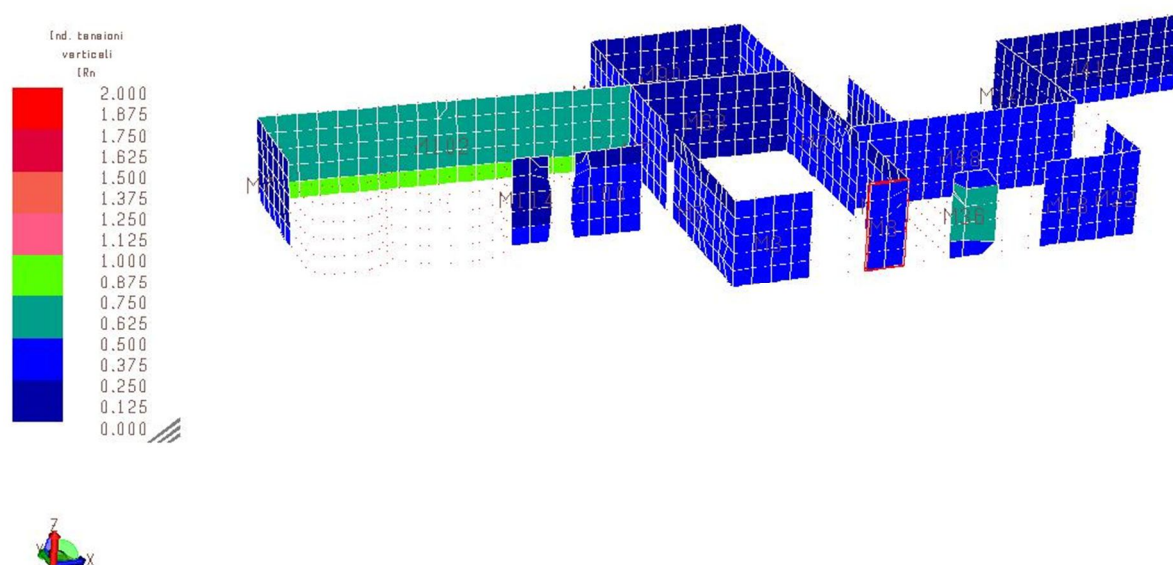


Figura 34 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello III

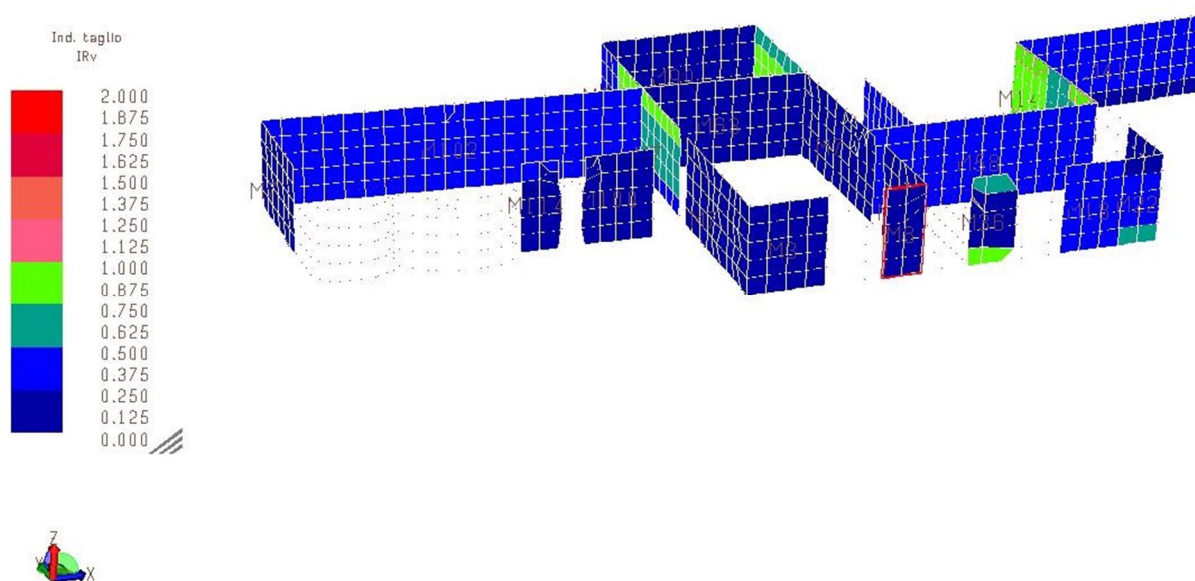


Figura 35 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello III

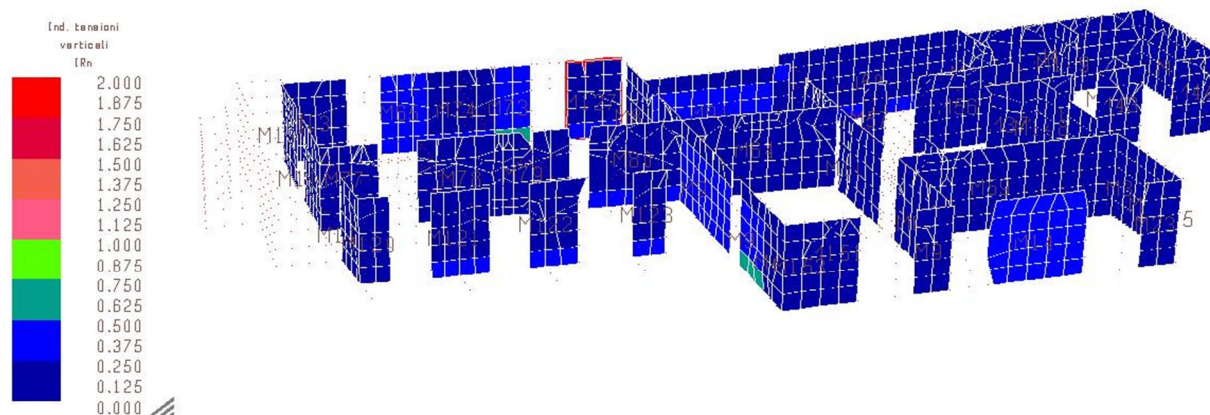


Figura 36 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello IV

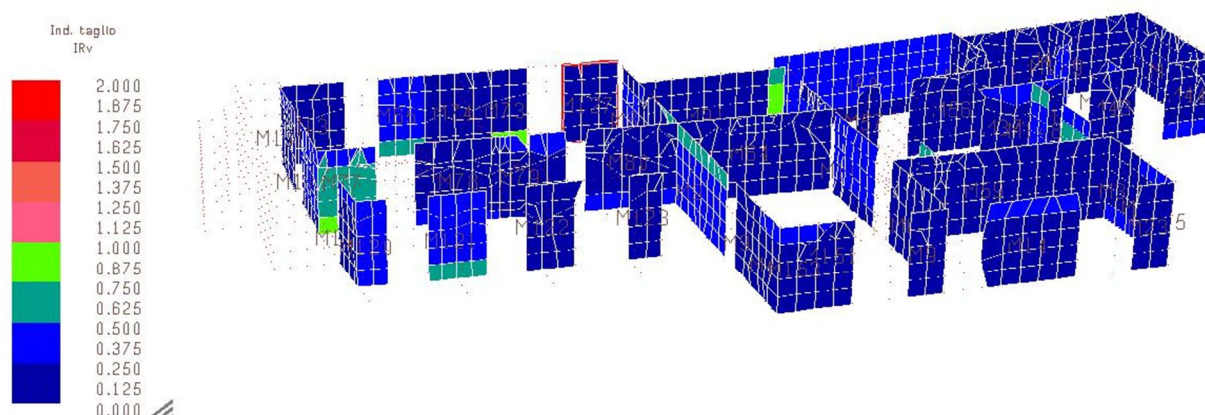


Figura 37 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello IV

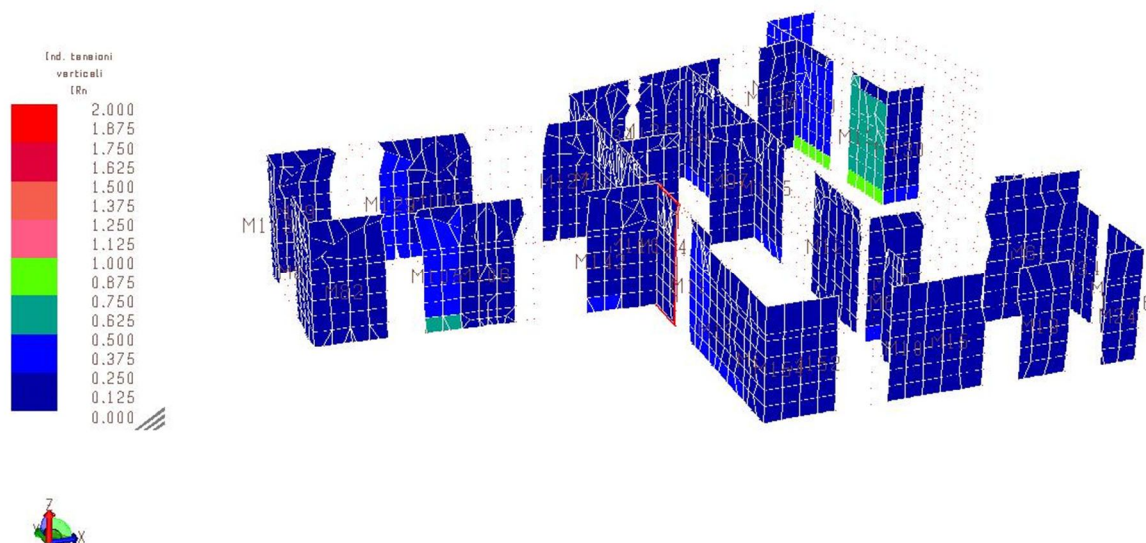


Figura 38 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello V

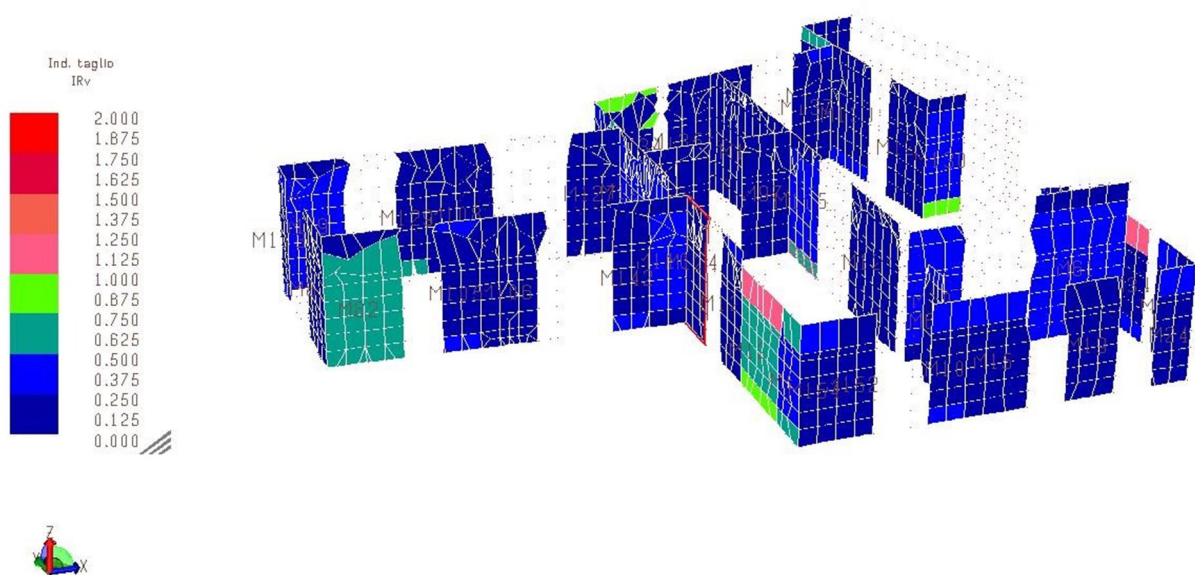


Figura 39 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello V

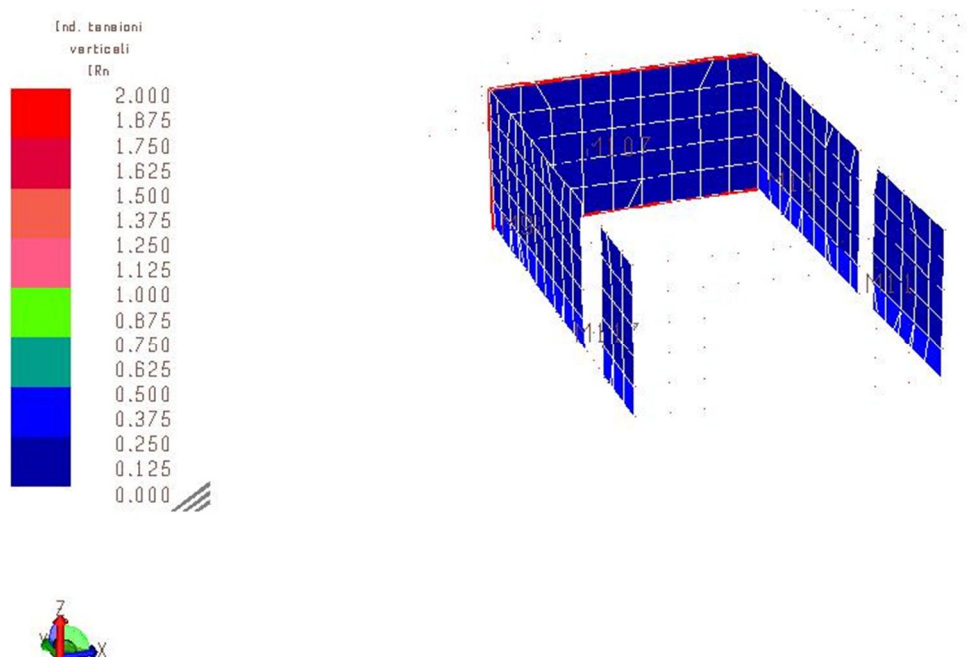


Figura 40 – Combinazione per soli carichi verticali – IR tensioni verticali livello VI

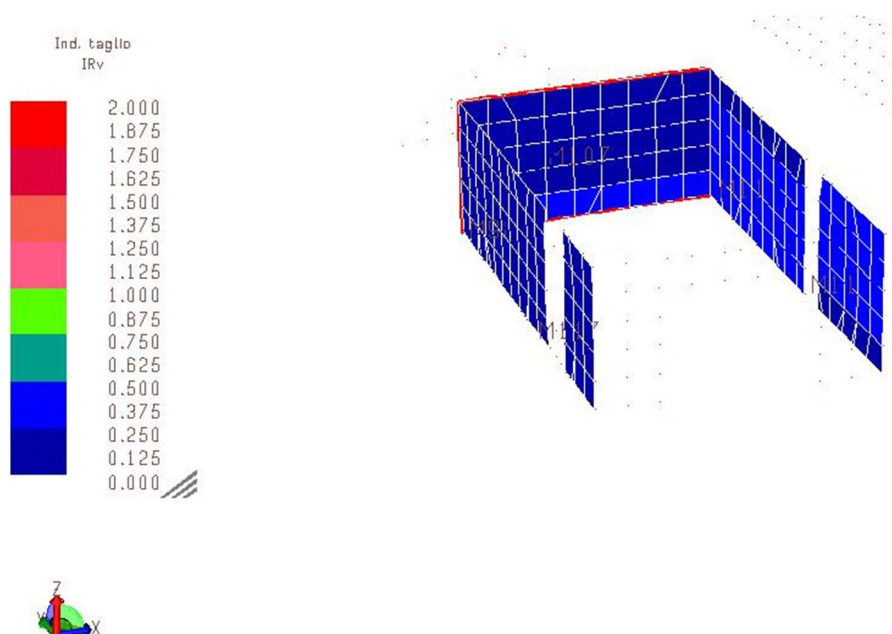


Figura 41 – Combinazione per soli carichi verticali – IR a taglio livello VI

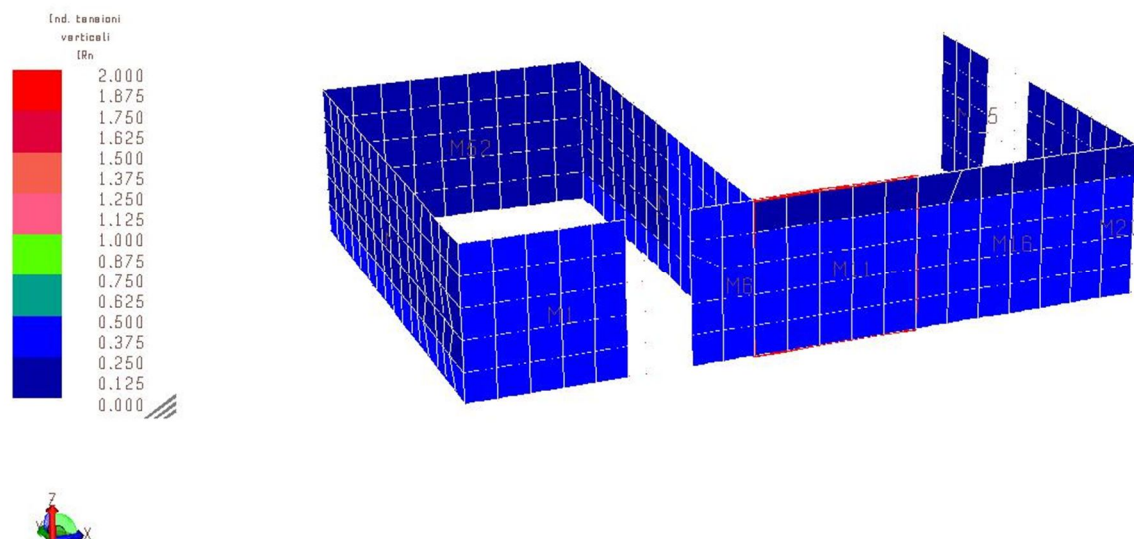


Figura 42 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello I

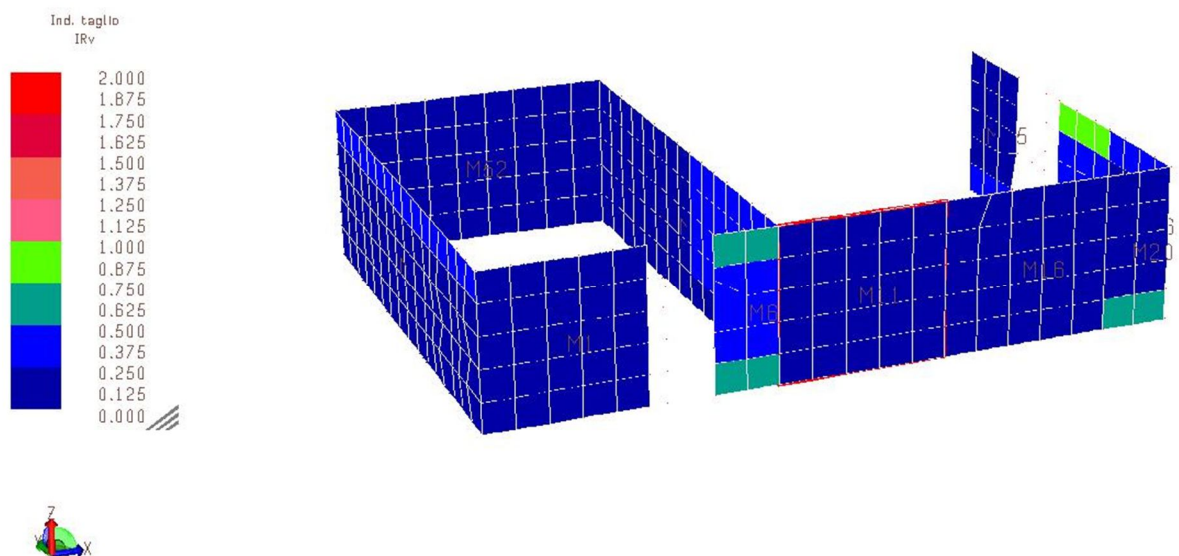


Figura 43 – Combinazione sismica – IR a taglio livello I

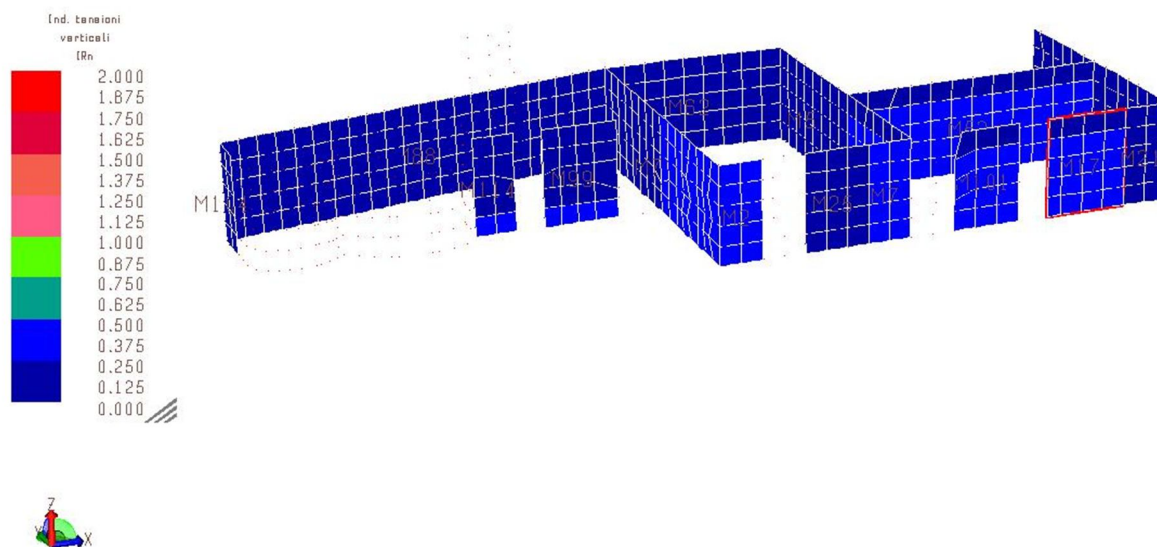


Figura 44 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello II

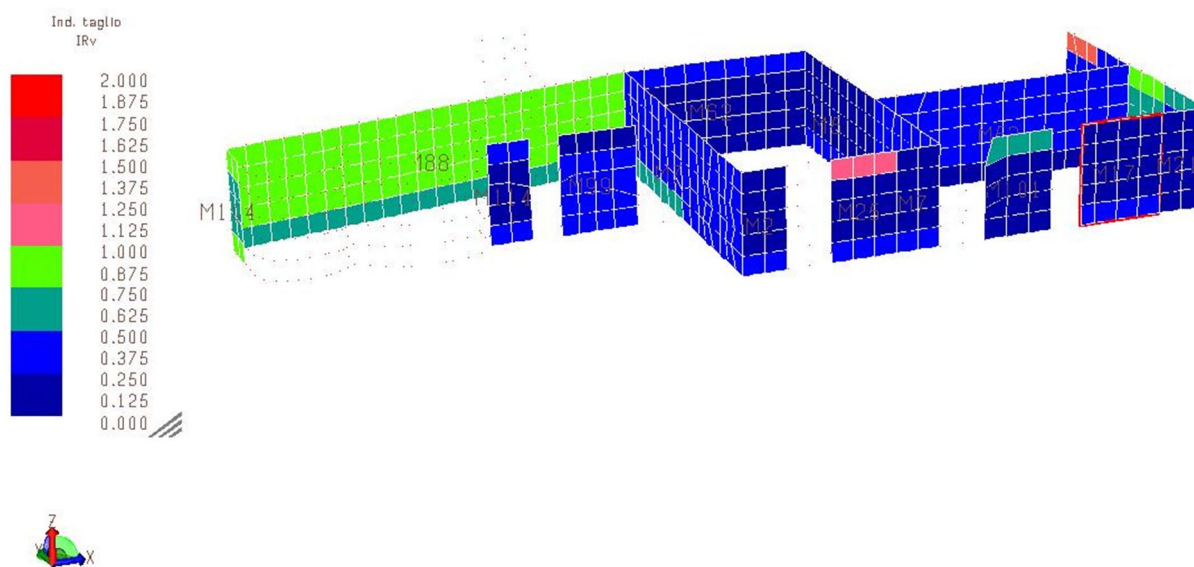


Figura 45 – Combinazione sismica – IR a taglio livello II

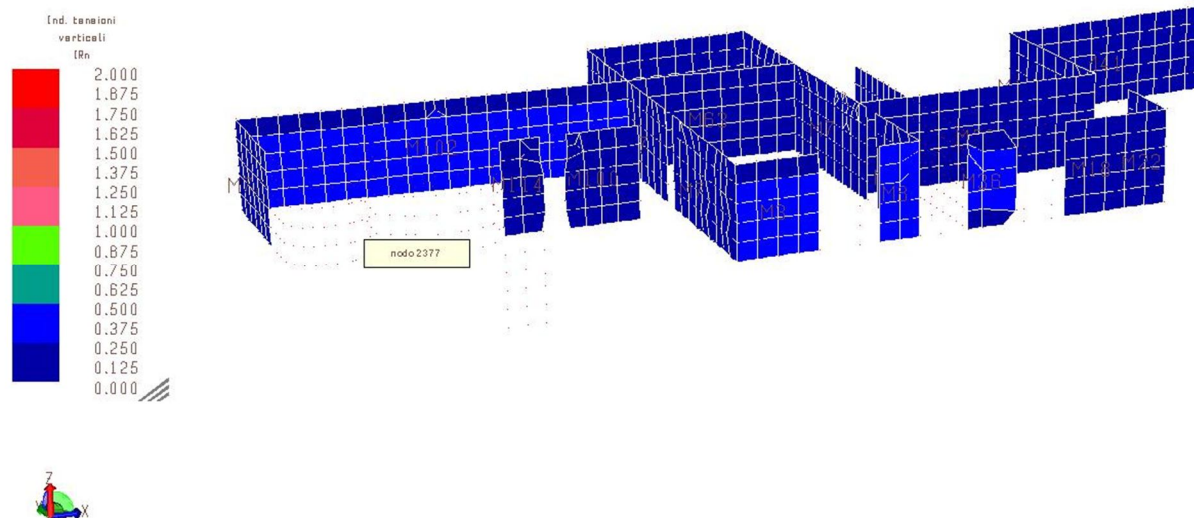


Figura 46 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello III

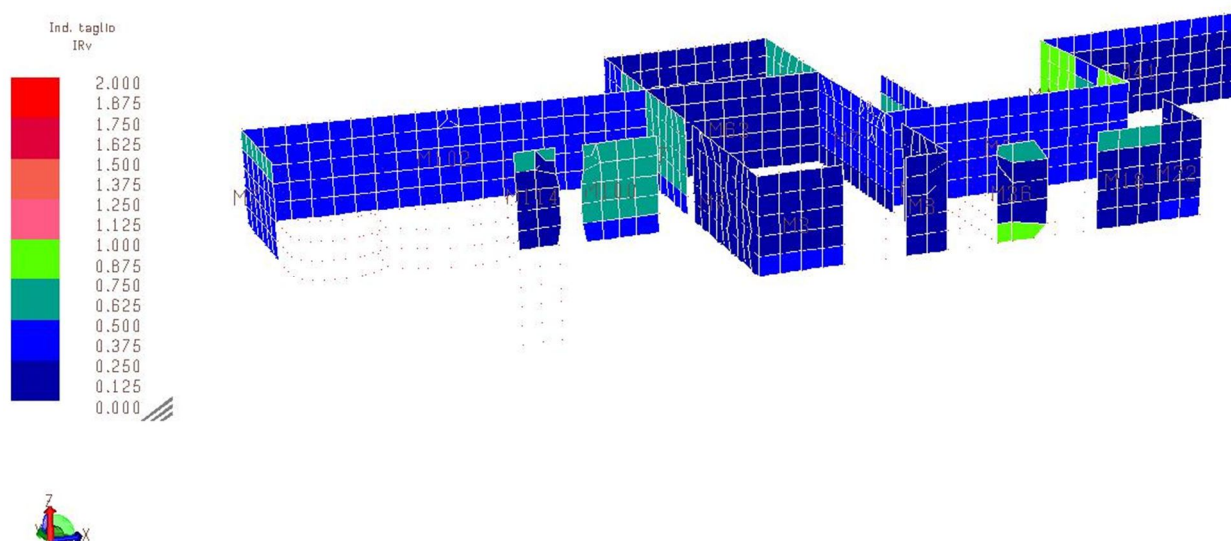


Figura 47 – Combinazione sismica – IR a taglio livello III

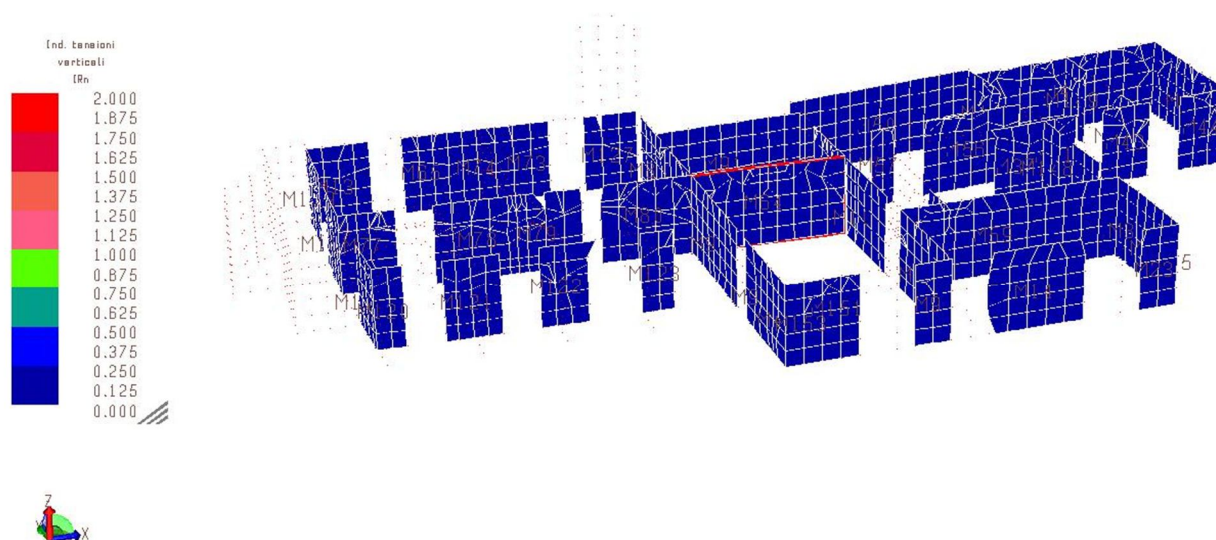


Figura 48 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello IV

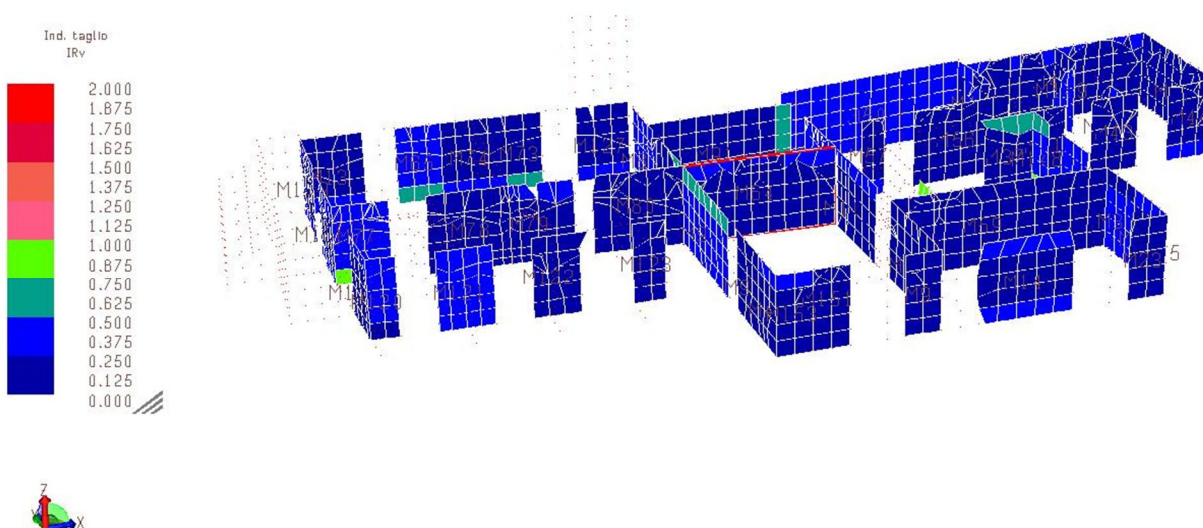


Figura 49 – Combinazione sismica – IR a taglio livello IV

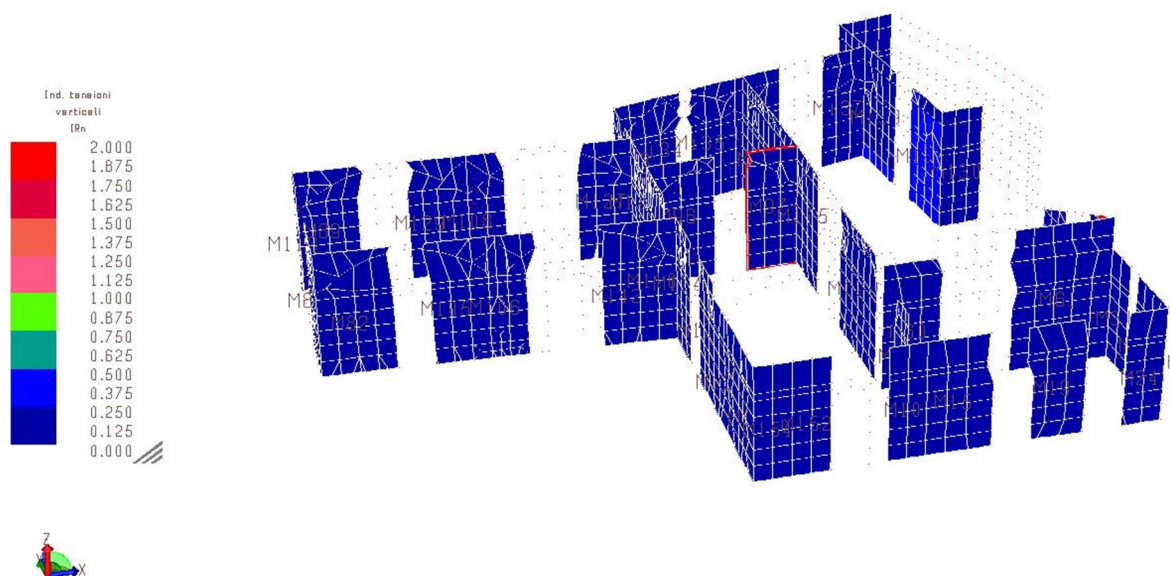


Figura 50 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello V

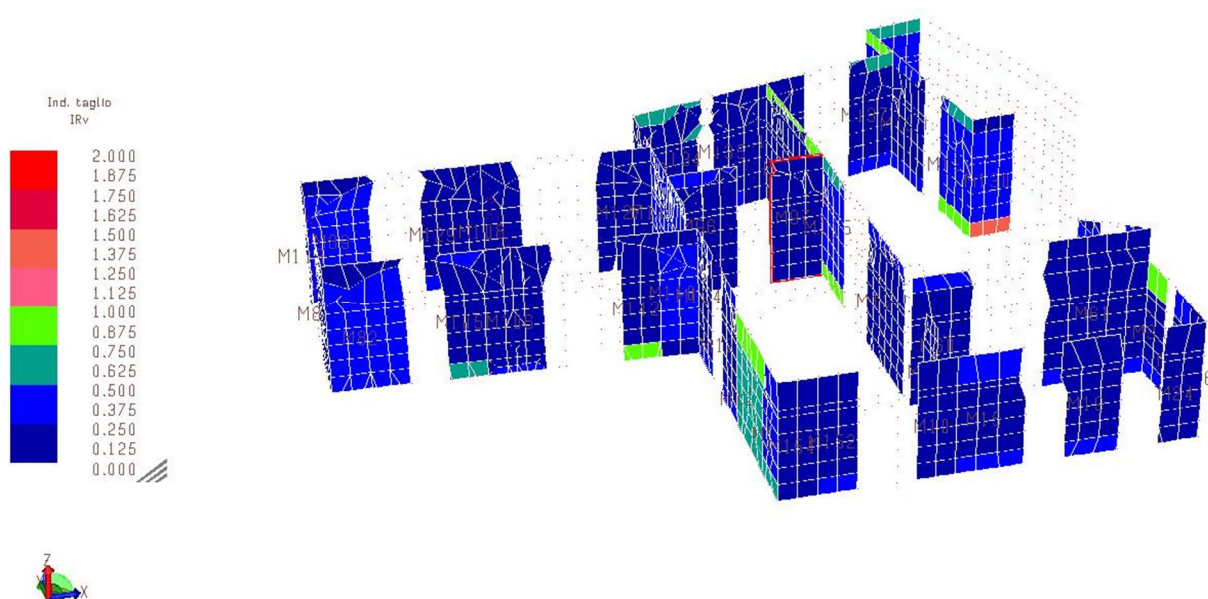


Figura 51 – Combinazione sismica – IR a taglio livello V

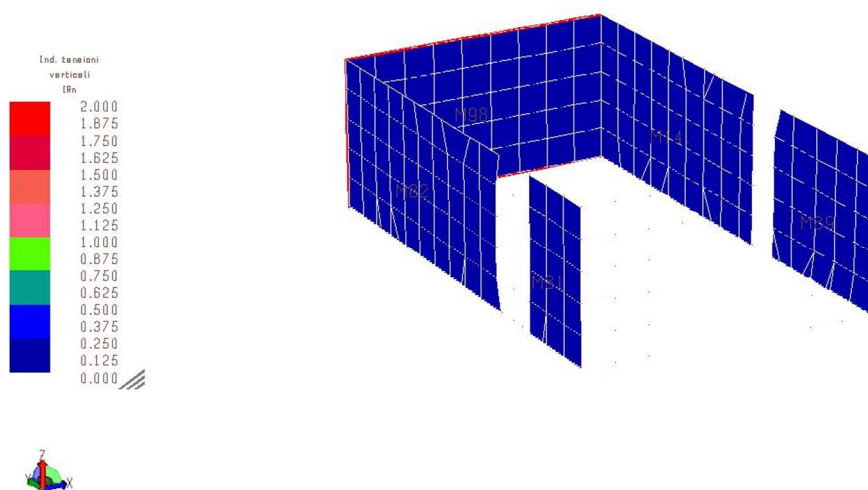


Figura 52 – Combinazione sismica – IR tensioni verticali livello VI

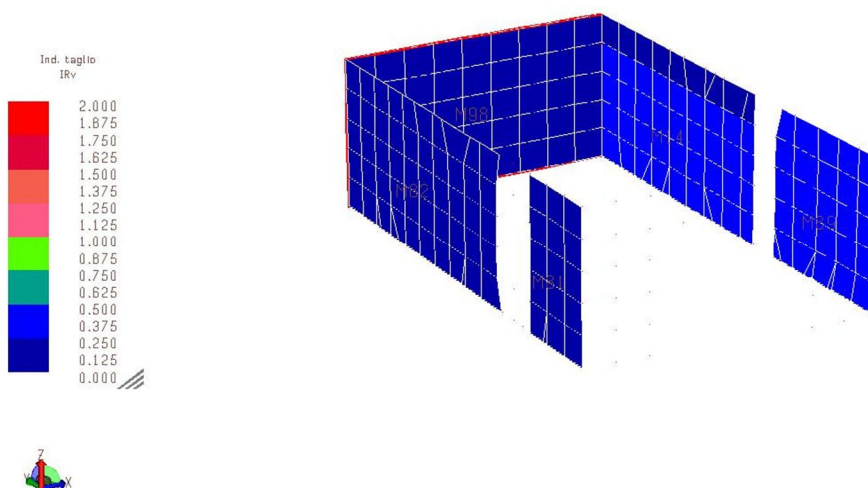


Figura 53 – Combinazione sismica – IR a taglio livello VI

Per la verifica delle fasce di piano si procede, come detto, con il confronto dello stato tensionale con le resistenze del materiale. Come si evince dalle immagini riportate di seguito le tensioni sono sempre al di sotto delle resistenze di progetto a meno di alcuni punti singolari che possono però essere associati a limiti della modellazione agli elementi finiti e non trovano riscontro nel comportamento reale degli elementi strutturali.

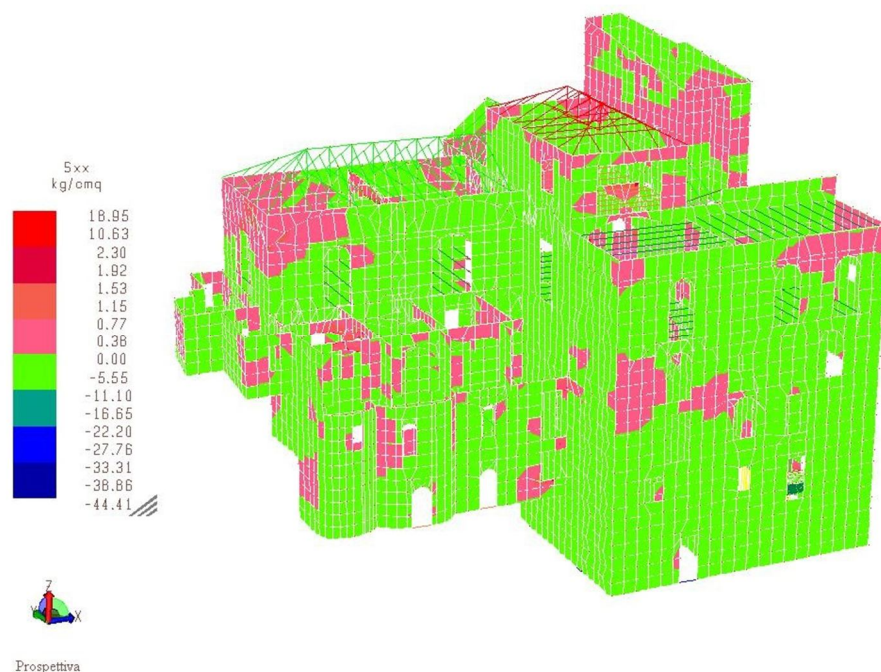


Figura 54 – Combinazione statica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 1

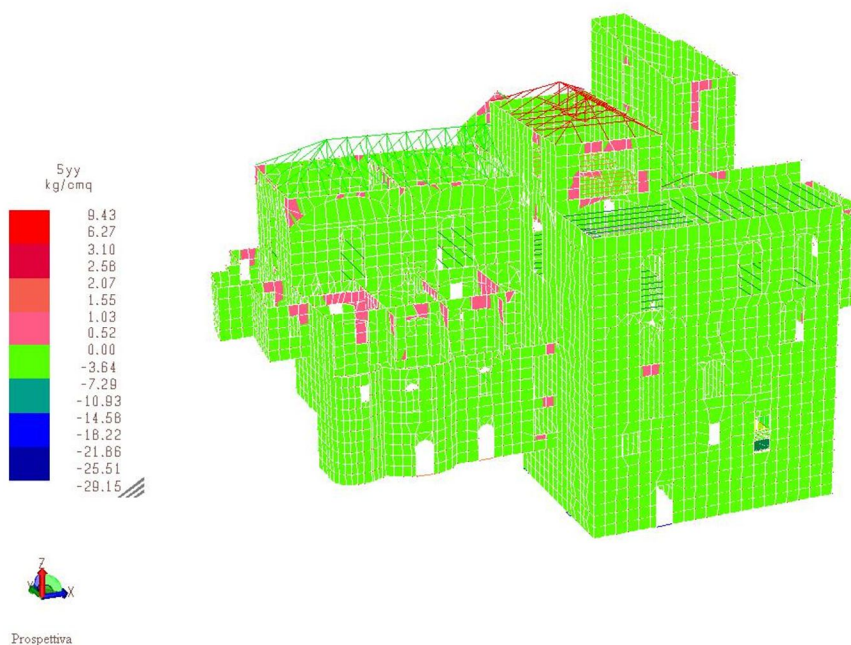


Figura 55 – Combinazione statica – Tensioni verticali Syy – Vista 1

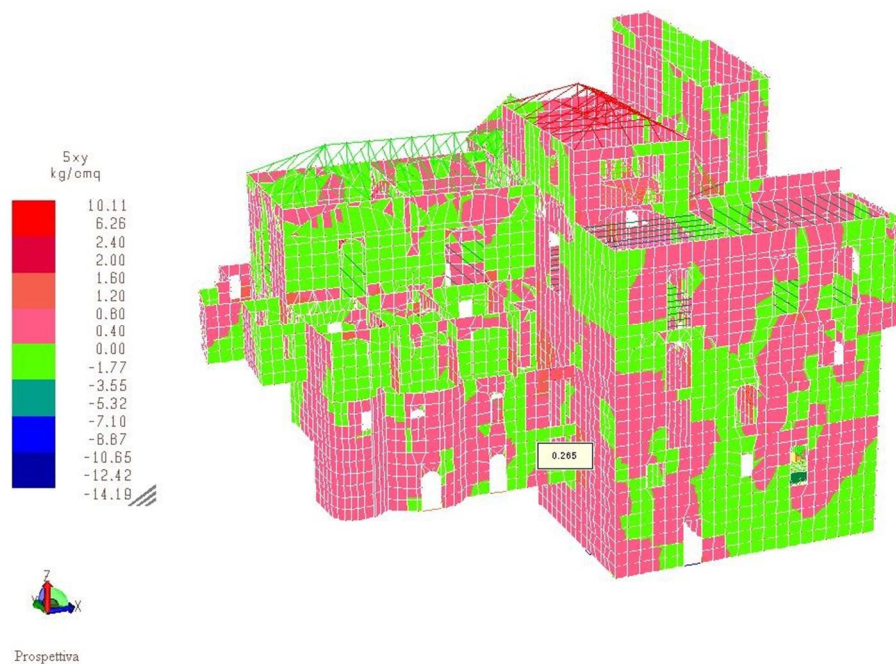


Figura 56 – Combinazione statica – Tensioni di taglio S_{xy} – Vista 1

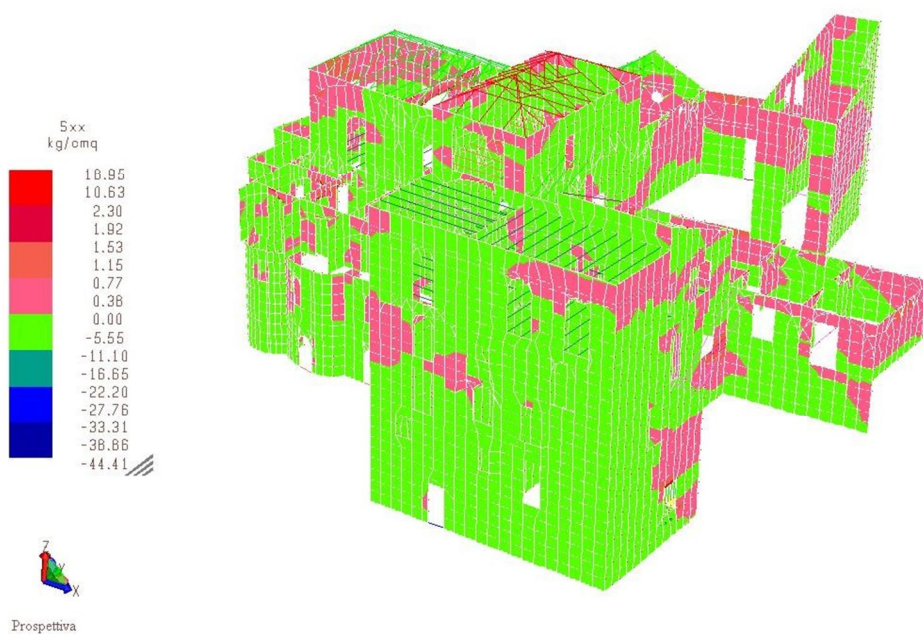


Figura 57 – Combinazione statica – Tensioni orizzontali S_{xx} – Vista 2

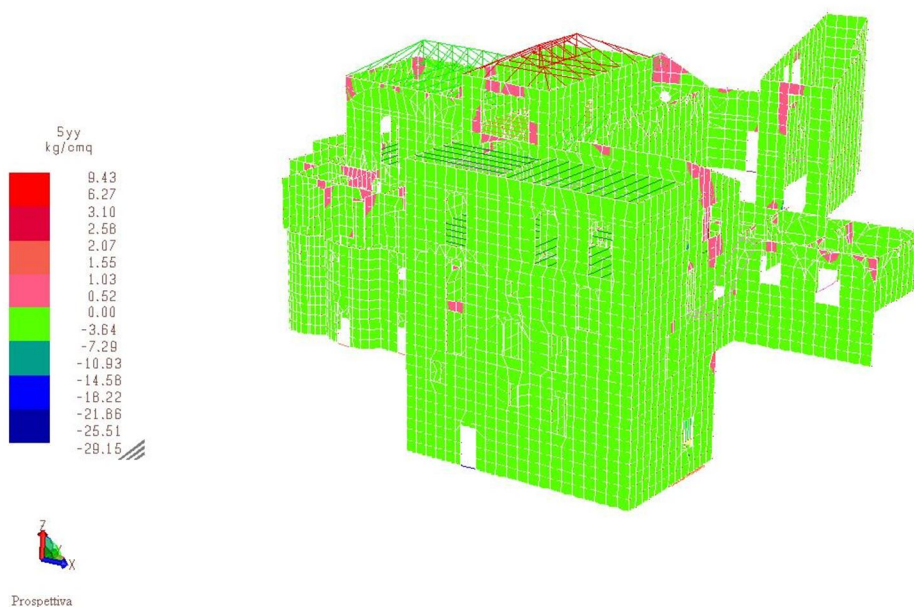


Figura 58 – Combinazione statica – Tensioni verticali Syy – Vista 2

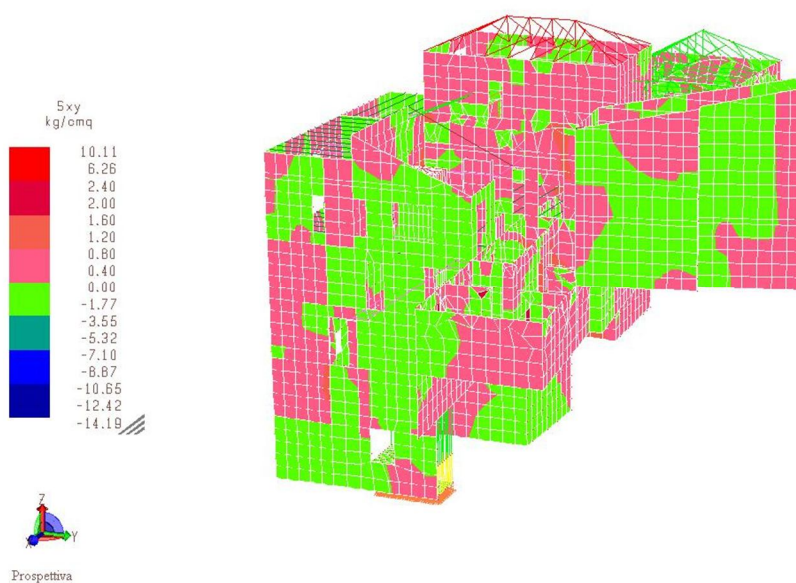


Figura 59 – Combinazione statica – Tensioni di taglio Sxy – Vista 2

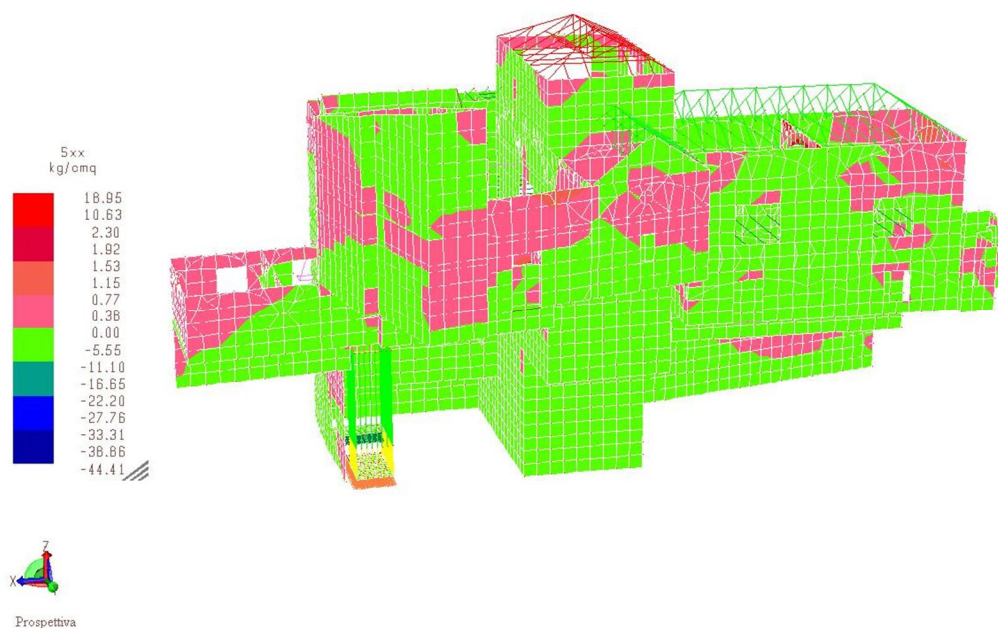


Figura 60 – Combinazione statica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 3

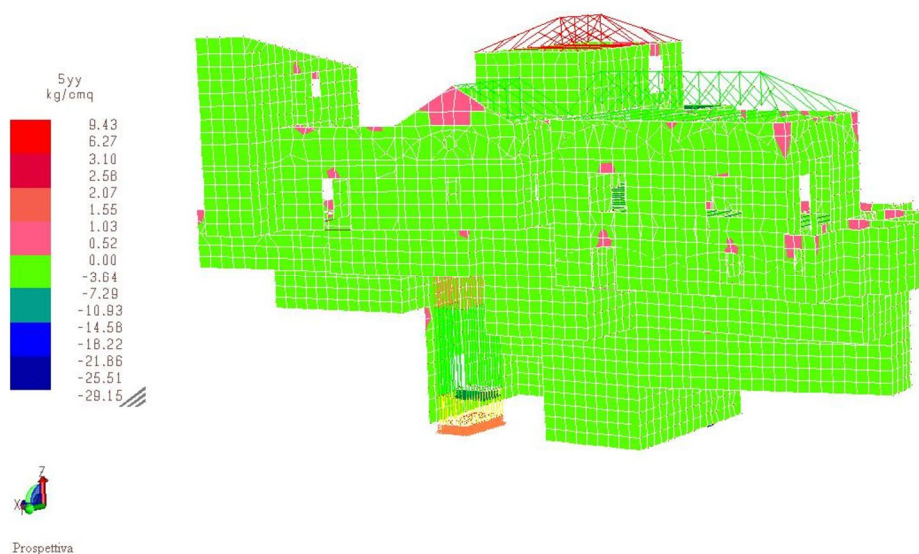


Figura 61 – Combinazione statica – Tensioni verticali Syy – Vista 3

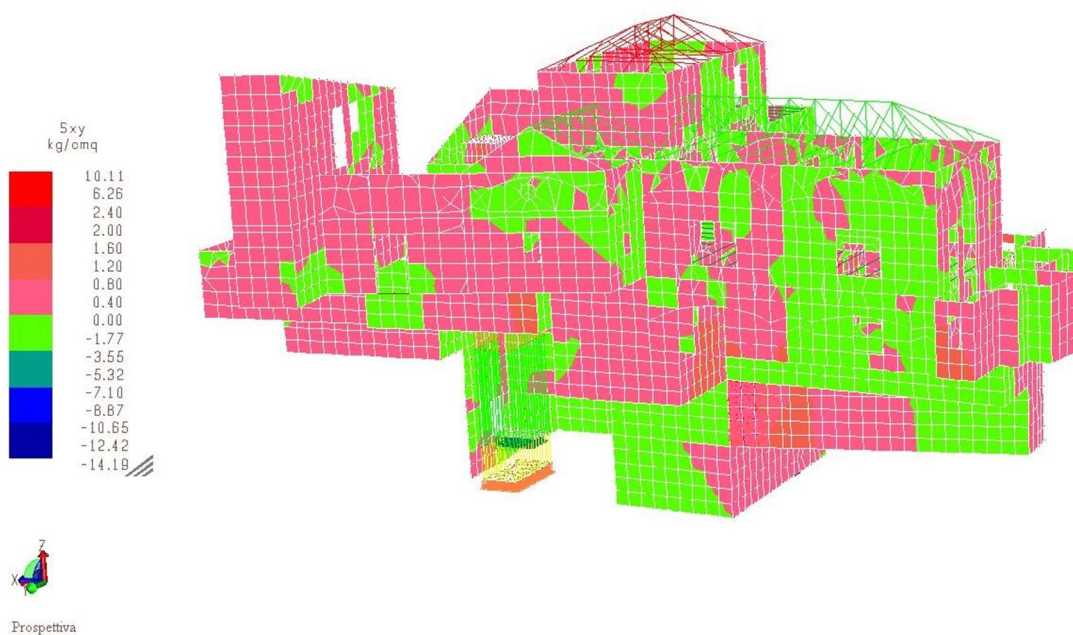


Figura 62 – Combinazione statica – Tensioni di taglio Sxy – Vista 3

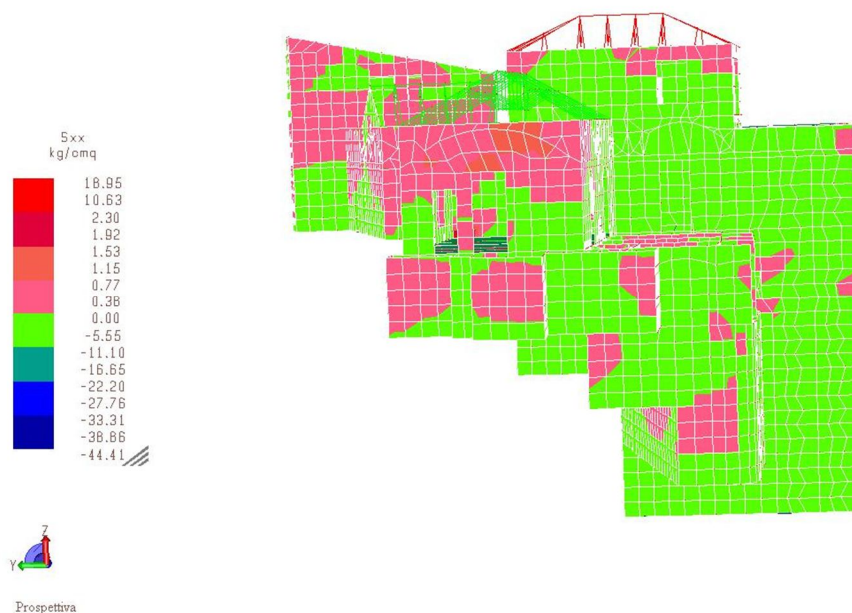


Figura 63 – Combinazione statica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 4

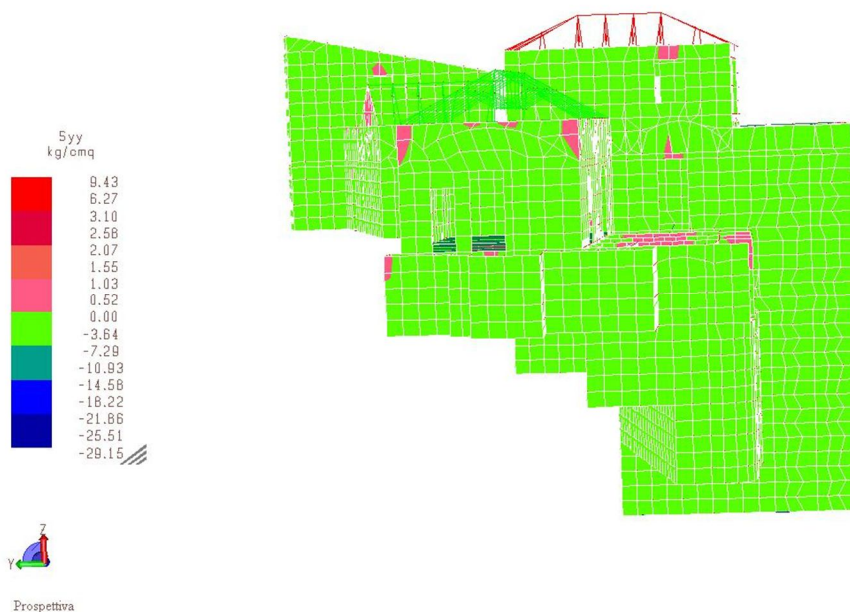


Figura 64 – Combinazione statica – Tensioni verticali S_{yy} – Vista 4

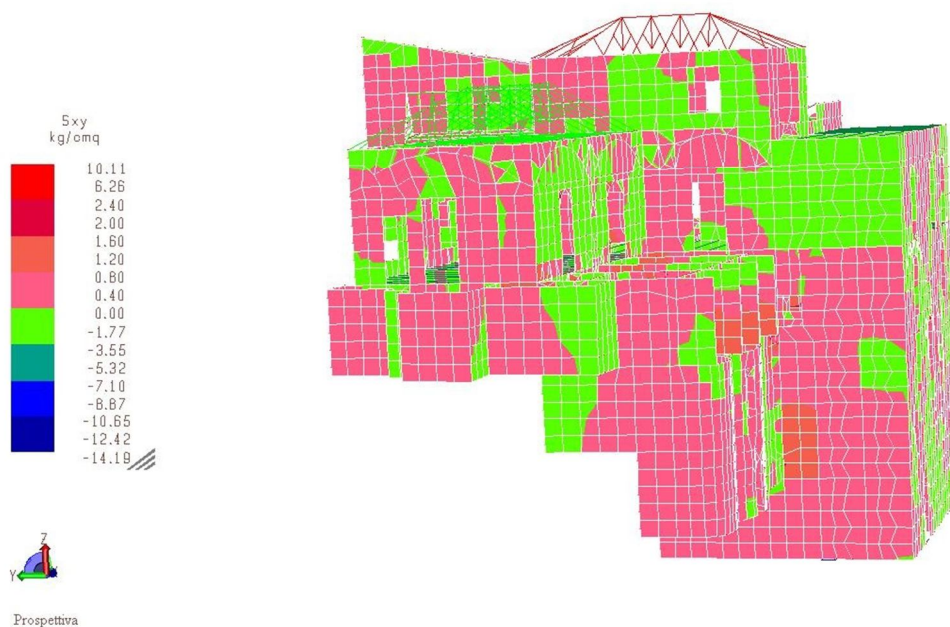


Figura 65 – Combinazione statica – Tensioni di taglio S_{xy} – Vista 4

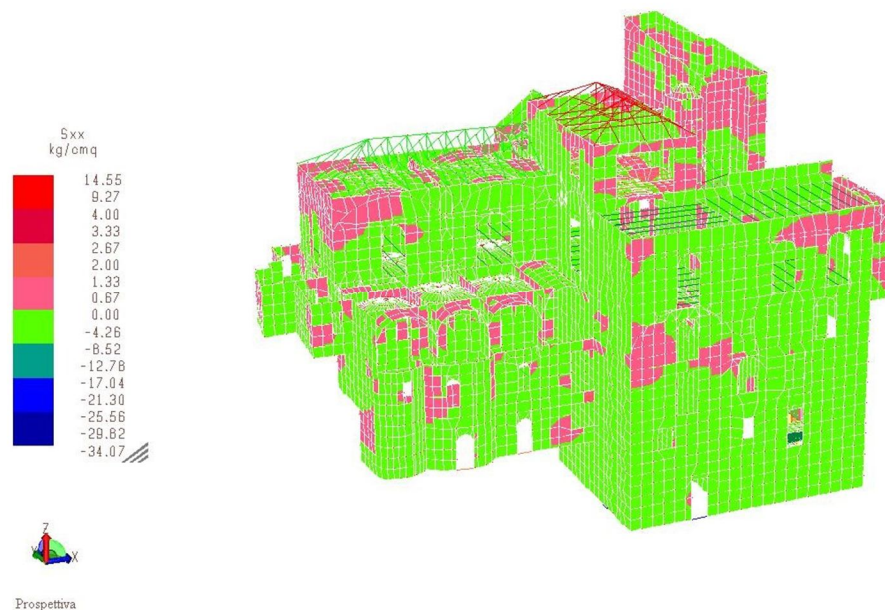


Figura 66 – Combinazione sismica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 1

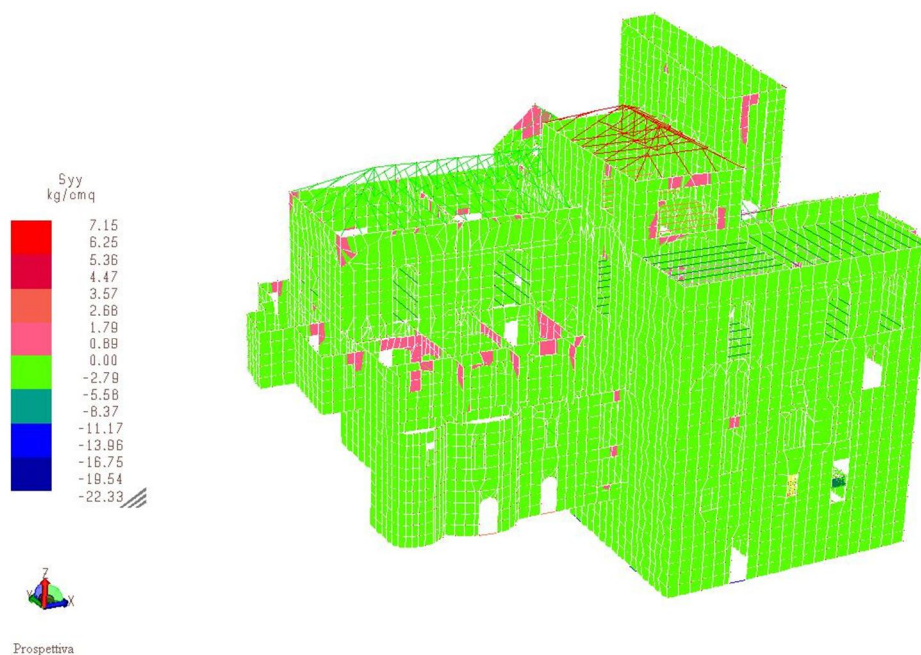


Figura 67 – Combinazione sismica – Tensioni verticali Syy – Vista 1

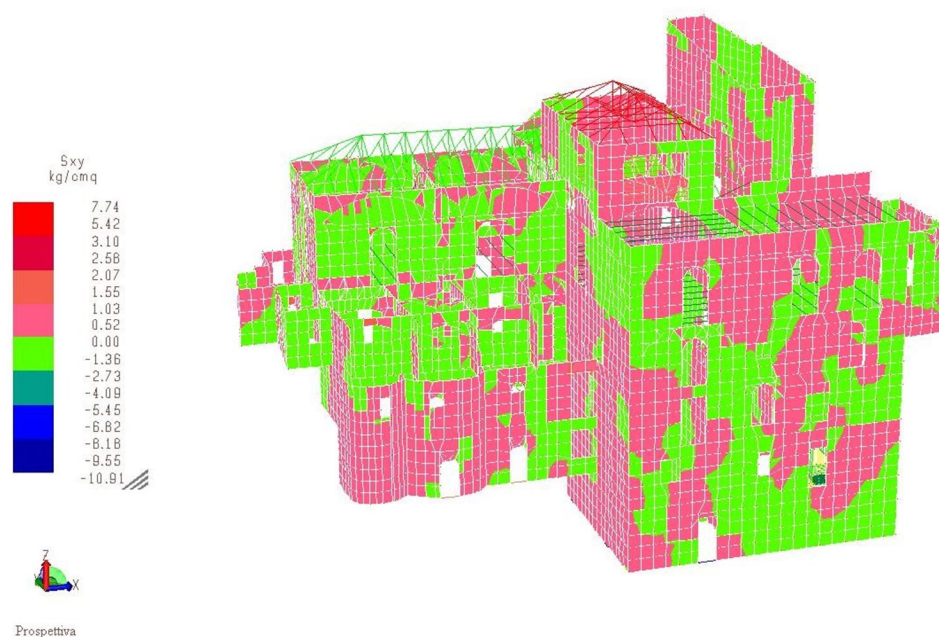


Figura 68 – Combinazione sismica – Tensioni di taglio S_{xy} – Vista 1

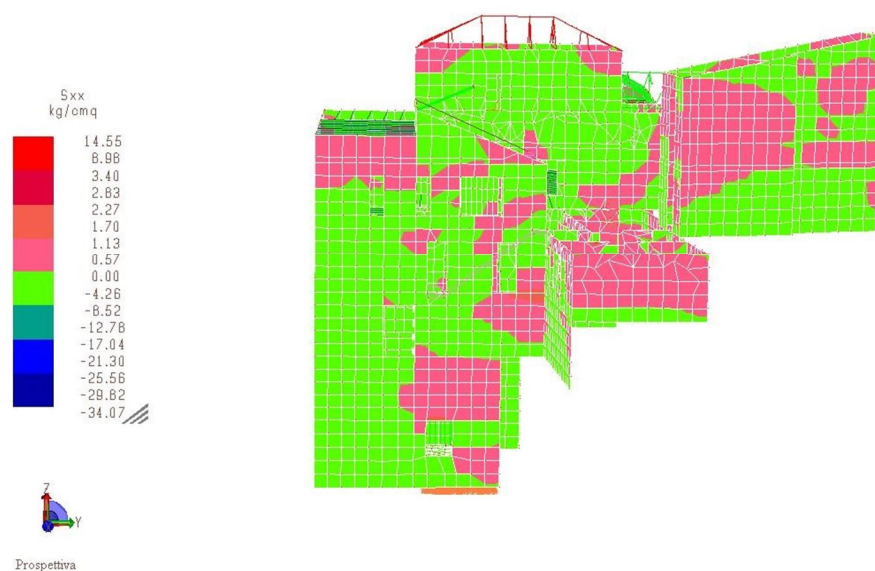


Figura 69 – Combinazione sismica – Tensioni orizzontali S_{xx} – Vista 2

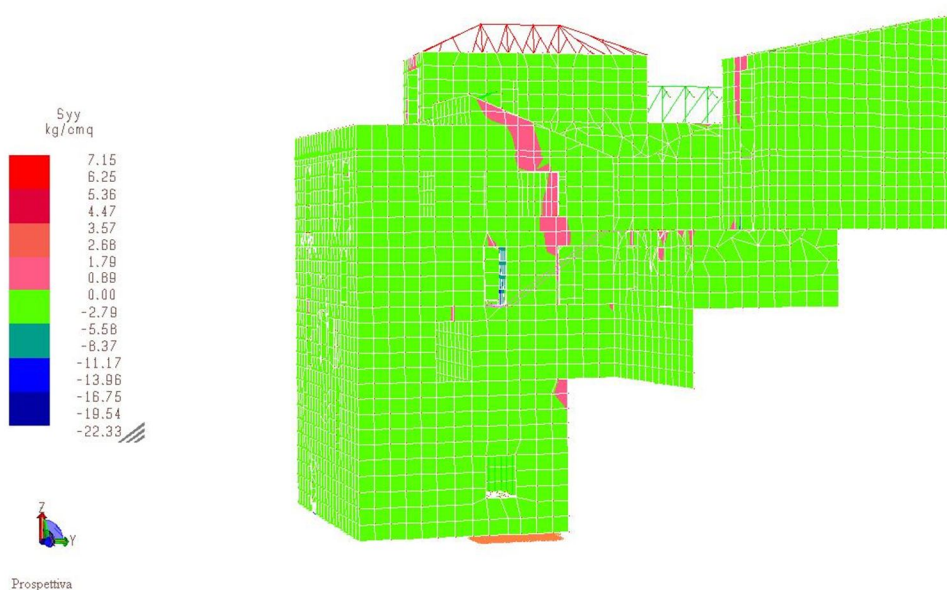


Figura 70 – Combinazione sismica – Tensioni verticali Syy – Vista 2

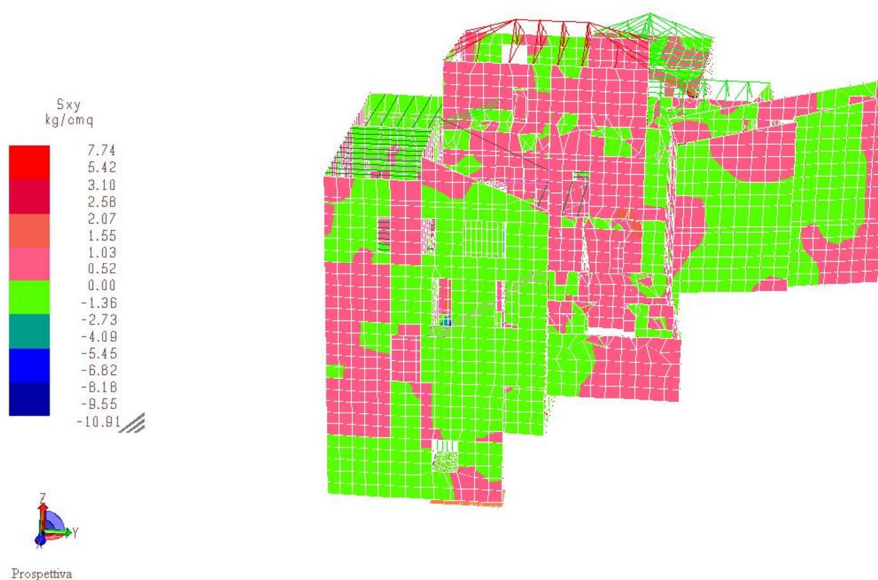


Figura 71 – Combinazione sismica – Tensioni di taglio Sxy – Vista 2

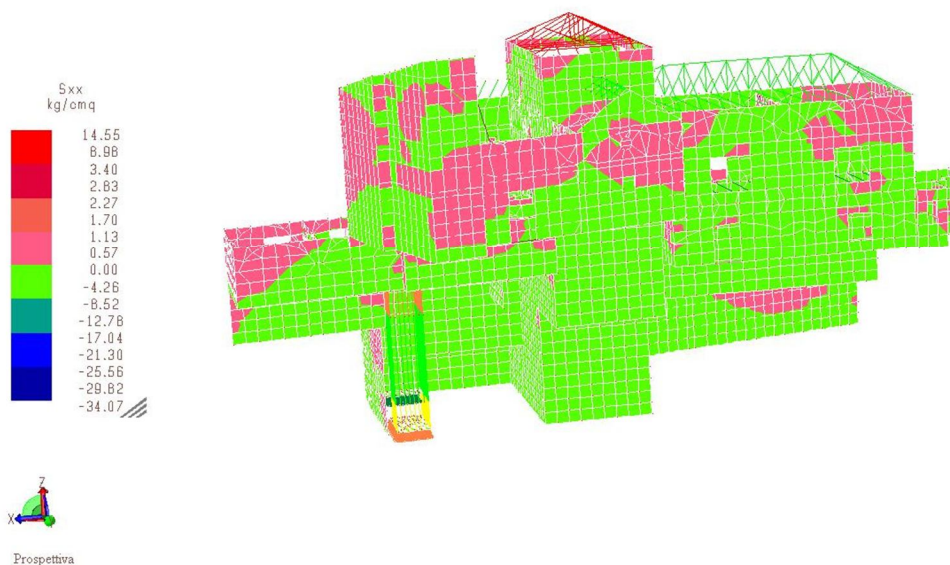


Figura 72 – Combinazione sismica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 3

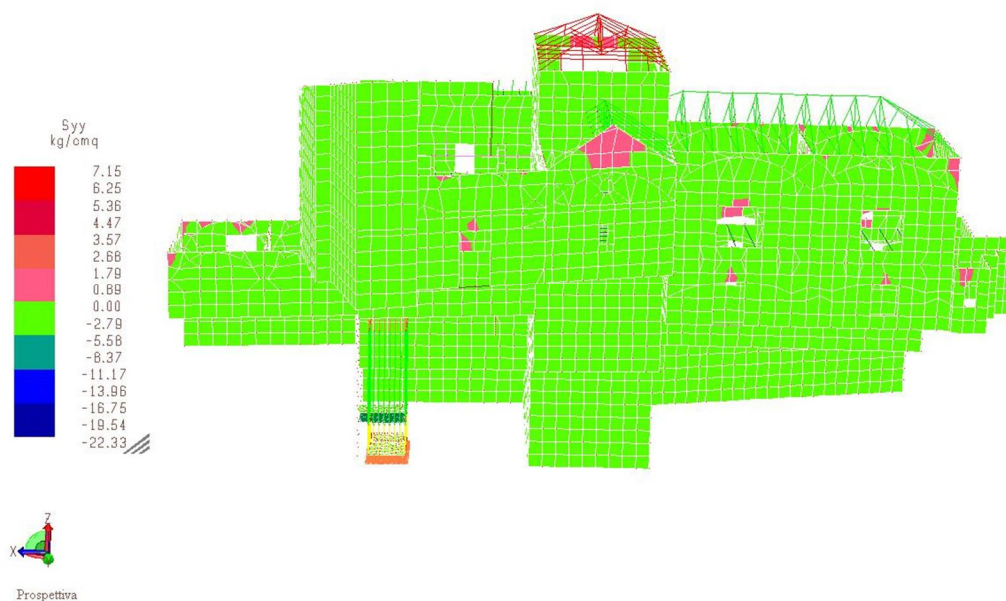


Figura 73 – Combinazione sismica – Tensioni verticali Syy – Vista 3

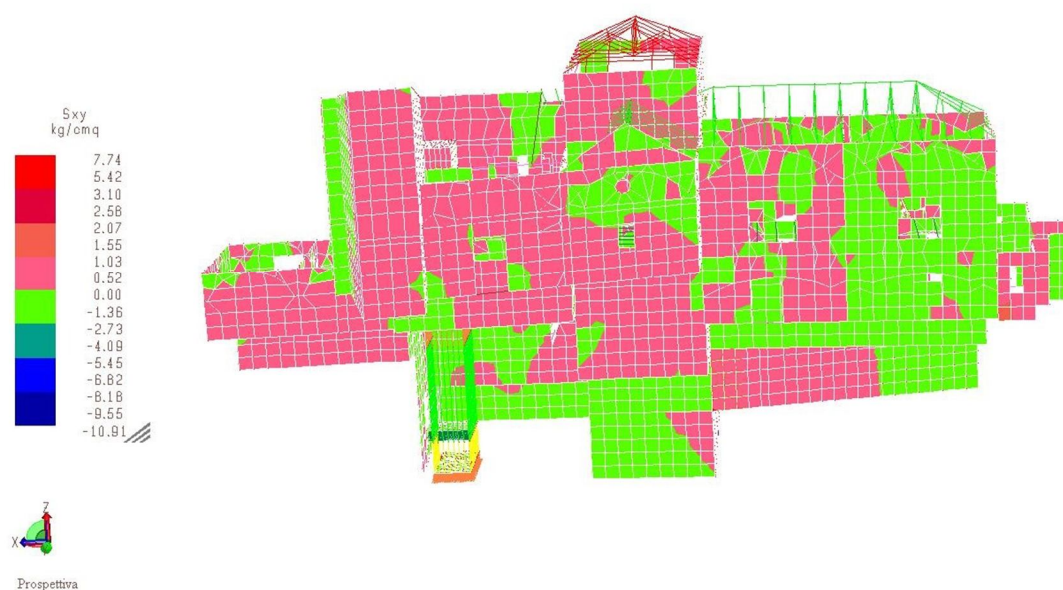


Figura 74 – Combinazione sismica – Tensioni di taglio Sxy – Vista 3

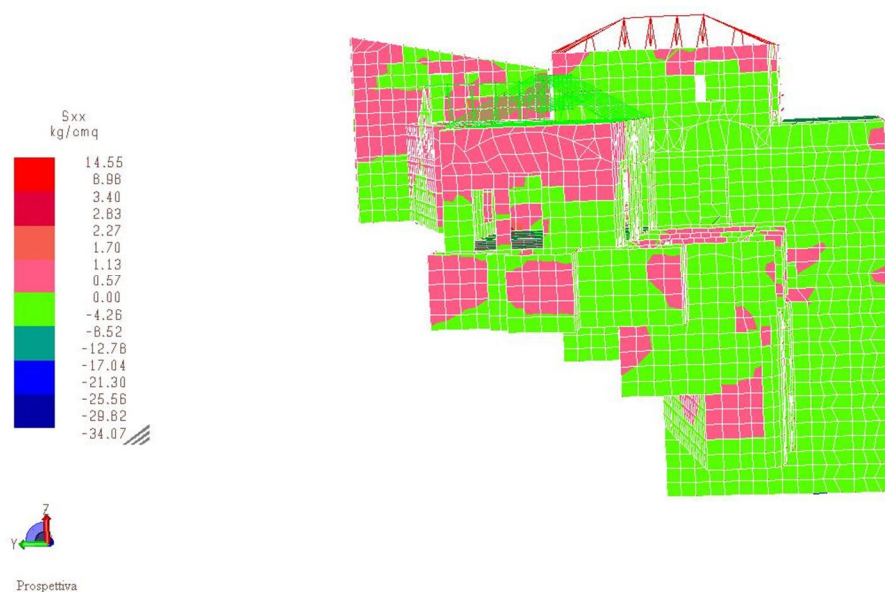


Figura 75 – Combinazione sismica – Tensioni orizzontali Sxx – Vista 4

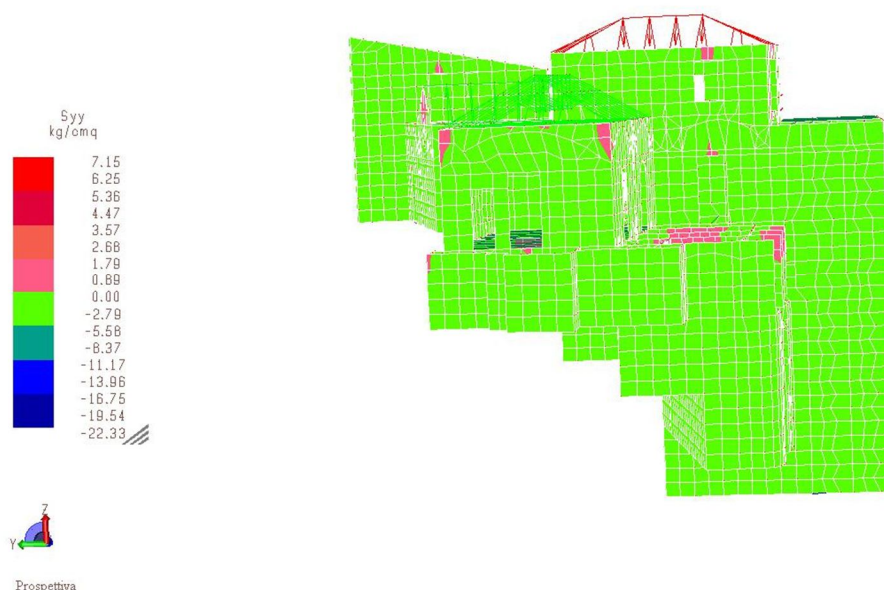


Figura 76 – Combinazione sismica – Tensioni verticali Syy – Vista 4

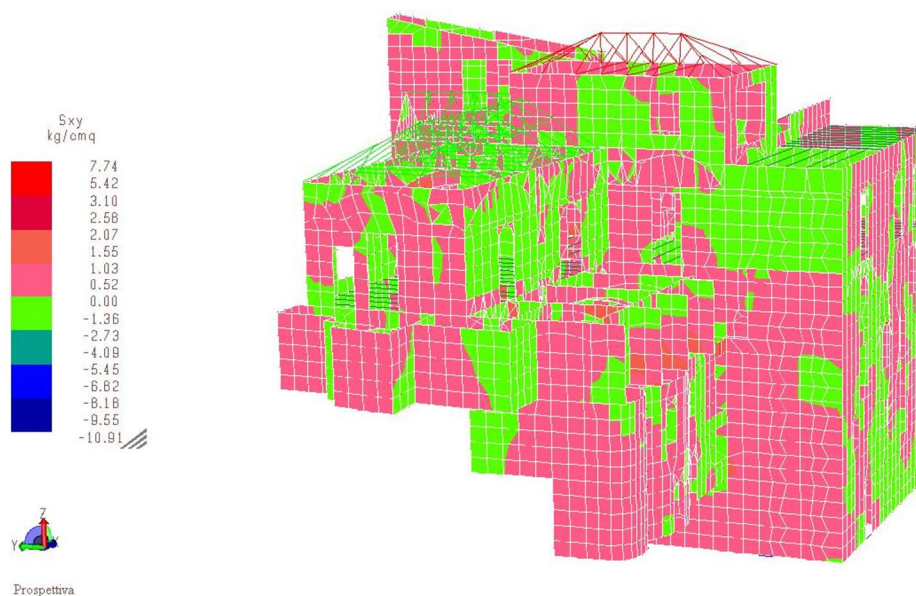


Figura 77 – Combinazione sismica – Tensioni di taglio Sxy – Vista 4

Le resistenze di riferimento con cui è stato confrontato lo stato tensionale delle fasce di piano, considerando l'applicazione dei coefficienti riduttivi γ_M (pari a 3 per le combinazioni statiche e pari a 2 per la combinazione sismica) sono riportate nella tabella seguente. Si precisa che la resistenza a taglio dipende dalla tensione di

compressione agente sull'elemento e si comprende che tale condizione è estremamente variabile. Al solo scopo esemplificativo nella tabella vengono riportate le resistenze a taglio relative ad una tensione di compressione media pari a 2 kg/cmq.

Resistenza muratura comb. Statica				Resistenza muratura comb. Sismica			
Muri consolidati	$f_m =$	4.94	kg/cmq	Muri consolidati	$f_m =$	7.41	kg/cmq
	$\tau_0 =$	0.56	kg/cmq		$\tau_0 =$	0.70	kg/cmq
Muri rinforzo 1 lato	$f_m =$	7.41	kg/cmq	Muri rinforzo 1 lato	$f_m =$	11.11	kg/cmq
	$\tau_0 =$	0.70	kg/cmq		$\tau_0 =$	0.88	kg/cmq
Muri rinforzo 2 lati	$f_m =$	12.35	kg/cmq	Muri rinforzo 2 lati	$f_m =$	18.52	kg/cmq
	$\tau_0 =$	0.94	kg/cmq		$\tau_0 =$	1.19	kg/cmq

11.4 Verifica Volte

Per la verifica delle volte si procede alla stregua di quanto fatto per le fasce di piano e quindi con il confronto dello stato tensionale con le resistenze del materiale. Come si evince dalle immagini riportate di seguito le tensioni sono sempre al di sotto delle resistenze di progetto a meno di alcuni punti singolari che possono però essere associati a limiti della modellazione agli elementi finiti e non trovano riscontro nel comportamento reale degli elementi strutturali.

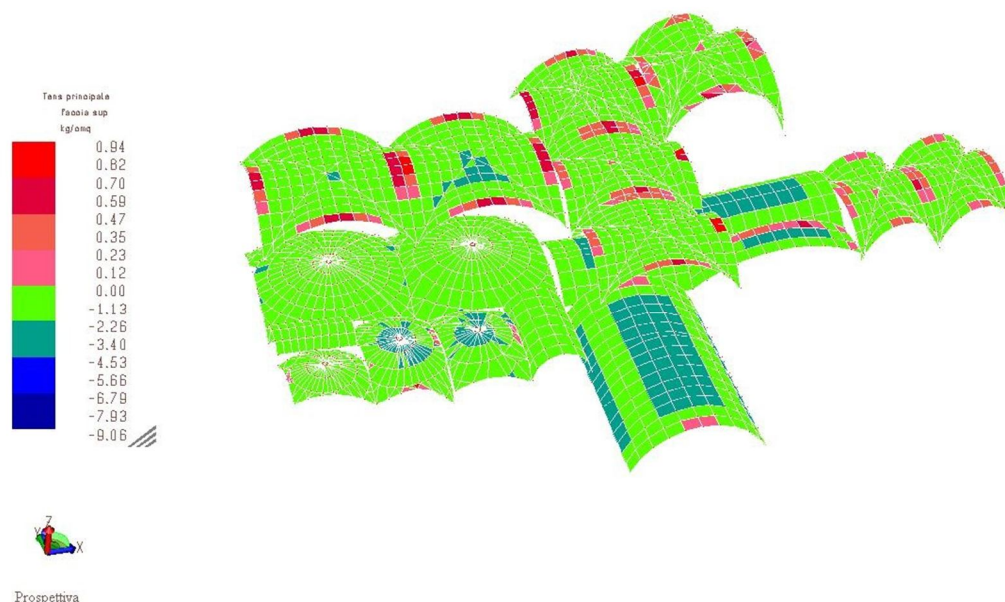


Figura 78 – Combinazione statica – Tensioni estradosso

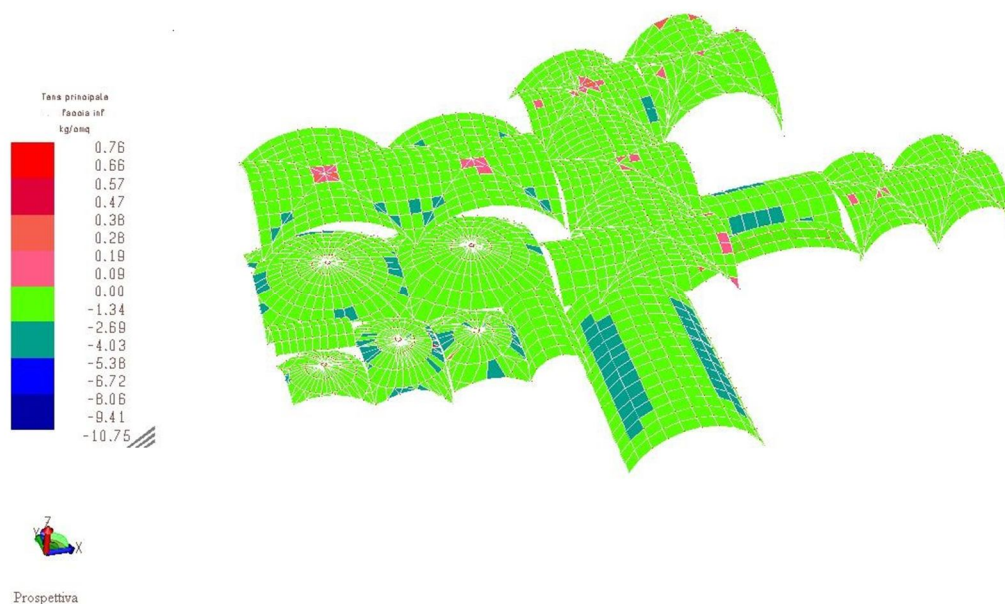


Figura 79 – Combinazione statica – Tensioni intradosso

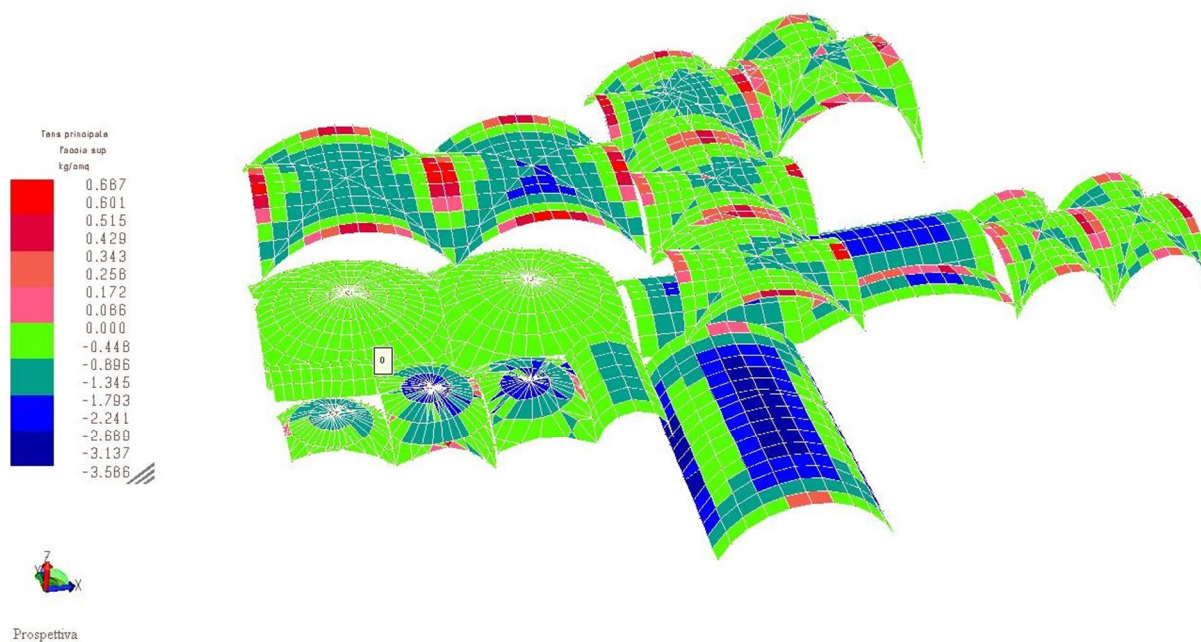


Figura 80 – Combinazione sismica – Tensioni estradosso

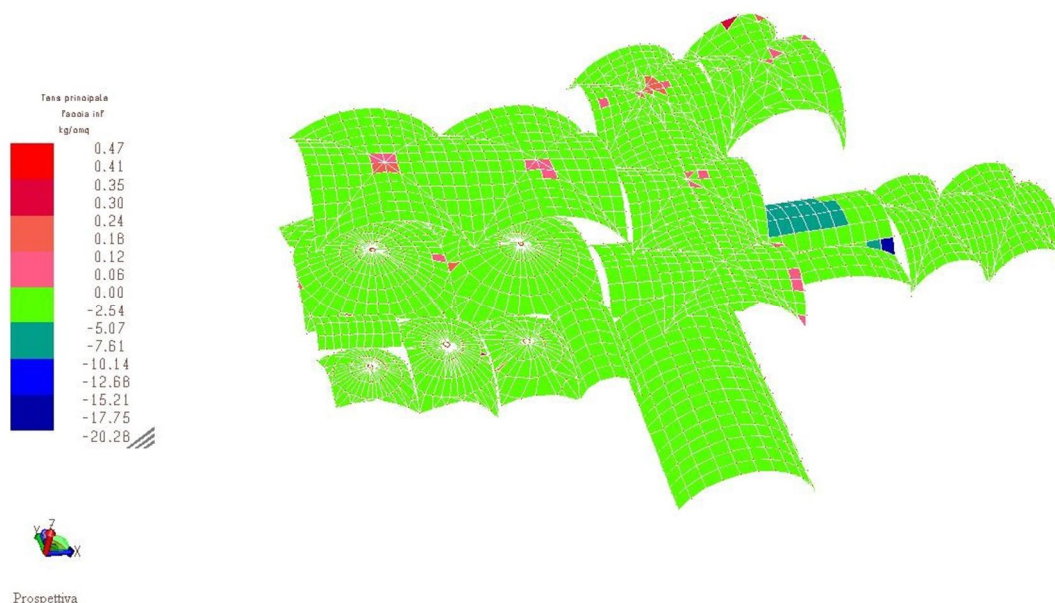


Figura 81 – Combinazione sismica – Tensioni intradosso

Dalle immagini sopra riportate si evince che, a meno di punti singolari dovuti alla modellazione agli elementi finiti, si ha che all'intradosso delle volte si hanno tensioni di compressione compatibili con le resistenze, mentre all'estradosso vi sono zone in trazione che vengono assorbite dalla rete metallica prevista in fase di progetto.

11.5 Verifica Solai latero cementizi (tipo A)

I solai latero cementizi esistenti sono stati rinforzati mediante sistema FRP con lamine di fibra di ferro dello spessore di 3 mm poste in corrispondenza di ogni travetto, all'intradosso in campata e all'estradosso sull'appoggio.

Come detto nel paragrafo dedicato alla verifica nello stato di fatto, il momento sollecitante massimo, riferito al singolo travetto, risulta pari a 1329,54 kgm. A valle dell'intervento il momento resistente risulta pari a 2458,60 kgm e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

11.6 Verifica Solai con travetti prefabbricati (tipo B)

Anche i solai in travetti prefabbricati esistenti sono stati rinforzati mediante sistema FRP con lamine di fibra di ferro dello spessore di 3 mm poste in corrispondenza di ogni travetto, all'intradosso in campata e all'estradosso sull'appoggio.

Come detto nel paragrafo dedicato alla verifica nello stato di fatto, il momento sollecitante massimo, riferito al singolo travetto, risulta pari a 3185,33 kgm. A valle dell'intervento il momento resistente risulta pari a 3584,05 kgm e pertanto la verifica risulta soddisfatta.

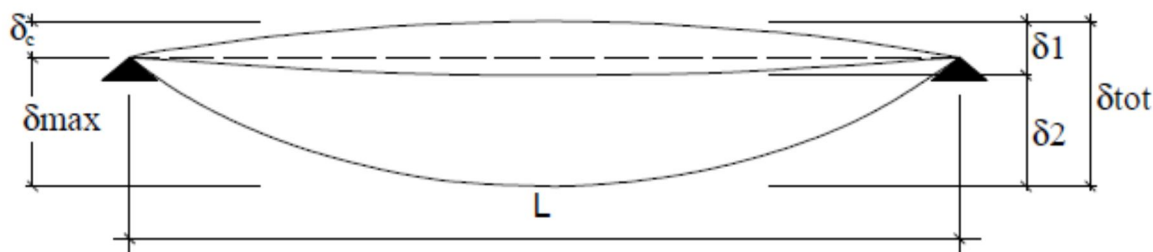
11.7 Verifica nuovi Solai acciaio-calcestruzzo

Gli esistenti solai in putrelle verranno sostituiti con nuovi solai realizzati con sistema misto acciaio-calcestruzzo con profili HEB120, lamiera grecata e getto di calcestruzzo armato. Connettori in acciaio renderanno collaborante la soletta in c.a. L'interasse dei profili in acciaio resterà invariato rispetto allo stato di fatto. La soletta collaborante in calcestruzzo verrà inoltre resa solidale con la muratura mediante idonei ancoraggi realizzati con barre di acciaio. Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo ed agli elaborati grafici.

11.8 Verifica nuove coperture in legno

Il progetto delle coperture avviene nel rispetto delle carpenterie esistenti lasciando invariate le quote originarie.

Per quanto riguarda gli stati limite di esercizio si verifica che le travi, in condizioni di carico caratteristiche, la freccia in mezzera sia limitata ai seguenti valori:

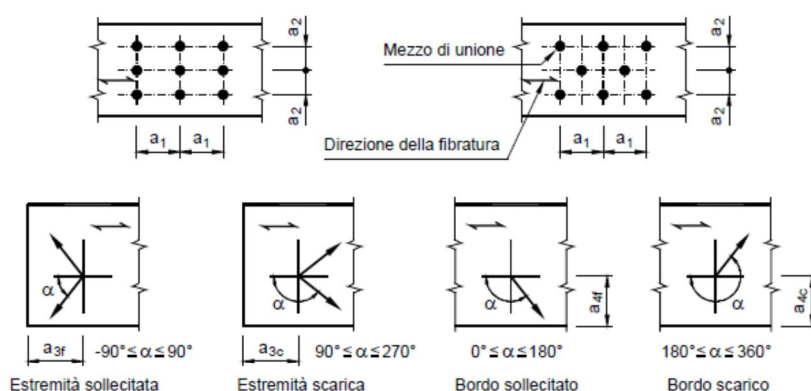


Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

Per la struttura oggetto del calcolo è stato verificato che: $\delta_{max} < L / 200$.

La disposizione dei fori negli elementi in legno viene disposta in funzione dei diametri del foro e dell'angolo della risultante dei carichi rispetto all'orientamento della fibra. Messo che qualunque sia il nodo l'angolo è sempre minore di 90° si hanno i seguenti valori.

diametro foro d [mm]	Inclinazione Risultante α [$^\circ$]	Parallelo alla fibra a_1 [mm]	Ortogonale alla fibra a_2 [mm]	Estremità sollecitata $a_{3,f}$ [mm]	Estremità scarica $a_{3,c}$ [mm]	Bordo sollecitato $a_{4,f}$ [mm]	Bordo scarico $a_{4,c}$ [mm]
11	26	51	44	80	64	40	33


Tabella 7-2 - Interassi e distanze da bordi ed estremità, valori minimi per chiodi

Interasse o distanza (Fig. 7-12)	Angolo α fra forza e direzione della fibratura	Interasse e distanze da bordi ed estremità, valori minimi		
		Senza preforatura		Con preforatura
		$\rho_k \leq 420$ [kg/m ³]	$420 \leq \rho_k \leq 500$ [kg/m ³]	
a_1 (parallelo alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$d < 5\text{mm}$: $(5 + 5 \cos \alpha) d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(5 + 7 \cos \alpha) d$	$(7 + 8 \cos \alpha) d$	$(4 + 3 \cos \alpha) d$
a_2 (ortogonale alla fibratura)	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$(3 + \sin \alpha) d$
$a_{3,f}$ (estremità sollecitata)	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	$(10 + 5 \cos \alpha) d$	$(15 + 5 \cos \alpha) d$	$(7 + 5 \cos \alpha) d$
$a_{3,c}$ (estremità scarica)	$90^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	$10d$	$15d$	$7d$
$a_{4,f}$ (bordo sollecitato)	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	$d < 5\text{mm}$: $(5 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(5 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5\text{mm}$: $(7 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(7 + 5 \sin \alpha) d$	$d < 5\text{mm}$: $(3 + 2 \sin \alpha) d$ $d \geq 5\text{mm}$: $(3 + 4 \sin \alpha) d$
$a_{4,c}$ (bordo scarico)	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$5d$	$7d$	$3d$

11.8.1 Verifica Copertura A

Di seguito si riporta l'involuppo degli indici di resistenza scaturiti a valle delle verifiche effettuate. Valori dell'indice di resistenza inferiori all'unità indicano il buon esito della verifica.

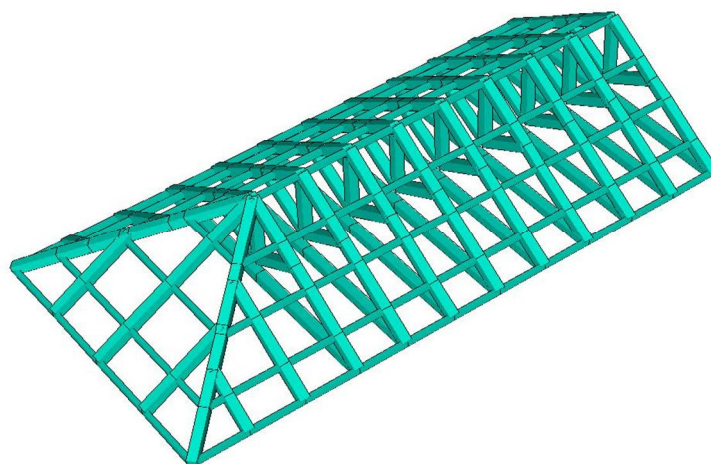


Figura 82 – Copertura tipo A – Modello adottato.

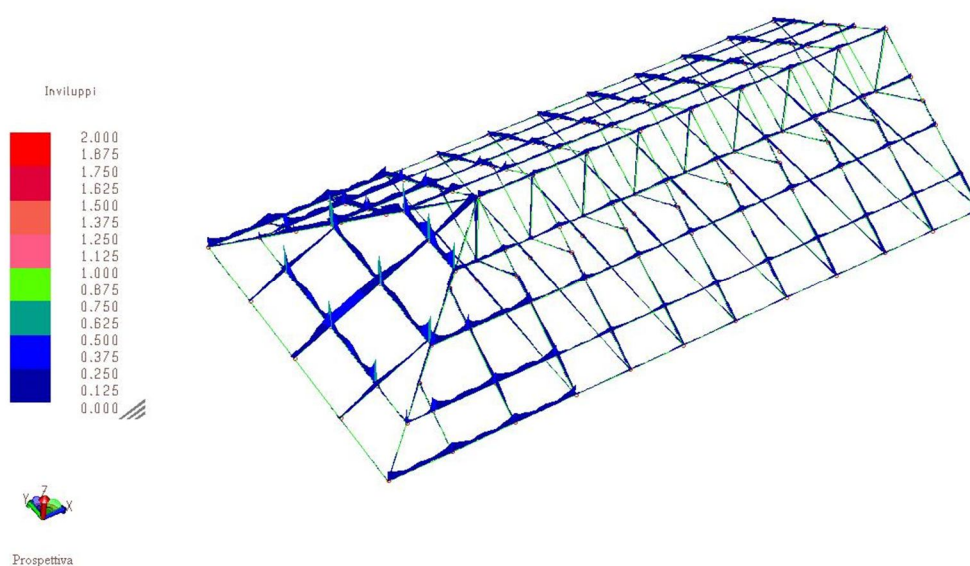


Figura 83 – Copertura tipo A – Involuppo degli indici di resistenza.

11.8.2 Verifica Copertura B

Di seguito si riporta l'involuppo degli indici di resistenza scaturiti a valle delle verifiche effettuate.

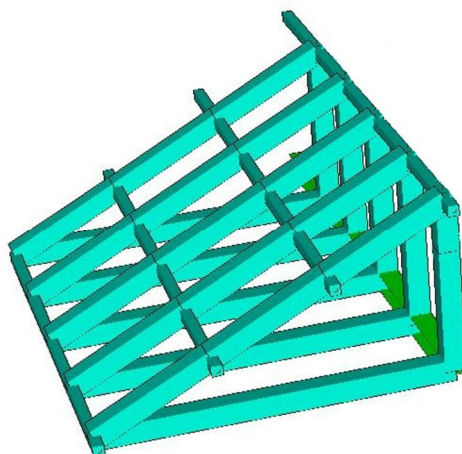


Figura 84 – Copertura tipo B – Modello adottato.

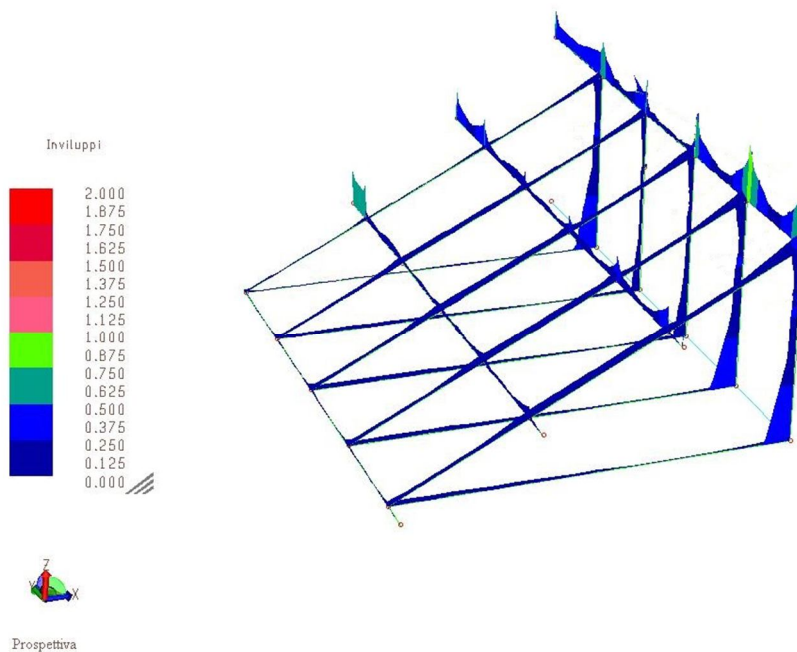


Figura 85 – Copertura tipo B – Involuppo degli indici di resistenza.

11.8.3 Verifica Copertura C

Di seguito si riporta l'involuppo degli indici di resistenza scaturiti a valle delle verifiche effettuate.

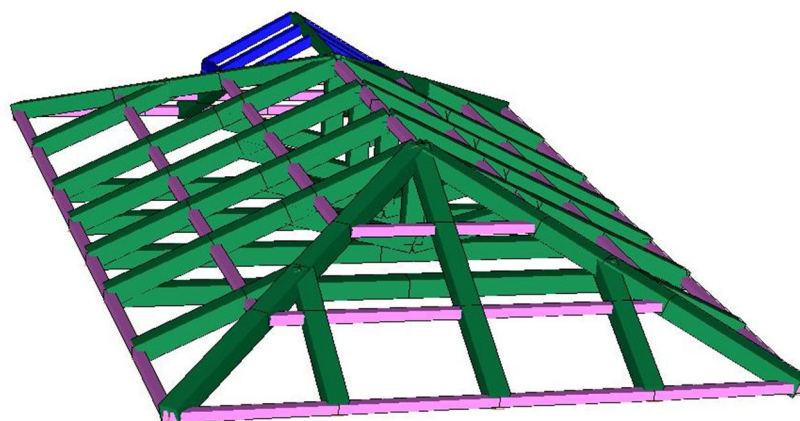


Figura 86 – Copertura tipo C – Modello adottato.

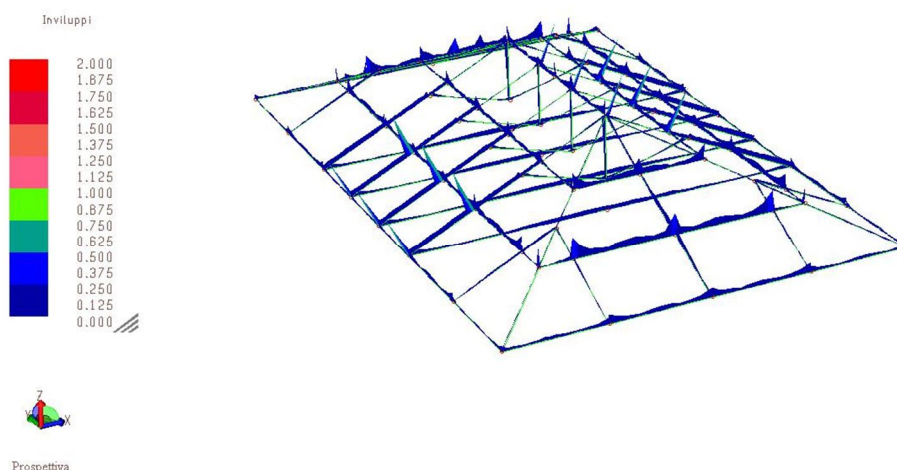


Figura 87 – Copertura tipo C – Involuppo degli indici di resistenza.

11.9 Verifica nuove scale in acciaio

Di seguito si riporta un sunto delle verifiche condotte sulle scale metalliche. In particolare si riporta una immagine del modello agli elementi finiti, il diagramma dell'involuppo degli indici di resistenza e la deformata nella combinazione caratteristica (rara).

11.9.1 Verifica Scala A

La scala "A" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 15 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in pietra vulcanica. La ringhiera avrà altezza pari ad 1,00 m e verrà realizzata con lastre di vetro stratificato 14/15.

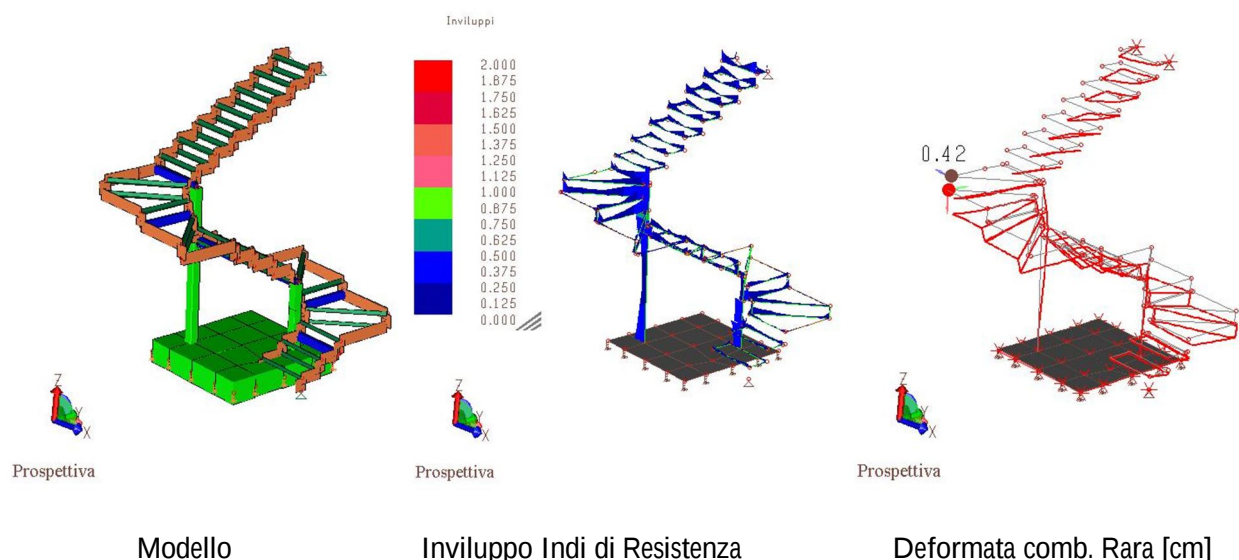
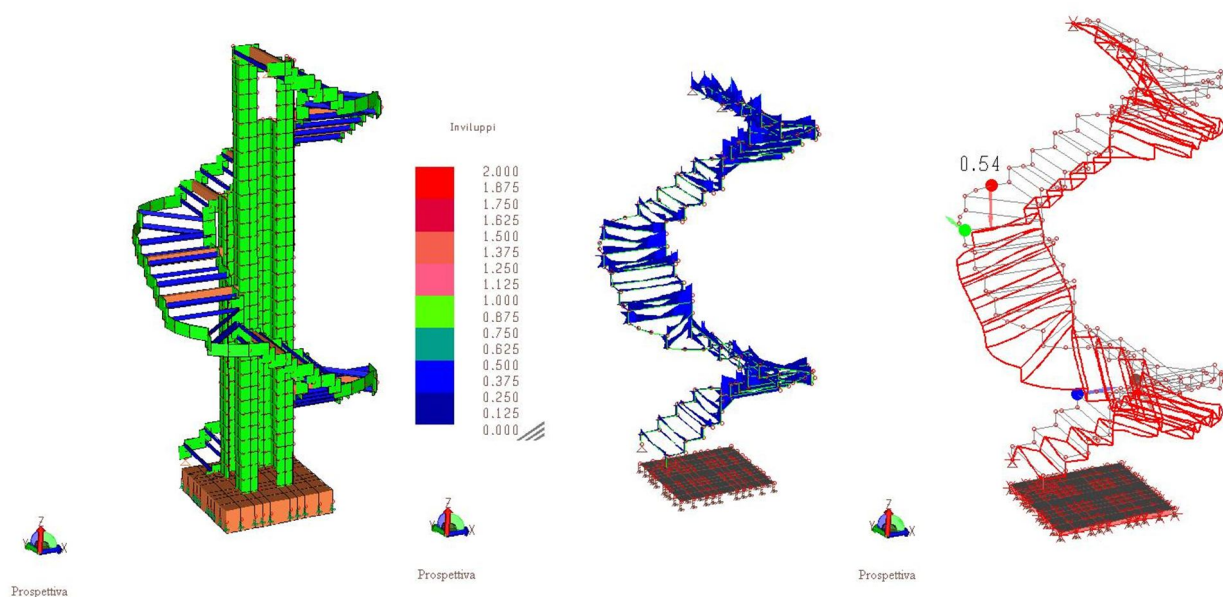


Figura 88 – Scala A

Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è $1/350$ e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 80 cm ed è un elemento a mensola, pari a $2 \cdot 80 / 350 = 0,46 \text{ cm} > 0,42 \text{ cm}$. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.9.2 Verifica Scala B

La scala "B" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 15 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in pietra vulcanica. Le strutture verticali sono costituite da quattro profili L 200x200x20. La ringhiera avrà altezza pari ad 1,00 m e verrà realizzata con lastre di vetro stratificato 14/15.



Modello

Involuppo Indi di Resistenza

Deformata comb. Rara [cm]

Figura 89 – Scala B

Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è 1/350 e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 100 cm ed è un elemento a mensola, pari a $2 \cdot 100 / 350 = 0,57 \text{ cm} > 0,54 \text{ cm}$. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.9.3 Verifica Scala C

La scala "C" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 15 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in pietra vulcanica. La ringhiera avrà altezza pari ad 1,00 m e verrà realizzata con lastre di vetro stratificato 14/15.

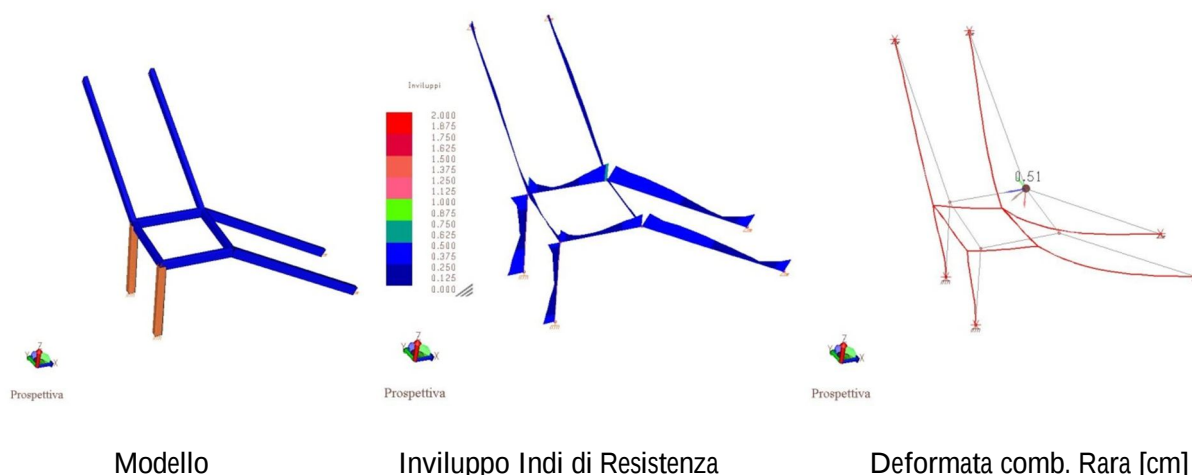


Figura 90 – Scala C

Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è 1/350 e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 330 cm, pari a $330 / 350 = 0,94 \text{ cm} > 0,51 \text{ cm}$. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.9.4 Verifica Scala D

La scala "D" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 15 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in vetro antisfondamento 19/20. La ringhiera avrà altezza pari ad 1,00 m e verrà realizzata con lastre di vetro stratificato 14/15.

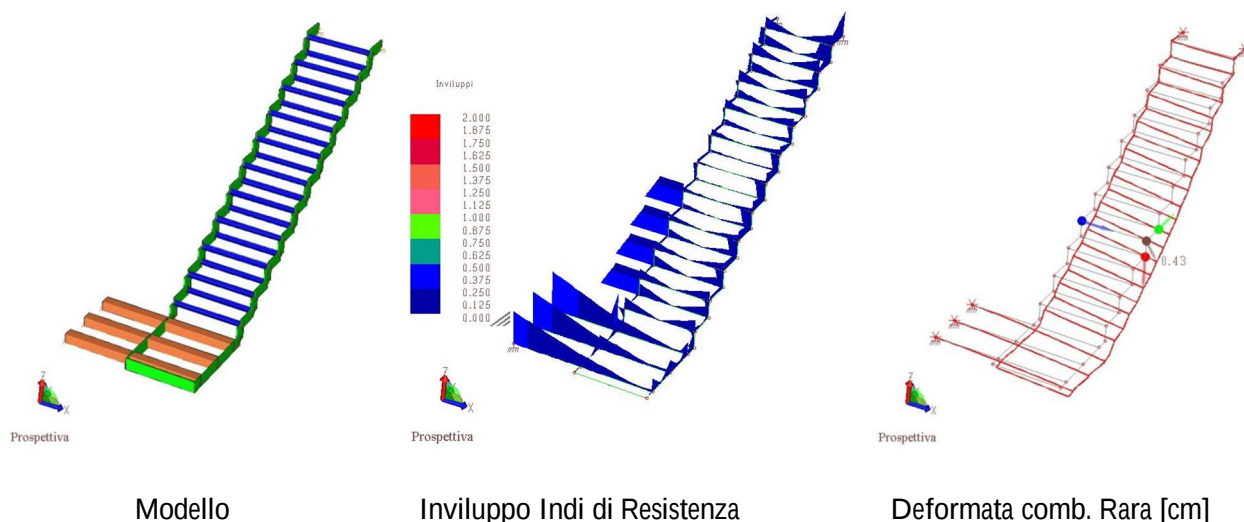
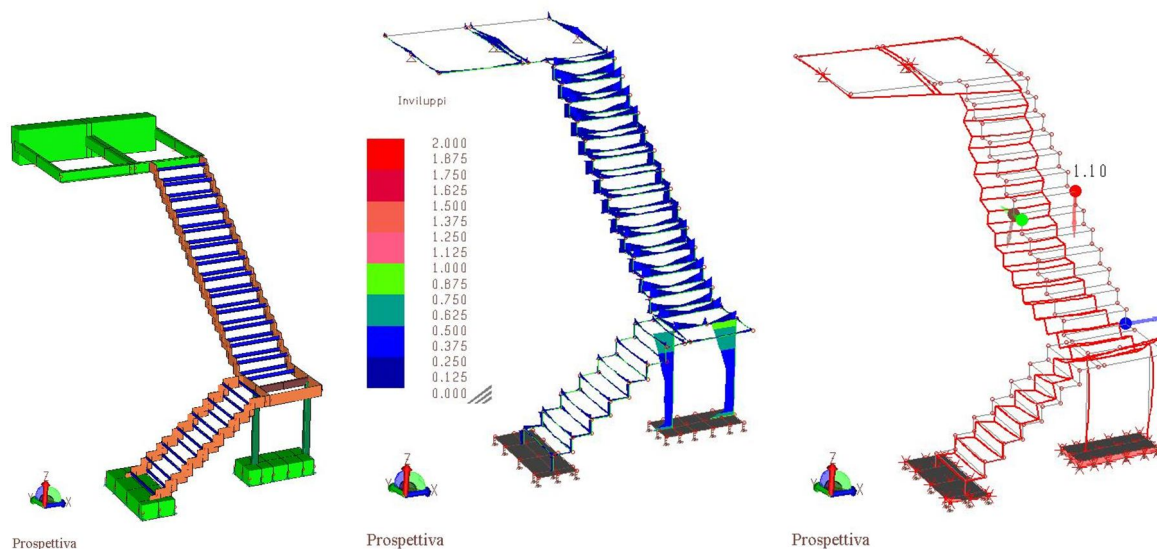


Figura 91 – Scala D

Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è 1/350 e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 80 cm ed è un elemento a mensola, pari a $2 \cdot 80 / 350 = 0,46 \text{ cm} > 0,43 \text{ cm}$. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.9.5 Verifica Scala E

La scala "E" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 20 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in pietra vulcanica. Il pianerottolo di arrivo è costituito da profili UPN 200 che terminano in una trave di contrappeso in c.a. con sezione pari a 40 cm x 70 cm. La ringhiera avrà altezza pari ad 1,00 m e verrà realizzata con lastre di vetro stratificato 14/15.



Modello

Inviluppo Indi di Resistenza

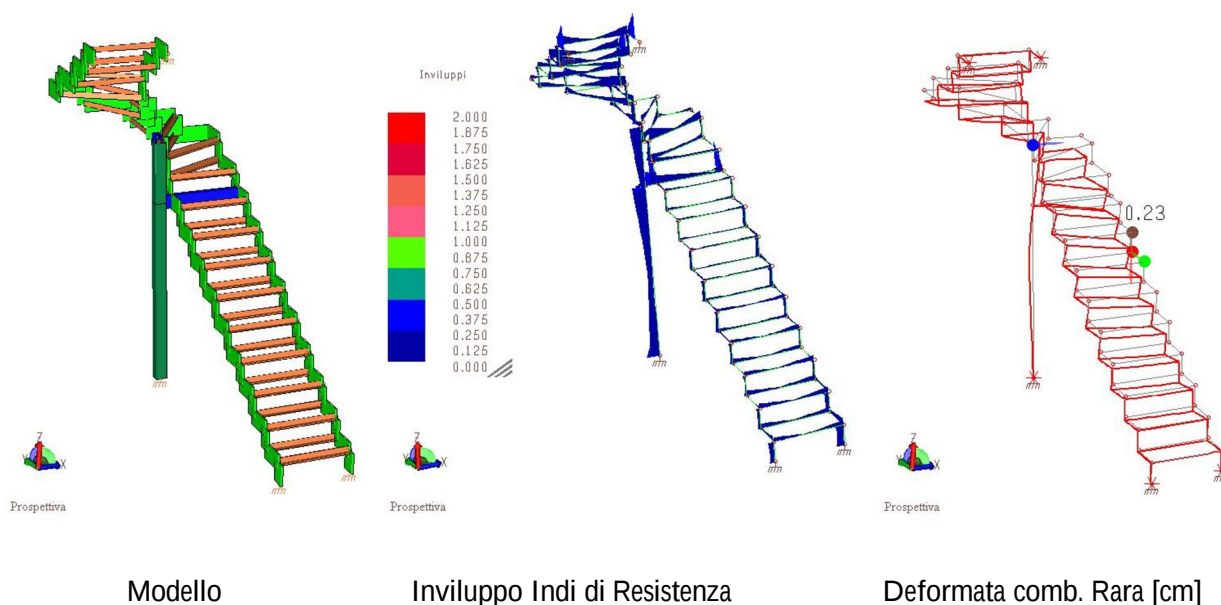
Deformata comb. Rara [cm]

Figura 92 – Scala E

Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è 1/350 e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 600 cm, pari a $600/350=1,71$ cm > 1,10 cm. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.9.6 Verifica Scala F

La scala "F" è realizzata con cosciali in lamiera dello spessore di 15 mm irrigiditi da elementi ad L 50x50x5 che assolvono la funzione di reggere la pedata in pietra vulcanica.



Modello

Inviluppo Indi di Resistenza

Deformata comb. Rara [cm]

Figura 93 – Scala F

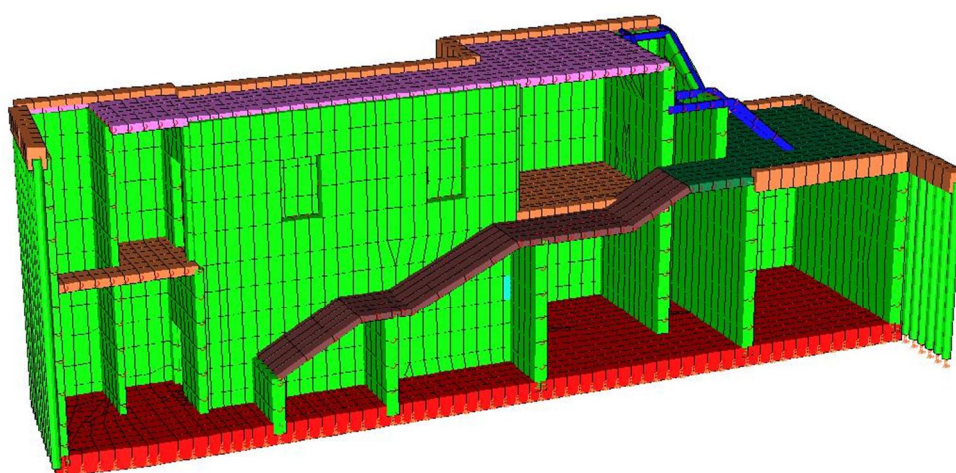
Dalle figure sopra riportate si evince che gli Indici di Resistenza sono tutti inferiori all'unità e pertanto le verifiche risultano soddisfatte. La deformata limite considerata è 1/350 e pertanto, considerando che la luce dell'elemento interessato è di circa 300 cm, pari a $300/350=0,85$ cm > 0,23 cm. Anche la verifica di esercizio risulta verificata.

11.10 Verifica nuovo vano ascensore

Per la realizzazione del nuovo vano ascensore si è previsto di realizzare una struttura in c.a con paretine dello spessore di 20 cm. Al fine di realizzare lo scavo necessario sono previsti micropali sormontati da cordolo sommitale in c.a. Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo ed ai grafici di progetto.

11.11 Verifica nuova struttura in c.a.

L'intervento prevede la messa in sicurezza del versante su cui insiste l'edificio mediante una paratia tirantata. Tale opera di contenimento verrà poi completata con un corpo in c.a. realizzato con pareti e solette piene all'interno del quale verrà realizzato un ascensore che permette di raggiungere la quota più bassa dell'edificio dalla strada principale. Di seguito si riporta una immagine del modello utilizzato. Per maggiori dettagli si rimanda ai tabulati di calcolo, relazione geotecnica e sulle fondazioni ed ai grafici di progetto.



Prospettiva

Figura 94 – Nuova struttura in c.a. - modello

IL PROGETTISTA