



COMUNE DI MONTONE

D.G.R. N. 1001 del 06/09/2016 - Interventi di prevenzione del rischio sismico su edifici pubblici strategici o rilevanti ex art. 2 co. 1 lett. b dell'OCDPC n. 293/15



VERIFICA DELLA VULNERABILITA' SISMICA E INTERVENTI DI MIGLIORAMENTO SISMICO "PALAZZO COMUNALE"

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato		PROGETTO STRUTTURALE				
S.R3		Relazione dei calcoli				
		File: S.R3_e01	Layout: S.R3			
ed.	data	motivo	redatto	verificato	approvato	autorizzato
01	18/12/2019	Emissione e Consegna	LeB	LeB	LuR	PM
02						
03						
STUDIO MARCUCCI E ASSOCIATI ing. Paolo Marucci - arch. Gianluca Sforna - ing. Maurizio Spigarelli - ing. Luigi Rossi - ing. Learco Boccali via S.Apollinare 4 - 06081 ASSISI (PG) - 075/812945 - fax. 075/813757 - e-mail: posta@marucciassociati.it						
Questo documento è di proprietà esclusiva. E' proibita la riproduzione anche parziale. La proprietà tutelerà i suoi diritti in termini di legge.						

S-R3_e01.docx
rev_00
pagina 1 di 53

PROGETTO STRUTTURALE

RELAZIONE DEI CALCOLI

INDICE

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2	VERIFICHE STATICHE E SISMICHE ALLO STATO DI FATTO.....	3
2.1	Criteri di analisi e verifica.....	3
2.2	Indici di sicurezza allo Stato Attuale	6
3	LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA	7
4	AZIONI DI PROGETTO.....	9
4.1	Azione della neve.....	9
4.2	Azione del vento	9
4.3	Azione sismica.....	13
4.4	Analisi dei carichi – Progetto	15
4.5	Combinazione delle azioni	16
5	PROGETTO – VERIFICHE STATICHE E SISMICHE	18
5.1	Interventi di progetto	18
5.2	Criteri di modellazione, analisi e verifica	21
5.3	Verifiche del fabbricato in condizioni statiche allo SLU	23
5.4	Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche allo SLD ed SLV – analisi pushover	26
5.5	Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche allo SLO – analisi lineare	35
5.6	Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche – Analisi dei cinematismi di collasso.....	36
5.7	Indici di sicurezza dopo gli interventi di progetto	46
5.8	Quantificazione del miglioramento sismico	46
6	VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI.....	48
6.1	Nuova copertura in legno.....	48

All. A Progetto - Tabulato di calcolo PCM

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di progettazione e calcolo è la seguente:

- Legge n. 64 del 2 febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- D.M del Ministero delle Infrastrutture del 17 gennaio 2018. "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni", pubblicato sul supplemento ordinario alla Gazzetta Ufficiale n° 42 del 20 febbraio 2018
- Circolare del Consiglio Superiore dei LL.PP. n° 7 del 21 gennaio 2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018", pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n° 35 dell' 11 febbraio 2019 – Supplemento ordinario n.5.
- EUROCODICE n° 2 "Progettazione delle strutture di calcestruzzo" - UNI EN 1992-1-1
- EUROCODICE n° 3 "Progettazione delle strutture in acciaio" – UNI EN 1993-1-1, EN 1993-1-8.
- EUROCODICE n° 4 "Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – UNI-ENV 1991, UNI-ENV 1994.
- EUROCODICE n° 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" - UNI EN 1998-1
- Linee guida sul cls strutturale del Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Norma UNI EN 206-1:2006 "Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- Norma UNI 11104:2004 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1".
- "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008", pubblicate nella Gazzetta Ufficiale n.47 del 26/02/2011 - suppl. ord. n.54.
- "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno" – CNR-DT 206/2018.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 3 di 53

2 VERIFICHE STATICHE E SISMICHE ALLO STATO DI FATTO

Le verifiche di vulnerabilità del fabbricato sono dettagliatamente riportate nell'elaborato di Verifica della Vulnerabilità Sismica "VVS-R1 - Relazione Illustrativa e di Calcolo", che costituisce pertanto parte integrante della presente relazione.

2.1 Criteri di analisi e verifica

L'implementazione del modello di Stato Attuale e le ipotesi adottate nella modellazione sono riportate nella relazione suddetta "VVS-R1".

La valutazione della sicurezza e l'analisi della vulnerabilità sismica sono condotte secondo quanto riportato al par. 8.3 e C.8.3 delle NTC18. In particolare, il livello di sicurezza del fabbricato nei confronti dei diversi stati limite deve essere valutato in rapporto a quello richiesto per gli edifici nuovi.

Le verifiche richieste per la valutazione del livello di sicurezza della struttura esistente in classe d'uso IV sono:

- verifiche agli SLU in condizioni statiche;
- verifiche agli SLU in condizioni sismiche;
- verifiche agli SLE in condizioni sismiche;

inoltre, la valutazione della **vulnerabilità sismica** dell'edificio è condotta secondo quanto riportato al par. 7.3.6 delle NTC18 ed in Tab. 7.3.III., in cui, le verifiche globali necessarie a garantire il rispetto dei diversi stati limite, riguardano:

- verifiche di resistenza agli SLV;
- verifiche di resistenza agli SLD;
- verifiche di rigidezza agli SLO;

Si riporta per completezza un estratto del par. 7.3.6 delle NTC18:

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 4 di 53

Sulla base di quanto riportato in precedenza, è stato implementato un modello globale della struttura mediante il quale è stata condotta l'**analisi statica** e l'**analisi modale** per valutare carichi verticali, periodo proprio della struttura, masse modali partecipanti e deformate nei modi di vibrare significativi.

Successivamente sono state effettuate le verifiche di resistenza degli elementi murari in fase statica:

- pressoflessione nel piano;
- taglio scorrimento;
- taglio per fessurazione diagonale;
- pressoflessione ortogonale.

La lettura dei risultati avviene attraverso una mappatura colorata delle pareti in funzione delle varie tipologie di verifica.

Lo studio della struttura in condizioni sismiche è stato poi eseguito mediante:

-**analisi dinamica modale lineare**, in cui il comportamento della struttura si assume elastico-lineare tenendo conto della risposta non lineare attraverso il fattore di struttura q , per la definizione dello spettro di progetto.

-**analisi statica non lineare (pushover)**, in cui la legge di comportamento meccanico degli elementi è non lineare (modello elasto-plastico), per tener conto del reale comportamento della struttura nella fase plastica.

L'**analisi statica non sismica**: è stata effettuata per tutte le combinazioni che comprendono i soli carichi statici ed altre che includono anche il carico da neve e da vento e consente di valutare lo stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali, nelle diverse condizioni e combinazioni di carico, adottato per le verifiche agli SLU.

L'**analisi dinamica modale lineare**: è stata effettuata in combinazione sismica, mediante fattore di struttura q . I risultati ottenuti sono stati utilizzati per le verifiche di rigidezza nei confronti degli SLO, per i quali si richiede che:

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$qd_r \leq 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

Per le CU III e IV ci si riferisce allo SLO (v. Tab. 7.3.III) e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti in precedenza indicati.

L'**analisi statica non lineare (pushover)**: ha consentito di indagare la risposta della struttura considerando gli elementi murari a comportamento non lineare (elasto-plastico).

Il risultato dell'analisi è costituito dalla curva di capacità, un diagramma riportante in ascissa lo spostamento del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).

Tale analisi statica non lineare è stata effettuata assegnando come distribuzioni principale e secondaria rispettivamente la prima distribuzione del Gruppo 1 (distribuzione lineare, proporzionale alle forze statiche utilizzate per l'analisi statica lineare) e la seconda del Gruppo 2 (distribuzione uniforme di forze proporzionale alle masse).

I risultati delle analisi sono stati utilizzati per valutare il livello di sicurezza allo stato attuale e ricavare gli indici di rischio sismico nei confronti delle verifiche di resistenza agli SLD ed SLV richieste dalle NTC18.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 5 di 53

La capacità ai diversi stati limite considerati (SLV;SLD) è valutata secondo quanto riportato dalle NTC18 al par. C8.7.1.3, di cui si riporta un breve estratto:

Nel caso dell'analisi statica non lineare la capacità in spostamento relativa ai diversi stati limite è valutata, sulla curva taglio di base-spostamento, nei modi appresso indicati:

SLC: per la definizione della bilineare equivalente, identificata seguendo i criteri indicati al § C.7.3.4.2, lo spostamento ultimo a SLC è dato dal minore tra quelli forniti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente ad un taglio di base residuo pari all'80% del massimo;
- quello corrispondente al raggiungimento della soglia limite della deformazione angolare a SLC in tutti i maschi murari verticali di un qualunque livello in una qualunque parete ritenuta significativa ai fini della sicurezza (questo controllo può essere omesso nelle analisi quando i diaframmi siano infinitamente rigidi o quando sia eseguita l'analisi di una singola parete).

SLV: lo spostamento ultimo a SLV, sulla bilineare equivalente sopra definita, è pari a $\frac{3}{4}$ dello spostamento a SLC

SLD: lo spostamento corrispondente è il minore tra gli spostamenti ottenuti dalle seguenti due condizioni:

- quello corrispondente al limite elastico della bilineare equivalente, definita a partire dallo spostamento ultimo a SLC;
- quello corrispondente al raggiungimento della resistenza massima a taglio in tutti i maschi murari verticali in un qualunque livello di una qualunque parete ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio di base pari a $\frac{3}{4}$ del taglio di base massimo).

SLO: lo spostamento corrispondente è pari a $\frac{2}{3}$ di quello allo SLD.

Analisi sismica mediante studio dei cinematismi di collasso locale: le verifiche cinematiche costituiscono un riferimento fondamentale per gli edifici monumentali; per questo sono state condotte numerose verifiche dei meccanismi locali per indagare la stabilità dei pannelli rispetto alle azioni ortogonali che inducono meccanismi di ribaltamento e flessione verticale.

Tali meccanismi di I modo, sono quelli più facilmente attivabili, per un edificio esistente, in caso di evento sismico.

L'analisi di tali meccanismi ha restituito i relativi indici di sicurezza in termini di fattore di accelerazione e di tempi di ritorno allo Stato Limite Ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD).

Lo studio della vulnerabilità sismica è stato pertanto condotto in maniera esaustiva e completa, indagando la struttura sia nel suo comportamento "globale" che eseguendo valutazioni "locali" sui singoli pannelli murari.

Si riporta una tabella riepilogativa delle analisi condotte e delle corrispondenti verifiche effettuate:

TIPOLOGIA DI ANALISI	TIPO DI VERIFICA	STATO LIMITE
Analisi statica non sismica	Resistenza	SLU
Analisi dinamica modale lineare	Rigidezza	SLO
Analisi statica non lineare (pushover)	Capacità Globale	SLV ed SLD
Analisi cinematica	Meccanismi locali	SLV ed SLD

Ai fini della analisi di vulnerabilità della struttura sotto le azioni sismiche, per l'individuazione di un indice di sicurezza rappresentativo delle condizioni allo stato attuale, nei confronti di ciascun stato limite, si è ritenuto significativo assumere il parametro minore tra quelli ricavati dalle analisi sismiche sopra riportate.

2.2 Indici di sicurezza allo Stato Attuale

Si riportano di seguito gli indici di sicurezza ottenuti dalle analisi svolte sullo Stato Attuale, al fine di valutare l'entità del miglioramento conseguito a seguito degli interventi di progetto.

TIPOLOGIA DI ANALISI	OGGETTO DI INDAGINE E TIPO DI VERIFICA	STATO LIMITE CONSIDERATO	INDICE DI RISCHIO $\zeta_{E,SL} (PGA_c/PGA_d)$
ANALISI DINAMICA MODALE LINEARE	Analisi Globale 3D	SLO	0,778
PUSHOVER	Analisi Globale 3D	SLD	0,558
		SLV	0,566
ANALISI CINEMATICA*	Ribaltamento P.ovev - 1.3	SLD	0,000
		SLV	0,000

*Per l'analisi cinematica sono stati riportati in tabella i valori degli indicatori di rischio minimi tra tutti i cinematismi analizzati.

Dalle considerazioni eseguite, al fine di individuare per l'intero edificio un indice di sicurezza rappresentativo delle condizioni allo stato attuale, si ritiene significativo assumere il parametro minore allo SLV tra quelli ricavati dalle analisi sopra riportate.

Si assume, quindi, il seguente indice di sicurezza, in relazione all'accelerazione sismica e al tempo di ritorno, ed il conseguente valore di Vita nominale residuo della struttura:

STATO LIMITE	INDICE DI RISCHIO SISMICO $\zeta_{E,SL} (PGA_c/PGA_d)$
SLV	0,000

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 7 di 53

3 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Poiché l'edificio Palazzo Comunale di Montone è un edificio storico sottoposto a tutela diretta ai sensi del D. Lgs. 42/2004, la valutazione della vulnerabilità sismica e i conseguenti interventi di miglioramento sismico sono condotti con riferimento alle "Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018" (di seguito "Linee Guida BB.CC."), contenuta nella Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 febbraio 2011.

Rispetto a quanto previsto nelle NTC18, per gli edifici esistenti, la Direttiva suddetta consente di determinare tale fattore come somma di quattro diversi fattori parziali di confidenza F_{ck} ($k=1,2,3,4$), sulla base dei coefficienti numerici riportati nella tabella che segue (tab. 4.1), ciascuno associato alle quattro categorie di indagini ad al livello di conoscenza in esse raggiunto.

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilievo geometrico completo	$F_{C1} = 0.05$
	rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	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)	$F_{C2} = 0.12$
	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)	$F_{C2} = 0.06$
	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)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili	$F_{C3} = 0.12$
	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.06$
	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni	$F_{C4} = 0.06$
	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.03$
	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

Nel caso in esame, per la parte storica (edificio in muratura) in esito alle attività di rilievo ed indagine eseguite, possono essere assunti i seguenti coefficienti parziali:

Rilievo geometrico

rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi

 $F_{C1} = 0,00$ **Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica**

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);

S-R3_e01.docx
rev_00
pagina 8 di 53

b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche).

FC2 = 0,06

Sulla base della documentazione già acquisita ed acquisibile e delle prove effettuate elencate di seguito:

- n. 6 scopriture di intonaco;
- n. 6 video endoscopie;
- n. 10 prove termografiche all'intradosso dei solai;
- n. 5 video endoscopie sui solai;
- n. 6 video endoscopie per verifica cordoli di piano;
- n. 3 indagini visive delle armature dei solai;

non è possibile raggiungere un FC2 = 0.

Per l'edificio in oggetto, infatti, in considerazione del corrente utilizzo dell'immobile e della sostanziale impossibilità di acquisire ulteriore documentazione pregressa sulle vicende costruttive, non è possibile una 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).

Proprietà meccaniche dei materiali

estese indagini sui parametri meccanici dei materiali

FC3 = 0,00

Sulla base della documentazione già acquisita ed acquisibile è possibile raggiungere un FC3 = 0 eseguendo le seguenti indagini integrative:

- n. 3 prove con martinetti piatti (singoli e doppi);
- n. 6 prove di caratterizzazione delle malte.

Terreno e fondazioni

estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni

FC4 = 0,00

Sulla base della documentazione già acquisita ed acquisibile è possibile raggiungere un FC4 = 0 eseguendo le seguenti indagini integrative:

- n. 2 microcarotaggi in fondazione;
- n. 2 video endoscopie in fondazione;

Pertanto, in funzione dello specifico livello di conoscenza raggiunto (**LC2**) , si può assumere:

$$\mathbf{FC} = 1,00 + [\mathbf{FC1} + \mathbf{FC2} + \mathbf{FC3} + \mathbf{FC4}] = 1,00 + [0,00 + 0,06 + 0,00 + 0,00] = \mathbf{1,06}$$

Al fine di definire il livello di conoscenza e il relativo fattore di confidenza, nonché per la caratterizzazione meccanica dei diversi materiali esistenti si è fatto riferimento alla documentazione messa a disposizione dalla committenza ed in particolare alla campagna di indagini condotta dalla società Unilab Sperimentazione srl.

4 AZIONI DI PROGETTO

4.1 Azione della neve

Il calcolo è condotto secondo le indicazioni del par. 3.4 delle NTC18, secondo cui il carico neve sulla copertura vale:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = \mathbf{135 \text{ daN/m}^2}$$

con:

μ_i = coefficiente di forma della copertura

q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo

C_E = coefficiente di esposizione

C_t = coefficiente termico

Nel caso specifico infatti risulta:

$$\alpha = 30^\circ$$

inclinazione falda

$$\mu_i = 0,8$$

coeff. di forma per $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$

(tab. 3.4.II)

$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] = 1,66 \text{ kN/m}^2 = 166 \text{ daN/m}^2$$

essendo $a_s = 470 \text{ m slm}$

$$C_E = 1,0$$

$$C_t = 1,0$$

Il carico neve risulta pertanto:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0,80 \cdot 1,66 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 133 \text{ daN/m}^2.$$

Il valore assunto in fase di calcolo è pari **135 daN/m²**.

4.2 Azione del vento

Il calcolo è condotto secondo le indicazioni del par. 3.3 delle NTC18, riconducendo l'azione del vento ad un'azione statica equivalente.

Azione normale alle superfici

Le azioni statiche del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici degli elementi che compongono la costruzione, sia esterne che interne.

Secondo quanto riportato al par. 3.3.4 delle NTC18, la pressione del vento si calcola con l'espressione:

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

con:

q_r = pressione cinetica di riferimento

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma o aerodinamico

C_d = coefficiente dinamico

I parametri assunti sono riportati nella seguente scheda.

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18**DEFINIZIONE DEI DATI**

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Lago (con larghezza pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

 a_s (altitudine sul livello del mare della costruzione):

Distanza dalla costa

 T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

470	[m]
80	[km]
50	[anni]
IV	

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 6					
	costa				
	mare				
	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
	costa		
	mare		
	1,5 km	0,5 km	
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

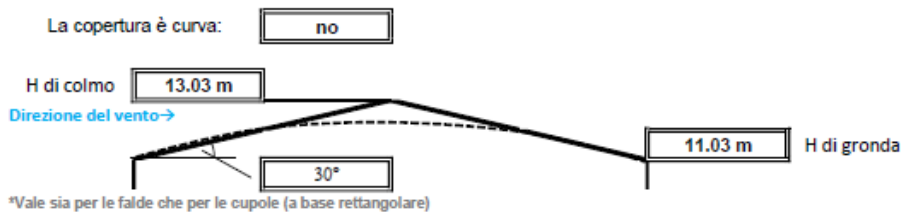
ZONA 9		
	costa	
	mare	
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.

CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_s
3	27	500	0.37	1.000

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

 $c_a = 1$ per $a_s \leq a_0$
 $c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

 v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

 c_r coefficiente di ritorno

1.00

 v_r (velocità di riferimento) 27.02 m/s
PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.
 q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

 Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 12 di 53

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

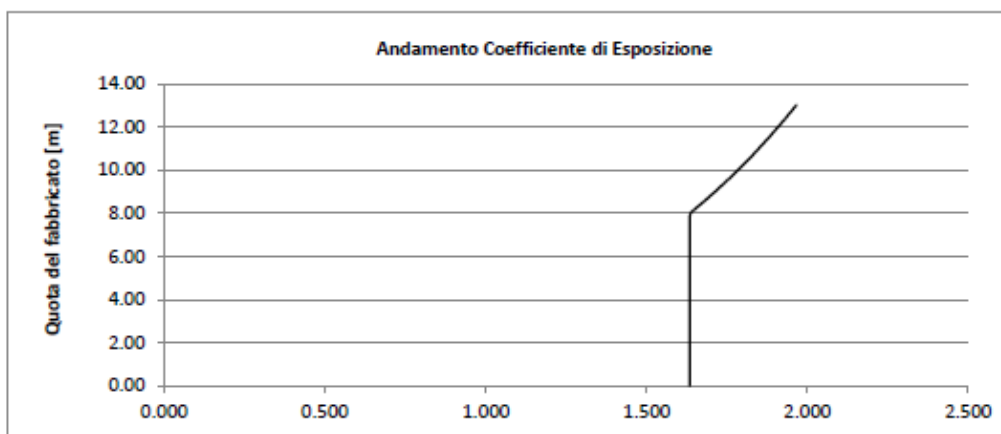
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

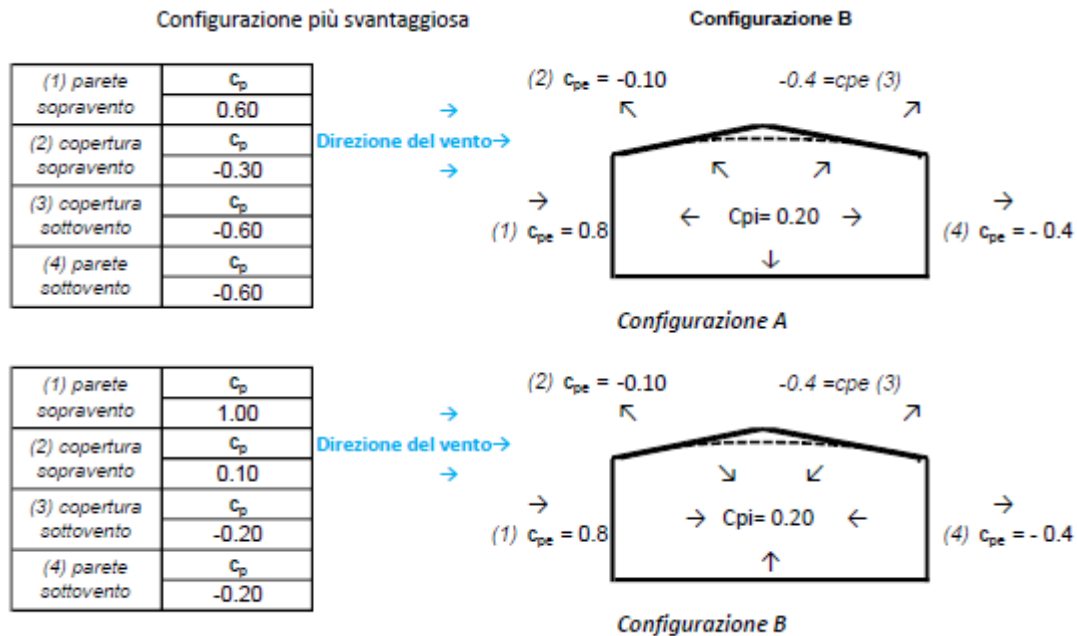
k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.22	0.30	8.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.63	$z < 8.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.85	$z = 11.03$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.97	$z = 13.03$



Il coefficiente dinamico c_d e il coefficiente di topografia c_t vengono assunti pari a 1.

Il coefficiente di forma c_p è funzione della tipologia e della geometria dell'edificio e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Nel caso di costruzioni con pendenza della falda $\alpha=30^\circ$ aventi una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale, i valori assunti per c_p sono indicati nella seguente figura.



Calcolo del vento agente sulle pareti verticali

Il coefficiente di forma o aerodinamico c_p viene valutato per le pareti sopravvento e sottovento secondo quanto prescritto al par. C3.3.8.1.1 delle NTC18, fig. C3.3.2, combinando nel modo più sfavorevole il coefficiente di pressione interna con quello di pressione esterna. Si ha quindi:

$$\alpha = 90^\circ \geq 60^\circ$$

pareti verticali

$$c_{pe} = 0,80$$

elementi esterni sopravvento

$$c_{pe} = 0,40$$

elementi esterni sottovento

$$c_{pi} = \pm 0,20$$

elementi interni

$$c_{p1} = c_{pe} \mp c_{pi} = 0,80 \mp 0,20 = 0,60 \text{ e } 1,00 \rightarrow 1,00$$

pareti sopravvento

$$c_{p2} = c_{pe} \pm c_{pi} = 0,40 \pm 0,20 = 0,60 \text{ e } 0,20 \rightarrow 0,20$$

pareti sottovento

La pressione del vento per le pareti vale quindi:

$$p_1 = q_b c_e c_{p1} C_d = 45,60 \times 1,85 \times 1,00 \times 1,00 = \mathbf{84 \text{ daN/m}^2}$$

pareti sopravvento

$$p_2 = q_b c_e c_{p2} C_d = 45,60 \times 1,85 \times 0,20 \times 1,00 = \mathbf{17 \text{ daN/m}^2}$$

pareti sottovento

4.3 Azione sismica

Coordinate geografiche (rif. ED50):

Lat: 43°,364925 Nord

Long: 12°,327861 Est

Categoria di sottosuolo:

B

Categoria topografica:

T2 ved. tab.3.2. IV

Coeff. di amplif. topografica per cat. T2:

$S_T = 1,2$

Opera ordinaria:

$V_N > 50$ anni

Classe d'uso:

IV $\rightarrow C_u = 2,0$

Periodo di riferimento per l'azione sismica:

$V_R = V_N C_u = 100$ anni

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 14 di 53

Nella definizione dell'input sismico, non si è tenuto conto della "risposta sismica locale" in quanto il sottosuolo rientra nelle cinque categorie fornite al par. 3.2.2 delle NTC18, in accordo con quanto riportato nella Relazione Geologica, e si è pertanto adottato l'approccio semplificato fornito dalle norme.

Per le verifiche sismiche condotte con analisi lineari ed impiego del fattore di struttura q , secondo quanto riportato al par. C8.5.5.1, sono stati adottati i seguenti parametri:

$$q = 2,0 \quad a_u/a_1 = 2,0 \times 1,5 = 3,00 \text{ (per strutture regolari in elevazione)}$$

con:

$$a_u/a_1 = 1,5.$$

L'edificio non risulta regolare in elevazione, pertanto il valore di q riportato in precedenza è stato ridotto del 25%.

Il fattore di struttura adottato nell'analisi dinamica modale lineare è pertanto:

$$\mathbf{q} = 3,00 \times (1,00 - 0,25) = \mathbf{2,25}.$$

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 15 di 53

4.4 Analisi dei carichi – Progetto

Si riporta a seguire l'analisi dei carichi degli orizzontamenti oggetto di intervento, consolidamento o nuova realizzazione.

I carichi relativi agli orizzontamenti non oggetto di intervento rimangono invariati e sono riportati nell'elaborato di Verifica della Vulnerabilità Sismica "VVS-R1 – Relazione Illustrativa e di Calcolo", relativo alle verifiche dello stato attuale.

L'unico solaio per il quale gli interventi previsti sono tali da modificare sensibilmente i carichi di progetto riguarda la nuova copertura in legno della sala consiliare della quale si riporta l'analisi dei carichi.

ANALISI DEI CARICHI - Livello 4 - Copertura**Copertura in legno - sala Consiliare****G₁ - Permanenti strutturali**

- Incidenza (sez. 16x24 cm; passo 130 cm)
- Incidenza vergoli (sez. 8x12 cm; passo 33 cm)
- Pianelle (sp. 3 cm)
- Soletta c.a. (leca 1600; sp. 5 cm)

	daN/m ²	daN/m ²
	15	
	20	
	55	
	85	
<i>Totale permanenti strutturali G₁</i>	175	175

G₂ - Permanenti non strutturali

- Isolante
- Guaina
- Manto di copertura

	20	
	10	
	100	
<i>Totale permanenti non strutturali G₂</i>	130	130

Q_k - Variabili

- Cat. Neve (quota 470 m slm)

	135	
<i>Totale carichi variabili Q_k</i>	135	135

TOTALE CARICHI 440

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 16 di 53

4.5 Combinazione delle azioni

Ai fini del calcolo e delle verifiche degli stati limite si definiscono, in accordo al par. 2.5.3 delle NTC18, le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I valori dei coefficienti parziali per le azioni agli SLU, sono stati assunti in conformità alla tab. 2.6.1 delle NTC18 e valgono:

$$\gamma_{G1} = 1,3; \quad \gamma_{G2} = 1,5; \quad \gamma_{Q1} = 1,5.$$

Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella tab. 2.5.I delle NTC18 per edifici civili e industriali.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 17 di 53

Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Il dettaglio delle combinazioni utilizzate, sia in ambito statico che sismico, è riportato nei tabulati di calcolo allegati.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 18 di 53

5 PROGETTO – VERIFICHE STATICHE E SISMICHE**5.1 Interventi di progetto**Consolidamento diffuso delle murature del piano primo

Sulle strutture verticali del primo piano (piano uffici Segreteria, Sindaco e Sala Consiliare) si prevede l'esecuzione dei seguenti interventi:

- ripristino della continuità ed integrità delle murature lesionate, con sostituzione delle parti più fatiscenti e/o ammalorate, attraverso l'uso del scuci-cuci di mattoni pieni e malta bastarda sulle pareti interne intonacate, mentre su quelle a faccia a vista e su quelle esterne si userà pietra e mattoni di recupero e malta a base di calce idraulica ed inerti locali;
- incremento della resistenza dei maschi murari attraverso:
 - la chiusura delle nicchie con muratura di mattoni pieni e malta M15 a base di calce idraulica naturale NHL 3.5, compatibile con gli interventi sulle murature storiche;
 - consolidamento e rinforzo di maschi murari tramite iniezioni con malta iperfluida a base di calce idraulica naturale NHL 3.5 e inserimento diffuso di diatoni in fibra d'acciaio galvanizzato hardwire ad altissima resistenza UHTSS (1200 gr/mq) tipo KIMISTEEL GLV 1200 formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro;
 - l'esecuzione di rinzafo eseguito con idonea malta M15 a base di calce idraulica naturale NHL 3.5, premiscelata, di ottime caratteristiche sia meccaniche che igroscopiche, compatibile con gli interventi sulle murature storiche, previa scarnitura profonda delle connessioni e accurata pulizia delle pareti da trattare prima dell'applicazione;
 - consolidamento dei pannelli murari mediante inserimento di diatoni a "secco" di collegamento dei paramenti della muratura, con barre elicoidali del tipo KIMISTEEL INOX X-BAR certificate EN 845-1/2008 in acciaio inox AISI 316, provviste di marcatura CE, in apposito foro pilota nell'elemento strutturale;
 - consolidamento e rinforzo di maschi murari mediante realizzazione di intonaco armato con rete in fibra di vetro alcalino resistente e malta di calce idraulica naturale M15 attraverso la demolizione dell'intonaco esistente, la successiva scarnitura profonda e la realizzazione di collegamenti (connettori/diatoni) realizzati mediante connettori artificiali a fiocco in fibra di acciaio galvanizzato, realizzati con tessuto in acciaio galvanizzato tipo Kimisteel GLV 1200, preformato arrotolando il tessuto.

Sulla parete della Sala Consiliare ove è presente l'affresco, la demolizione e il rifacimento dell'intonaco e il consolidamento della muratura riguarderanno il solo intonaco "recente": la zona affrescata verrà protetta e salvaguardata lasciando una fascia di intonaco "recente" di circa 30cm lungo tutto il perimetro dell'affresco.

Consolidamento delle murature al piano seminterrato e secondo

Sulle strutture verticali al piano seminterrato (enoteca) e al piano secondo (ragioneria e sala server) si prevede l'esecuzione dei seguenti interventi:

- sarcitura di lesioni con catenelle di mattoni eseguita con idonea malta a base di calce idraulica e sabbia locale rispondente alle caratteristiche di quella originale, compresa la suggellatura con materiali di recupero, previa accurata scarnitura, pulitura e bagnatura;
- ripristino della continuità ed integrità delle murature con sostituzione dei conglomerati di fondazione affioranti attraverso l'uso del scuci-cuci con pietra e mattoni di recupero a faccia a vista e malta a base di calce idraulica ed inerti locali;
- incremento della resistenza dei maschi murari attraverso il ripristino della stuccatura e rinzeppatura dei giunti delle volte e delle murature a faccia a vista con l'uso di malta di calce idraulica naturale e sabbia fina lavata di fiume o del luogo, rispondente alle caratteristiche di quella originale.

Collegamento degli orizzontamenti e delle coperture alle murature perimetrali

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 19 di 53

-Solai in acciaio e tavelloni

I solai coprenti i vani M.2 e M.3 al piano mezzanino saranno collegati alle murature perimetrali attraverso l'inserimento di angolari intradossali in acciaio alloggiati sotto intonaco all'intersezione tra pareti e soffitti, saldati alle travi in acciaio del solaio e ancorati alle murature tramite perfori armati con barre in acciaio filettate M16 iniettati con resina epossidica.

-Solai in laterocemento : travetti e pignatte

I solai in latero cemento coprenti il piano primo saranno collegati alle murature perimetrali attraverso l'inserimento di angolari intradossali in acciaio alloggiati sotto intonaco all'intersezione tra pareti e soffitti, saldati a piatti in acciaio disposti trasversalmente rispetto ai travetti tralicciati e ad essi ancorati tramite spinotti in acciaio iniettati con resina epossidica, e ancorati alle murature tramite perfori armati con barre in acciaio filettate M16 iniettati con resina epossidica.

Qualora non fosse possibile alloggiare completamente gli angolari sotto l'intonaco, sarà utilizzata una cornice perimetrale con modanatura a "gola" per schermare l'intervento.

I solai inclinati di copertura coprenti il piano secondo e il sottotetto saranno collegati alle murature perimetrali dall'estradosso attraverso la realizzazione di un cordolo sommitale costituito da un piatto in acciaio ancorato alle murature sottostanti mediante perfori sub verticali armati con barre in acciaio filettate M16, iniettati con malta di calce idraulica antiritiro a base di caolino e alluminati: a completamento dell'intervento sarà realizzata una camicia estradosale con malta fibrorinforzata armata con rete in fibra di vetro, ancorata ai travetti tralicciati tramite spinotti in acciaio iniettati con resina epossidica, sopra la quale saranno predisposti uno strato isolante in lana di roccia e una guaina impermeabile autoprotetta con ardesia, sulla quale verrà ripristinato il manto di copertura con sottocoppi e coppi di recupero.

Gli sporti di gronda saranno conservati, mentre i canali di gronda ed i pluviali, attualmente in lamiera zincata, saranno sostituiti con nuovi canali e discendenti in rame a sezione circolare.

Inserimento di catene al livello del piano mezzanino

Le volte a botte e a crociera lunettate coprenti il vano T.12 del fabbro ed i vani T.9 e T.10 del negozio al piano terra saranno collegate alle murature perimetrali attraverso l'inserimento di catene estradosali sotto il pavimento del mezzanino costituite da tondi in acciaio alloggiati in apposita guaina di scorrimento e ancorati alle murature di facciata mediante capochiave a forchetta e spinotto con paletto in vista.

Le volte a padiglione lunettate coprenti i vani T.2 e T.8 al piano terra, e M4 al mezzanino, saranno collegate alle murature perimetrali attraverso l'inserimento di catene metalliche intradossali posizionate alle reni delle volte, costituite da tondi in acciaio a vista ancorati alle murature di facciata mediante capochiave a forchetta e spinotto con paletto in vista e alle murature interne tramite piastre metalliche in nicchia poste alle estremità.

Rifacimento della copertura soprastante la Sala Consiliare

L'intervento mira, allo stesso tempo, all'eliminazione degli elementi incongrui aggiunti in epoca recente (solai in travi "Varese" e tavelle con orditura spingente realizzati negli anni '60 con sottostante controsoffitto in quadrotti di gesso) e alla riduzione delle carenze strutturali attraverso l'eliminazione delle spinte e la realizzazione di opportuni collegamenti alle murature perimetrali.

Infatti, la copertura ad un'unica falda inclinata della Sala Consiliare (parte in travi "Varese" e tavelloni e parte in laterocemento con soprastanti muricci e tavelloni), oltre ad essere inappropriata rispetto al contesto storico della Sala dove è presente un affresco del 1453, è ordita in modo spingente e non è sufficientemente collegata e ammorsata ai maschi murari d'ambito.

Il progetto, pertanto, ne prevede la completa sostituzione mediante la realizzazione di un nuovo solaio inclinato in legno lamellare per i seguenti motivi:

- utilizzare una tipologia "tradizionale" e un materiale antico rielaborati con una tecnologia contemporanea in modo da rendere evidente la novità dell'intervento rispetto al contesto storico;
 - contenere lo spessore degli elementi costitutivi dell'orditura primaria costituita da puntoni e arcarecci.
- La nuova copertura sarà realizzata con struttura in legno lamellare costituita da puntoni dotati di appoggi orizzontali (per eliminare la spinta sulle murature) e di contraffissi e tiranti in acciaio ancorati al legno

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 20 di 53

mediante fazzoletti e staffe sagomate ad U (per mantenerne snella la sezione), arcarecci e travicelli in legno, pianellato e soprastante soletta in cls strutturale alleggerito, tipo LECA CLS 1600, armata con rete elettrosaldata, resa collaborante ai travicelli tramite appositi connettori in acciaio a vite mordente e ben collegata al cordolo perimetrale in acciaio, posto sopra le murature e ancorato alle murature sottostanti con perfori armati e a tutti gli elementi della copertura con viti metalliche; sopra la soletta saranno disposti un freno al vapore, uno strato isolante costituito da un doppio pannello in fibre di legno e una guaina impermeabile autoprotetta con ardesia, sulla quale verrà posato direttamente il manto di copertura con sottocoppi e coppi di recupero.

Gli sporti di gronda e il comignolo saranno conservati, mentre i canali di gronda ed i pluviali, attualmente in lamiera zincata, saranno sostituiti con nuovi canali e discendenti in rame a sezione circolare.

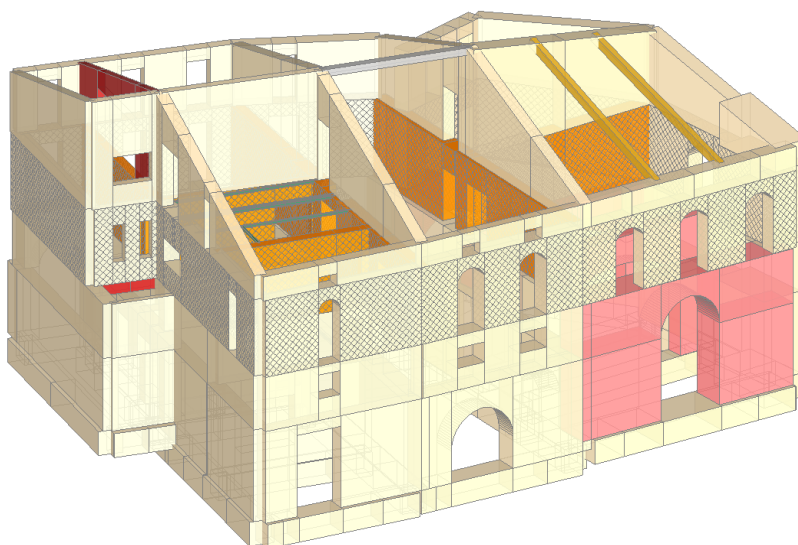
Consolidamento del solaio di calpestio della sala Consiliare

Il solaio in laterocemento con travi in c.a. e tavelle coprente il sotto passo che da Porta del Borgo conduce a Piazza Braccio Fortebraccio sarà collegato alle murature d'ambito attraverso l'inserimento all'estradosso di piatti in acciaio lungo le pareti perimetrali ancorati tramite perfori armati con barre in acciaio iniettati con malta a base di calce idraulica a ritiro controllato; vista l'eccessiva deformabilità di alcuni campi, si provvederà inoltre ad irrigidire il solaio sia nel proprio piano che in quello verticale, mediante la realizzazione di soletta in calcestruzzo strutturale alleggerito, tipo LECA CLS 1600, resa collaborante con le travi in c.a. mediante l'inserimento di opportuni spinotti in acciaio iniettati con resina epossidica, previa demolizione dell'attuale pavimento in cotto levigato della Sala Consiliare e ripristino con un nuovo pavimento in cotto realizzato con piastrelle del tipo fatto a mano levigate e trattate a cera naturale trasparente.

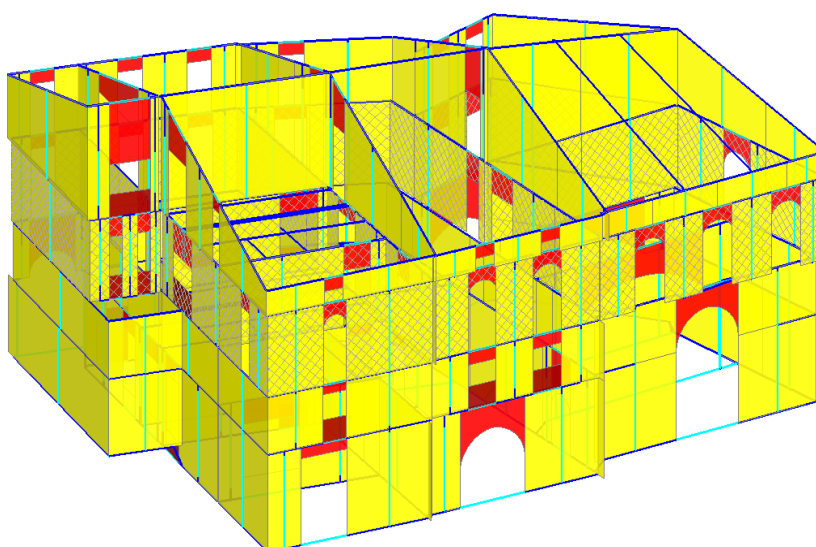
5.2 Criteri di modellazione, analisi e verifica

Il modello agli elementi finiti di "Progetto" è stato implementato a partire dal modello di "Stato Attuale" pertanto ha ereditato tutte le scelte di modellazione fatte in precedenza e dettagliatamente descritte nella Relazione "VVS-R.1" sulla vulnerabilità dello Stato di Fatto.

Si riportano le immagini assonometriche del "Modello Architettonico" e "Modello Strutturale" di progetto:



Vista Assonometrica del "Modello Architettonico" da via Sant'Albertino



Vista Assonometrica del "Modello Strutturale" da via Sant'Albertino

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 22 di 53

Il modello di recepisce gli interventi di consolidamento delle murature previsti al "Piano Primo" per i quali: alle pareti perimetrali sono stati assegnati i coefficienti migliorativi delle caratteristiche meccaniche dovuti ai diaframi artificiali ed alle iniezioni, mentre alle pareti interne, è stato in aggiunta assegnato anche il coefficiente amplificativo relativo alla malta buona.

Sono state apportate delle modifiche al solaio di copertura della sala consiliare sia nella geometria che nei carichi per tenere conto dell'intervento di rifacimento della copertura in legno con puntoni, arcarecci e vergoli.

Si è inoltre tenuto conto degli interventi di collegamento dei solai alle murature con l'ipotesi di livello rigido per i solai di copertura del piano ammezzato e primo.

Nelle analisi cinematiche (meccanismi di I modo) si è tenuto conto dei presidi (catene e cerchiatura dei solai) introdotti dagli interventi di progetto valutandone l'efficacia caso per caso. Le azioni ammissibili adottate nel calcolo sono specificate in seguito.

La descrizione delle analisi e delle verifiche condotte sono riportate dettagliatamente nella relazione "VVS-R.1" ed al par. 2.1. Per completezza si riporta un breve riepilogo delle analisi condotte, tenendo conto che l'edificio ai fini della definizione dell'input sismico risulta in "**classe d'uso IV**".

Lo studio della struttura è stato così eseguito:

- L'analisi statica non sismica: è stata effettuata per tutte le combinazioni che comprendono i soli carichi statici ed altre che includono anche il carico da neve e da vento e consente di valutare lo stato di sollecitazione dei vari elementi strutturali, nelle diverse condizioni e combinazioni di carico, adottato per le verifiche agli SLU.
- L'analisi dinamica modale lineare: è stata effettuata in combinazione sismica, mediante fattore di struttura q . I risultati ottenuti sono stati utilizzati per le verifiche di rigidezza nei confronti degli SLO.
- L'analisi statica non lineare (pushover): ha consentito di indagare la risposta della struttura considerando gli elementi murari a comportamento non lineare (elasto-plastico).
Il risultato dell'analisi è costituito dalla curva di capacità, un diagramma riportante in ascissa lo spostamento del punto di controllo e in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base).
Tale analisi statica non lineare è stata effettuata assegnando come distribuzioni principale e secondaria rispettivamente la prima distribuzione del Gruppo 1 (distribuzione lineare, proporzionale alle forze statiche utilizzate per l'analisi statica lineare) e la seconda del Gruppo 2 (distribuzione uniforme di forze proporzionale alle masse).
I risultati delle analisi sono stati utilizzati per valutare il livello di sicurezza allo stato attuale e ricavare gli indici di rischio sismico nei confronti delle verifiche di resistenza agli SLD ed SLV richieste dalle NTC18.
- Analisi sismica mediante studio dei cinematismi di collasso locale: le verifiche cinematiche costituiscono un riferimento fondamentale per gli edifici monumentali; per questo sono state condotte numerose verifiche dei meccanismi locali per indagare la stabilità dei pannelli rispetto alle azioni ortogonali che inducono meccanismi di ribaltamento e flessione verticale.
Tali meccanismi di I modo, sono quelli più facilmente attivabili, per un edificio esistente, in caso di evento sismico.
L'analisi di tali meccanismi ha restituito i relativi indici di sicurezza in termini di fattore di accelerazione e di tempi di ritorno allo Stato Limite Ultimo di salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD).

Lo studio del comportamento della struttura è stato pertanto condotto in maniera esaustiva e completa, indagando la struttura sia nel suo comportamento "globale" che eseguendo valutazioni "locali" sui singoli pannelli murari.

Si riporta una tabella riepilogativa delle analisi condotte e delle corrispondenti verifiche effettuate:

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 23 di 53

TIPOLOGIA DI ANALISI	TIPO DI VERIFICA	STATO LIMITE
Analisi statica non sismica	Resistenza	SLU
Analisi dinamica modale lineare	Rigidezza	SLO
Analisi statica non lineare (pushover)	Capacità Globale	SLV ed SLD
Analisi cinematica	Meccanismi locali	SLV ed SLD

Ai fini della analisi di vulnerabilità della struttura sotto le azioni sismiche, per l'individuazione di un indice di sicurezza rappresentativo delle condizioni allo stato attuale, nei confronti di ciascun stato limite, si è ritenuto significativo assumere il parametro minore tra quelli ricavati dalle analisi sismiche sopra riportate.

5.3 Verifiche del fabbricato in condizioni statiche allo SLU

Il programma di calcolo PCM provvede ad effettuare verifiche in condizioni statiche, tenendo conto dell'involuppo delle combinazioni di carico, che includono anche carichi da neve e da vento secondo quanto previsto dalle NTC18 e relativa Circolare Applicativa.

Di seguito si riporta la sintesi dei coefficienti minimi di sicurezza ottenuti per il modello globale 3D di Progetto, riferiti all'involuppo delle combinazioni di carico, valutando quindi la combinazione più gravosa.

Nella tabella è riportata:

- a sinistra il valore del coefficiente di sicurezza più basso riscontrato nelle verifiche;
- a destra la percentuale degli elementi verificati rispetto al totale.

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		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifica di Resistenza (RES)		
Involuppo CCC		
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.036	100%
Taglio scomimento [§4.5.6]	2.473	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.646	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	1.170	100%
Pressofless. ortog. [§4.5.6.2]		
SL di tipo geotecnico (GEO): Capacità portante del terreno e Scomimento sul piano di posa [§6.4.2.1]	2.463	

Progetto – Analisi statica – Involuppo combinazioni SLU

Dalla tabella precedentemente riportata si evince che in condizioni statiche la totalità degli elementi risulta verificata.

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 24 di 53

Le carenze statiche a pressoflessione complanare, evidenziate nello Stato Attuale, vengono sanate grazie agli interventi di rinforzo delle murature al piano primo.

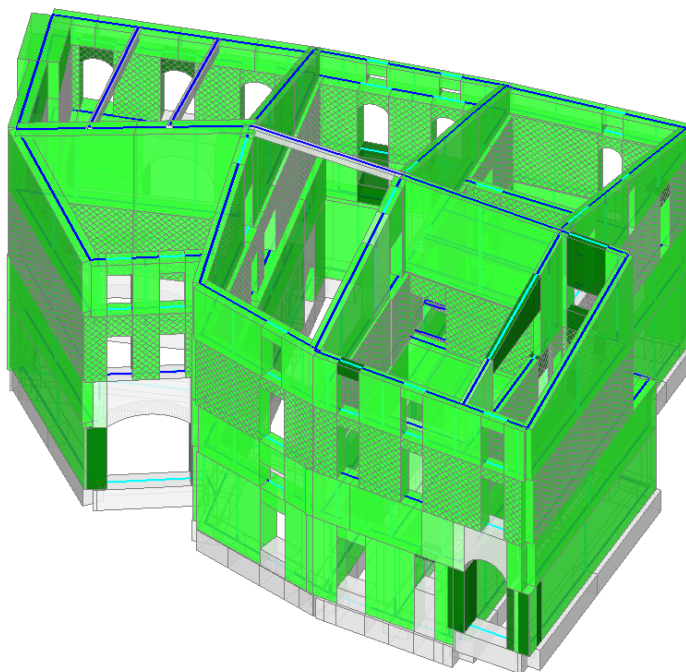
Le carenze statiche a pressoflessione ortogonale nello Stato Attuale, interessavano prevalentemente aste posizionate al livello di copertura, che sotto azioni assiali modeste e momenti flettenti fuori piano diversi da zero, fornivano coefficienti di verifica inferiori all'unità. Con gli interventi proposti in progetto, come il collegamento del cordolo sommitale di copertura, che garantisce un irrigidimento fuori piano dei maschi, e grazie al rifacimento del solaio di copertura della "sala consiliare", anche le verifiche a pressoflessione ortogonale sono condotte con esito positivo.

La rappresentazione grafica delle verifiche a pressoflessione, taglio e pressoflessione ortogonale eseguite, viene sinteticamente riportato nelle pagine che seguono mediante immagini a colori ove:

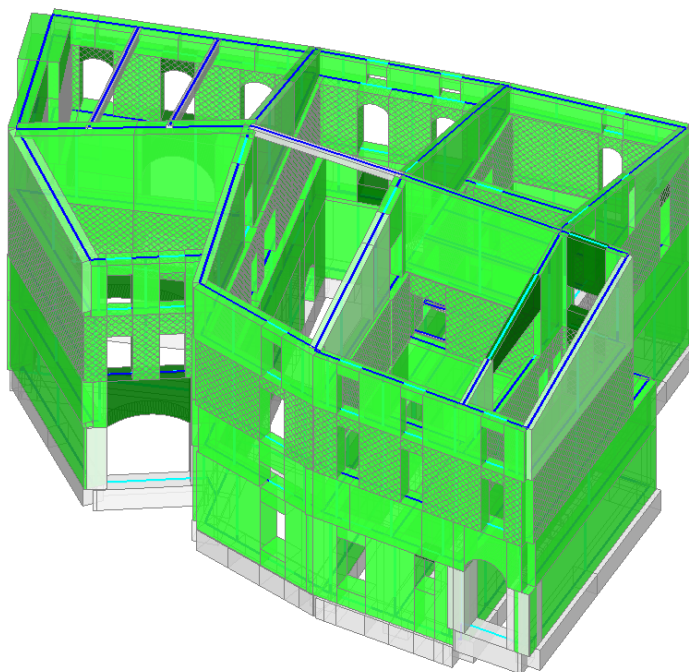
- con il **colore rosso** sono evidenziati i maschi per i quali la **verifica non è soddisfatta** (rapporto tra azioni resistenti e azioni agenti minore di 1);

- con il **colore verde** sono indicati i maschi per i quali la **verifica è soddisfatta** (rapporto tra azioni resistenti e azioni agenti maggiore o uguale a 1).

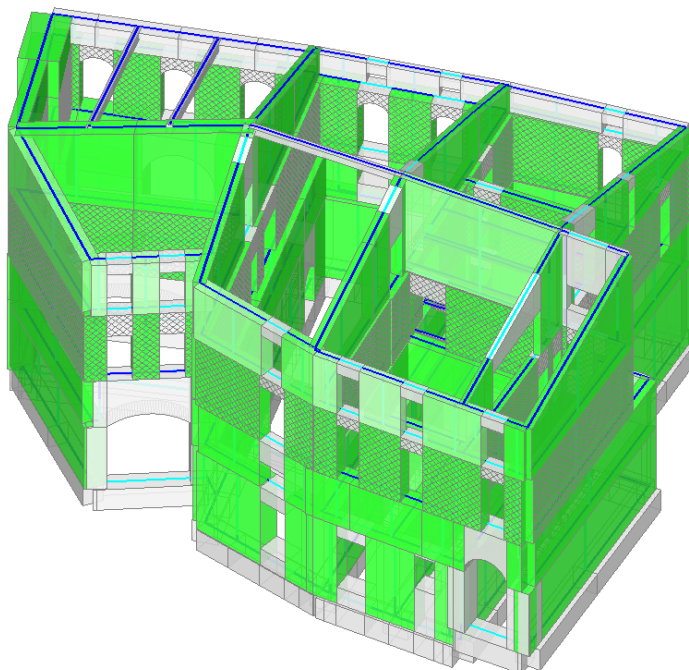
L'intensità della colorazione indica di quanto ci si allontana dal valore di riferimento (rapporto pari a 1).



Assonometria delle Verifiche a pressoflessione



Assonometria delle Verifiche a taglio



Assonometria delle Verifiche a pressoflessione ortogonale 3D

5.4 Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche allo SLD ed SLV – analisi pushover

Le verifiche di resistenza in condizioni sismiche, allo SLD ed SLV sono state effettuate mediante analisi pushover. La verifica globale è condotta controllando che la domanda in spostamento sia inferiore alla capacità in spostamento (relativa allo stato limite considerato), in tal caso la verifica è soddisfatta.

L'analisi è stata condotta in relazione alle due distinte distribuzioni di forze orizzontali indicate al paragrafo C8.7.1.3.1 della Circolare alle NTC18 per gli edifici esistenti. Le curve adottate sono le seguenti:

- Prima distribuzione del Gruppo 1 – Curva A;
- Prima distribuzione del Gruppo 2 – Curva E;

L'edificio è stato analizzato applicando ogni distribuzione delle forze (A-E) nelle direzioni +X, -X, +Y e -Y. Gli effetti dell'azione sismica sono stati ricavati dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando i coefficienti moltiplicativi della seguente espressione, come specificato al par. 7.3.5 delle NTC18:

$$E_x + 0,30 E_y + 0,30 E_z$$

Nelle analisi, cautelativamente, si è tenuto conto, nel caso in cui forniscono condizioni peggiorative, anche degli effetti prodotti dalla eccentricità accidentali e della sovrapposizione della componente sismica verticale E_z .

Il numero delle curve analizzate risulta pari a 96.

Le verifiche eseguite per i maschi murari ai vari passi dell'analisi sono:

- verifica a pressoflessione nel piano;
- verifica a taglio per scorrimento;
- verifica a taglio per fessurazione diagonale;
- verifica a pressoflessione ortogonale.

Le strisce sono state considerate con comportamento ad arco e sono state verificate a taglio.

Le curve di capacità della struttura reale analizzata (sistema a più gradi di libertà: M-GDL) vengono rappresentate in diagrammi che riportano in ascisse lo Spostamento del punto di controllo, ed in ordinate il Taglio globale alla base. Per ogni curva, attraverso le relazioni di equivalenza dinamica, riportate al punto C7.3.4.2, viene definita la corrispondente curva del sistema ad un grado di libertà equivalente 1-GDL, e successivamente il diagramma bilineare, attraverso il quale è possibile definire la domanda sismica (spostamento richiesto secondo lo spettro di risposta) del sistema 1-GDL, ricondotta infine alla domanda per il sistema M-GDL.

Si riporta il report con l'elenco delle curve pushover analizzate con gli indici di rischio espressi in termini di PGA e T_R .

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 27 di 53

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)
1	●	☑	A	+X'	+0.3Y'			L4	1.049	1.214	61	0.812	0.624
2	●	☐	A	+X'	+0.3Y'		±	L4	0.760	0.372	19	0.630	0.376
3	●	☐	A	+X'	+0.3Y'	+		L4	1.049	1.214	61	0.812	0.624
4	●	☐	A	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.760	0.372	19	0.630	0.376
5	●	☐	A	+X'	+0.3Y'	-		L4	1.041	1.189	59	0.801	0.604
6	●	☐	A	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.755	0.370	19	0.619	0.366
7	●	☐	A	+X'	-0.3Y'			L4	1.096	1.472	74	0.873	0.723
8	●	☐	A	+X'	-0.3Y'		±	L4	0.780	0.406	20	0.663	0.416
9	●	☐	A	+X'	-0.3Y'	+		L4	1.098	1.494	75	0.884	0.752
10	●	☐	A	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.786	0.408	20	0.674	0.426
11	●	☐	A	+X'	-0.3Y'	-		L4	1.085	1.429	71	0.862	0.693
12	●	☐	A	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.778	0.398	20	0.652	0.406
13	●	☐	A	+Y'	+0.3X'			L4	0.837	0.510	26	1.083	1.218
14	●	☐	A	+Y'	+0.3X'		±	L4	0.729	0.334	17	0.818	0.634
15	●	☐	A	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.804	0.440	22	1.044	1.089
16	●	☐	A	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.718	0.319	16	0.796	0.594
17	●	☐	A	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.910	0.700	35	1.138	1.376
18	●	☐	A	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.778	0.401	20	0.862	0.693
19	●	☐	A	+Y'	-0.3X'			L4	0.871	0.593	30	1.088	1.238
20	●	☐	A	+Y'	-0.3X'		±	L4	0.786	0.409	20	0.818	0.634
21	●	☐	A	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.837	0.504	25	1.061	1.149
22	●	☐	A	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.767	0.385	19	0.812	0.624
23	●	☐	A	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.930	0.759	38	1.105	1.277
24	●	☐	A	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.827	0.486	24	0.834	0.663
25	●	☐	A	-X'	+0.3Y'			L4	1.098	1.487	74	0.867	0.723
26	●	☐	A	-X'	+0.3Y'		±	L4	0.786	0.408	20	0.663	0.416
27	●	☐	A	-X'	+0.3Y'	+		L4	1.085	1.421	71	0.862	0.693
28	●	☐	A	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.780	0.404	20	0.652	0.406
29	●	☐	A	-X'	+0.3Y'	-		L4	1.103	1.516	76	0.884	0.752
30	●	☐	A	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.786	0.410	21	0.663	0.416
31	●	☐	A	-X'	-0.3Y'			L4	1.041	1.189	59	0.801	0.614
32	●	☐	A	-X'	-0.3Y'		±	L4	0.755	0.370	19	0.630	0.376
33	●	☐	A	-X'	-0.3Y'	+		L4	1.041	1.189	59	0.801	0.604
34	●	☐	A	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.755	0.370	19	0.619	0.366
35	●	☐	A	-X'	-0.3Y'	-		L4	1.044	1.201	60	0.812	0.624
36	●	☐	A	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.760	0.373	19	0.630	0.376
37	●	☐	A	-Y'	+0.3X'			L4	0.902	0.668	33	1.083	1.218
38	●	☐	A	-Y'	+0.3X'		±	L4	0.798	0.434	22	0.829	0.644
39	●	☐	A	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.943	0.802	40	1.116	1.307
40	●	☐	A	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.829	0.495	25	0.834	0.663
41	●	☐	A	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.855	0.551	28	1.061	1.149
42	●	☐	A	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.778	0.398	20	0.812	0.624
43	●	☐	A	-Y'	-0.3X'			L4	0.835	0.497	25	1.061	1.149
44	●	☐	A	-Y'	-0.3X'		±	L4	0.736	0.346	17	0.812	0.624
45	●	☐	A	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.910	0.700	35	1.138	1.376
46	●	☐	A	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.798	0.438	22	0.862	0.693
47	●	☐	A	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.793	0.428	21	1.000	0.990
48	●	☐	A	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.718	0.318	16	0.779	0.564

Stato attuale – Distr. A – Indicatori di rischio sismico analisi pushover

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 28 di 53

49	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'			L4	0.796	0.434	22	0.890	0.762
50	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'		±	L4	0.922	0.733	37	0.779	0.564
51	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+		L4	0.796	0.434	22	0.906	0.782
52	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.891	0.645	32	0.790	0.574
53	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-		L4	0.793	0.428	21	0.884	0.752
54	⊙	□	E	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.889	0.631	32	0.773	0.554
55	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'			L4	0.840	0.516	26	0.956	0.881
56	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'		±	L4	0.956	0.839	42	0.829	0.644
57	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+		L4	0.848	0.531	27	0.956	0.881
58	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.943	0.802	40	0.834	0.653
59	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-		L4	0.824	0.479	24	0.917	0.812
60	⊙	□	E	+X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.966	0.865	43	0.812	0.614
61	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'			L4	0.824	0.479	24	1.000	1.010
62	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'		±	L4	0.791	0.423	21	0.917	0.812
63	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+		L4	0.780	0.405	20	0.972	0.921
64	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.752	0.365	18	0.873	0.723
65	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	-		L4	0.884	0.615	31	1.061	1.129
66	⊙	□	E	+Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.863	0.571	29	0.939	0.861
67	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'			L4	0.928	0.742	37	1.000	1.010
68	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'		±	L4	0.886	0.624	31	0.901	0.782
69	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'	+		L4	0.868	0.579	29	0.978	0.941
70	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.845	0.525	26	0.884	0.743
71	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'	-		L4	0.987	0.941	47	1.044	1.089
72	⊙	□	E	+Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.935	0.768	38	0.923	0.832
73	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'			L4	0.840	0.516	26	0.956	0.881
74	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'		±	L4	1.031	1.126	56	0.829	0.644
75	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'	+		L4	0.827	0.491	25	0.956	0.881
76	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'	+	±	L4	0.966	0.865	43	0.812	0.624
77	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'	-		L4	0.840	0.516	26	0.961	0.901
78	⊙	□	E	-X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.912	0.692	35	0.829	0.644
79	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'			L4	0.786	0.412	21	0.867	0.703
80	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'		±	L4	0.917	0.708	35	0.773	0.554
81	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'	+		L4	0.778	0.401	20	0.862	0.693
82	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.876	0.601	30	0.762	0.545
83	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'	-		L4	0.804	0.439	22	0.906	0.782
84	⊙	□	E	-X'	-0.3Y'	-	±	L4	0.899	0.661	33	0.790	0.574
85	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'			L4	0.920	0.720	36	1.000	1.010
86	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'		±	L4	0.884	0.621	31	0.901	0.782
87	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'	+		L4	0.974	0.901	45	1.033	1.069
88	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.925	0.737	37	0.923	0.832
89	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'	-		L4	0.881	0.608	30	0.978	0.950
90	⊙	□	E	-Y'	+0.3X'	-	±	L4	0.842	0.522	26	0.884	0.743
91	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'			L4	0.817	0.463	23	1.017	1.030
92	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'		±	L4	0.791	0.419	21	0.917	0.812
93	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'	+		L4	0.899	0.661	33	1.061	1.149
94	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'	+	±	L4	0.884	0.620	31	0.945	0.871
95	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'	-		L4	0.770	0.391	20	0.956	0.881
96	⊙	□	E	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.752	0.364	18	0.867	0.713

Stato attuale – Distr. E – Indicatori di rischio sismico analisi pushover

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

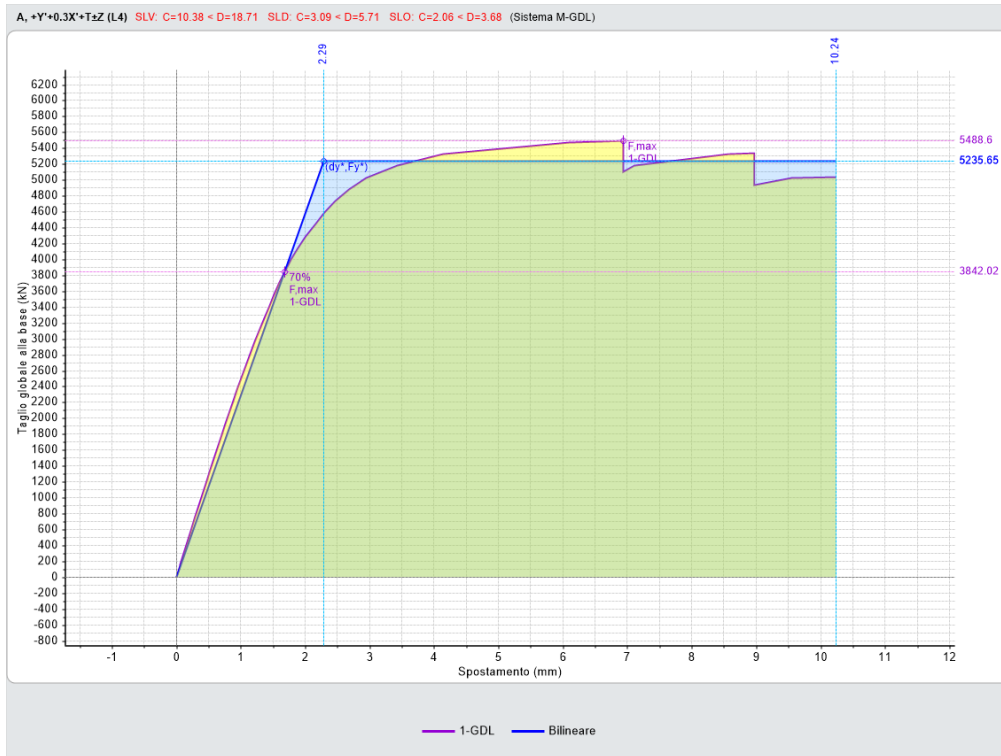
Le curve che forniscono il minore indice di rischio agli stati limite considerati sono: le curve **n. 16 e 48** della **distribuzione A** per lo **SLV** e le curve **n. 6 e 34** della **distribuzione A** per lo **SLD**.

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$
16	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'	+	±	L4	0.718	0.319	16	0.796	0.594
48	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-Y'	-0.3X'	-	±	L4	0.718	0.318	16	0.779	0.564
14	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+Y'	+0.3X'		±	L4	0.729	0.334	17	0.818	0.634

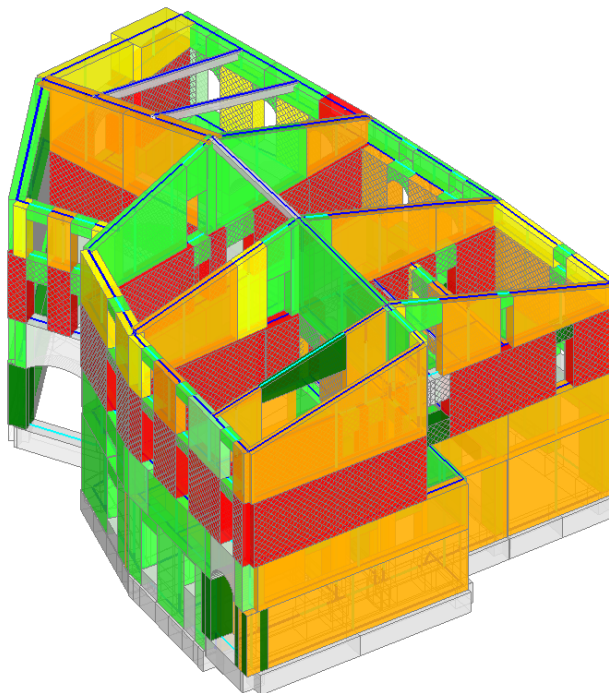
Curva più gravosa allo **SLV** – n.16

N° curva	Corrente	Vista	Distr.	Direz.	Direz. 2	Mt.	Ez.	Control	$\zeta_{PGA}(SLV)$	$\zeta_{TR}(SLV)$	VN,CLV	$\zeta_{PGA}(SLD)$	$\zeta_{TR}(SLD)$
6	<input checked="" type="radio"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'	-	±	L4	0.755	0.370	19	0.619	0.366
34	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	-X'	-0.3Y'	+	±	L4	0.755	0.370	19	0.619	0.366
2	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	A	+X'	+0.3Y'		±	L4	0.760	0.372	19	0.630	0.376

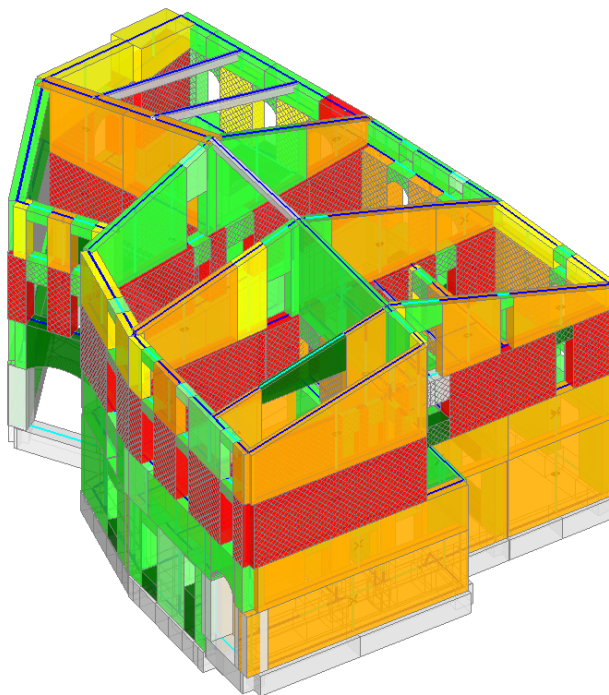
Curve più gravose allo **SLD** – n. 6 e 34**Studio della curva più gravosa allo SLV**PROGETTO – curve M-GDL e 1-GDL della push over più gravosa – **SLV**



PROGETTO – curve 1-GDL e bilineare equivalente della pushover più gravosa – **SLV**



Ultimo passo pushover - report verifiche a pressoflessione.



Ultimo passo pushover - report verifiche a taglio.

L'analisi della storia evolutiva delle curve consente di determinare come l'arresto della pushover sia dovuto al collasso di tutti gli elementi al "Piano Primo" sotto azioni complanari.

Dall'analisi degli indici si nota che la curva che ha prodotto il minor indicatore allo SLV è quella relativa alla distribuzione di forze A con direzione principale +Y, in combinazione bidirezionale delle azioni, con l'aggiunta dell'azione sismica verticale e dell'eccentricità accidentale.

L'indicatore di rischio in termini di PGA a seguito degli interventi di progetto risulta essere $\zeta_{E\ SLV,PGA} = 0,718$.

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

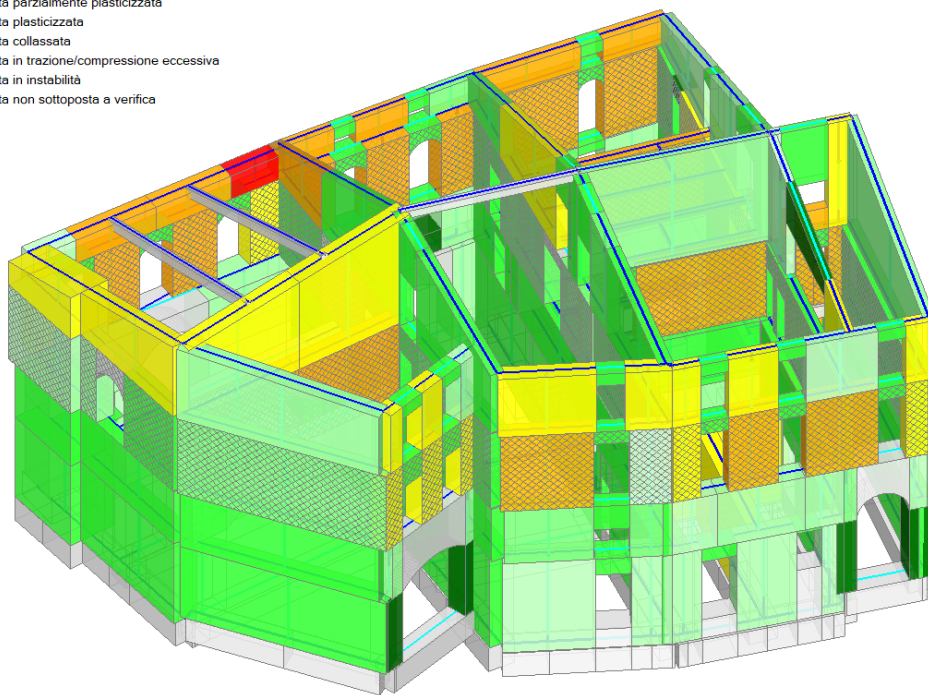
Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

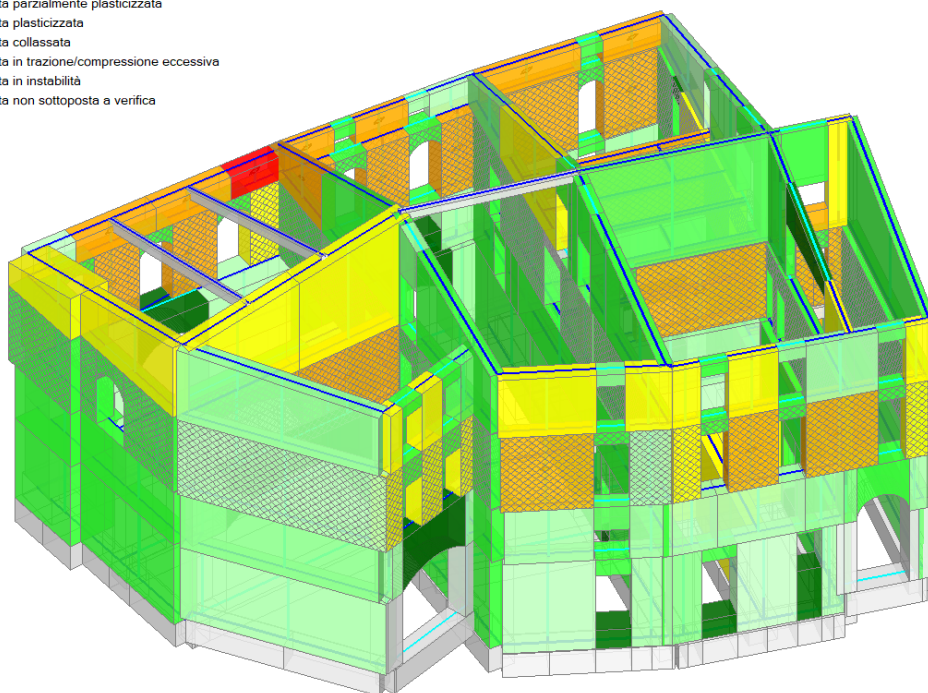
pagina 33 di 53

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Report verifiche a pressoflessione.
Passo in cui si raggiunge la capacità di spostamento limite allo SLD.

- Asta in fase elastica
- Asta parzialmente plasticizzata
- Asta plasticizzata
- Asta collassata
- Asta in trazione/compressione eccessiva
- Asta in instabilità
- Asta non sottoposta a verifica



Report verifiche a taglio.
Passo in cui si raggiunge la capacità di spostamento limite allo SLD.

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 34 di 53

L'analisi della storia evolutiva delle curve consente di determinare come la capacità allo SLD sia determinata dalla plasticizzazione di tutti gli elementi verticali al "Piano Primo" sotto azioni complanari.

Dall'analisi degli indici si nota che la curva che ha prodotto il minor indicatore allo SLD è quella relativa alla distribuzione di forze A con direzione principale +X, in combinazione bidirezionale delle azioni, con l'aggiunta del momento torcente e dell'effetto dell'azione sismica verticale Ez.

L'indicatore di rischio in termini di PGA allo stato limite di danno risulta essere $\zeta_{E,SLD,PGA} = 0,619$.

Di seguito si riporta le sintesi degli indici di rischio derivanti dalle analisi pushover allo stato attuale:

STATO LIMITE CONSIDERATO	INDICE DI RISCHIO $\zeta_{E,SL} (PGA_c/PGA_d)$
SLD	0,619
SLV	0,718

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 35 di 53

5.5 Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche allo SLO – analisi lineare

Il programma di calcolo PCM provvede ad effettuare verifiche in condizioni sismiche mediante analisi dinamica modale lineare secondo quanto previsto dalle NTC18 e relativa Circolare Applicativa.

Ai fini delle verifiche allo Stato Limite di Operatività (SLO - in termini di rigidezza), si è ritenuto opportuno adottare i risultati ottenuti dalle analisi lineari essendo questi maggiormente rappresentativi del comportamento in fase elastica della struttura sotto le azioni di progetto, seguendo le indicazioni riportate al cap. 4 della presente relazione.

Di seguito si riporta la sintesi degli indicatori di rischio che definiscono il livello di sicurezza per lo Stato attuale nel modello globale 3D descritto precedentemente. Il programma di calcolo fornisce in output direttamente il calcolo degli indicatori di rischio in termini di accelerazione e tempi di ritorno.

**Progetto – Analisi dinamica modale lineare – SLO**

Dalla immagine riportata in precedenza, si evince che la verifica in termini di rigidezza non è comunque soddisfatta a seguito degli interventi di progetto, nei confronti della domanda definita dalle NTC18. L'indicatore di rischio risulta essere pari a $\zeta_{E\ SLO,PGA} = 0,917$.

5.6 Verifiche del fabbricato in condizioni sismiche – Analisi dei cinematismi di collasso

Le verifiche sismiche dei cinematismi di collasso sono state eseguite come indicato al par. 4.3 della relazione Illustrativa e di calcolo per la vulnerabilità sismica "VVS.R1".

I cinematismi studiati in Progetto riguardano le stesse pareti e analizzano gli stessi tipi di meccanismo studiati nello "Stato Attuale", a cui si rimanda.

I presidi introdotti mediante gli interventi di progetto sono stati valutati nel seguente modo:

Cerchiatura dei solai mediante piatti perimetrali collegati alle murature (piano ammezzato e piano primo)

Tipologia ritegno : Angolari 120x80x8 mm;
 Area resistente : $A_{res} = 15,5 \text{ cm}^2$;
 Materiale : Acciaio S275 – $f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$;

Forza resistente del singolo angolare: $T_{Rd} = A_{Res} f_{yk} / \gamma_M = 15,50 \cdot 2750 / 1,05 = 40595 \text{ daN} = \mathbf{406 \text{ kN}}$

L'azione di tiro complessiva sarebbe pari a $2 \cdot T_{Rd} = 812 \text{ kN}$, essendo una coppia di angolari ad opporsi ai cinematismi presi in considerazione. In progetto, cautelativamente, è stata assunta un'azione pari alla metà **$T_{Rd} = 406 \text{ kN}$** .

Catene(piano ammezzato)

Tipologia Ritegno : Catena con ancoraggio mediante paletto;
 Materiale : Muratura – $\tau_{vk} = 0,43 \text{ daN/cm}^2$;

Nel calcolo della forza T di ritegno si è tenuto conto del meccanismo di collasso per punzonamento della muratura, con una diffusione delle tensioni su un perimetro medio pari a circa $(2 \times 140 \text{ cm} + 2 \times 60 \text{ cm})$ e su uno spessore della muratura medio pari a 80 cm.

Forza resistente di ritegno della catena: $T_{Rd} = A_{Res} \tau_{vk} / FC / \gamma_M = 32'000 \times 0,43 / 1,06 / 3 = 4160 \text{ daN} = \mathbf{41 \text{ kN}}$

Ritegno cordolo di copertura

Tipologia Ritegno : piatto perimetrale 100x10 mm;
 Area resistente : $A_{res} = 10 \text{ cm}^2$;
 Materiale : Acciaio S275 – $f_{yk} = 2750 \text{ daN/cm}^2$;

Forza resistente del singolo piatto: $T_{Rd} = A_{Res} f_{yk} / \gamma_M = 10 \cdot 2750 / 1,05 = 26190 \text{ daN} = \mathbf{260 \text{ kN}}$

L'azione di tiro complessiva sarebbe pari a $2 \cdot T_{Rd} = 520 \text{ kN}$, essendo una coppia di piatti ad opporsi ai cinematismi presi in considerazione. In progetto, cautelativamente, è stata assunta un'azione pari alla metà **$T_{Rd} = 260 \text{ kN}$** .

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 37 di 53

01. P. ovest-1.1-Rib

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 4.736$

■ SLD

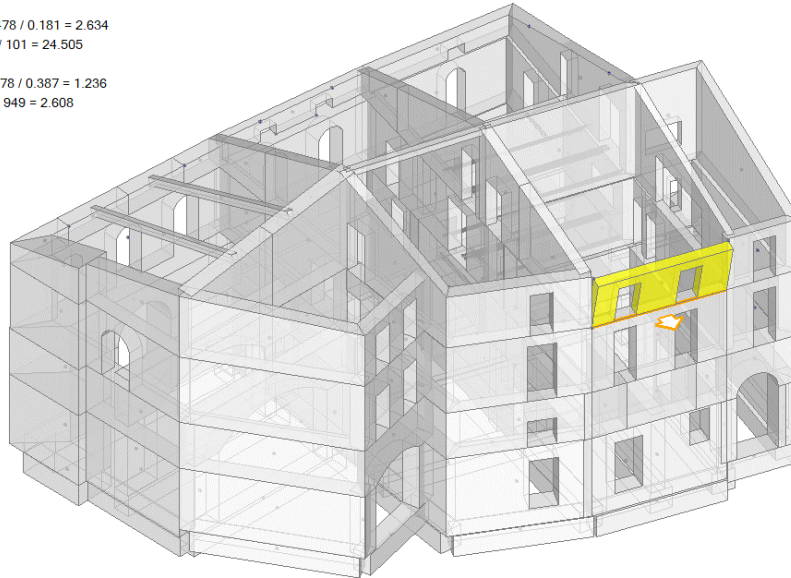
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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

**02. P. ovest-1.2-Rib**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 3.685$

■ SLD

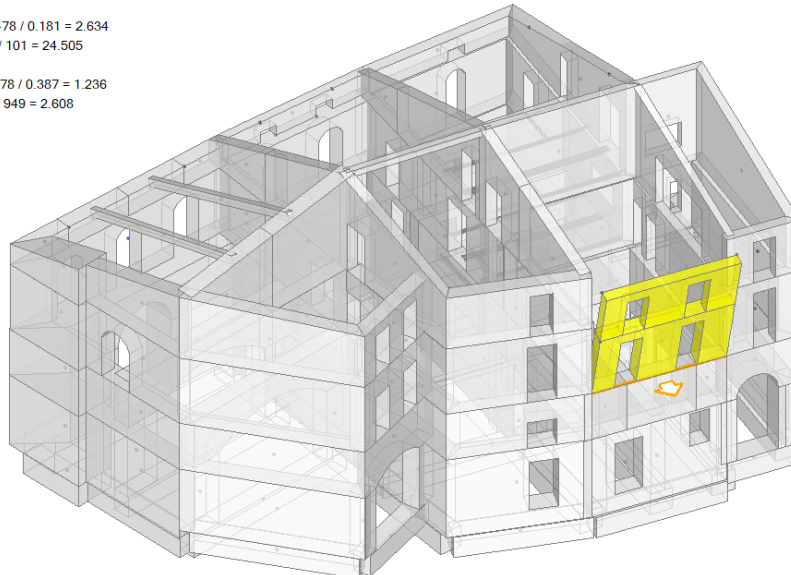
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



03. P. ovest-1.3-Rib

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 1.490$

■ SLD

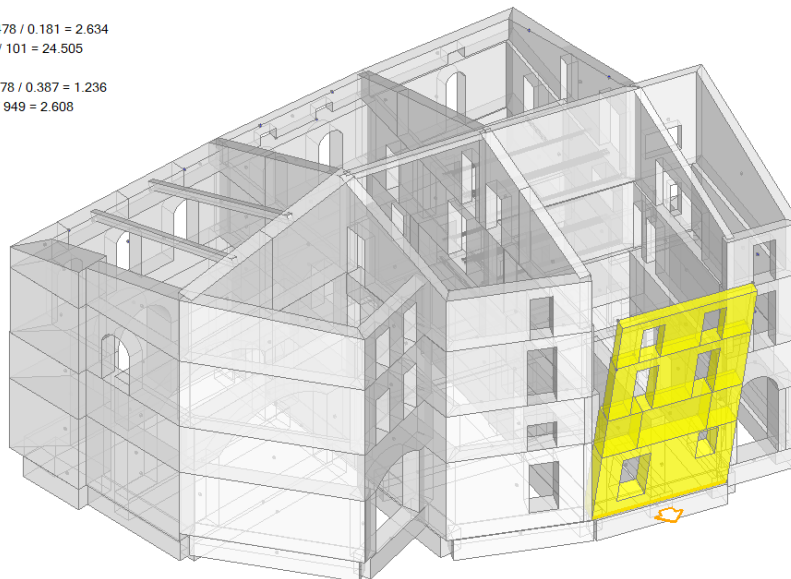
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$

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



04. P. ovest-1.4-Flex

Flessione di parete vincolata ai bordi

$\alpha_0 = 0.252$

■ SLD

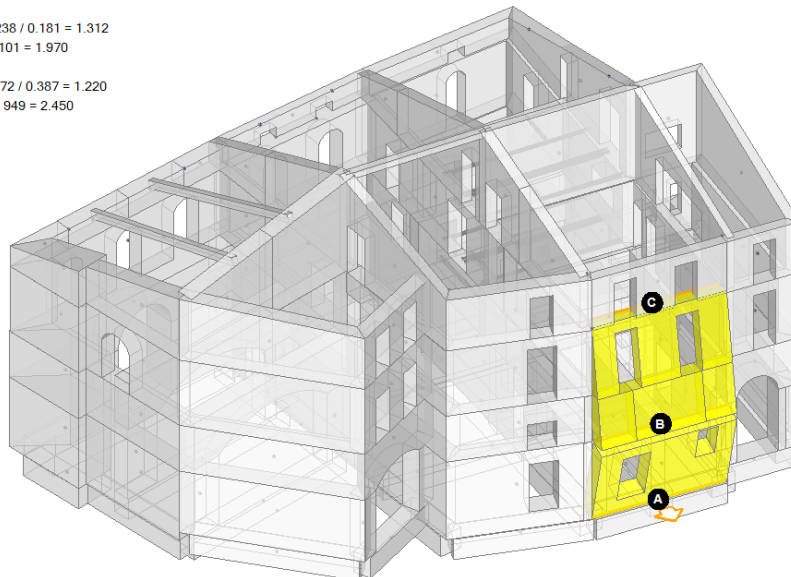
$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.238 / 0.181 = 1.312$

$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 199 / 101 = 1.970$

■ SLV

$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.472 / 0.387 = 1.220$

$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2325 / 949 = 2.450$



**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 39 di 53

05. P. ovest-2.1-Rib

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 2.670$

■ SLD

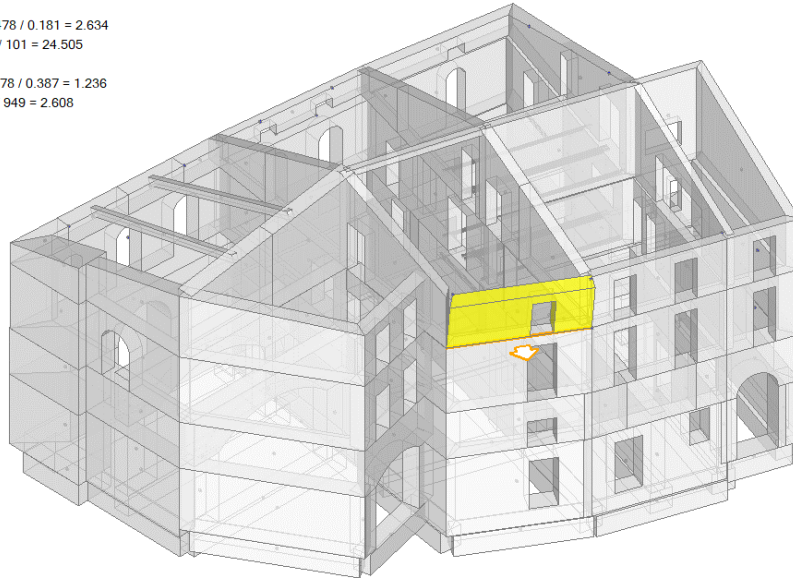
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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

**06. P. ovest-2.2-Rib**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 2.289$

■ SLD

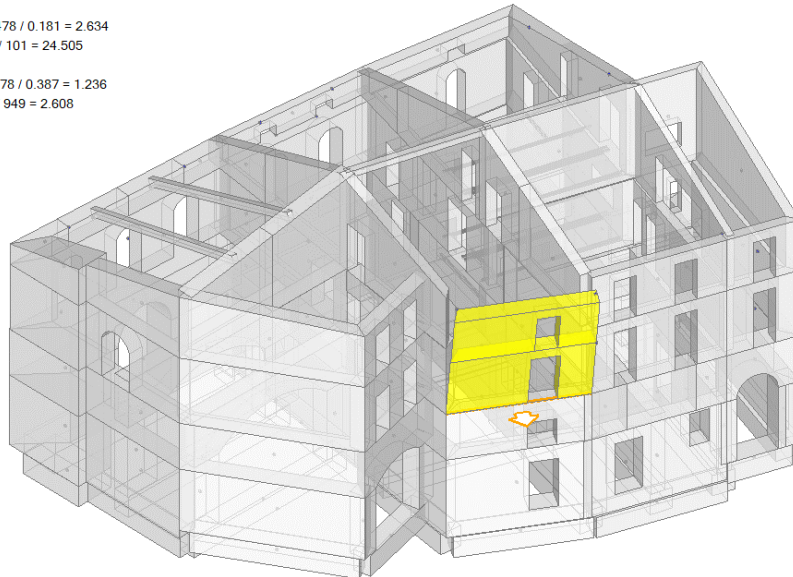
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 40 di 53

07. P. ovest-2.3-Rib

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.951$

■ SLD

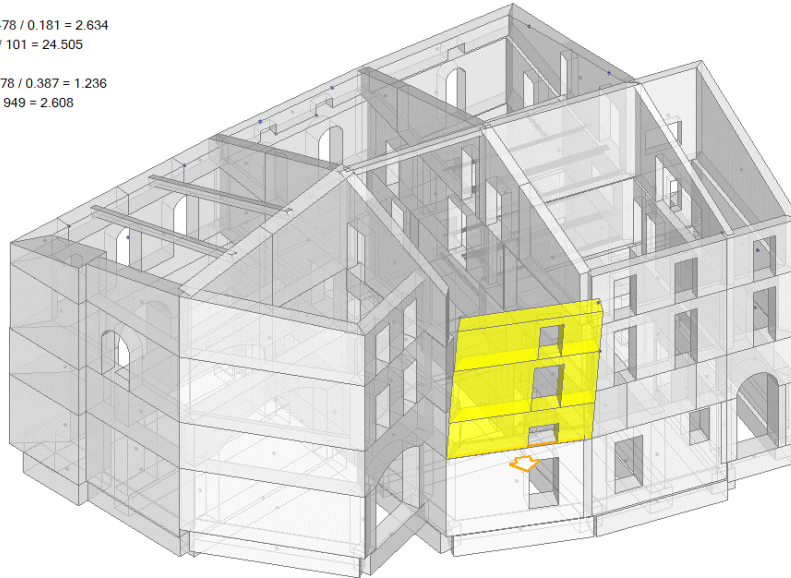
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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

**08. P. ovest-2.4-Rib**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.454$

■ SLD

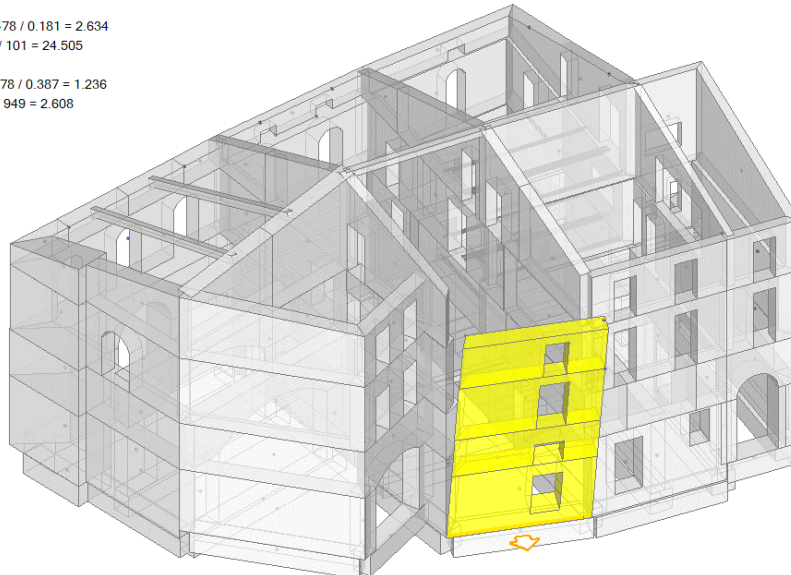
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



09. P.est-3.1-Rib

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 1.131$

■ SLD

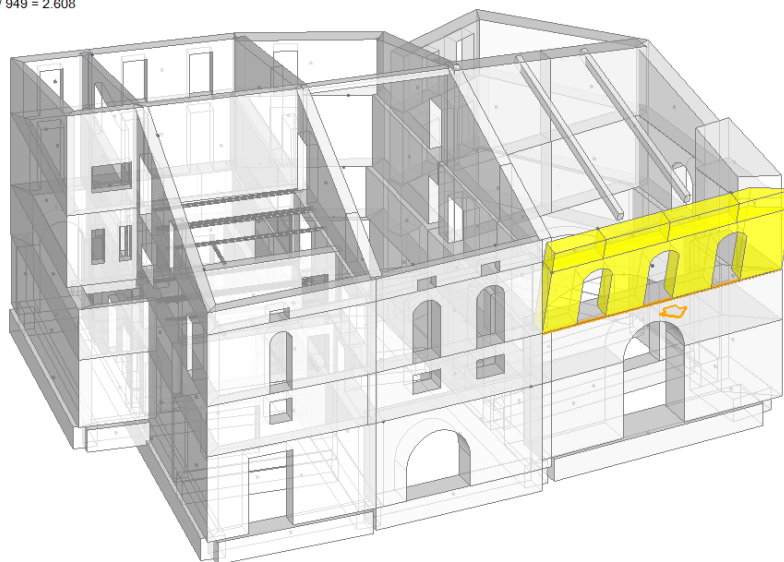
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



10. P.est-3.2-Rib

Ribaltamento semplice

$\alpha_0 = 0.432$

■ SLD

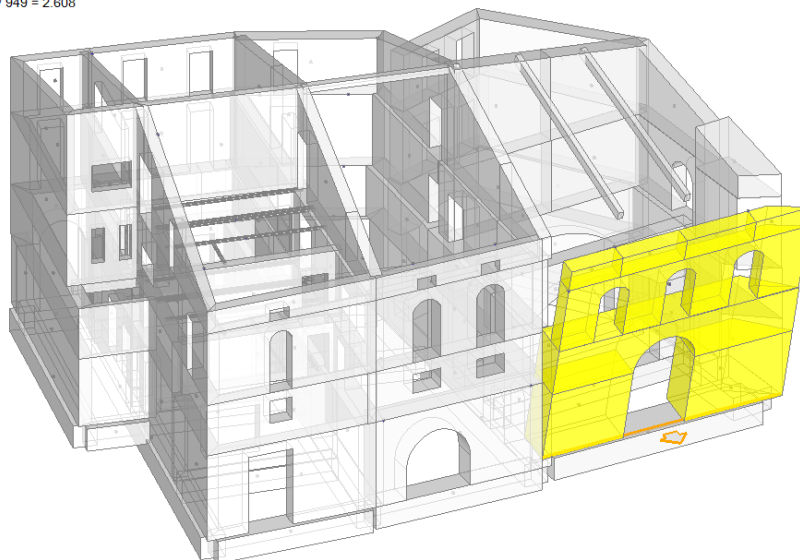
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.408 / 0.181 = 2.249$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 1176 / 101 = 11.644$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 42 di 53

11. P.est-4.1-Rib

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 2.976$

■ SLD

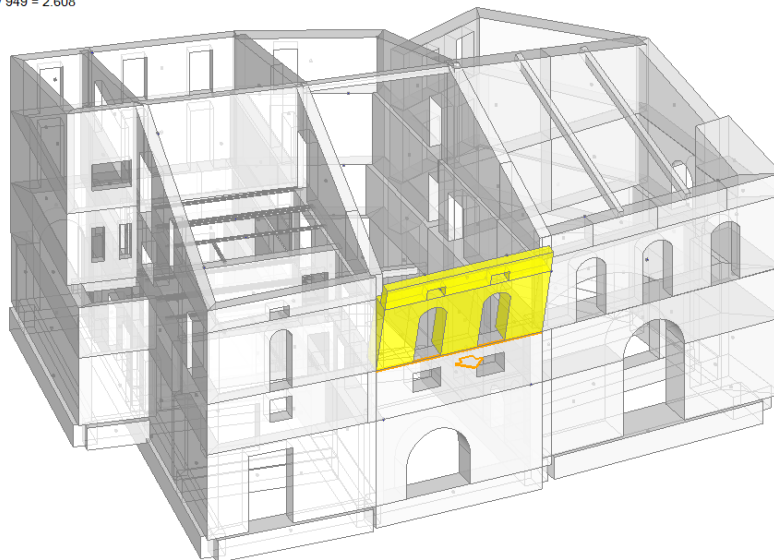
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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

**12. P.est-4.2-Rib**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 2.495$

■ SLD

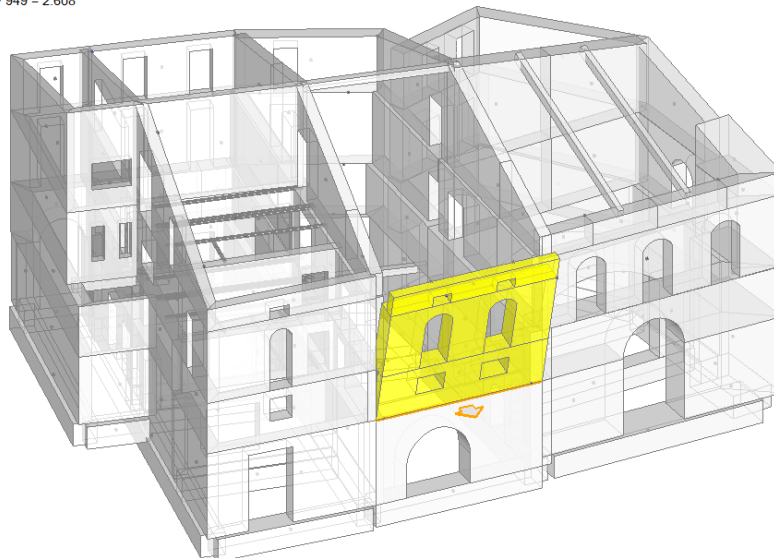
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 43 di 53

13. P.est-4.3-Rib

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.475$

■ SLD

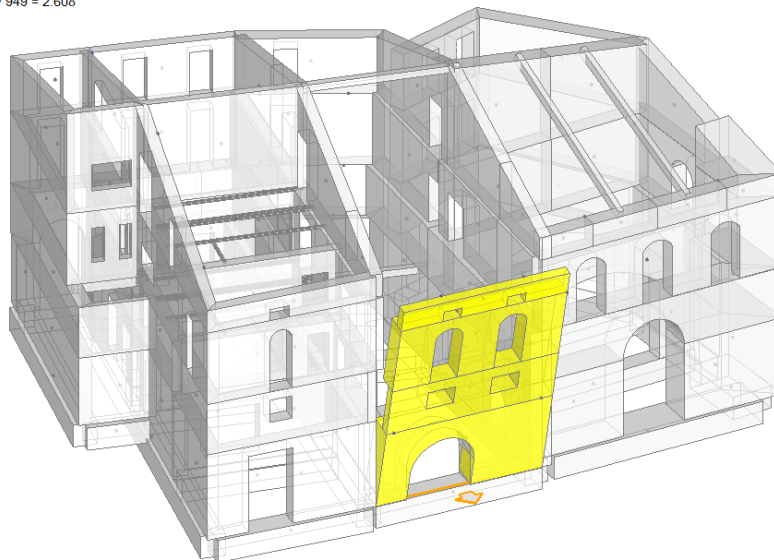
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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

**14. P.sud-5.1-Rib**

Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 1.084$

■ SLD

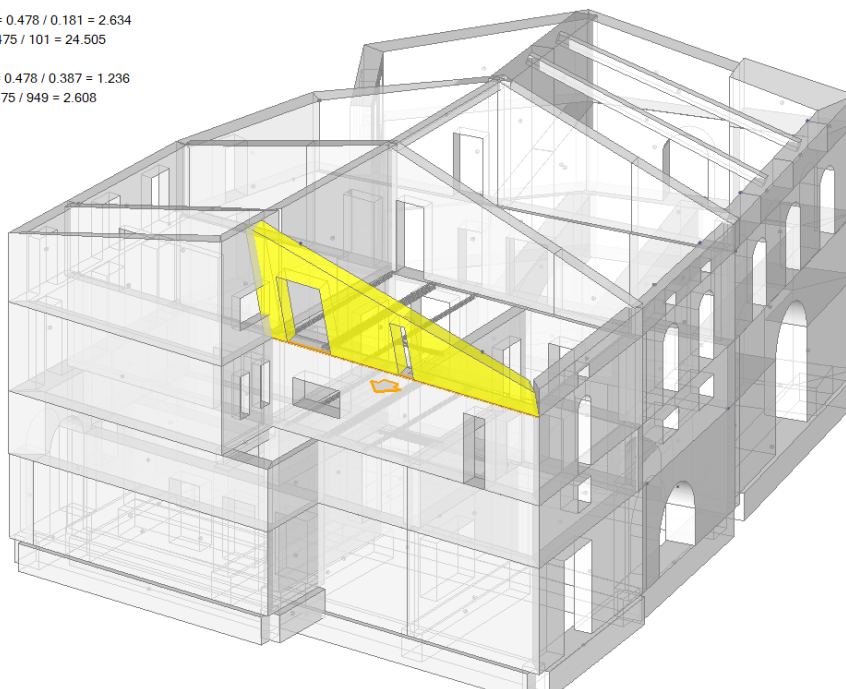
$$PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.478 / 0.181 = 2.634$$

$$TR_{CLD} / TR_{DLD} = 2475 / 101 = 24.505$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$$

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



PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 44 di 53

15. P.sud-5.2-Rib

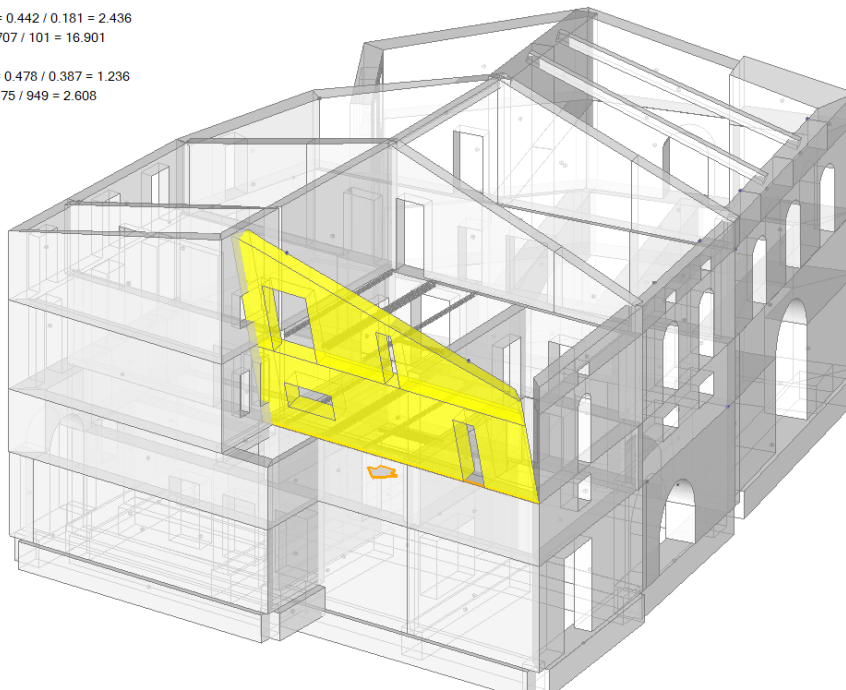
Ribaltamento semplice

 $\alpha_0 = 0.662$

■ SLD

 $PGA_{CLD} / PGA_{DLD} = 0.442 / 0.181 = 2.436$ $TR_{CLD} / TR_{DLD} = 1707 / 101 = 16.901$

■ SLV

 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.478 / 0.387 = 1.236$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 949 = 2.608$ 

La sintesi degli indici di rischio allo SLD ed allo SLV, per ciascun cinematismo presentato, è riportata nella tabella a seguire:

n.	CINEMATISMO	INDICE DI RISCHIO ALLO SLD $\zeta_{E,SLV} (PGA_c/PGA_D)$	INDICE DI RISCHIO ALLO SLV $\zeta_{E,SLD} (PGA_c/PGA_D)$
1	P.ouest - 1.1	2,634	1,236
2	P.ouest - 1.2	2,634	1,236
3	P.ouest - 1.3	2,634	1,236
4	P.ouest - 1.4	1,312	1,220
5	P.ouest - 2.1	2,634	1,236
6	P.ouest - 2.2	2,634	1,236
7	P.ouest - 2.3	2,634	1,236
8	P.ouest - 2.4	2,634	1,236
9	P.est - 3.1	2,634	1,236
10	P.est - 3.2	2,634	1,236
11	P.est - 4.1	2,634	1,236
12	P.est - 4.2	2,634	1,236
13	P.est - 4.3	2,634	1,236
14	P.sud - 5.1	2,634	1,236
15	P.sud - 5.2	2,634	1,236

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione
Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE
Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx
rev_00
pagina 45 di 53

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 46 di 53

5.7 Indici di sicurezza dopo gli interventi di progetto

Come dettagliatamente riportato al par. 2.1, l'edificio in oggetto è in classe d'uso IV. La valutazione della sicurezza e le analisi di vulnerabilità sismica sono quindi condotte agli SLU ed agli SLE secondo quanto previsto dai paragrafi 8.3 e 7.3.6 delle NTC18.

Volendo fornire un riepilogo dei risultati ottenuti dalle analisi allo stato attuale, si può affermare quanto segue:

- Le valutazioni sul livello di sicurezza nei confronti delle azioni statiche agli SLU mostrano come dal punto di vista delle pareti verticali in muratura, l'edificio risulti complessivamente adeguato nei confronti delle azioni non sismiche, quali carichi permanenti e le altre azioni di servizio considerate nelle analisi, secondo i criteri di valutazione esposti dalle NTC18 nei capitoli 2 – 4 – 8.
- Le analisi nei confronti dei cinematismi di corpo rigido (I modo), che potrebbero innescarsi sui vari elementi dell'edificio, nell'ipotesi di efficacia dei presidi esistenti e di progetto, sono sufficienti ad annullare le vulnerabilità evidenziate allo Stato Attuale. Tutti i cinematismi forniscono indici di rischio in termini di PGA superiori all'unità e risultano di fatto impediti sotto le azioni di progetto definite dalle NTC18.
- Le analisi globali, invece, evidenziano come la resistenza delle murature e la loro capacità di sopportare le azioni sismiche "di progetto", presentano delle carenze tali per cui nonostante gli interventi di progetto, una volta impedita la formazione di meccanismi locali di primo modo, l'edificio risulta migliorato nei confronti delle verifiche sismiche, ma comunque senza garantire l'adeguamento ai sensi delle NTC18..

A seguire si riporta una tabella riepilogativa degli indici di rischio in termini di PGA, derivanti dalle diverse analisi effettuate in condizioni sismiche:

TIPOLOGIA DI ANALISI	OGGETTO DI INDAGINE E TIPO DI VERIFICA	STATO LIMITE CONSIDERATO	INDICE DI RISCHIO $\zeta_{E,SL} (PGA_c/PGA_d)$
ANALISI DINAMICA MODALE LINEARE	Analisi Globale 3D	SLO	0,917
PUSHOVER	Analisi Globale 3D	SLD	0,619
		SLV	0,718
ANALISI CINEMATICA	Flessione verticale	SLD	1,312
		SLV	1,220

Dalle considerazioni eseguite, al fine di individuare per l'intero edificio un indice di sicurezza rappresentativo delle condizioni in progetto, si ritiene significativo assumere i parametri minori allo SLV tra quelli ricavati dalle analisi sopra riportate.

Si assume, quindi, il seguente indice di sicurezza, in relazione all'accelerazione sismica:

STATO LIMITE	INDICE DI RISCHIO SISMICO $\zeta_{E,SL} (PGA_c/PGA_d)$
SLV	0,718

5.8 Quantificazione del miglioramento sismico

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 47 di 53

Gli interventi di miglioramento sismico previsti dal presente progetto strutturale conducono alla riduzione del rischio sismico della struttura in oggetto. Al fine di quantificare il miglioramento ottenuto nei confronti dei diversi Stati Limite previsti dalle NTC18, per le costruzioni in classe d'uso IV, si presenta il confronto tra gli indici di rischio espressi in termini di (PGA_C/PGA_D) tra "Stato Attuale" e "Progetto":

TIPOLOGIA DI ANALISI	STATO LIMITE CONSIDERATO	STATO ATTUALE $\zeta_{E,SL} (PGA_C/PGA_D)$	PROGETTO $\zeta_{E,SL} (PGA_C/PGA_D)$	Variazione Indice di rischio $\Delta\zeta_{E,SL}$
ANALISI DINAMICA MODALE LINEARE	SLO	0,778	0,917	0,139
PUSHOVER	SLD	0,558	0,619	0,061
	SLV	0,566	0,718	0,152
ANALISI CINEMATICA	SLD	0,000	1,312	1,312
	SLV	0,000	1,220	1,220

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

6 VERIFICHE LOCALI DEGLI ELEMENTI**6.1 Nuova copertura in legno**

Per tutti gli elementi della copertura si assume una **Classe di Servizio "1"** e, poiché il carico variabile agente è costituito dalla neve, una **Classe di durata del carico "Media"**.

I carichi riportati nell'analisi dei carichi al par. 4.4, ove necessario, sono stati amplificati del fattore 1/cos α pari a 0,95, per tenere conto dell'inclinazione della falda.

6.1.1 Verifiche nuovi vergoli in legno massello

I vergoli, di sezione 8x12 cm, sono disposti ad interasse massimo di 33 cm, le verifiche vengono condotte, cautelativamente, con schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata su una luce massima di 1,3 m. Si riportano le verifiche di resistenza e deformabilità dell'elemento.

U018	Montone	Elemento	Vergoli				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE				FC	VERIFICHE DI RESISTENZA A TRAZIONE		
Tipo di legno	GL24H			1.00	sigma trazione //	0 daN/cm ²	
Larghezza	B	8 cm			sigma trazione amm	106 daN/cm ²	
Altezza	H	12 cm			verifica	0.00	VERIFICA
Densità, media	ρ_{mean}	420 daN/m ³			VERIFICHE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE		
Interasse max		0.33 m			sigma compressione //	0 daN/cm ²	
Rotazione sezione		0.00 tg α			sigma trazione amm	132 daN/cm ²	
Luce trave		1.30 m			verifica	0.00	VERIFICA
Luce di calcolo		1.37 m			VERIFICA A FLESSIONE		
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI					sigma cos α	27 daN/cm ²	
Carico	G ₁	185 daN/m ²	γ_{G1}	1.3	sigma sen α	0 daN/cm ²	
Carico	G ₂	137 daN/m ²	γ_{G2}	1.5	sigma flessione amm	132 daN/cm ²	
Carico	Q _{k1}	145 daN/m ²	γ_Q	1.5	verifica 1	0.21	VERIFICA
					verifica 2	0.14	VERIFICA
Momento pl2/8		52 daNm	K _{mod}	0.80	VERIFICA A TENSO FLESSIONE		
Momento imposto		no daNm	γ_m	1.45	verifica 1	0.21	VERIFICA
Taglio pl/2		153 daN			verifica 2	0.14	VERIFICA
Taglio imposto		no daN	k _m	0.7	VERIFICA A PRESSO FLESSIONE		
Trazione		0 daN			verifica 1	0.21	VERIFICA
Compressione		0 daN			verifica 2	0.14	VERIFICA
CALCOLO PARAMETRI GEOMETRICI					VERIFICA A TAGLIO		
Area	A	96 cm ²			k _{cf}	0.67	
Mod. resist	W _x	192 cm ³			tau	3.6 daN/cm ²	
Mod. resist	W _y	128 cm ³			tau ammissibile	19.3 daN/cm ²	
Inerzia	J _x	1,152 cm ⁴			verifica	0.18	VERIFICA
Inerzia	J _y	512 cm ⁴			VERIFICA DI DEFORMABILITA' (secondo EC5)		
RESISTENZE DI CALCOLO					F _{od,ist}	158 daN/m	comb rara
Densità ρ_d		385 daN/m ³			freccia istantanea	0.05	2,530 VERIFICA
Flessione f _{md}		132 daN/cm ²			freccia limite	0.46	300
Trazione parall f _{t,0d}		106 daN/cm ²					
Trazione ort f _{t,90d}		3 daN/cm ²			F _{od,dif}	110 daN/m	quasi perm.
Compres parall f _{c,0d}		132 daN/cm ²			freccia differita	0.02	6,045
Compres ort f _{c,90d}		14 daN/cm ²	ψ_{21}	0.00			
Taglio f _{v,d}		19 daN/cm ²	K _{def}	0.60	freccia finale	0.08	1,783 VERIFICA
Emedio parall E _{0,mean}		115,000 daN/cm ²			freccia limite	0.68	200
Emedio ort E _{90,mean}		3,000 daN/cm ²			monta w _c	0.00	
E _{0,05}		96,000 daN/cm ²			freccia netta finale	0.08	1,783 VERIFICA
Modulo taglio G _{mean}		6,500 daN/cm ²			freccia netta limite	0.55	250

6.1.2 Verifiche nuovi arcarecci in legno lamellare

Gli arcarecci, di sezione 16x24 cm, sono disposti ad interasse massimo di 1,30 m, le verifiche vengono condotte, con schema di calcolo di trave semplicemente appoggiata su una luce massima di 3,00 m. Si riportano le verifiche di resistenza e deformabilità dell'elemento.

U018	Montone	Elemento	Arcarecci				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE				FC		VERIFICHE DI RESISTENZA A TRAZIONE	
Tipo di legno	GL24H			1.00		sigma trazione //	0 daN/cm2
Larghezza	B	16 cm				sigma trazione amm	106 daN/cm2
Altezza	H	24 cm				verifica	0.00 VERIFICA
Densità, media	ρ_{mean}	420 daN/m3					
						VERIFICHE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE	
Interasse max		1.30 m				sigma compressione //	0 daN/cm2
Rotazione sezione		0.32 tg α				sigma trazione amm	132 daN/cm2
Luce trave		3.00 m				verifica	0.00 VERIFICA
Luce di calcolo		3.15 m					
						VERIFICA A FLESSIONE	
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI						sigma cos α	68 daN/cm2
Carico	G ₁	185 daN/m2	γ_{G1}	1.3		sigma sen α	33 daN/cm2
Carico	G ₂	137 daN/m2	γ_{G2}	1.5		sigma flessione amm	132 daN/cm2
Carico	Q _{k1}	145 daN/m2	γ_Q	1.5		verifica 1	0.69 VERIFICA
						verifica 2	0.61 VERIFICA
Momento pl2/8		1,096 daNm	K _{mod}	0.80			
Momento imposto		no daNm	γ_m	1.45		VERIFICA A TENSO FLESSIONE	
Taglio pl/2		1,392 daN				verifica 1	0.69 VERIFICA
Taglio imposto		no daN	k _m	0.7		verifica 2	0.61 VERIFICA
Trazione		0 daN					
Compressione		0 daN				VERIFICA A PRESSOFLESSIONE	
						verifica 1	0.69 VERIFICA
CALCOLO PARAMETRI GEOMETRICI						verifica 2	0.61 VERIFICA
Area	A	384 cm2				VERIFICA A TAGLIO	
Mod. resist	W _x	1,536 cm3				kcf	0.67
Mod. resist	W _y	1,024 cm3				tau	8.1 daN/cm2
Inerzia	J _x	18,432 cm4				tau ammissibile	19.3 daN/cm2
Inerzia	J _y	8,192 cm4				verifica	0.42 VERIFICA
RESISTENZE DI CALCOLO							
Densità ρ_d		385 daN/m3				VERIFICA DI DEFORMABILITA' (secondo EC5)	
Flessione f _{md}		132 daN/cm2				F _{cd,ist}	623 daN/m comb rara
Trazione parall f _{t,0d}		106 daN/cm2				freccia istantanea	0.38 836 VERIFICA
Trazione ort f _{t,90d}		3 daN/cm2				freccia limite	1.05 300
Compres parall f _{c,0d}		132 daN/cm2					
Compres ort f _{c,90d}		14 daN/cm2	ψ_{21}	0.00		F _{cd,dif}	435 daN/m quasi perm.
Taglio f _{v,d}		19 daN/cm2	K _{def}	0.60		freccia differita	0.16 1,997
E medio parall E _{0,mean}		115,000 daN/cm2					
E medio ort E _{90,mean}		3,000 daN/cm2				freccia finale	0.53 589 VERIFICA
E _{0,05}		96,000 daN/cm2				freccia limite	1.58 200
Modulo taglio G _{mean}		6,500 daN/cm2				monta w _c	0.00
						freccia netta finale	0.53 589 VERIFICA
						freccia netta limite	1.26 250

PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 50 di 53

6.1.3 Verifiche nuovi puntoni in legno lamellare

Il calcolo delle sollecitazioni sul puntone, è stato effettuato mediante software di calcolo WinStrand di EnExSys.

Il peso proprio del puntone e degli elementi di sostegno è calcolato direttamente dal software in funzione delle sezioni, ed applicato come carico distribuito.

I carichi trasmessi dagli elementi sovrastanti sono stati cautelativamente schematizzati come carichi distribuiti lungo l'elemento in oggetto, nelle varie condizioni di carico.

L'interasse massimo tra i puntoni è di 3,00 metri, pertanto i carichi uniformemente distribuiti nelle varie condizioni sono:

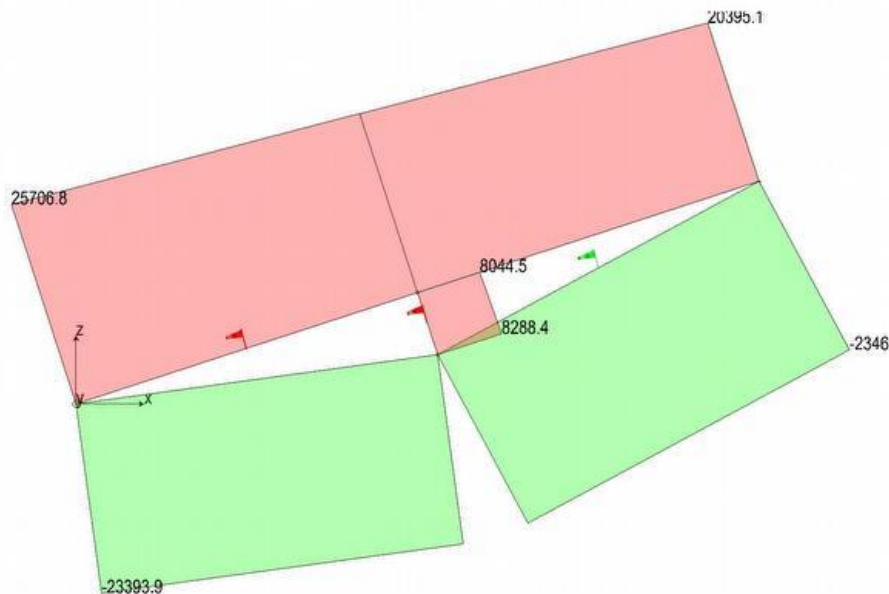
$$G1 = 175 \times 3,00 = 525 \text{ daN/m}$$

$$G2 = 130 \times 3,00 = 390 \text{ daN/m}$$

$$G1 = 135 \times 3,00 = 405 \text{ daN/m}$$

Si riportano i grafici delle massime sollecitazioni sugli elementi allo Stato Limite Ultimo, ai fini delle verifiche strutturali.

Si riporta l'andamento degli sforzi normali e dei momenti flettenti, indicando con il verde la sollecitazione di trazione, con il rosso la compressione.



Progetto - Andamento degli sforzi normali

La compressione minima sui puntoni 20395 daN, la massima 25707 daN, il tirante ha una trazione massima di 23470 daN.

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

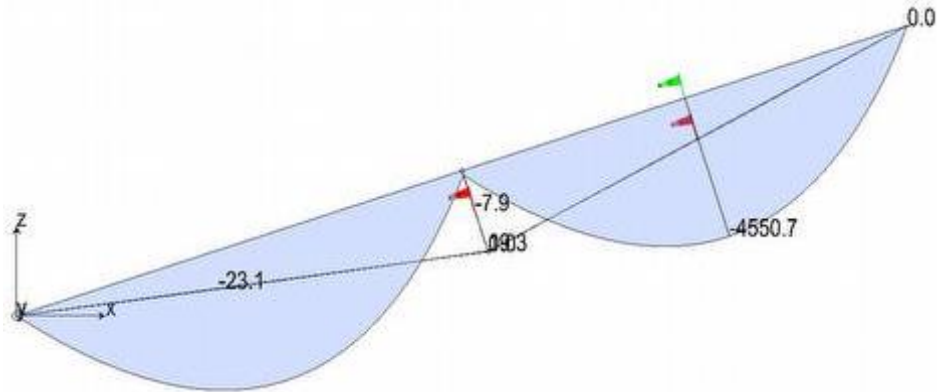
**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 51 di 53



Progetto - Andamento dei momenti flettenti

Il momento massimo sui puntoni è $M=4550$ daNm.

VERIFICA DI RESISTENZA DEL PUNTONONE

U018	Montone	Elemento	Puntone				
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE			FC		VERIFICHE DI RESISTENZA A TRAZIONE		
Tipo di legno		GL24H	1.00		sigma trazione //	0 daN/cm2	
Larghezza	B	24 cm			sigma trazione amm	106 daN/cm2	
Altezza	H	36 cm			verifica	0.00	VERIFICA
Densità, media	ρ_{mean}	- daN/m3					
					VERIFICHE DI RESISTENZA A COMPRESSIONE		
Interasse max		0.00 m			sigma compressione //	30 daN/cm2	
Rotazione sezione		0.00 tg α			sigma trazione amm	132 daN/cm2	
Luce trave		0.00 m			verifica	0.22	VERIFICA
Luce di calcolo		0.00 m					
					VERIFICA A FLESSIONE		
CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI					sigma cos α	88 daN/cm2	
Carico	G1	0 daN/m2	γ_{G1}	1.3	sigma sen α	0 daN/cm2	
Carico	G2	0 daN/m2	γ_{G2}	1.5	sigma flessione amm	132 daN/cm2	
Carico	Qk1	0 daN/m2	γ_Q	1.5	verifica 1	0.66	VERIFICA
					verifica 2	0.46	VERIFICA
Momento pl2/8		- daNm	K_{mod}	0.80			
Momento imposto		4,550 daNm	γ_m	1.45	VERIFICA A TENSO FLESSIONE		
Taglio pl/2		- daN			verifica 1	0.66	VERIFICA
Taglio imposto		4,090 daN	k_m	0.7	verifica 2	0.46	VERIFICA
Trazione		0 daN					
Compressione		25,707 daN			VERIFICA A PRESSOFLESSIONE		
					verifica 1	0.71	VERIFICA
					verifica 2	0.51	VERIFICA
CALCOLO PARAMETRI GEOMETRICI					VERIFICA A TAGLIO		
Area	A	864 cm2			kcf	0.67	
Mod. resist	Wx	5,184 cm3			tau	10.6 daN/cm2	
Mod. resist	Wy	3,456 cm3			tau ammissibile	19.3 daN/cm2	
Inerzia	Jx	93,312 cm4			verifica	0.55	VERIFICA
Inerzia	Jy	41,472 cm4					
RESISTENZE DI CALCOLO							
Densità pd		385 daN/m3					
Flessione fmd		132 daN/cm2					
Trazione parall ft,0d		106 daN/cm2					
Trazione ort ft,90d		3 daN/cm2					
Compres parall fc,0d		132 daN/cm2					
Compres ort fc,90d		14 daN/cm2	ψ_{21}	0.00			
Taglio fv,d		19 daN/cm2	K_{def}	0.60			
Emedio parall E0,mean		115,000 daN/cm2					
Emedio ort E90,mean		3,000 daN/cm2					
E0,05		96,000 daN/cm2					
Modulo taglio Gmean		6,500 daN/cm2					

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ DEL PUNTONONE

Le verifiche di deformabilità risultano soddisfatte risultando, dal modello di calcolo, le seguenti deformazioni, istantanee e differite:

Freccia istantanea - Comb. rara $F_{ist} = 2,02 \text{ cm}$ $< 2,93 \text{ mm}$ $= L/300$
 Freccia differita - Comb. Quasi Perm. $F_{dif} = 1,43 \text{ cm}$

Freccia finale ($F_{ist} + K_{def} F_{dif}$) $F = 2,88 \text{ cm}$ $< 4,40 \text{ cm}$ $= L/200$

COMUNE DI MONTONE

Affidamento dei servizi di architettura e ingegneria per la redazione della verifica di vulnerabilità sismica, progettazione esecutiva, direzione lavori, contabilità, coordinamento della sicurezza e certificato di regolare esecuzione

Intervento di miglioramento sismico su "EDIFICIO PALAZZO COMUNALE"

**PROGETTO ESECUTIVO
PROGETTO STRUTTURALE**

Relazione dei Calcoli

S-R3_e01.docx

rev_00

pagina 53 di 53

VERIFICA DI RESISTENZA DEL TIRANTE

Il tirante ha diametro Ø40.

Il tiro massimo agente agli SLU risulta pari a $N_{Ed} = 23470$ daN

La resistenza di calcolo a trazione risulta pari a:

$$N_{Rd} = A_{Res} \times f_{yk} / \gamma_M = 10,1 \times 2750 / 1,05 = 26452 \text{ daN}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo:

$$N_{Ed} = 23470 \text{ daN} < N_{Rd} = 26452 \text{ daN}$$