



COMUNE DI DERUTA
SETTORE LAVORI PUBBLICI
Servizio Edilizia Scolastica e Patrimonio

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA/ ESECUTIVA PER IL MIGLIORAMENTO SISMICO DELL'EDIFICIO SCOLASTICO
SEDE DELLA SCUOLA DELL'INFANZIA E DELLA PRIMARIA - COMUNE DI DERUTA, VIA FRANCESCANI,
FRAZIONE PONTENUOVO**

Responsabile dell'Area Lavori Pubblici
Geom. Marco Ricciarelli

Responsabile Unico del Procedimento
Geom. Fabio Tamantini

FIGURE PROFESSIONALI

**Responsabile di Commessa e delle Attività di Coordinamento della
Progettazione, Supporto al RUP in fase di Validazione e Gara d'appalto,
Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione**
Arch. Roberto Di Ramio

Responsabile Progettazione Impianti Meccanici
Ing. Massimo Gerosolimo Porziella

**Responsabile Progettazione Edile ed
Architettonica**
Arch. Pietro La Gatta

Responsabile verifica documentaria, referente Enti, Contabilità
Geom. Luca Caroselli

Co-responsabile Progettazione Edile ed Architettonica
Ing. Maurizio Ciarrocchi

Responsabile CAM
Ing. Claudia Viscioni

Responsabile Progettazione Strutturale
Ing. Sebastiano Ortu

**Professionista incaricato nel team per la redazione
del CSP-giovane professionista**
Ing. Francesca Orsini

Co-responsabile Progettazione Strutturale
Ing. Daniele Cianchetta

Responsabile della relazione Geologica
Geol. Tiziano Desiderio

Responsabile Progettazione Impianti Elettrici
Ing. Vincenzo Di Cretico

Consulenti (nel rispetto dell'art. 91, comma 3 del D.lgs 163/2006 e.s.m.i.)
Arch. Clelia Dell'Arciprete, Arch. Sara Menna,
Arch. Michele D'Amico, Arch. Laura Di Scipio

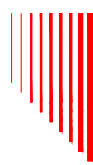
Capogruppo



INSIGHT & Co. S.r.l.

Via Tiburtina Valeria, 149/1
65129 Pescara (PE)
Tel. 085/4159367 - Fax. 085.2192520
e-mail: direzione@insight.co.it
PEC: insight@arubapec.it

Mandante



S.A.G.I. S.r.l.

Società per l'Ambiente,
la Geologia e l'Ingegneria

Via Pasubio, 20
63074 San Benedetto del Tronto (AP)
Tel. e Fax. 0735.757580
e-mail: info@sagistudio.it
PEC: info@pec.sagistudio.it

Mandante



Via Spaventa, 10
63039 Sulmona (AQ)
Tel. 0864.51619 e Fax. 0864.576003
e-mail: studiotecnico@progettointegrato.it
PEC: massimo.gerosolimoporziella@ing.pe.eu

Mandante



**Geol. Tiziano
Desiderio**

Strada San Fele, 29/B
Tel. 347.5780523
e-mail: studiogeotd@gmail.com
PEC:

CODICE

Doc.07_STR_B

SCALA

CLASSE

Elaborati Documentali

TITOLO

Relazione Generale di Calcolo



1	INTRODUZIONE.....	3
2	DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	3
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
4	DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE E LIVELLO DI CONOSCENZA.....	6
4.1	INFORMAZIONI SULLA STRUTTURA:.....	6
4.2	GEOLOGIA:	7
5	AZIONI SULLA COSTRUZIONE.....	9
5.1	ANALISI DEI CARICHI ANTE OPERAM.....	9
5.2	AZIONE DELLA NEVE.	12
5.3	AZIONE DEL VENTO	13
5.4	AZIONE DEL SISMA.	15
5.5	COMBINAZIONE DEI CARICHI.	16
6	SOFTWARE UTILIZZATI	17
6.1	CODICE DI CALCOLO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI	17
6.2	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ	18
7	METODO DI VALUTAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE.....	18
7.1	MODALITÀ DI VERIFICA GLOBALE	18
7.2	ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO:	25
7.3	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO:	26
8	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	26
9	ANALISI STATICA NON LINEARE: ANTE OPERAM.	29
10	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.....	37
11	ANALISI DEI CARICHI POST OPERAM.....	39
12	CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURA POST - OPERAM	39
13	ANALISI NON LINEARE: POST OPERAM.	42
14	CONFRONTO ANTE OPERAM - POST OPERAM	50
15	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO.....	53
15.1	SINTESI DEI RISULTATI.....	54
16	VERIFICA DEI CINEMATISMI.....	56
16.1	METODO DI VERIFICA	56
16.2	DESCRIZIONE CINEMATISMI	57
16.3	CALCOLO DEI CINEMATISMI ANTE OPERAM	58
16.4	CALCOLO DEL TIRO DELLE CATENE.....	65
16.5	CALCOLO DELLA RESISTENZA DEI CORDOLI IN MURATURA ARMATA.	66
16.6	CALCOLO DEI CINEMATISMI POST OPERAM.....	69
17	ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI.....	77
18	VERIFICHE A CARICHI VERTICALI IN CONDIZIONI STATICHE	77
18.1	RISULTATI.....	78
19	VERIFICA NUOVI SOLAI	79
19.1	VERIFICA LAMIERA GRECATA - DIREZIONE TRASVERSALE	87
20	SINTESI DEI RISULTATI	90



1 INTRODUZIONE

Il seguente elaborato fa parte dell'attività volta alla redazione del progetto definitivo – esecutivo per il miglioramento sismico dell'edificio scolastico sede della scuola dell'infanzia e della primaria sito in via Franciscana n.79, nella frazione Pontenuovo del Comune di Deruta in provincia di Perugia.

Lo studio di seguito riportato fa riferimento alle Norme tecniche di cui al D.M. 17 gennaio 2018, secondo quanto indicato nel Cap. 8. In seguito, sarà descritta la valutazione della sicurezza e la successiva definizione degli interventi necessari a conseguire il miglioramento sismico secondo i livelli prestazionali previsti dalla normativa vigente.

Ciascuno dei singoli interventi presenta un'elevata validità nei confronti di una o più delle criticità emerse dal suddetto studio di vulnerabilità, che vengono quindi ridotte gradualmente. Nel seguito sono riportate le metodologie di valutazione e le tecniche d'intervento impiegate. La tipologia d'intervento scelta sarà compatibile con quanto previsto al paragrafo 8.4. delle NTC 2018. Il livello di sicurezza è stato determinato mediante codice di calcolo 3MURI della STADATA S.r.l.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'edificio scolastico della frazione di Pontenuovo, sorge lungo via Franciscana (al civico 79), la via di maggior scorrimento del paese, in una posizione pressoché centrale rispetto allo sviluppo del centro abitato. È circondata sui lati Nord-Est, Sud-Est e Sud-Ovest da edifici sorti nei primi anni del '900 e negli anni '70, mentre il fronte Nord-Ovest è rivolto verso il fiume Tevere.

Dal punto di vista geografico il fabbricato è individuato dalle seguenti coordinate (WGS 84): Lat.: 43,009105°; Lon.:12,428840°, la sua altitudine rispetto al livello del mare medio è pari a 175 metri.

L'Immobile è censito in catasto al foglio N. 4 con la particella n.75 del comune di Deruta.



Figura 1: Inquadramento - Lat.: 43,009105°; Lon.:12,428840°; H=175m s.l.m.

Come visibile dagli elaborati grafici di rilievo l'edificio scolastico in esame possiede un'architettura tipica degli anni '50, questa presenta una forma in pianta compatta pressoché rettangolare, seppur con un perimetro più articolato con presenza corpi sporgenti e lievi rientranze.

La pianta dell'edificio presenta nelle due direzioni principali, dimensioni massime pari a circa 28 m x 13 m, per un'altezza complessiva fuori terra pari a circa 12 metri.

Funzionalmente il fabbricato si presenta suddiviso su tre livelli, dei quali il primo parzialmente interrato, all'interno dei quali sono ospitate le aule per lo svolgimento delle lezioni della scuola primaria e dell'infanzia, e i relativi servizi connessi (bagni, mensa, palestra ecc.).

Dal punto di vista strutturale, il fabbricato possiede una struttura portante in muratura costituita prevalentemente da conci sbozzati in pietra calcarea, disposti su due paramenti accostati. Lungo il perimetro del fabbricato sono presenti, su tutti i livelli, delle ampie finestre, praticamente quasi a nastro, intervallate da dei pilastri in muratura rivestiti in mattoni pieni. Gli elementi in mattoni pieni sono ricorrenti all'interno del fabbricato, dove sono stati utilizzati per la realizzazione di alcuni setti interni in corrispondenza del vano scala, e sono presenti anche alle angolate ed in corrispondenza dell'atrio d'ingresso della scuola con delle colonne di dimensione pari a circa 50 cm x 50 cm realizzate in mattoni pieni.



Le indagini visive e strumentali condotte hanno accertato che gli impalcati sono costituiti da solai piani tipo SAP, (la cui sigla sta ad indicare Senza Armatura Provvisorio) i quali erano largamente in uso dalla prima metà del '900 fino agli anni '60. La caratteristica di questo solaio è quella di essere formato da travetti ottenuti mediante l'assemblaggio di elementi in laterizio forato disposti di testa uno di seguito all'altro, che presentavano delle scanalature dove venivano alloggiati dei tondini d'acciaio lisci poi ricoperti da malta cementizia. Tali travetti, venivano quindi posti in opera affiancati, quindi si procedeva ad un getto di completamento in calcestruzzo che andava a riempire gli interstizi tra un travetto e l'altro.

Anche la copertura presenta la medesima tipologia costruttiva con una geometria a falde inclinate, e manto di copertura in tegole marsigliesi. Un controsoffitto realizzato da travetti tipo SAP e tavelloni, divide la copertura dal terzo livello.

Il collegamento verticale tra i vari livelli è ottenuto per mezzo di una scala situata all'estremità Nord-Est del fabbricato, realizzata con gradini in c.a. aventi schema strutturale a mensola dalle murature d'ambito. È altresì presente una scala esterna in c.a. avente funzione di scala di emergenza, la quale tuttavia è stata realizzata successivamente all'edificio scolastico e presenta una struttura indipendente da quella dell'edificio in oggetto.

Per quanto riguarda le fondazioni, dalle informazioni acquisite si ipotizza la presenza di travi continue in conglomerato cementizio armato.

In sintesi, le caratteristiche principali della struttura portante sono:

- Fondazioni a cordolo continue in conglomerato cementizio armato;
- Struttura portante in conci sbozzati di pietra calcarea e nucleo interno;
- Presenza di elementi in mattoni pieni;
- Piano terra con pavimento contro terra rialzato mediante massicciata e massetto;
- Solai di calpestio, sottotetto e tetto in latero-cemento, tipo SAP;
- Scale realizzate mediante gradini in c.a. a sbalzo;
- Scala esterna di sicurezza in c.a. svincolata rispetto all'edificio principale.

3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Nello sviluppo della progettazione si farà riferimento alle seguenti normative:

- D. M. 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circ. Ministero Infrastrutture e Trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D. M. 17 gennaio 2018;



4 DOCUMENTAZIONE DISPONIBILE E LIVELLO DI CONOSCENZA

4.1 Informazioni sulla struttura:

Per quanto riguarda la conoscenza della struttura relativamente alla geometria tutte le informazioni sono state reperite mediante rilievo geometrico-strutturale approfondito degli ingombri interni ed esterni e successiva restituzione grafica.

Per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali e del livello di conoscenza si farà riferimento alle informazioni desunte dai risultati della campagna di indagini condotta nell'ambito del "Servizio di verifica di Vulnerabilità Sismica di livello 2 da eseguire su edifici scolastici ammessi a finanziamento con Decreto del Direttore Generale per interventi in materia di edilizia scolastica, per la gestione dei fondi strutturali per l'istruzione e per l'innovazione digitale 18 luglio 2018, n. 363". In particolare, si farà riferimento ai seguenti elaborati che si intendono integralmente richiamati, e fanno parte del presente progetto esecutivo.

- **TAV.1** Piante prospetti stato attuale, rilievo strutturale e fotografico dei materiali e posizionamento delle prove;
- **TAV.A1** Indagini sperimentali;
- **TAV.DF** Documentazione fotografica.

L'entità delle indagini è stata determinata in accordo con quanto previsto al §C8.5.4 della circolare ministeriale del 21 gennaio 2019, e calibrata al fine di raggiungere per la tipologia muraria prevalente, un **livello di conoscenza pari a LC2**, in virtù del livello di conoscenza raggiunto, è stato assunto il seguente fattore di confidenza: **FC = 1,20**. In particolare, è stato eseguito un rilievo geometrico approfondito dell'intera struttura, completato da prove in-situ ed indagini in-situ estese.

Le verifiche hanno permesso di individuare le tipologie di muratura prevalente, nonché l'esatta tessitura dei solai. Per quanto riguarda la classificazione della muratura, si è fatto riferimento alla tabella **C.8.5.I** della Circolare 21 gennaio 2019.

Alla luce delle indagini visive e strumentali condotte su elementi campione dei vari piani di elevazione dei differenti corpi di fabbrica, si riportano le tipologie murarie osservate nelle loro caratteristiche principali.

Tipologia muraria M-A "Muratura a conci sbazzati con paramento di spessore disomogeneo"

- | | |
|--|----------------------------|
| - Modulo di elasticità normale "E": | 1230,00 N/mmq; |
| - Modulo di elasticità tangenziale "G": | 410,00 N/mmq; |
| - Resistenza media a compressione " f_m ": | 200,00 N/cm ² ; |
| - Resistenza media a taglio " τ_0 ": | 4,30 N/cm ² ; |
| - Peso specifico "w": | 2000 kg/mc; |

Tipologia muraria M-B "Muratura in mattoni pieni e malta di calce"

- | | |
|--|----------------------------|
| - Modulo di elasticità normale "E": | 1500,00 N/mmq; |
| - Modulo di elasticità tangenziale "G": | 500,00 N/mmq; |
| - Resistenza media a compressione " f_m ": | 345,00 N/cm ² ; |
| - Resistenza media a taglio " τ_0 ": | 9,00 N/cm ² ; |
| - Peso specifico "w": | 1800 kg/mc; |



4.2 Geologia:

Al fine di acquisire informazioni puntuali sulla natura litostratigrafica, nonché sulla sismicità dei terreni presenti in sito, oltre a raccolta di notizie e dati bibliografici, sono state programmate ed eseguite delle indagini di carattere geotecnico e geofisico. Le indagini sono state coordinate dal Dott. Geol. Tiziano Desiderio, i risultati sono riportati in maniera estensiva nella relazione geologica che costituisce parte integrante del presente progetto e cui si rimanda per informazioni più dettagliate.

Nel seguito è riportata, la successione schematica dei profili di terreno individuati per l'area di intervento:

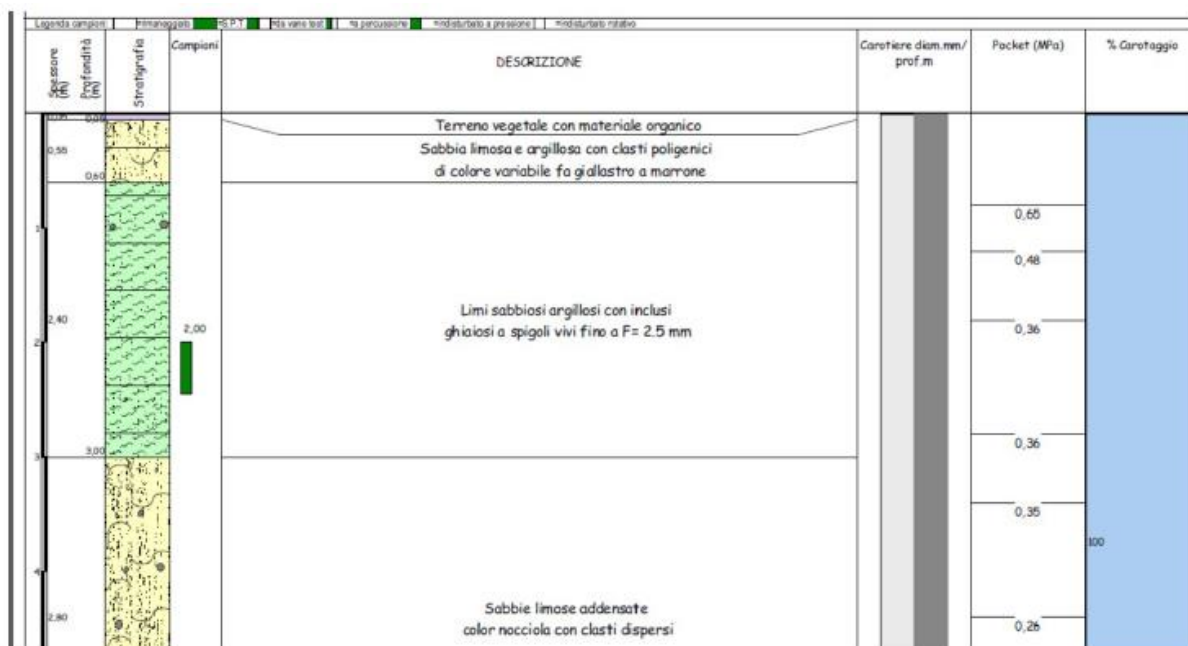


Figura 2: Successione schematica dei profili stratigrafici di terreno presenti nell'area di intervento.

I parametri meccanici dei diversi profili di terreno sono stati determinati tramite N.2 prove DPSH (eseguite una a monte ed una a valle del fabbricato), e tramite analisi di laboratorio su un campione di terreno indisturbato prelevato alla quota di circa 2,00 metri dal piano campagna. Si riportano i risultati delle prove condotte:

Prova DPSH 1 (lato valle del fabbricato)

Committente:	Insight&Co. S.r.l.								
Località:	Ponte Nuovo - Comune di Torgiano (PG)						Quota s.l.m.(m):		
Data inizio cantiere:	8 luglio 2022		Data fine cantiere:		8 luglio 2022		Sigla:	DPSH 1	
Attrezzatura:	Pagani TG 63/200								
Coordinate geografiche:									
TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI									
N.	Prof.(m)	Nspt eq.	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Gamma(kg/mc)	Dr %	Cu(kg/cmq)	EY(kg/cmq)	Eed.(kg/cmq)
1	1,1	10	30,0	27,8	1800,0	35,0	0,67	270,28	45,0
2	5,9	5	28,3	28,3	1733,0	18,0	0,34	105,73	22,5
3	6,3	71	41,0	34,7	1900,0	85,0	4,76	4014,24	319,5



Prova DPSH 2 (lato monte del fabbricato)

Committente:	Insight&Co. S.r.l.								
Località:	Ponte Nuovo - Comune di Torgiano (PG)						Quota s.l.m.(m):		
Data inizio cantiere:	8 luglio 2022		Data fine cantiere:		8 luglio 2022		Sigla:	DPSH 2	
Attrezzatura:	Pagani TG 63/200								
Coordinate geografiche:									
TABELLA RIASSUNTIVA DEI PARAMETRI GEOTECNICI									
N.	Prof.(m)	Nspt eq.	Phi picco(°)	Phi c.v.(°)	Gamma(kg/mc)	Dr %	Cu(kg/cmq)	EY(kg/cmq)	Eed.(kg/cmq)
1	1,7	11	30,3	27,8	1905,0	37,0	0,74	309,56	49,5
2	8,1	5	28,3	28,3	1833,0	18,0	0,34	105,73	22,5
3	8,5	94	41,0	33,7	2000,0	85,0	6,3	4454,86	423,0

Dal **campione indisturbato**, prelevato alla profondità di circa **2,00 m dal p.c.** si sono ottenuti i seguenti parametri:

- Peso di volume: **20,6 kN/m³**;
- Peso di volume secco **17,7 kN/m³**;
- Peso di volume saturo **20,6 kN/m³**;
- Angolo di attrito di picco **$\Phi' = 34,7^\circ$** ;
- Coesione **$C' = 0,085 \text{ kg/cm}^2$** ;
- Coesione non drenata **$C_u = 0,940 \text{ kg/cm}^2$** ;

Dall'analisi granulometrica, il terreno esaminato rientra nel campo di possibile liquefazione. Sono state pertanto eseguite le opportune verifiche di liquefazione dei terreni condotte sia secondo il **Metodo di Ohsaki (1970)**, che secondo il **Metodo di Kishida (1969)**. La verifica (riportata nella relazione geologica allegata) ha restituito l'esito che il terreno di sedime **non risulta potenzialmente liquefacibile**.

Per quanto riguarda la sismicità del terreno, sulla base delle indagini effettuate, si adotterà una **categoria stratigrafica "B"** ai sensi della NTC 2018. Per quanto riguarda le caratteristiche topografiche del sito, l'area in esame è afferire alla categoria topografica **T1: superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$** .



5 AZIONI SULLA COSTRUZIONE

5.1 Analisi dei carichi ante operam

Si riporta nel seguito il dettaglio della stima dei carichi relativi agli orizzontamenti individuati nella struttura.

SOLAIO TIPO SAP - H=20 cm					
		γ [daN/m ³]	s[m]		[daN/m ²]
Carichi Permanenti					
Soaio tipo SAP	:			→	200
Getto di completamento	:	2500	0,02	→	50
TOTALE G1_k				→	250
Permanenti portati					
Intonaco intradosso	:	1800	0,01	→	18
Massetto	:	2200	0,06	→	132
Pavimento	:	2000	0,02	→	40
Incidenza dei tramezzi	:			→	160
TOTALE G2_k				→	350
CARICHI NEL MODELLO DI CALCOLO				G1_k →	250
				G2_k →	350

SOLAIO TIPO SAP DI COPERTURA - H=20 cm					
		γ [daN/m ³]	s[m]		[daN/m ²]
Carichi Permanenti					
Soaio tipo SAP	:			→	200
Getto di completamento	:	2500	0,02	→	50
TOTALE G1_k				→	250
Permanenti portati					
Intonaco intradosso	:	1800	0,01	→	18
Controsoffitto in SAP e tavelloni	:			→	170
Impermeabilizzazione	:			→	10
Manto di copertura - Tegole	:			→	60
TOTALE G2_k				→	258
CARICHI NEL MODELLO DI CALCOLO				G1_k →	250
				G2_k →	260

SCALA IN CA (carichi in proiezione piana)					
		γ [daN/m ³]	s[m]	γ [daN/m]	int [m]
Carichi Permanenti					
Soletta in c.a. (S=15 cm)	:	2500	0,170		→
Gradino in cls (a=16, p=30)	:	2400	0,08		→
TOTALE G1_k					→
Permanenti portati					
Intonaco intradosso	:	1800	0,02		→
Rivestimento - pedata (marmo)	:	2600	0,03		→
Rivestimento - alzata	:				→
TOTALE G2_k					→
CARICHI NEL MODELLO DI CALCOLO				G1_k →	620
				G2_k →	145

Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche.



Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²]
- carichi verticali concentrati Q_k [kN]
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m]

Tabella 3.1.II – Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni



Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.



I valori nominali e/o caratteristici q_k , Q_k ed H_k di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati Q_k essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

5.2 Azione della neve.

	Zona I - Alpina Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona I - Mediterranea Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza, Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona II Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
	Zona III Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

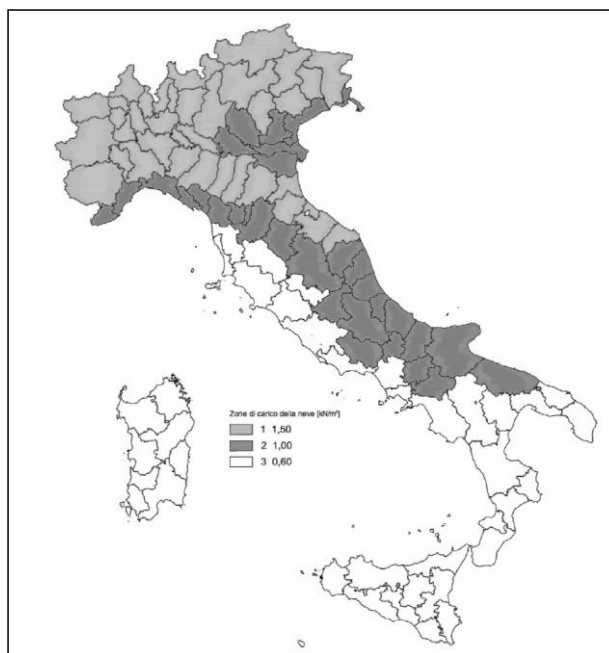
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	175
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,00

Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto **Ct = 1**.





Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C _E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

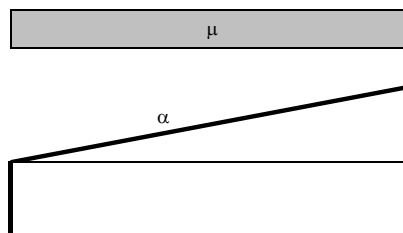
q _s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,00
---	------

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
----------------------------	---

μ	0,8
---	-----

0,80 kN/mq



5.3 Azione del vento

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

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
3	27	500	0,37
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			175
T_R (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$			
$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$			
$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$			
v_b [m/s]			27,000
$C_R (T_R)$			1,00073
$v_f = v_b \times C_R$ [m/s]			27,020

p (pressione del vento [N/mq]) = q_r · C_e · C_p · C_d

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

C_e (coefficiente di esposizione)

C_p (coefficiente di pressione)

C_d (coefficiente dinamico)



Pressione cinetica di riferimento

$$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

q _r [N/m²]	456,29
-----------------------	--------

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente 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.



Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

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

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
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				
A	--	III	IV	V
B	--	II	III	IV
C	--	II	III	IV
D	I	I	II	III

ZONE 7,8		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
A	I
B	I
C	I
D	I

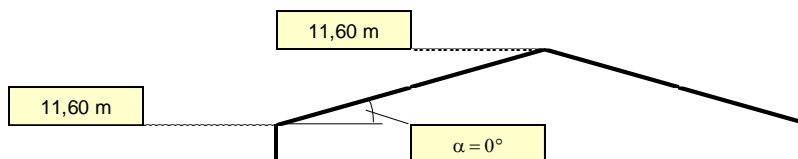
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	B	175

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

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

Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]	c_t
IV	0,22	0,3	8	1

z [m]	C_e
$z \leq 8$	1,634
$z = 11,6$	1,885
$z = 11,6$	1,885



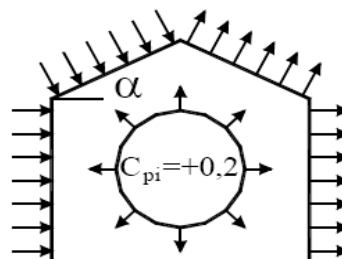


Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture stagne

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,688
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,344
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,344
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,344

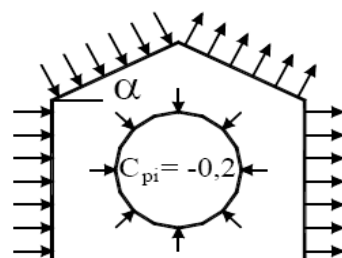
(1) $c_{pe} = 0.8$



(4) $c_{pe} = 0.4$

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0,80	0,688
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0,40	-0,344
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,344
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0,40	0,344

(1) $c_{pe} = 0.8$



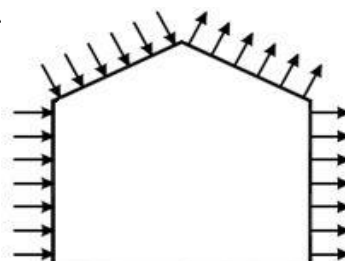
(4) $c_{pe} = 0.4$

Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0,688
(2)	-0,344
(3)	0,344
(4)	0,344

-0,3

0,688 kN/mq



0,344 kN/mq

N.B. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure

5.4 Azione del sisma.

Per quanto riguarda le azioni dovute al sisma, lo spettro di progetto è stato calcolato facendo riferimento ai seguenti parametri:

Vita Nominale	50 anni
Classe d'Uso	III (CU=1,5)
Periodo di riferimento "V _R "	75 anni
Categoria del Suolo	B
Categoria Topografica	T1
Latitudine del sito oggetto di edificazione (WGS 84)	43,009105 N
Longitudine del sito oggetto di edificazione (WGS 84)	12,428840 E

L'azione sismica è definita in funzione del reticolo di riferimento dove, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), sono forniti i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





- a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La terna di valori qui descritta è definita per un periodo di ritorno assegnato (T_R), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite. Tali valori saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

I parametri indipendenti, per gli stati limite considerati per il sito in esame sono riportati nella tabella seguente:

STATO LIMITE CONSIDERATO	a_g	F_0	T_c^*	T_R	P_{VR}	S_s	S_T	T_B	T_c	T_D
SLC	0,255	2,479	0,324	1462	5%	1,147	1,000	0,149	0,447	2,621
SLV	0,207	2,449	0,315	712	10%	1,198	1,000	0,146	0,437	2,427
SLD	0,090	2,458	0,286	75	63%	1,200	1,000	0,135	0,404	1,962
SLO	0,073	2,480	0,277	45	81%	1,200	1,000	0,128	0,385	1,845

Di seguito si riportano le immagini degli spettri di risposta per il sito in esame:

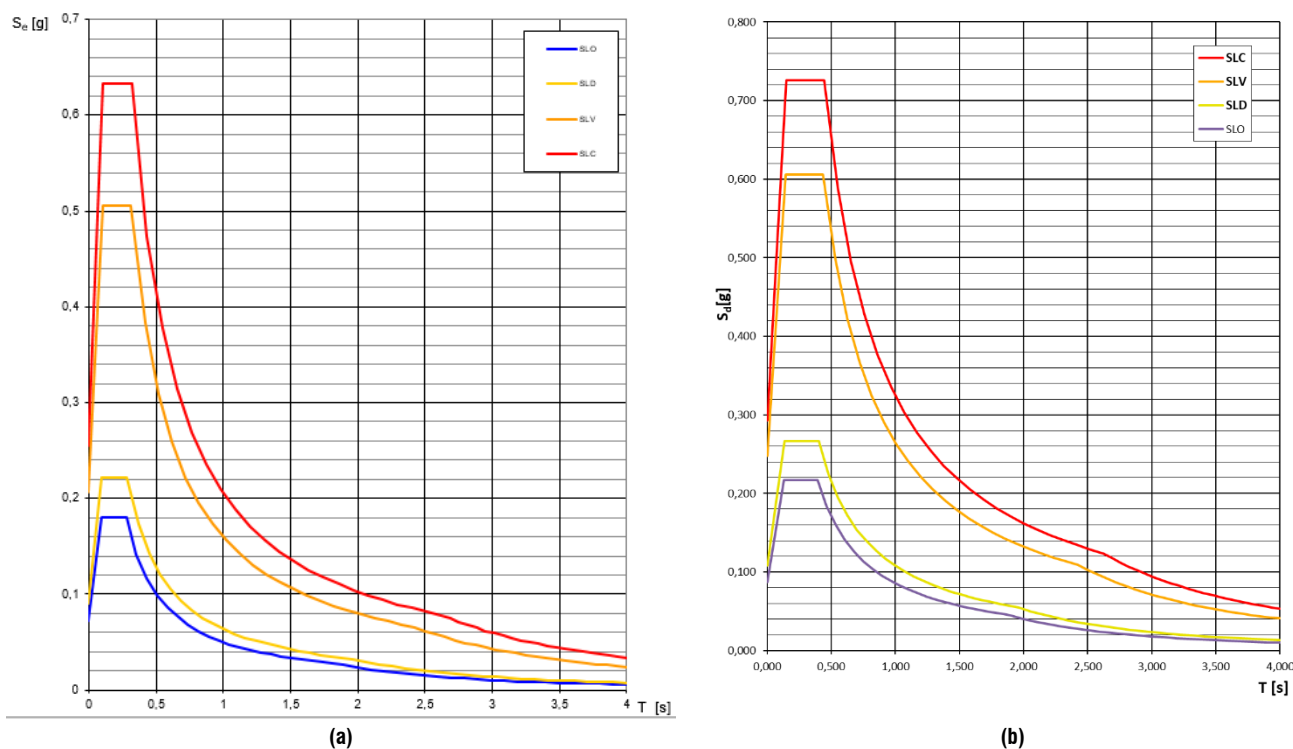


Figura 3: (a) Spettri di risposta elastici su suolo rigido orizzontale per il sito in esame.
(b) Spettri di risposta elastici su suolo di categoria B e categoria topografica T1 per il sito in esame.

5.5 Combinazione dei carichi.

Le verifiche allo stato limite ultimo (SLC - SLV) e allo stato limite di esercizio (SLD - SLO) devono essere effettuate per la



seguente combinazione dell'azione sismica con le altre azioni.

$$E + G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite in esame;
G₁ peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
G₂ peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
y_{2i} coefficiente di combinazione;
Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile;

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_{k1} + G_{k2} + \sum_i \Psi_{2i} Q_{ki}$$

La verifica allo stato limite ultimo per carichi statici viene condotta con la seguente combinazione dei carichi:

$$\gamma_{G1} G_{k1} + \gamma_{G2} G_{k2} + \gamma_Q \Psi_0 Q_k$$

I valori dei vari coefficienti sono scelti in base alla destinazione d'uso dei vari solai secondo quanto indicato nella norma.

6 SOFTWARE UTILIZZATI

Sigla:	3MURI
Produzione e distribuzione:	S.T.A. DATA s.r.l. Corso Raffaello, 12 - 10126 TORINO (TO) tel. 0116699345 fax 0116699375 internet: http://www.stadata.com e. mail: info@stadata.com
Autori:	Prodotto: S.T.A. DATA srl; Motore di calcolo: Responsabile Prof. Ing. Sergio LAGOMARSINO, Prof. Ing. Serena CATTARI, Prof. Ing. Andrea PENNA, Ing. Alessandro GALASCO
Versione:	13.2.0.14
Numero Licenza:	(53679)

6.1 Codice di calcolo, solutore e affidabilità dei risultati

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il software è inoltre dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello sia del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare, il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato;



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento;
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

6.2 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità

Il software utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica sia le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre, la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli SDOF semplificati. Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

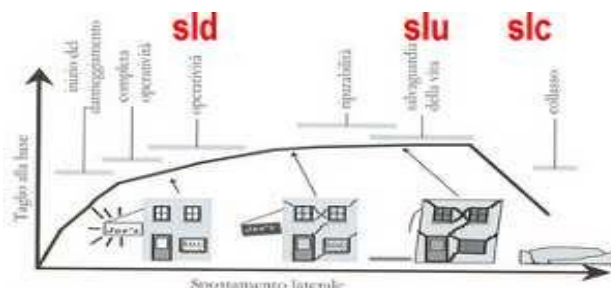
7 METODO DI VALUTAZIONE IN CONDIZIONI SISMICHE

7.1 Modalità di verifica globale.

Tra i vari metodi di analisi descritti al §7.3 delle NTC 2018, si è deciso di svolgere una **analisi statica non lineare**. A questo scopo si è impiegato il programma di calcolo TRE MURI, della STA Data.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

La normativa sismica pone in evidenza che la duttilità è il fattore più importante per la valutazione della capacità delle strutture di resistere alle azioni sismiche.



La duttilità è la capacità della struttura di deformarsi a carico quasi costante, superando la fase elastica e dissipando l'energia trasmessa dalle onde sismiche per attrito e attraverso fenomeni di isteresi.

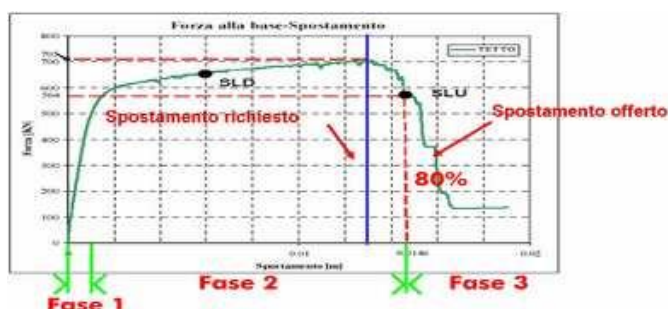
Mentre per alcune tipologie strutturali (c.a., acciaio, legno) è ancora possibile effettuare il calcolo attraverso l'analisi elastica,



tenendo conto attraverso il fattore q che esprime sinteticamente la capacità di duttilità della struttura, questo metodo è difficilmente applicabile per le murature, o meglio, il metodo q è applicabile, ma con criteri molto prudenziali; si ottengono in questo modo valori elevati per le azioni sismiche e quindi strutture sovradimensionate.

Per questo la ricerca teorica e sperimentale ha elaborato analisi che consentono di valutare l'effettivo comportamento delle strutture al superamento della fase elastica.

La conseguenza è la scelta della duttilità come parametro di giudizio. Duttilità significa spostamento: la duttilità è infatti definita come du/de , cioè il rapporto tra il massimo spostamento della struttura prima del collasso e lo spostamento al limite elastico ed è quindi necessario valutare entrambi i valori. Il risultato dell'analisi di 3Muri è quindi un diagramma di questo genere:



La curva indica il rapporto tra la forza sismica alla base e lo spostamento di un nodo particolare, detto nodo di controllo, in genere posizionato in sommità della struttura.

La curva riporta il comportamento della struttura al crescere dei carichi che si può suddividere in tre fasi:

Fase 1: elastica. Il comportamento iniziale è pressoché elastico e gli spostamenti sono proporzionali alle forze

Fase 2: progressivo deterioramento. A causa del superamento della fase elastica dei singoli elementi (maschi e fasce) di cui la struttura è costituita si evidenzia la progressiva riduzione della crescita della forza, sino al picco massimo di resistenza. Segue quindi la discesa in quanto si propagano le rotture degli elementi.

Fase 3: collasso. Al superamento di un limite convenzionale (80% del valore del picco massimo di resistenza) si considera la struttura collassata, quindi si è raggiunto lo Stato Limite Ultimo, che per le NTC 08 coincide con SLV, cioè lo stato limite di Salvaguardia della Vita.

Si individua in questo modo lo Spostamento Offerto, cioè il massimo spostamento che la struttura è in grado di raggiungere prima del collasso.

Tale valore è confrontato con lo Spostamento Richiesto, cioè lo spostamento imposto dalla normativa, in funzione del sito e delle caratteristiche della struttura (Vita Nominale e Classe d'Uso). Lo Spostamento Richiesto è calcolato in modo automatico dal programma.

La verifica della struttura si ottiene se: Spostamento Offerto > Spostamento Richiesto

La stessa logica si applica per il calcolo dello Stato Limite di Danno e di Operatività. Verifica globale della struttura Se la disuguaglianza è vera, la struttura è globalmente verificata, e non è necessario procedere ad ulteriori analisi, anche con la presenza di elementi diversi dalla muratura (c.a., acciaio, legno).

La verifica è globale in quanto per ogni elemento presente è valutato il comportamento oltre la fase elastica, e se ne prende in conto il suo contributo tenendo conto della fase plastica e di collasso. Ciò che conta è che la struttura fornisca nel suo insieme



uno Spostamento maggiore dello Spostamento Richiesto. Se invece non si raggiunge lo Spostamento Richiesto 3Muri fornisce le informazioni circa le zone critiche in cui sarà necessario intervenire per migliorare il comportamento della struttura. e strutture in muratura hanno dimostrato di resistere bene al terremoto, ma per questo è necessario che si verifichino alcune ipotesi fondamentali.

Comportamento scatolare

Le pareti sono l'elemento fondamentale e, per la particolarità della muratura, manifestano un buon comportamento nel loro piano mentre è trascurabile il comportamento fuori dal piano.

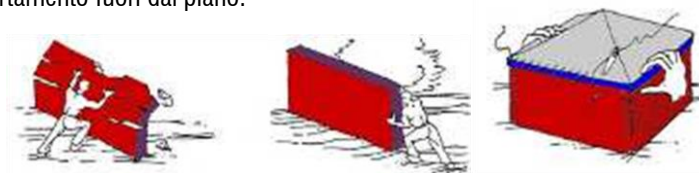
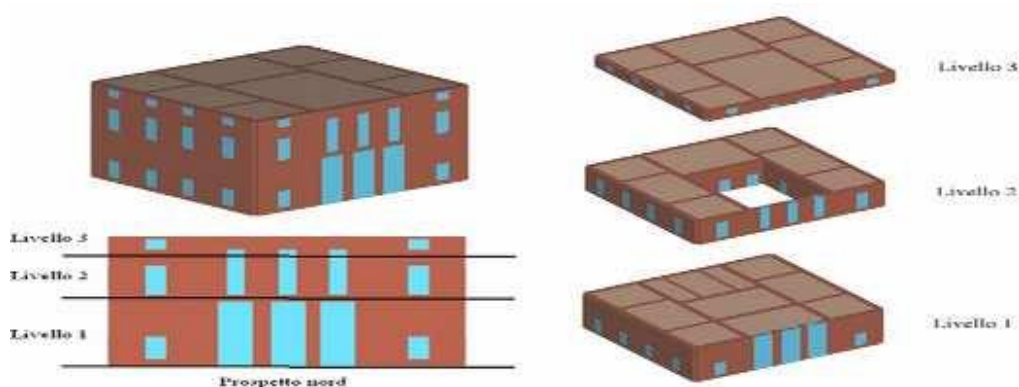


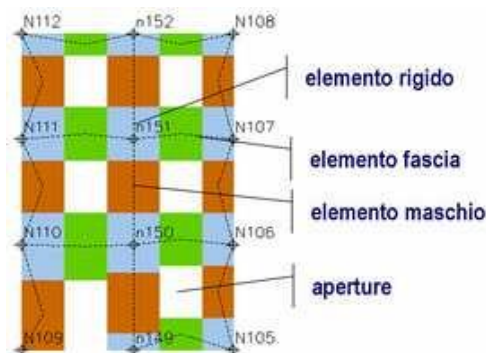
figure da Toulaitos, 1996

Al fine di ottenere adeguata resistenza globale, questa caratteristica necessita di collegamenti tra pareti e tra pareti e solai. Si realizza in questo modo il comportamento scatolare, in grado di offrire una resistenza maggiore della somma dei singoli elementi. La costruzione del modello avviene individuando le pareti che si ritengono significative ottenendo così un modello tridimensionale

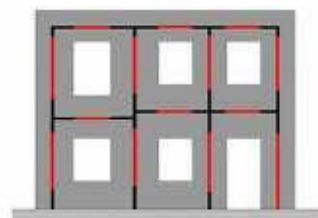


Le pareti si possono suddividere in componenti elementari: maschi, fasce ed elementi rigidi. In particolare, gli elementi "maschio" sono disposti a fianco delle aperture, gli elementi "fascia" sono disposti sopra e sotto le aperture. La muratura restante che non confina con aperture e che risulta quindi contenuta, si può considerare infinitamente rigida rispetto agli altri elementi e viene modellata con elementi di rigidità infinita (tratti neri). La ricerca teorica e sperimentale ha confermato che il comportamento di maschi e fasce, pur coinvolgendo elementi di superficie, può essere reso equivalente ad un elemento lineare.

Collegando quindi questi elementi si ottiene lo schema a telaio, detto appunto telaio equivalente.

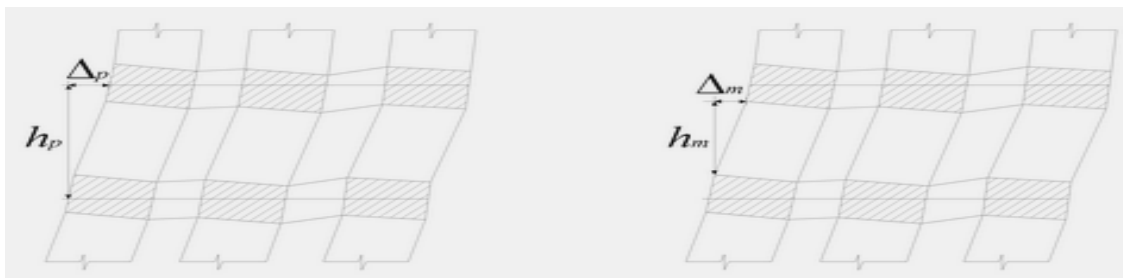


Mesh che rappresenta la suddivisione in "macroelementi"



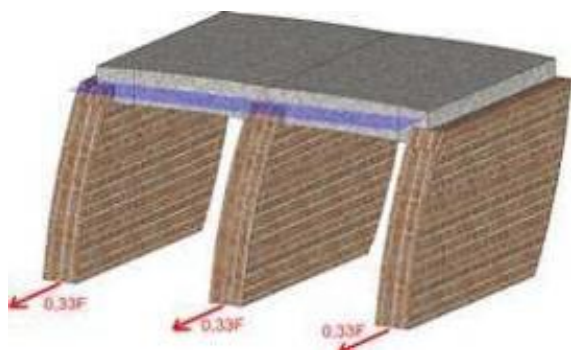
Individuazione del telaio "equivalente"

Il telaio equivalente consente di ben rappresentare il comportamento delle strutture in muratura; inoltre semplifica l'analisi, in quanto riduce i gradi di libertà rispetto ad altri schemi, come per esempio gli elementi finiti di superficie velocizzando i tempi di calcolo.

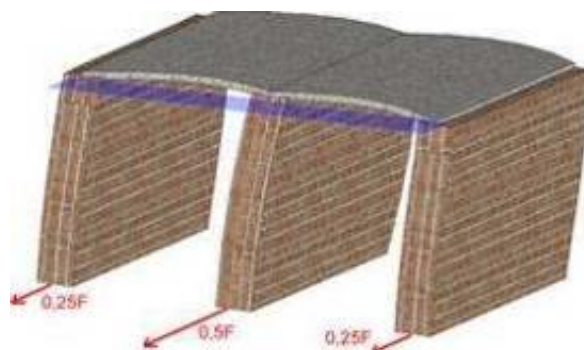


La struttura portante è modellata come assemblaggio di pareti verticali ed orizzontamenti deformabili: ogni parete è schematizzata attraverso un modello a telaio, come previsto dalla Norma, individuando maschi murari verticali e travi in muratura (architravi o fasce di piano) collegati da porzioni considerate rigide. Il compito dei solai è duplice in quanto trasmettono sia i carichi verticali che le sollecitazioni orizzontali sismiche alle varie pareti.

3Muri prende in conto la rigidezza nel piano dei solai definiti come diaframmi, interessati dalle forze orizzontali, come quelle sismiche.



Comportamento solaio rigido



Comportamento solaio flessibile

La rigidezza nel piano del solaio induce un diverso comportamento alla struttura nel suo insieme.



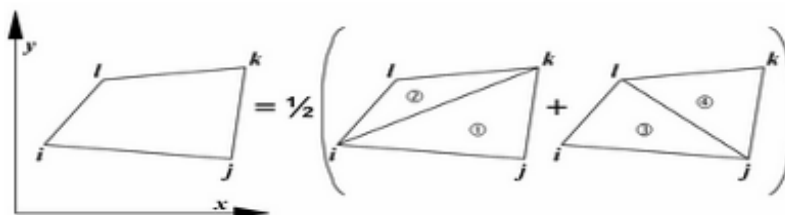
Nel caso di solaio rigido, il setto centrale, pur interessato da un carico orizzontale doppio rispetto ai setti laterali, riceve una quota pari a circa 1/3 del carico totale orizzontale e le azioni si distribuiscono uniformemente su tutti i setti.

Nel caso invece di solaio flessibile, il setto centrale riceve una componente pari al 50% del carico totale sismico, doppio quindi rispetto al carico dei setti laterali; è evidente quindi l'influenza di questo componente strutturale.

Questa caratteristica risulta ancora più evidente superata la fase elastica, evitando che il cedimento della parete centrale determini il cedimento dell'intera struttura. Nel caso di solaio rigido le pareti laterali sono invece chiamate a collaborare anche nel caso di cedimento localizzato.

Per questa ragione spesso si riporta nei manuali tecnici la richiesta di solai infinitamente rigidi nel loro piano e ben collegati alle murature.

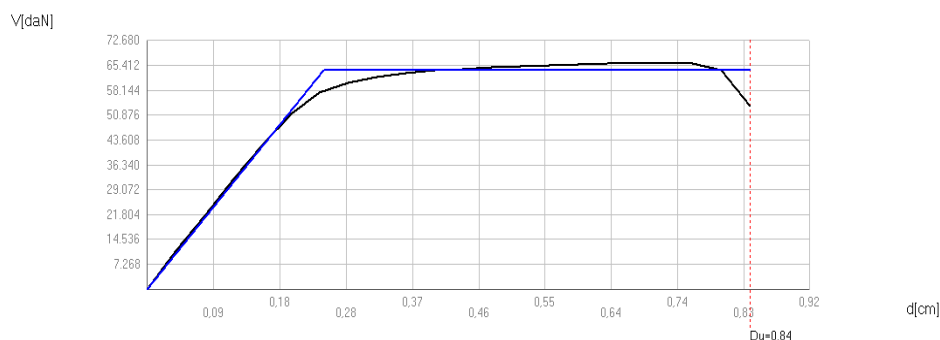
Questo è in genere vero, ma non sempre è necessario, soprattutto se per realizzare tale condizione si deve intervenire sulle strutture esistenti. Infatti, in caso di interventi di recupero o di adeguamento sismico, la sostituzione di solai in legno o simili con solai in c.a. comporta l'aumento della massa con incremento delle azioni sismiche. Inoltre, le operazioni di smontaggio e getto delle nuove strutture può essere di difficile esecuzione. Il solaio infinitamente rigido non deve quindi essere necessariamente prescritto, anche se risulta utile; ciò che è invece necessario è valutare correttamente il comportamento della struttura tenendo conto dell'effettiva rigidezza dei solai. Inoltre, i solai presentano comportamento anisotropo, per tenere conto delle diverse rigidezze nelle due direzioni principali.



Schema degli elementi di solaio con comportamento membranale anisotropo.

Inoltre, la presenza di cordoli sulle murature, influenza il comportamento delle pareti stesse attraverso le fasce. 3Muri studia il comportamento "globale" della struttura mediante l'analisi non lineare ed il controllo degli spostamenti, superando la verifica puntuale.

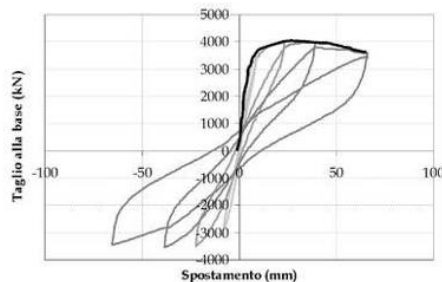
L'analisi statica non lineare (pushover) caratterizza il sistema sismico resistente tramite curve di capacità. Sono analisi "statiche" in quanto la forzante esterna è applicata staticamente alla struttura e "non lineari" a causa del modello comportamentale assunto per gli elementi resistenti della struttura che passano dalla fase elastica alla fase plastica ed infine alla rottura.





Il grafico illustra una tipica curva sforzo – deformazione, riportando secondo l'asse X gli spostamenti di un punto significativo della struttura (nodo di controllo) e secondo l'asse Y le forze corrispondenti. La curva rappresenta quindi come si comporta globalmente la struttura all'aumento del carico evidenziandone il comportamento non lineare.

Tali curve intendono rappresentare l'involuppo dei cicli d'isteresi prodotti durante la realizzazione del sisma e possono essere considerate come un indicatore del comportamento post-elastico della struttura. L'analisi push-over nasce come semplificazione dell'analisi dinamica non lineare, ottenendo lo stesso risultato, ma con minor fatica e maggiore velocità di calcolo.

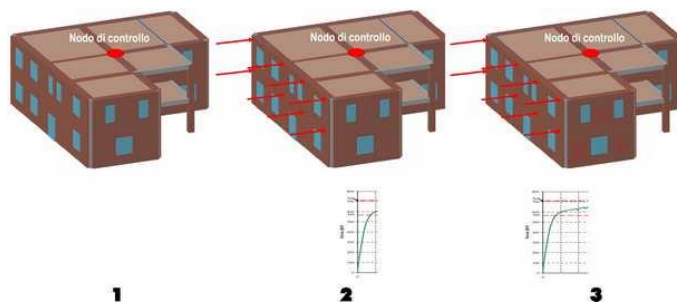


L'analisi "push-over" si può considerare come l'involuppo dei punti massimi delle curve evidenziate dall'analisi dinamica non lineare.

L'approccio FME (Frame by Macro Element) consente di limitare il numero di gradi di libertà e quindi di rappresentare la risposta di edifici in muratura complessi con un onere computazionale relativamente modesto.

L'analisi statica non lineare (push-over) consente di analizzare la struttura in tutte le fasi comprese tra la fase iniziale di applicazione del carico sismico sino al completo collasso della struttura.

Le figure seguenti illustrano le diverse fasi in cui si sviluppa il calcolo.



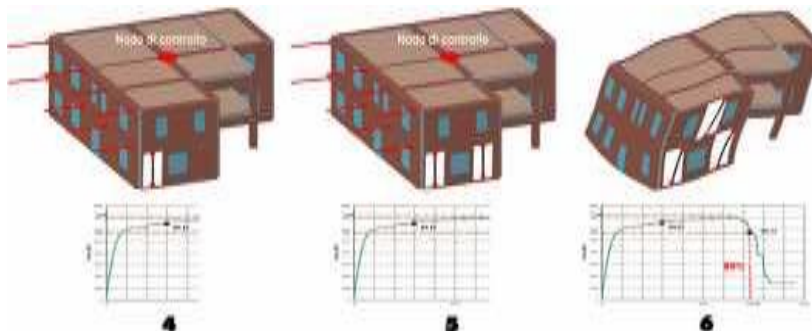
Fase 1

Nella fase 1 la struttura è scarica ed è necessario individuare il nodo di controllo. Si tratta di un punto di solito situato all'ultimo piano che serve come punto di riferimento per la costruzione della curva forza- deformazione. 3Muri automaticamente realizza la media dei valori di spostamento del piano

Fase 2

In questa fase si applicano le forze che saranno incrementate passo passo. Fase 3

Al crescere delle forze alcuni elementi subiranno un degrado, passando dalla fase elastica alla fase plastica, cioè al limite del comportamento elastico.



Fase 4

Aumentando ancora le forze ci sarà ulteriore passaggio dalla fase plastica alla rottura vera e propria. In questo caso l'elemento non si considera più attivo per contrastare i carichi sismici orizzontali, mentre è ancora attivo per i carichi verticali. In pratica viene inserita una biella verticale.

Fase 5

Gli elementi collassati si propagano man mano che gli elementi maschi e fasce raggiungono lo stato limite.

Fase 6

Al termine la struttura risulta collassata quando nella curva forza alla base - spostamento si è raggiunto un valore pari a 80% del valore massimo raggiunto.

Tale criterio varia da normativa a normativa, alla struttura sono applicate due tipologie di carichi orizzontali: carichi gravitazionali mantenuti costanti ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi fra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura, fino al collasso della struttura.

Per le forze orizzontali sono previste due condizioni: carichi proporzionali all'altezza dei piani e proporzionali al primo modo di vibrare.

L'algoritmo di calcolo è ottimizzato per ottenere rapidamente l'analisi anche per strutture di notevoli dimensioni.

Come riportato nello schema, le operazioni di introduzione dei dati e di controllo dei risultati si suddividono in tre fasi principali: Input, Analisi, Verifica.



Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite di collasso (SLC):



D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva di push-over a un valore pari al 80% di quello massimo.

$$q^* < 4$$

q^* rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Stato limite Ultimo (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico;

D_u : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0,75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3$$

q^* rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno;

D_u^{SLD} : Spostamento minore tra:

- 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 parte ritenuta significativa ai fini dell'uso della costruzione (e comunque non prima dello spostamento per il quale si raggiunge un taglio alla base pari a 0,7500 del taglio di base massimo).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività;

D_u^{SLO} : Spostamento pari a 0,6670 di quello allo SLD:

7.2 Analisi dei meccanismi locali di collasso:

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali sono state svolte tramite l'**analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico lineare**, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematisimo.

Per le verifiche si è fatto riferimento al **§C8.7.1.2.1** della circolare ministeriale del 21 gennaio 2019, in particolare alla relazione **[C8.7.1.1]**. In accordo a quanto precedentemente richiamato, è stato adottato, per le verifiche, un fattore di struttura **$q=2$** .



7.3 Verifica a pressoflessione fuori piano:

Per l'esecuzione delle verifiche a pressoflessione fuori piano sui maschi murari, è stata svolta sui singoli elementi una analisi statica lineare. In accordo a quanto previsto al §7.8.1.5.2 delle NTC 2018 le sollecitazioni sono state determinate applicando le forze equivalenti indicate al §7.2.3 per gli elementi strutturali secondari e non strutturali, assumendo un fattore di struttura dell'elemento $q_a=3$. Calcolate le sollecitazioni, le verifiche a pressoflessione saranno condotte secondo la relazione [7.8.2] riportata al §7.8.2.2.1 delle NTC 2018, impiegata per le verifiche a pressoflessione nel piano, nella quale saranno invertiti " l " (lunghezza della parete) e " t " (spessore della parete) coerentemente con la direzione del momento flettente che sollecita la parete.

8 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La modellazione della struttura viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macroelementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete.

Gli orizzontamenti, sono modellati come elementi finiti a membrana ortotropa a 3 nodi con due gradi di libertà, connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. La loro rigidezza è determinata in automatico dal software di calcolo sulla base di un modulo elastico parallelo all'orditura, uno perpendicolare all'orditura e di un modulo di elasticità tangenziale, determinati sulla base della qualità e della consistenza delle strutture costituenti l'orizzontamento. Per questo, l'elemento finito solaio viene definito con una rigidezza assiale, ma nessuna rigidezza flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

La tipologia strutturale adottata sarà quella di edificio in muratura ordinaria.

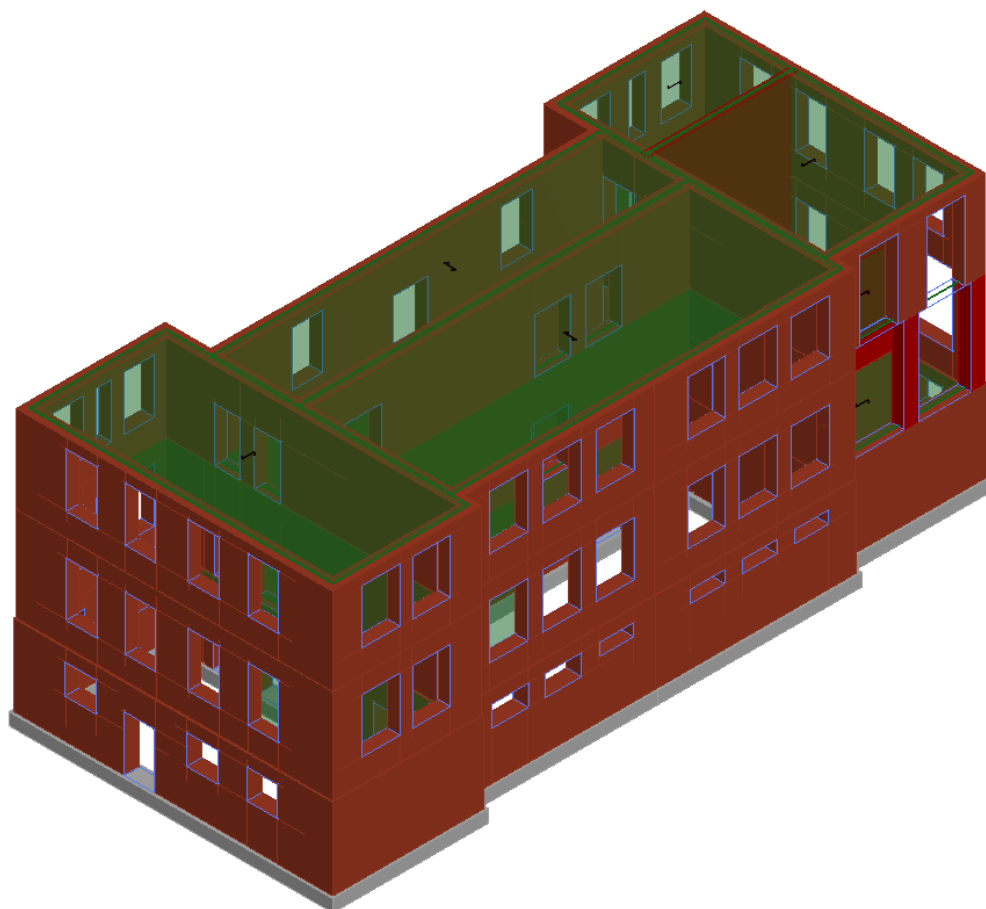
Per cogliere in modo realistico il possibile comportamento non lineare e ottenere un modello attendibile, si sono rese necessarie una serie di ipotesi. La modellazione, infatti, non è solo un semplice lavoro di rieditazione della struttura in un ambiente virtuale (software di analisi), ma è un complesso processo decisionale che ha alla base delle ipotesi suffragate dall'esperienza del progettista e da quanto riportato in letteratura.



Nel caso in esame, si è cercato di cogliere gli aspetti tipologici e caratteristici della struttura, e tralasciando dettagli ed aspetti che, a fronte di un incremento dell'onere computazionale non conducono a variazioni significative dei risultati del calcolo.

La quota d'imposta delle fondazioni dell'edificio è uniforme, pertanto, lo zero sismico è stato scelto ad una quota di 0,00 m rispetto allo zero del modello di calcolo.

Le scale presenti non sono dotate di rigidità tale da poter influenzare il comportamento strutturale del modello di calcolo, pertanto la loro presenza è stata tenuta in conto solo in termini di masse. Per quanto riguarda gli orizzontamenti, ciascuna tipologia è stata modellata in modo tale da rappresentarne correttamente il comportamento nel piano, il programma 3MURI infatti computa in automatico la rigidità dell'impalcato in funzione della tipologia di solaio presente, della presenza o meno di elementi di rinforzo o di solette in calcestruzzo collaboranti, gli implacati, in sostanza, sono stati considerati come “semirigidi”. Si riportano nel seguito alcune immagini del modello di calcolo realizzato per le analisi strutturali.



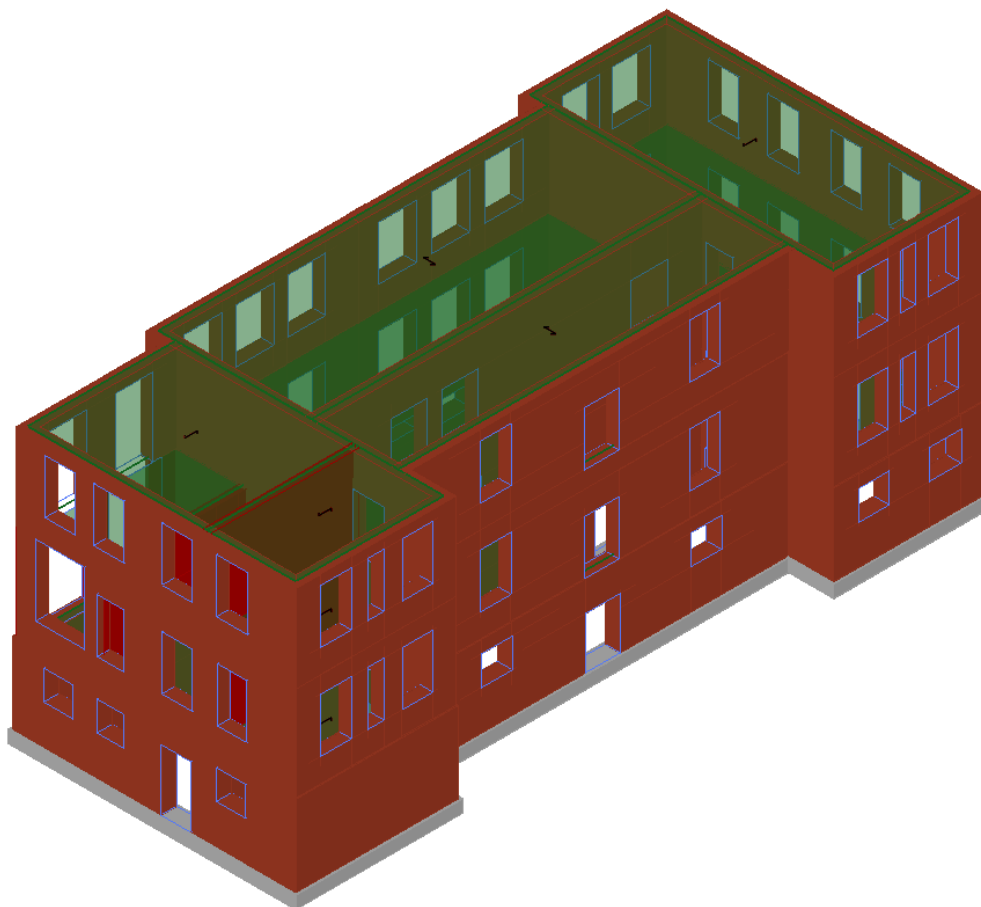


Figura 4: Viste assonometriche del modello di calcolo

9 ANALISI STATICA NON LINEARE: Ante Operam.

Nel seguente paragrafo viene riportata una sintesi dei risultati ottenuti dall'analisi del modello agli elementi finiti della struttura in oggetto nella configurazione "ante-operam". Per una visione più dettagliata dei risultati si rimanda ai tabulati allegati. Nella tabella seguente sono riportati i risultati dell'analisi modale del modello di calcolo per i primi 20 modi di vibrare:

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,44458	26604	1,69	792825	50,34	40	0,00
2	0,39098	107215	6,81	485792	30,85	15	0,00
3	0,31394	1027075	65,22	7179	0,46	20	0,00
4	0,21166	1363	0,09	889	0,06	2	0,00
5	0,19253	14634	0,93	324	0,02	56	0,00
6	0,16869	20123	1,28	86201	5,47	26	0,00
7	0,15697	43727	2,78	88332	5,61	67	0,00
8	0,14975	355	0,02	7687	0,49	666	0,04
9	0,14205	8020	0,51	29819	1,89	842	0,05
10	0,13556	10373	0,66	14	0,00	2460	0,16
11	0,12832	3888	0,25	5983	0,38	1323	0,08
12	0,12254	52482	3,33	399	0,03	112	0,01
13	0,11467	11070	0,70	3067	0,19	2443	0,16
14	0,11266	1135	0,07	23637	1,50	3	0,00



15	0,10736	11251	0,71	22	0,00	13775	0,87
16	0,10475	28270	1,80	1211	0,08	8722	0,55
17	0,10258	47431	3,01	641	0,04	36436	2,31
18	0,10167	2703	0,17	400	0,03	12960	0,82
19	0,10125	930	0,06	11711	0,74	1575	0,10
20	0,09958	9672	0,61	589	0,04	406778	25,83

Di seguito si riporta la tabella con i risultati delle analisi statiche non lineari:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLC				SLV				SLD			SLO			α SLC	α SLU	α SLD	α SLO
				Dmax [cm]	Du [cm]	q*	Ver.	Dmax [cm]	Du [cm]	q*	Ver.	Dmax [cm]	Dd [cm]	Ver.	Dmax [cm]	Dd [cm]	Ver.				
1	+X	Uniforme	0	3,79	4,62	2,76	Si	3,14	3,47	2,30	Si	1,26	1,13	No	1,02	0,75	No	1,206	1,099	0,900	0,737
2	+X	F. Statiche	0	4,65	4,47	3,83	No	3,88	3,35	3,20	No	1,58	1,13	No	1,25	0,75	No	0,962	0,864	0,718	0,604
3	-X	Uniforme	0	4,45	3,20	3,36	No	3,71	2,40	2,81	No	1,53	1,29	No	1,21	0,86	No	0,723	0,653	0,844	0,711
4	-X	F. Statiche	0	5,25	4,06	4,38	No	4,38	3,05	3,66	No	1,78	1,20	No	1,41	0,8	No	0,774	0,695	0,674	0,567
5	+Y	Uniforme	0	4,72	3,45	5,19	No	3,94	2,59	4,33	No	1,60	0,91	No	1,27	0,61	No	0,731	0,656	0,568	0,479
6	+Y	F. Statiche	0	5,44	4,22	5,04	No	4,55	3,16	4,21	No	1,85	1,08	No	1,46	0,72	No	0,775	0,696	0,586	0,493
7	-Y	Uniforme	0	4,57	2,99	4,86	No	3,82	2,25	4,06	No	1,56	0,93	No	1,23	0,62	No	0,656	0,590	0,598	0,503
8	-Y	F. Statiche	0	5,24	3,34	4,94	No	4,37	2,51	4,12	No	1,78	1,06	No	1,41	0,71	No	0,639	0,573	0,598	0,503
9	+X	Uniforme	62	3,75	4,61	2,76	Si	3,09	3,46	2,31	Si	1,24	1,22	No	1	0,81	No	1,218	1,110	0,986	0,808
10	+X	Uniforme	-62	3,84	4,70	2,76	Si	3,18	3,53	2,30	Si	1,28	1,08	No	1,04	0,72	No	1,213	1,104	0,843	0,691
11	+X	F. Statiche	62	4,57	4,39	3,88	No	3,82	3,29	3,24	No	1,56	1,16	No	1,23	0,78	No	0,960	0,863	0,747	0,629
12	+X	F. Statiche	-62	4,71	4,44	3,75	No	3,93	3,33	3,13	No	1,60	1,14	No	1,26	0,76	No	0,943	0,847	0,715	0,602
13	-X	Uniforme	62	4,40	3,28	3,19	No	3,66	2,46	2,66	No	1,51	1,34	No	1,2	0,89	No	0,748	0,676	0,883	0,743
14	-X	Uniforme	-62	4,49	3,15	3,55	No	3,75	2,36	2,96	No	1,54	1,24	No	1,22	0,83	No	0,703	0,634	0,806	0,679
15	-X	F. Statiche	62	5,18	3,72	4,17	No	4,33	2,79	3,48	No	1,76	1,24	No	1,39	0,83	No	0,717	0,644	0,707	0,596
16	-X	F. Statiche	-62	5,31	3,62	4,49	No	4,44	2,71	3,75	No	1,80	1,18	No	1,43	0,79	No	0,681	0,611	0,657	0,553
17	+Y	Uniforme	137,8	4,67	2,45	5,65	No	3,90	1,84	4,72	No	1,58	0,83	No	1,25	0,55	No	0,525	0,471	0,522	0,440
18	+Y	Uniforme	-137,8	4,67	2,87	5,07	No	3,90	2,16	4,23	No	1,58	0,92	No	1,25	0,61	No	0,616	0,553	0,582	0,490
19	+Y	F. Statiche	137,8	5,45	3,04	5,30	No	4,55	2,28	4,43	No	1,85	1,03	No	1,46	0,69	No	0,559	0,502	0,556	0,469
20	+Y	F. Statiche	-137,8	5,39	3,91	4,94	No	4,50	2,93	4,13	No	1,83	1,09	No	1,45	0,73	No	0,725	0,651	0,597	0,503
21	-Y	Uniforme	137,8	4,65	2,59	5,07	No	3,88	1,95	4,23	No	1,58	0,92	No	1,25	0,61	No	0,558	0,501	0,581	0,490
22	-Y	Uniforme	-137,8	4,50	2,59	4,99	No	3,75	1,94	4,16	No	1,53	0,88	No	1,21	0,59	No	0,578	0,521	0,575	0,484
23	-Y	F. Statiche	137,8	5,37	2,96	4,96	No	4,49	2,22	4,15	No	1,82	1,08	No	1,44	0,72	No	0,551	0,495	0,594	0,500
24	-Y	F. Statiche	-137,8	5,24	3,51	5,05	No	4,37	2,63	4,21	No	1,78	1,04	No	1,41	0,69	No	0,670	0,602	0,585	0,492

Dall'analisi della tabella si evince che, nella condizione ante-operam, l'analisi più sfavorevole lungo la direzione "X" è la numero 16, ovvero quella eseguita con una distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche applicata in direzione "-X" considerando un'eccentricità accidentale del 5%. Per questa analisi si ha un indicatore del rischio di collasso (Alfa SLC) pari al **68%** rispetto ad un edificio adeguato ed un valore dell'indice di vulnerabilità sismica (Alfa SLV) pari al **61%** rispetto ad un edificio adeguato. L'analisi più sfavorevole lungo la direzione "Y" è la numero 17 ovvero quella eseguita con una distribuzione di forze uniforme applicata in direzione "+Y" considerando un'eccentricità accidentale del 5%. Per questa analisi si ha un indicatore del rischio di collasso (Alfa SLC) pari al **52%** rispetto ad un edificio adeguato ed un valore dell'indice di vulnerabilità sismica (Alfa SLV) pari al **47%** rispetto ad un edificio adeguato.

Alcune analisi presentano un valore di $q^* > 4$ per lo SLC ed un valore di $q^* > 3$ per lo SLV. Al fine di valutare la validità dei risultati ottenuti per le analisi nella configurazione ante-operam, si ripeteranno le analisi utilizzando degli spettri le cui ordinate



spettrali saranno ridotte tramite un coefficiente pari a **0,47** che corrisponde al minimo dei valori di α_{SLC} e α_{SLV} per le analisi effettuate

Nell'immagine seguente sono riportati gli spettri ridotti adottati:

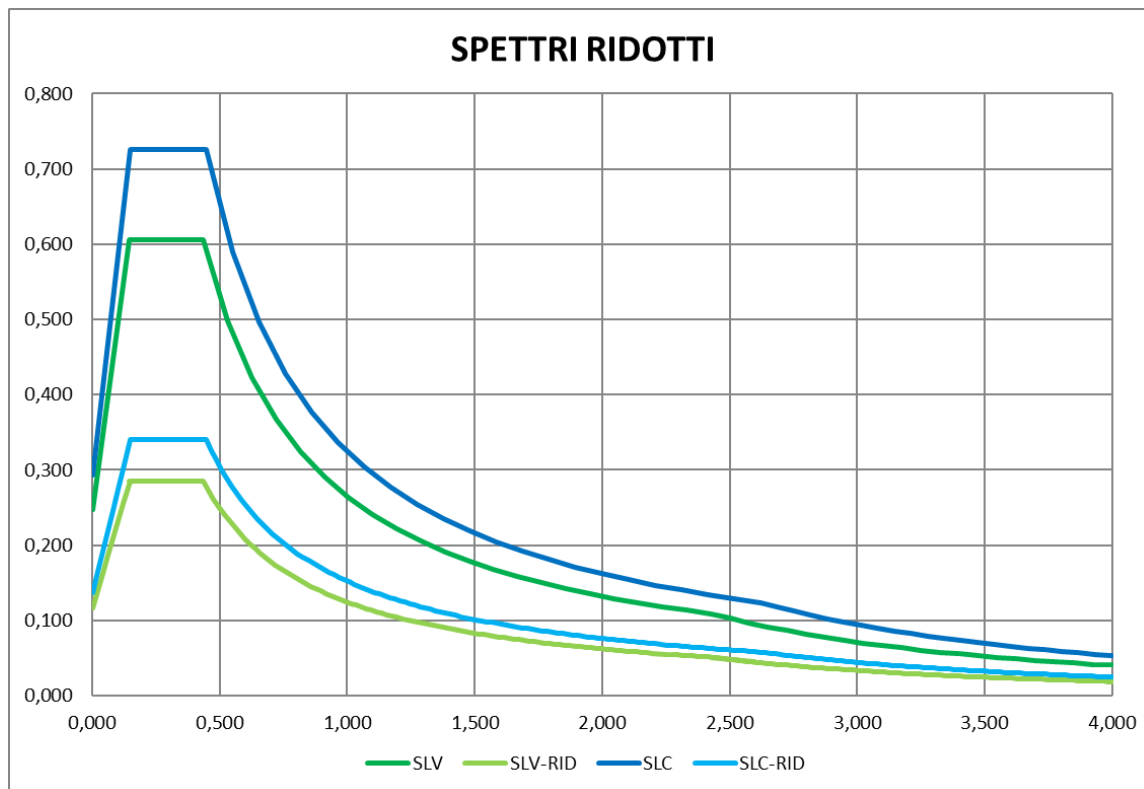


Figura 5: Spettri ridotti

Sono state nuovamente eseguite la analisi non lineari nei riguardi dello SLV e dello SLC, nel seguito è riportata una tabella con i risultati delle verifiche:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLC		SLV	
				q*	Ver.	q*	Ver.
1	+X	Uniforme	0	1,30	Sì	1,08	Sì
2	+X	F. Statiche	0	1,80	Sì	1,50	Sì
3	-X	Uniforme	0	1,58	Sì	1,32	Sì



4	-X	F. Statiche	0	2,06	Si	1,72	Si
5	+Y	Uniforme	0	2,44	Si	2,04	Si
6	+Y	F. Statiche	0	2,37	Si	1,98	Si
7	-Y	Uniforme	0	2,29	Si	1,91	Si
8	-Y	F. Statiche	0	2,32	Si	1,94	Si
9	+X	Uniforme	62	1,30	Si	1,09	Si
10	+X	Uniforme	-62	1,30	Si	1,08	Si
11	+X	F. Statiche	62	1,82	Si	1,52	Si
12	+X	F. Statiche	-62	1,76	Si	1,47	Si
13	-X	Uniforme	62	1,50	Si	1,25	Si
14	-X	Uniforme	-62	1,67	Si	1,39	Si
15	-X	F. Statiche	62	1,96	Si	1,64	Si
16	-X	F. Statiche	-62	2,11	Si	1,76	Si
17	+Y	Uniforme	137,8	2,65	Si	2,22	Si
18	+Y	Uniforme	-137,8	2,38	Si	1,99	Si
19	+Y	F. Statiche	137,8	2,49	Si	2,08	Si
20	+Y	F. Statiche	-137,8	2,32	Si	1,94	Si
21	-Y	Uniforme	137,8	2,38	Si	1,99	Si
22	-Y	Uniforme	-137,8	2,34	Si	1,96	Si
23	-Y	F. Statiche	137,8	2,33	Si	1,95	Si
24	-Y	F. Statiche	-137,8	2,37	Si	1,98	Si

I risultati evidenziano che riducendo lo spettro i valori di q^* rientrano nei limiti previsti dalla norma sia per quanto riguarda lo SLV che per lo SLC, pertanto **i risultati possono ritenersi accettabili**:

Si riportano nel seguito le curve di capacità e alcune immagini del modello di calcolo 3D relativo alle analisi N. 16 e N. 17 che risultano essere quelle più penalizzanti. Nelle figure sono rappresentati con diversi colori lo stato del danno ed il tipo di meccanismo di rottura attivato dei vari macroelementi che costituiscono il telaio equivalente. Le figure si riferiscono all'ultimo step dell'analisi incrementale.



Analisi N.16

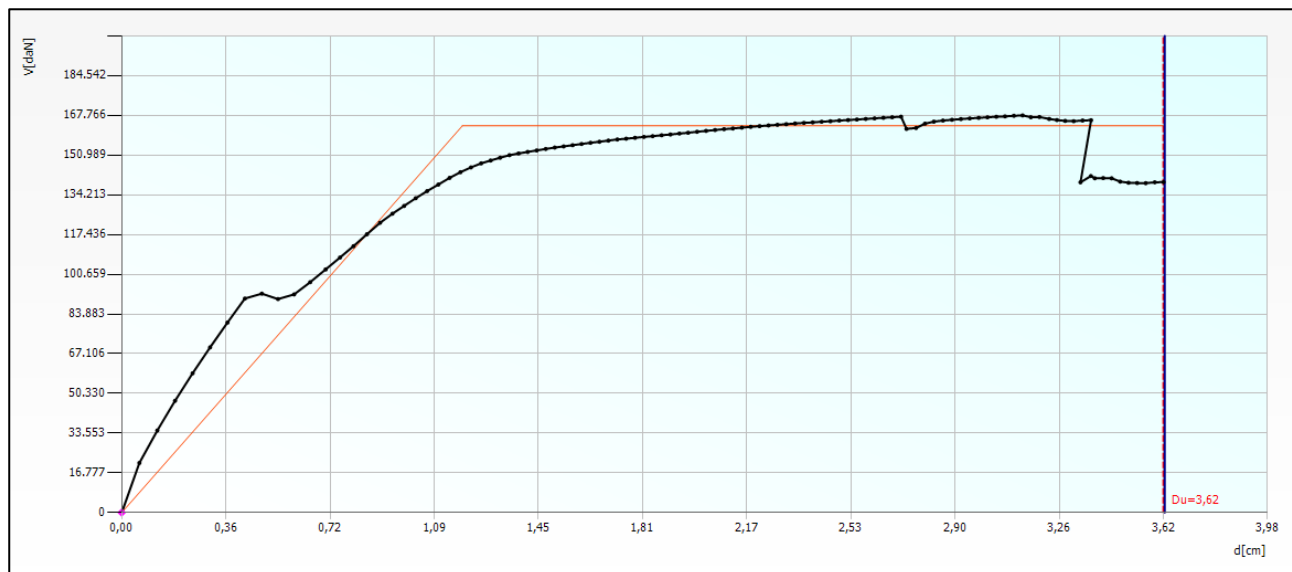


Figura 6: Curva di Push-over - Analisi N.16

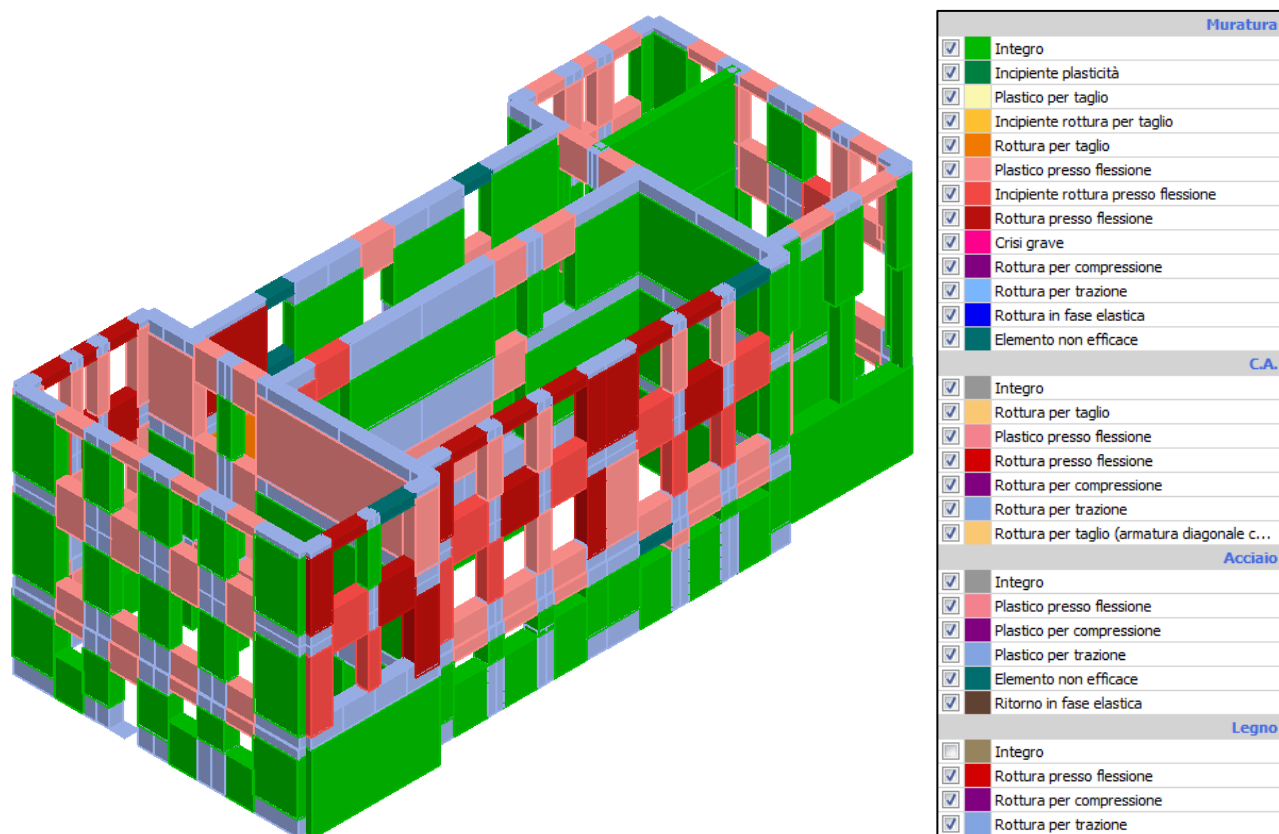


Figura 7: Vista 3D del modello di calcolo - Analisi N.16

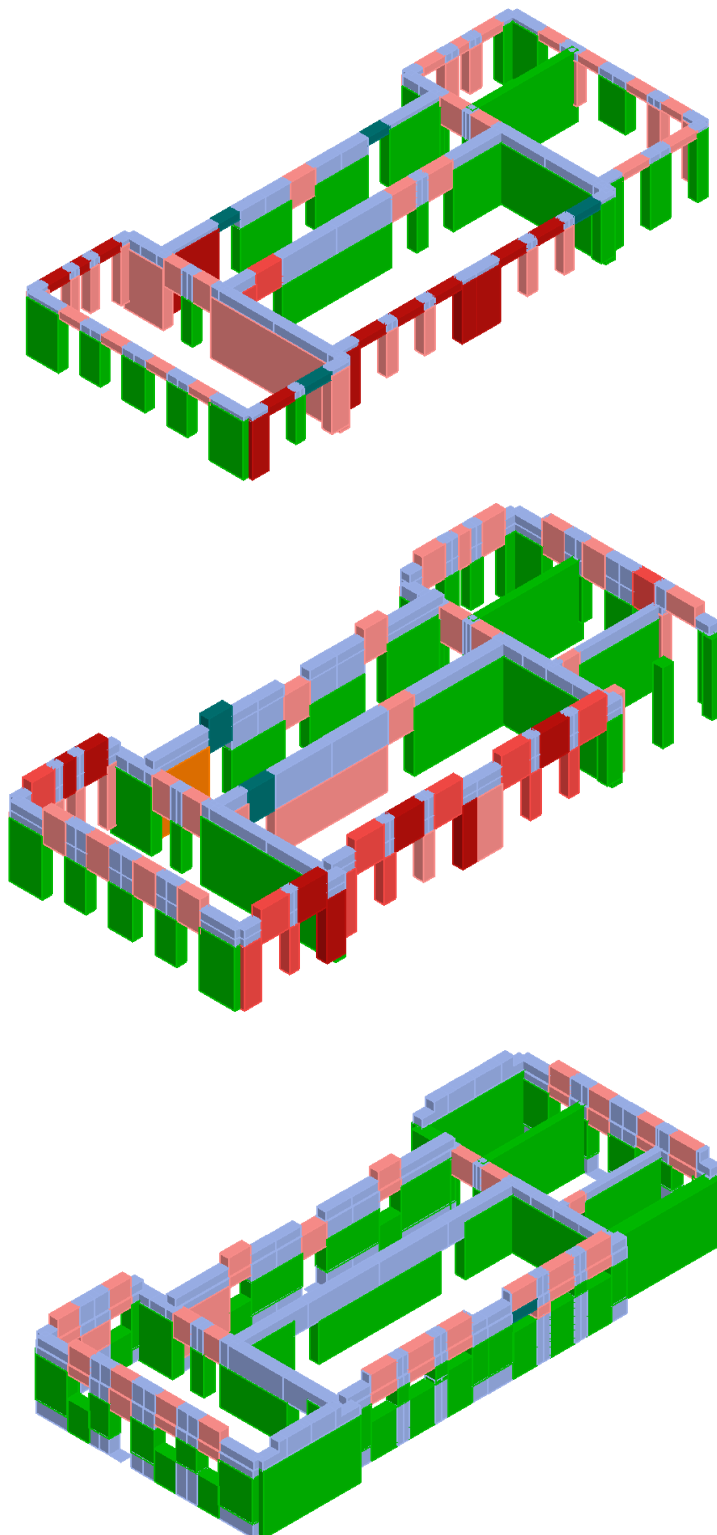


Figura 8: Vista 3D esplosa del modello di calcolo - Analisi N.16



Analisi N.17

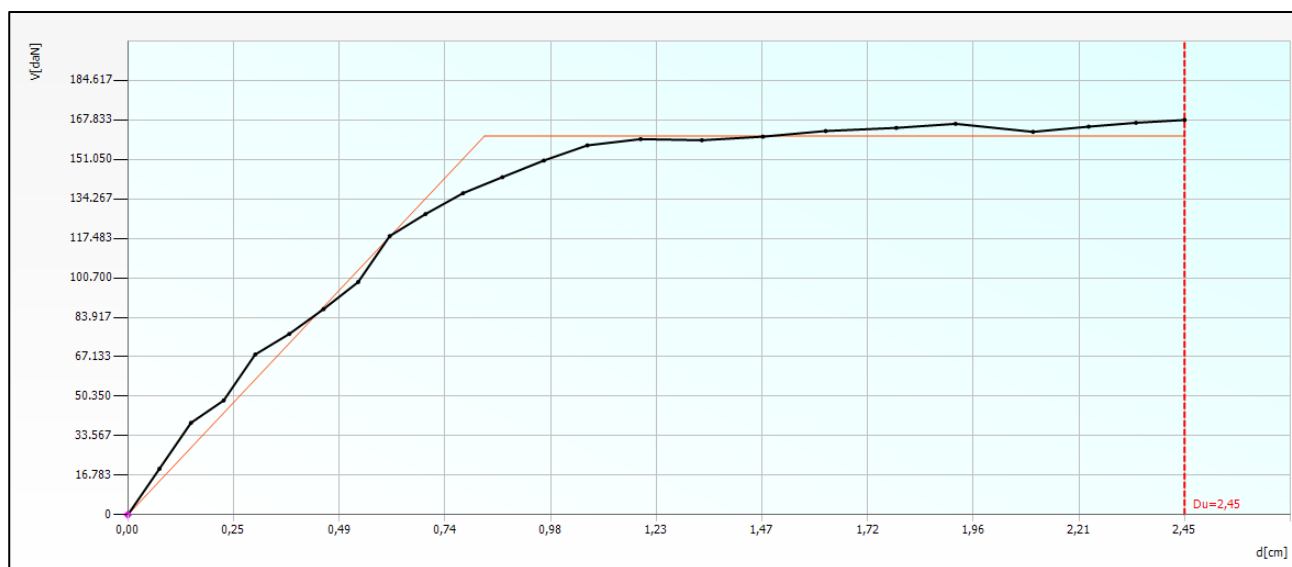
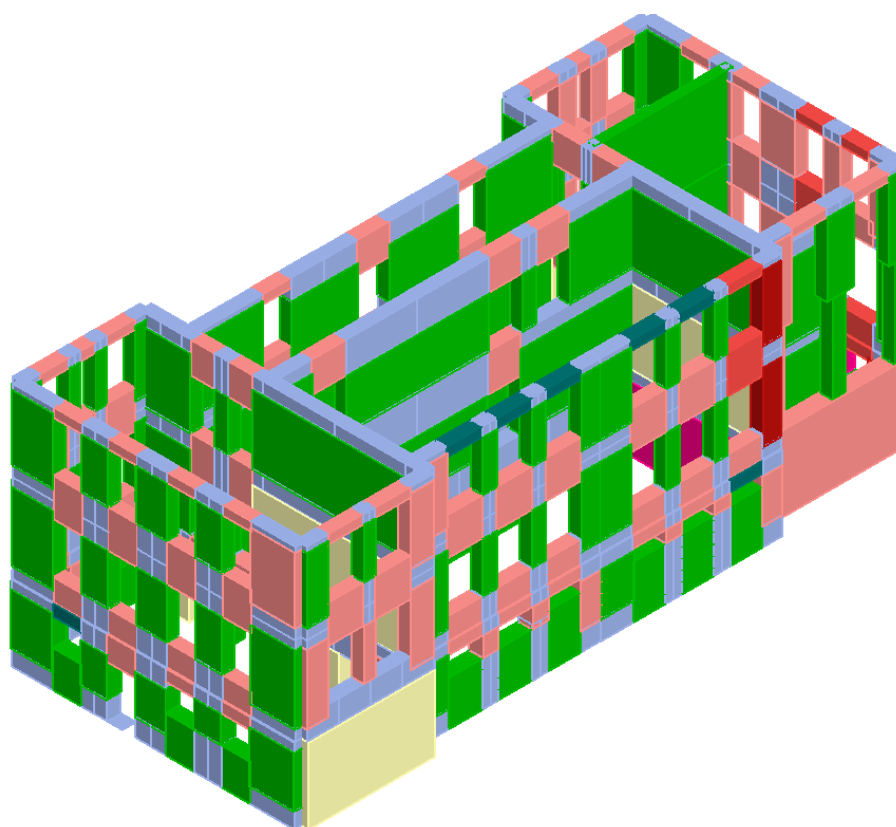


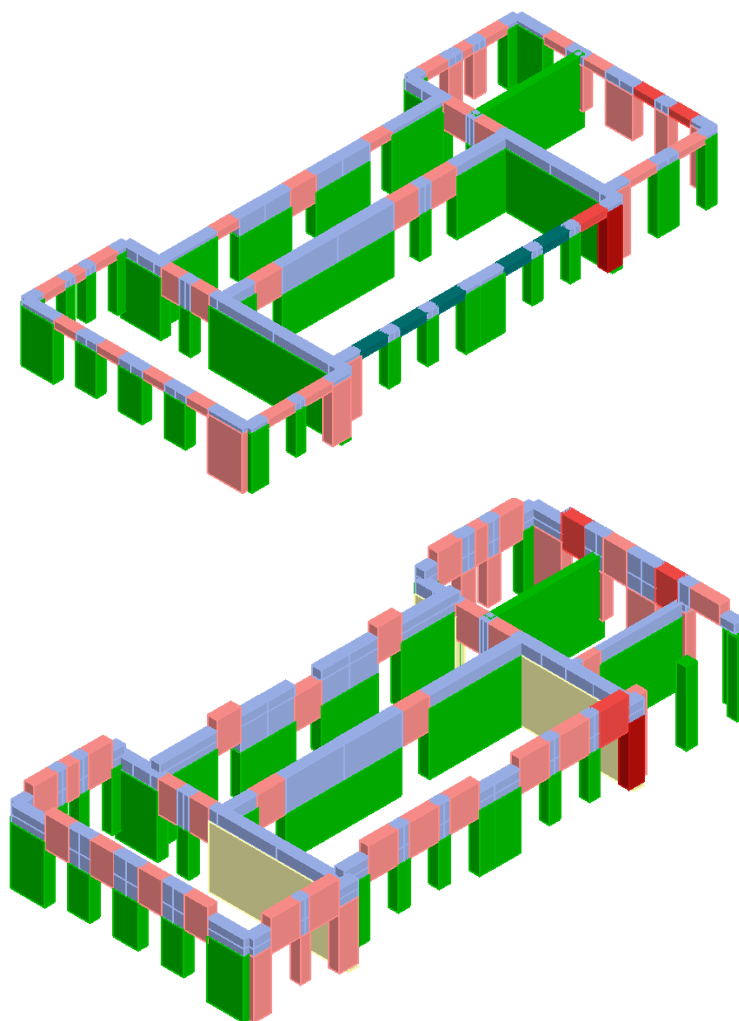
Figura 9: Curva di Push-over - Analisi N.17



Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatura diagonale c...
Acciaio	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
<input checked="" type="checkbox"/>	Ritorno in fase elastica
Legno	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione



Figura 10: Vista 3D del modello di calcolo - Analisi N.17



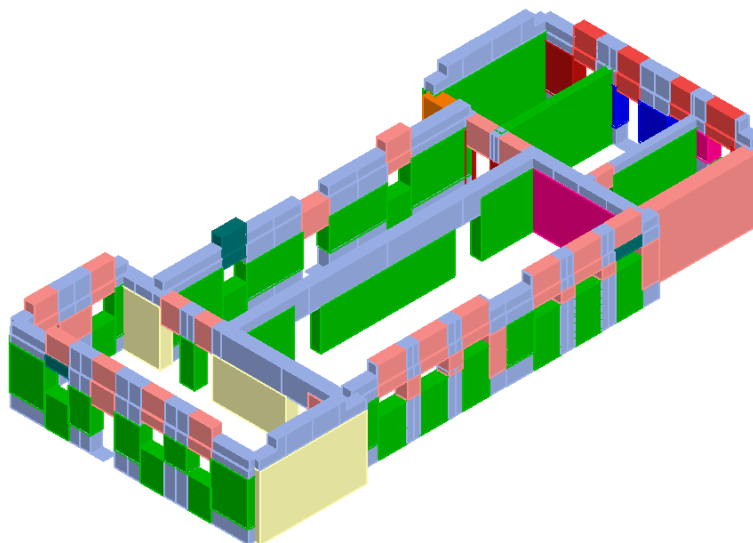


Figura 11: Vista 3D esplosa del modello di calcolo - Analisi N.17

10 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI PREVISTI.

La strategia di intervento proposta è stata stabilita, a valle di uno studio suddiviso in vari step. La prima fase ha avuto come finalità la conoscenza dell'edificio. In questa fase si è provveduto al rilievo geometrico dell'intero manufatto, ed all'acquisizione dei risultati delle indagini geologiche e geotecniche, oltre che a quelle sui materiali e sulle tecnologie costruttive. Sono inoltre stati effettuati gli opportuni sopralluoghi in sito volti a chiarire i vari aspetti legati alla conoscenza della struttura. Il tutto è stato calibrato al fine di ottenere un livello di conoscenza, pari a **LC2**.

La fase successiva è stata dedicata all'analisi strutturale del manufatto, la quale è stata svolta da un lato considerando il fabbricato nella sua interezza, anche ricorrendo all'ausilio di modelli di calcolo tridimensionali, e dall'altro analizzando le criticità locali riscontrate e risultanti dai sopralluoghi in sito.

A valle delle analisi si è passati alla progettazione dell'intervento strutturale. Questo è stato stabilito con la finalità di ridurre, e laddove possibile eliminare, le criticità risultanti dalle analisi, e calibrato in modo tale da ottimizzare le risorse disponibili.

Dalla verifica globale del manufatto, come tra l'altro ci si attendeva, è emersa una importante carenza legata alla qualità della muratura base. L'intervento principale pertanto sarà incentrato nel consolidamento della stessa. In quest'ottica, in prima battuta, su ambo i lati della muratura, si procederà alla rimozione degli intonaci, alla scarnitura profonda dei giunti di malta (in modo da rimuovere tutto il materiale incoerente ed ammalorato) ed al successivo rinzafo con malte tipologicamente compatibili con il



supporto presente. Questo intervento conferirà alla muratura un discreto grado di compattezza e andrà a mitigare i fenomeni di degrado che interessano le porzioni superficiali di malta. Successivamente, per la muratura in pietra sarà eseguita l'iniezione di miscele leganti con l'impiego di malte a base di calce in modo da riempire i vuoti presenti all'interno del nucleo murario.

Inoltre, sui prospetti esterni, in corrispondenza degli elementi verticali che dividono le finestrate a nastro, sarà eseguita 8in aggiunta a quanto già previsto, una ristilatura armata dei giunti di malta, con connessione trasversale, tale intervento sarà esteso cielo-terra per questi elementi. Anche per le colonne in mattoni pieni presenti all'ingresso dell'edificio, saranno consolidate con la tecnica della ristilatura armata.

I solai presentano un'elevata vulnerabilità insita nella tecnologia costruttiva con la quale sono stati realizzati. I solai tipo SAP, infatti, presentano un bassissimo spessore di copriferro in corrispondenza delle armature inferiori, che sono quindi esposte a fenomeni di degrado e corrosione per carbonatazione del calcestruzzo. Inoltre, la struttura del travetto in laterizio forato rende assai oneroso e di esito incerto, un eventuale intervento di consolidamento. Pertanto, visto anche l'uso cui la struttura è destinata, si è deciso di procedere con la sostituzione di tutti i solai di piano e della copertura, con l'eccezione del corpo scala, realizzato in c.a., il quale non manifesta particolari criticità.

I nuovi solai avranno una struttura costituita da travi metalliche con sovrapposta lamiera grecata con soletta collaborante in c.a. dello spessore di 5 cm (oltre l'altezza della lamiera).

I nuovi solai avranno un comportamento rigido nel loro piano e saranno dotati di accorgimenti tali da permettere un efficace collegamento con le pareti. Questo intervento riuscirà a garantire una migliore ripartizione delle azioni orizzontali ed un buon comportamento scatolare al fabbricato, oltre che un miglioramento della performance degli impalcati dal punto di vista statico, sia in condizioni limite che in condizioni di esercizio.

Per migliorare il comportamento scatolare, inoltre, saranno inseriti, ove possibile, tiranti in acciaio e saranno realizzati una serie di cordoli sommitali in c.a.

Infine, a livello locale, si procederà ad una serie di interventi quali la ripresa delle lesioni mediante scuci – cucì, la realizzazione di cerchiature metalliche opportunamente ammorsate alle murature.

In sintesi, gli interventi possono essere raggruppati nelle seguenti tipologie:

- Riparazione e consolidamento mediante scarnitura profonda e stilatura dei giunti.
- Iniezioni di malta a base di calce;
- Ristilatura armata dei giunti di malta con connessione trasversale dei paramenti;
- Riparazione e consolidamento di tipo locale mediante tecnica del cucì e scuci;
- Riduzione delle criticità locali mediante l'inserimento di cerchiature metalliche e catene;
- Inserimento di cordoli di coronamento in c.a. per un efficace collegamento delle nuove coperture alle strutture verticali e tra le pareti;
- Demolizione e ricostruzione degli orizzontamenti e delle coperture con nuovi solai in acciaio e lamiera grecata collaborante;



11 ANALISI DEI CARICHI POST OPERAM

A seguito dell'intervento risultano variati alcuni carichi agenti sugli orizzontamenti. Le restanti azioni agenti sulla struttura, quali carico neve e azione sismica risultano invece invariate. Si riporta nel seguito le tabelle indicanti i carichi assegnati nel calcolo post operam.

NUOVO SOLAIO IN ACCIAIO E LAMIERA GRECATA						
	γ [daN/m ³]	s[m]				[daN/m ²]
Carichi Permanenti						
Putrella in acciaio :			20	0,80	→	25
HI BOND A55 / P600 :	2500	0,08			→	193,75
TOTALE G1_k :					→	218,75
Permanenti portati						
Controsoffitto :	1800	0,01			→	40
Massetto :	2000	0,07			→	140
Pavimento :	2000	0,02			→	40
Incidenza dei tramezzi :					→	120
TOTALE G2_k :					→	340
CARICHI NEL MODELLO DI CALCOLO					G1_k →	220
					G2_k →	340

Solaio Tipo D (p)

NUOVO SOLAIO DI COPERTURA IN ACCIAIO E LAMIERA GRECATA						
	γ [daN/m ³]	s[m]				[daN/m ²]
Carichi Permanenti						
Putrella in acciaio :			20	0,80	→	25
HI BOND A55 / P600 :	2500	0,08			→	193,75
TOTALE G1_k :					→	218,75
Permanenti portati						
Controsoffitto :					→	50
Isolante :					→	10
Massetto :	2000	0,08			→	160
Guaina impermeabilizzante :					→	10
TOTALE G2_k :					→	230
CARICHI NEL MODELLO DI CALCOLO					G1_k →	220
					G2_k →	230

Solaio Tipo E (p)

12 CARATTERISTICHE MECCANICHE MURATURA POST - OPERAM

Per quanto riguarda gli interventi di rinforzo sulla muratura, questi vengono tenuti in conto nel calcolo assegnando alle pareti un materiale le cui caratteristiche meccaniche sono state corrette mediante degli opportuni coefficienti desunti dalla normativa. Tali coefficienti sono riportati nella tabella C8.5.// della circolare ministeriale 7/2019.

La muratura in seguito ai vari interventi previsti avrà pertanto le seguenti caratteristiche meccaniche corrette:

Tipologia muraria MA-I:



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Muratura a conci sbazzati, con paramento di spessore disomogeneo.

Caratteristiche base della muratura:

- Modulo di elasticità normale " E ": 1230,00 N/mmq;
- Modulo di elasticità tangenziale " G ": 410,00 N/mmq;
- Resistenza a compressione " f_m ": 200,00 N/cm²;
- Resistenza a taglio " τ_0 ": 4,30 N/cm²;
- Peso specifico " w ": 2000 kg/mc;

Ai precedenti valori base è stato applicato, nelle calcolazioni effettuate, un coefficiente correttivo (cfr. Tab. C8.5. II della circolare ministeriale del 21 gennaio 2019) pari a **1,7** per tenere in conto dell'esecuzione del consolidamento mediante iniezione di miscele leganti. Il materiale risultante, pertanto, possiede le seguenti caratteristiche meccaniche corrette:

- Modulo di elasticità normale " E " x 1,7: 2091,00 N/mmq;
- Modulo di elasticità tangenziale " G " x 1,7: 697,00 N/mmq;
- Resistenza a compressione " f_m " x 1,7: 340,00 N/cm²;
- Resistenza a taglio " τ_0 " x 1,7: 7,31 N/cm²;
- Peso specifico " w ": 2000 kg/mc;

Tipologia muraria MA-I-S:

Muratura a conci sbazzati, con paramento di spessore disomogeneo.

Caratteristiche base della muratura:

- Modulo di elasticità normale " E ": 1230,00 N/mmq;
- Modulo di elasticità tangenziale " G ": 410,00 N/mmq;
- Resistenza a compressione " f_m ": 200,00 N/cm²;
- Resistenza a taglio " τ_0 ": 4,30 N/cm²;
- Peso specifico " w ": 2000 kg/mc;

Per gli interventi previsti occorre applicare, un coefficiente correttivo (cfr. Tab. C8.5. II della circolare ministeriale del 21 gennaio 2019) pari a **1,7** per tenere in conto dell'esecuzione del consolidamento mediante iniezione di miscele leganti, e di un ulteriore coefficiente pari a **1,5 (per le resistenze - 1,25 per i moduli elastici)** per tenere in conto dell'esecuzione del consolidamento mediante ristilatura armata dei giunti di malta con connessione dei paramenti. Il materiale risultante, pertanto, possiede le seguenti caratteristiche meccaniche corrette:

- Modulo di elasticità normale " E " x 2,125: 2613,65 N/mmq;
- Modulo di elasticità tangenziale " G " x 2,125: 871,25 N/mmq;
- Resistenza a compressione " f_m " x 2,55: 510,00 N/cm²;
- Resistenza a taglio " τ_0 " x 2,55: 10,97 N/cm²;
- Peso specifico " w ": 2000 kg/mc;



Tipologia muraria MB-S:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce.

Caratteristiche base della muratura:

- | | |
|---|----------------------------|
| - Modulo di elasticità normale " E ": | 1500,00 N/mmq; |
| - Modulo di elasticità tangenziale " G ": | 500,00 N/mmq; |
| - Resistenza a compressione " f_m ": | 345,00 N/cm ² ; |
| - Resistenza a taglio " τ_0 ": | 9,0 N/cm ² ; |
| - Peso specifico " w ": | 1800 kg/mc; |

Ai precedenti valori base è stato applicato, nelle calcolazioni effettuate, un coefficiente correttivo (cfr. Tab. C8.5. della circolare ministeriale del 21 gennaio 2019) pari a **1,2 (per le resistenze – 1,1 per i moduli elastici)** per tenere in conto dell'esecuzione del consolidamento mediante ristilatura armata dei giunti di malta con connessione dei paramenti. Il materiale risultante, pertanto, possiede le seguenti caratteristiche meccaniche corrette:

- | | |
|---|----------------------------|
| - Modulo di elasticità normale " E " x 1,1: | 1650,00 N/mmq; |
| - Modulo di elasticità tangenziale " G " x 1,1: | 550,00 N/mmq; |
| - Resistenza a compressione " f_m " x 1,2: | 414,00 N/cm ² ; |
| - Resistenza a taglio " τ_0 " x 1,2: | 10,8 N/cm ² ; |
| - Peso specifico " w ": | 1800 kg/mc; |



13 ANALISI NON LINEARE: Post operam.

Nel seguente paragrafo viene riportata una sintesi sui risultati ottenuti dall'analisi del modello agli elementi finiti della struttura in oggetto nella configurazione "post-operam".

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dell'analisi modale del modello di calcolo per i primi 20 modi di vibrare della struttura nella configurazione post - operam:

Modo	T [s]	mx [kg]	Mx [%]	my [kg]	My [%]	mz [kg]	Mz [%]
1	0,32882	25631	1,67	811331	52,92	18	0,00
2	0,28877	106073	6,92	427692	27,90	47	0,00
3	0,23386	1017033	66,34	4594	0,30	2	0,00
4	0,12295	13230	0,86	123759	8,07	97	0,01
5	0,11008	37152	2,42	97341	6,35	412	0,03
6	0,09604	98099	6,40	3099	0,20	895	0,06
7	0,08658	6689	0,44	16483	1,08	725	0,05
8	0,08207	7107	0,46	5344	0,35	6	0,00
9	0,08072	15560	1,01	6444	0,42	6852	0,45
10	0,07712	18	0,00	133	0,01	30511	1,99
11	0,07456	36592	2,39	20997	1,37	44795	2,92
12	0,07367	2287	0,15	1124	0,07	788388	51,42
13	0,07204	7056	0,46	3052	0,20	7194	0,47
14	0,07049	329	0,02	91	0,01	39503	2,58
15	0,06872	53433	3,49	131	0,01	55404	3,61
16	0,06838	32730	2,13	111	0,01	6277	0,41
17	0,06752	4809	0,31	59	0,00	124222	8,10
18	0,06639	15618	1,02	68	0,00	67204	4,38
19	0,06502	4446	0,29	308	0,02	9759	0,64
20	0,06470	14581	0,95	225	0,01	150	0,01

Di seguito si riporta la tabella con i risultati delle analisi statiche non lineari:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLC				SLV				SLD			SLO			α SLC	α SLU	α SLD	α SLO
				Dmax [cm]	Du [cm]	q*	Ver.	Dmax [cm]	Du [cm]	q*	Ver.	Dmax [cm]	Dd [cm]	Ver.	Dmax [cm]	Dd [cm]	Ver.				
1	+X	Uniforme	0	2,68	4,09	2,34	Si	2,17	3,07	1,95	Si	0,76	0,72	No	0,62	0,48	No	1,450	1,345	0,947	0,776
2	+X	F. Statiche	0	3,51	4,10	3,10	Si	2,89	3,07	2,59	Si	1,12	0,96	No	0,89	0,64	No	1,156	1,058	0,880	0,720
3	-X	Uniforme	0	2,70	4,78	2,12	Si	2,17	3,58	1,77	Si	0,79	1,01	Si	0,64	0,68	Si	1,652	1,529	1,284	1,052
4	-X	F. Statiche	0	3,66	4,84	2,88	Si	3,02	3,63	2,41	Si	1,19	1,02	No	0,96	0,68	No	1,302	1,187	0,866	0,709
5	+Y	Uniforme	0	3,45	3,39	3,65	No	2,84	2,55	3,05	No	1,10	0,78	No	0,86	0,52	No	0,985	0,903	0,746	0,611
6	+Y	F. Statiche	0	4,04	3,87	4,37	No	3,36	2,90	3,65	No	1,36	0,75	No	1,10	0,50	No	0,914	0,821	0,564	0,462
7	-Y	Uniforme	0	3,26	3,44	3,48	Si	2,68	2,58	2,91	No	1,01	0,75	No	0,79	0,50	No	1,049	0,964	0,783	0,641
8	-Y	F. Statiche	0	3,96	3,57	4,04	No	3,28	2,67	3,37	No	1,33	0,87	No	1,06	0,58	No	0,904	0,822	0,675	0,553
9	+X	Uniforme	62	2,62	4,03	2,34	Si	2,11	3,02	1,96	Si	0,74	0,78	Si	0,60	0,52	No	1,458	1,354	1,063	0,870
10	+X	Uniforme	-62	2,68	4,10	2,33	Si	2,16	3,08	1,95	Si	0,76	0,73	No	0,62	0,48	No	1,455	1,349	0,952	0,780
11	+X	F. Statiche	62	3,50	4,03	3,09	Si	2,88	3,02	2,58	Si	1,11	0,96	No	0,89	0,64	No	1,142	1,046	0,881	0,722
12	+X	F. Statiche	-62	3,42	4,16	3,13	Si	2,82	3,12	2,62	Si	1,08	0,85	No	0,86	0,57	No	1,201	1,099	0,804	0,658
13	-X	Uniforme	62	2,64	4,58	2,14	Si	2,13	3,43	1,78	Si	0,76	0,90	Si	0,62	0,60	No	1,616	1,498	1,179	0,966
14	-X	Uniforme	-62	2,76	4,77	2,15	Si	2,22	3,58	1,79	Si	0,81	0,97	Si	0,66	0,65	No	1,624	1,502	1,191	0,976
15	-X	F. Statiche	62	3,50	5,30	2,91	Si	2,88	3,98	2,43	Si	1,11	1,03	No	0,90	0,69	No	1,373	1,233	0,936	0,766



16	-X	F. Statiche	-62	3,68	4,54	2,90	Si	3,04	3,41	2,42	Si	1,20	1,03	No	0,97	0,68	No	1,220	1,113	0,863	0,707
17	+Y	Uniforme	137,8	3,57	3,34	3,83	No	2,94	2,50	3,20	No	1,15	0,78	No	0,91	0,52	No	0,939	0,859	0,712	0,583
18	+Y	Uniforme	-137,8	3,40	3,68	3,60	Si	2,80	2,76	3,01	No	1,07	0,77	No	0,84	0,52	No	1,077	0,987	0,757	0,620
19	+Y	F. Statiche	137,8	4,16	3,37	4,76	No	3,46	2,52	3,97	No	1,42	0,80	No	1,14	0,53	No	0,814	0,737	0,573	0,469
20	+Y	F. Statiche	-137,8	4,00	4,66	4,30	No	3,32	3,50	3,59	No	1,34	0,83	No	1,08	0,55	No	0,930	0,835	0,634	0,519
21	-Y	Uniforme	137,8	3,35	4,38	3,52	Si	2,76	3,28	2,94	Si	1,05	0,77	No	0,82	0,52	No	1,135	1,020	0,774	0,634
22	-Y	Uniforme	-137,8	3,22	3,43	3,50	Si	2,65	2,57	2,93	No	0,99	0,73	No	0,77	0,49	No	1,059	0,974	0,778	0,637
23	-Y	F. Statiche	137,8	4,02	3,05	4,12	No	3,33	2,29	3,44	No	1,35	0,88	No	1,09	0,59	No	0,767	0,698	0,661	0,542
24	-Y	F. Statiche	-137,8	3,80	3,73	4,08	No	3,15	2,80	3,41	No	1,25	0,81	No	1,00	0,54	No	0,981	0,881	0,668	0,547

Dall'analisi della tabella si evince che, nella condizione **post-operam**, l'analisi più sfavorevole lungo la direzione "X" è la numero 11, ovvero quella eseguita con una distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche applicata in direzione "+X" considerando un'eccentricità accidentale del 5%. Per questa analisi si ha un indicatore del rischio di collasso (Alfa SLC) pari al **114%** rispetto ad un edificio adeguato ed un valore dell'indice di vulnerabilità sismica (Alfa SLV) pari al **105%** rispetto ad un edificio adeguato. L'analisi più sfavorevole lungo la direzione "Y" è la numero 23 ovvero quella eseguita con una distribuzione di forze proporzionale alle forze statiche applicata in direzione "-Y" considerando un'eccentricità accidentale del 5%. Per questa analisi si ha un indicatore del rischio di collasso (Alfa SLC) pari al **77%** rispetto ad un edificio adeguato ed un valore dell'indice di vulnerabilità sismica (Alfa SLV) pari al **70%** rispetto ad un edificio adeguato.

Alcune analisi presentano un valore di $q^* > 4$ per lo SLC ed un valore di $q^* > 3$ per lo SLV. Al fine di valutare la validità dei risultati ottenuti per le analisi nella configurazione **ante-operam**, si ripeteranno le analisi utilizzando degli spettri le cui ordinate spettrali saranno ridotte tramite un coefficiente pari a **0,70** che corrisponde al minimo dei valori di α_{SLC} e α_{SLV} per le analisi effettuate

Nell'immagine seguente sono riportati gli spettri ridotti adottati:

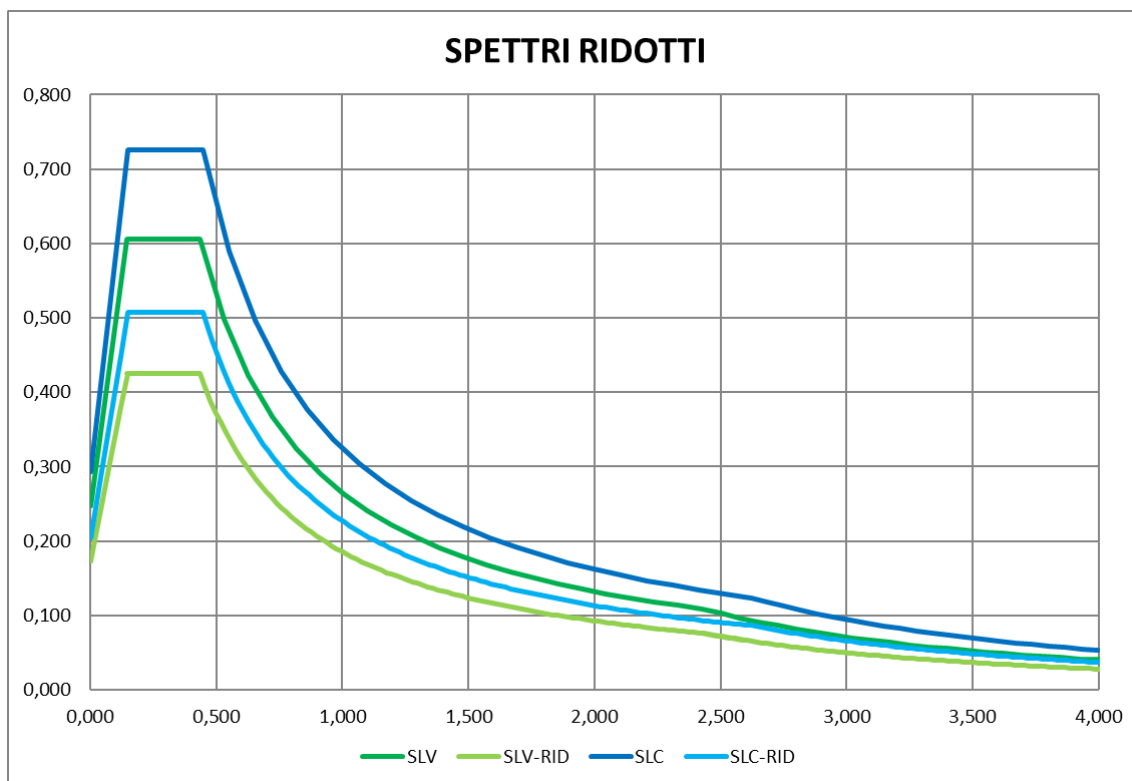


Figura 12: Spettri ridotti

Sono state nuovamente eseguite la analisi non lineari nei riguardi dello SLV e dello SLC, nel seguito è riportata una tabella con i risultati delle verifiche:

N.	Dir. sisma	Car. sismico prop.	Ecc. [cm]	SLC		SLV	
				q*	Ver.	q*	Ver.
1	+X	Uniforme	0	1,63	Si	1,36	Si
2	+X	F. Statiche	0	2,16	Si	1,80	Si
3	-X	Uniforme	0	1,48	Si	1,24	Si
4	-X	F. Statiche	0	2,01	Si	1,68	Si
5	+Y	Uniforme	0	2,55	Si	2,13	Si
6	+Y	F. Statiche	0	3,05	Si	2,55	Si
7	-Y	Uniforme	0	2,43	Si	2,03	Si
8	-Y	F. Statiche	0	2,82	Si	2,35	Si
9	+X	Uniforme	62	1,63	Si	1,36	Si
10	+X	Uniforme	-62	1,63	Si	1,36	Si
11	+X	F. Statiche	62	2,16	Si	1,80	Si
12	+X	F. Statiche	-62	2,18	Si	1,82	Si
13	-X	Uniforme	62	1,49	Si	1,24	Si
14	-X	Uniforme	-62	1,50	Si	1,25	Si
15	-X	F. Statiche	62	2,03	Si	1,70	Si
16	-X	F. Statiche	-62	2,02	Si	1,69	Si
17	+Y	Uniforme	137,8	2,67	Si	2,23	Si
18	+Y	Uniforme	-137,8	2,51	Si	2,10	Si
19	+Y	F. Statiche	137,8	3,32	Si	2,77	Si



20	+Y	F. Statiche	-137,8	3,00	Si	2,50	Si
21	-Y	Uniforme	137,8	2,46	Si	2,05	Si
22	-Y	Uniforme	-137,8	2,44	Si	2,04	Si
23	-Y	F. Statiche	137,8	2,87	Si	2,40	Si
24	-Y	F. Statiche	-137,8	2,84	Si	2,37	Si

I risultati evidenziano che riducendo lo spettro i valori di **q*** rientrano nei limiti previsti dalla norma sia per quanto riguarda lo SLV che per lo SLC, pertanto **i risultati possono ritenersi accettabili**:

Si riportano nel seguito le curve di capacità e alcune immagini del modello di calcolo 3D relativo alle analisi N. 11 e N. 23 che risultano essere quelle più penalizzanti. Nelle figure sono rappresentati con diversi colori lo stato del danno ed il tipo di meccanismo di rottura attivato dei vari macroelementi che costituiscono il telaio equivalente. Le figure si riferiscono all'ultimo step dell'analisi incrementale.

Analisi N.11



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -



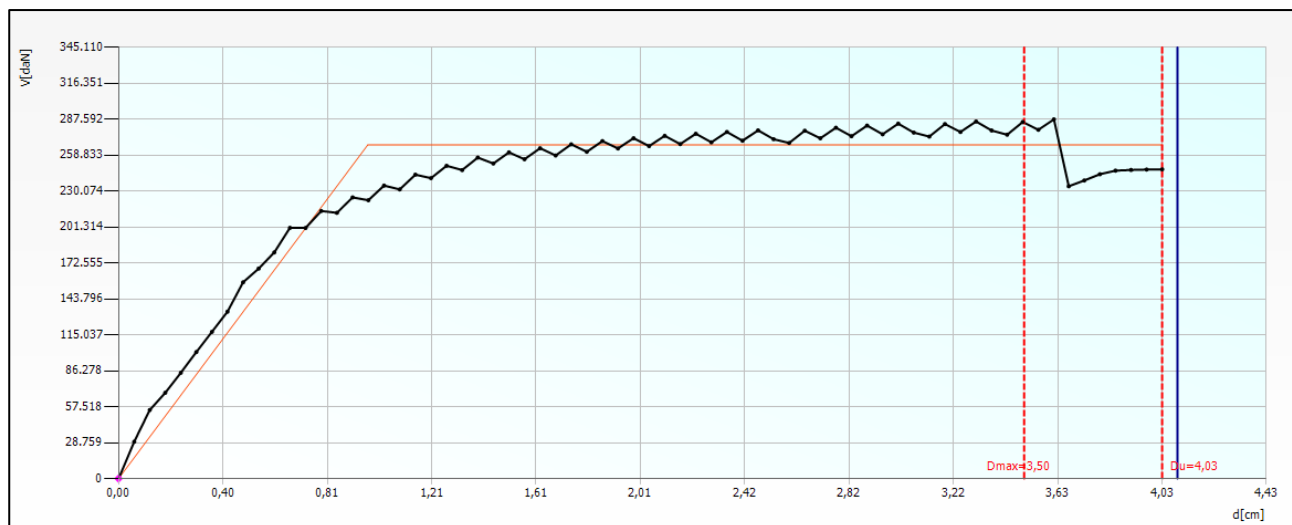


Figura 13: Curva di Push-over - Analisi N.11

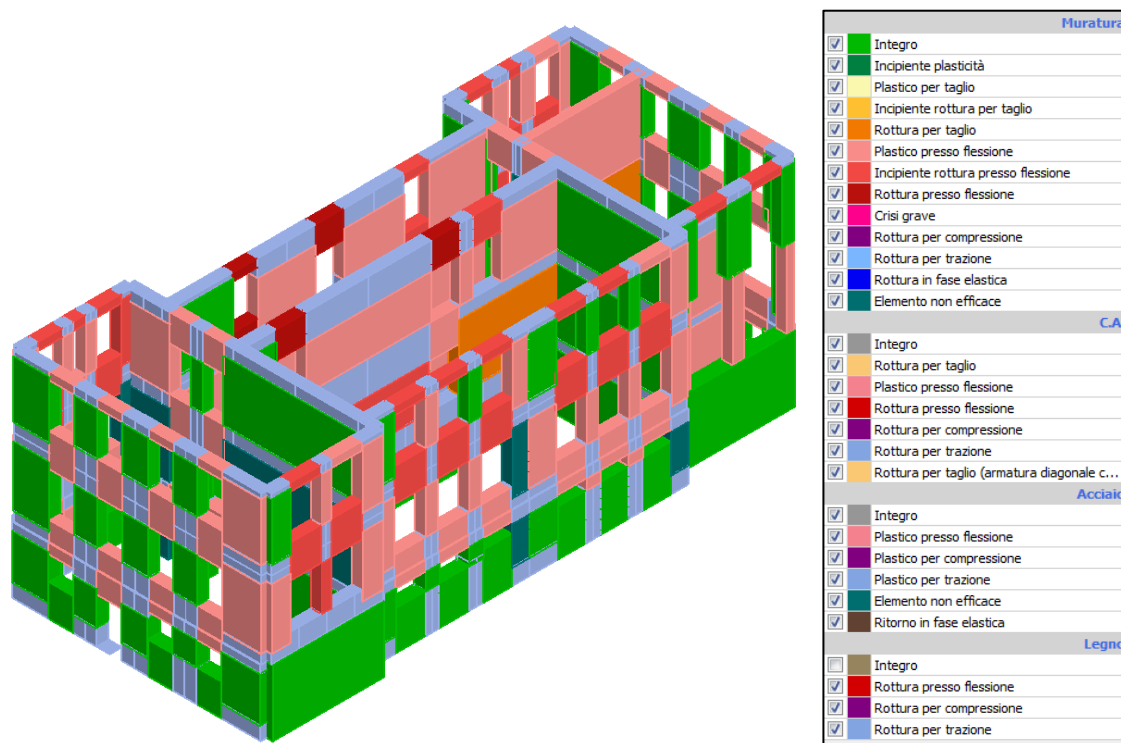


Figura 14: Vista 3D del modello di calcolo - Analisi N.11

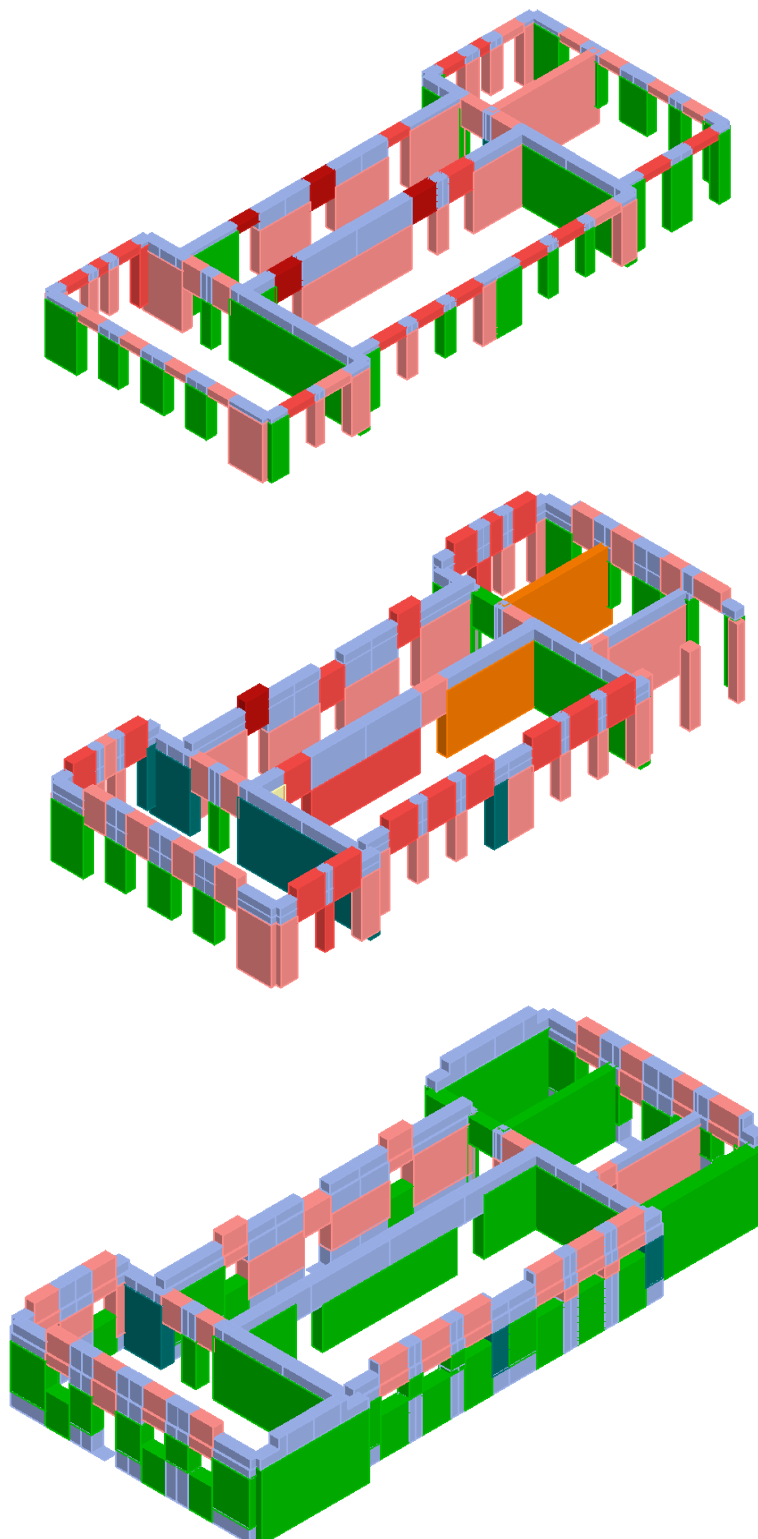


Figura 15: Vista 3D esplosa del modello di calcolo - Analisi N.11



Analisi N.23

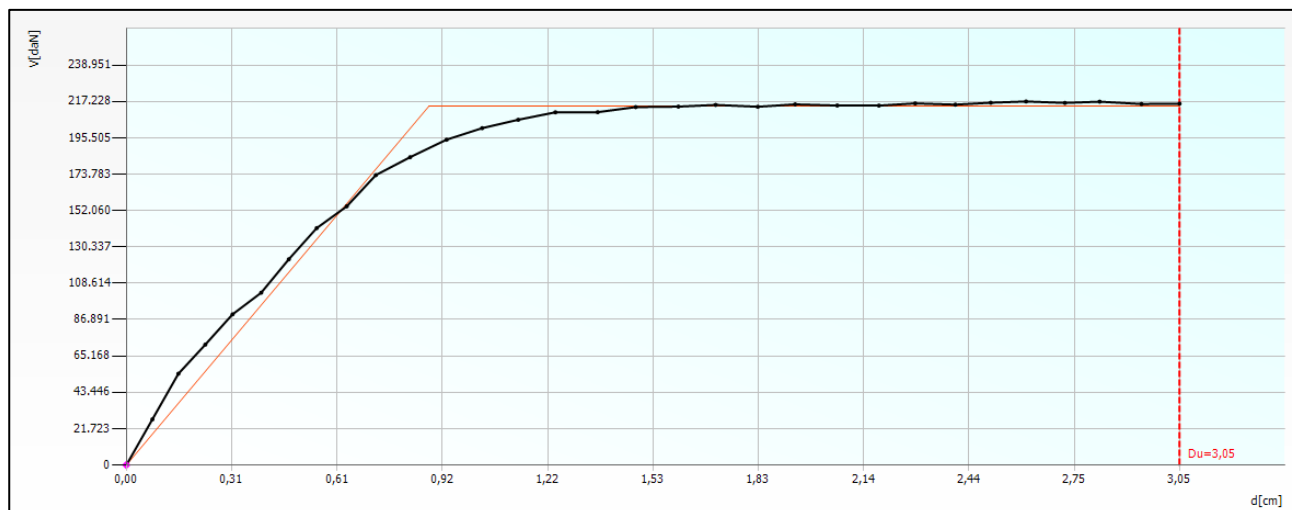
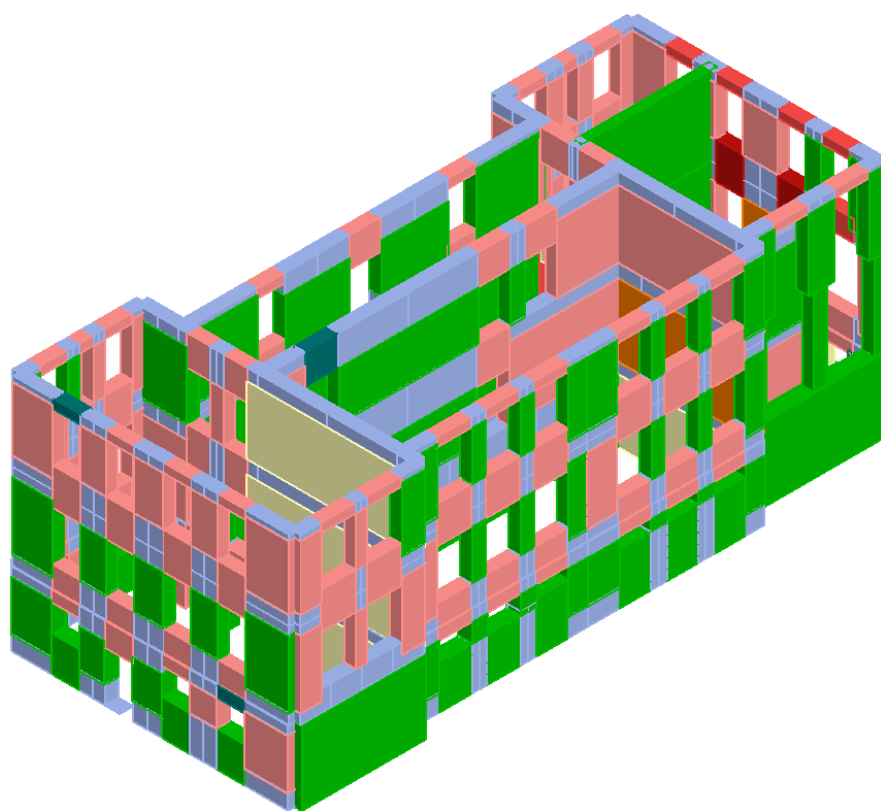


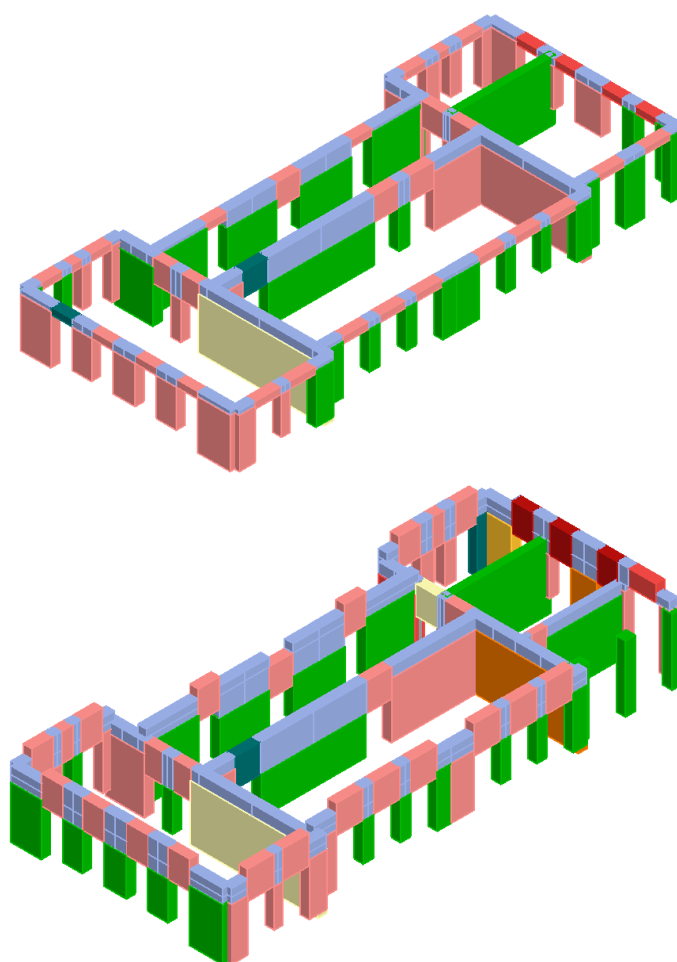
Figura 16: Curva di Push-over - Analisi N.23



Muratura	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente plasticità
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Incipiente rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Crisi grave
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura in fase elastica
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
C.A.	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per taglio (armatura diagonale c...)
Acciaio	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Plastico per trazione
<input checked="" type="checkbox"/>	Elemento non efficace
<input checked="" type="checkbox"/>	Ritorno in fase elastica
Legno	
<input checked="" type="checkbox"/>	Integro
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura presso flessione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per compressione
<input checked="" type="checkbox"/>	Rottura per trazione



Figura 17: Vista 3D del modello di calcolo - Analisi N.23



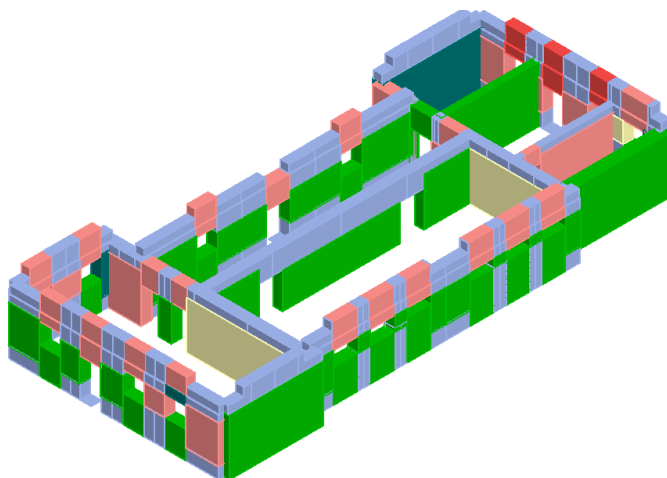
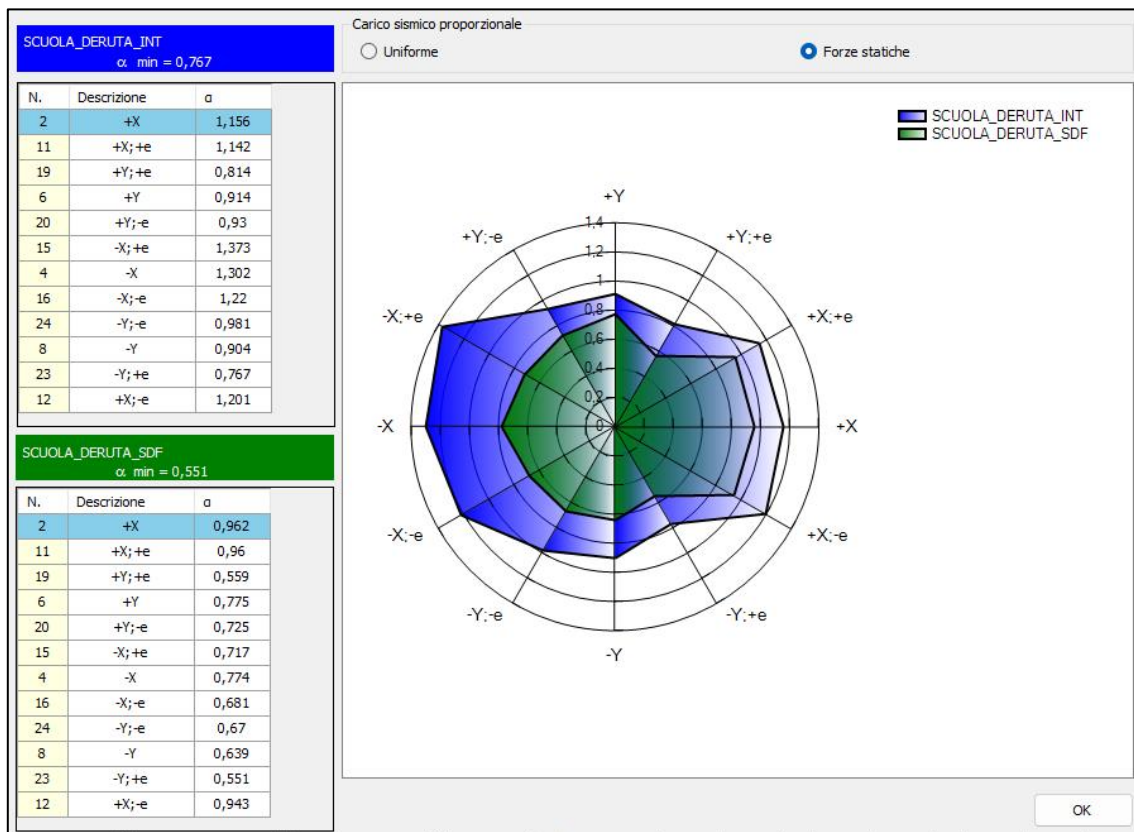
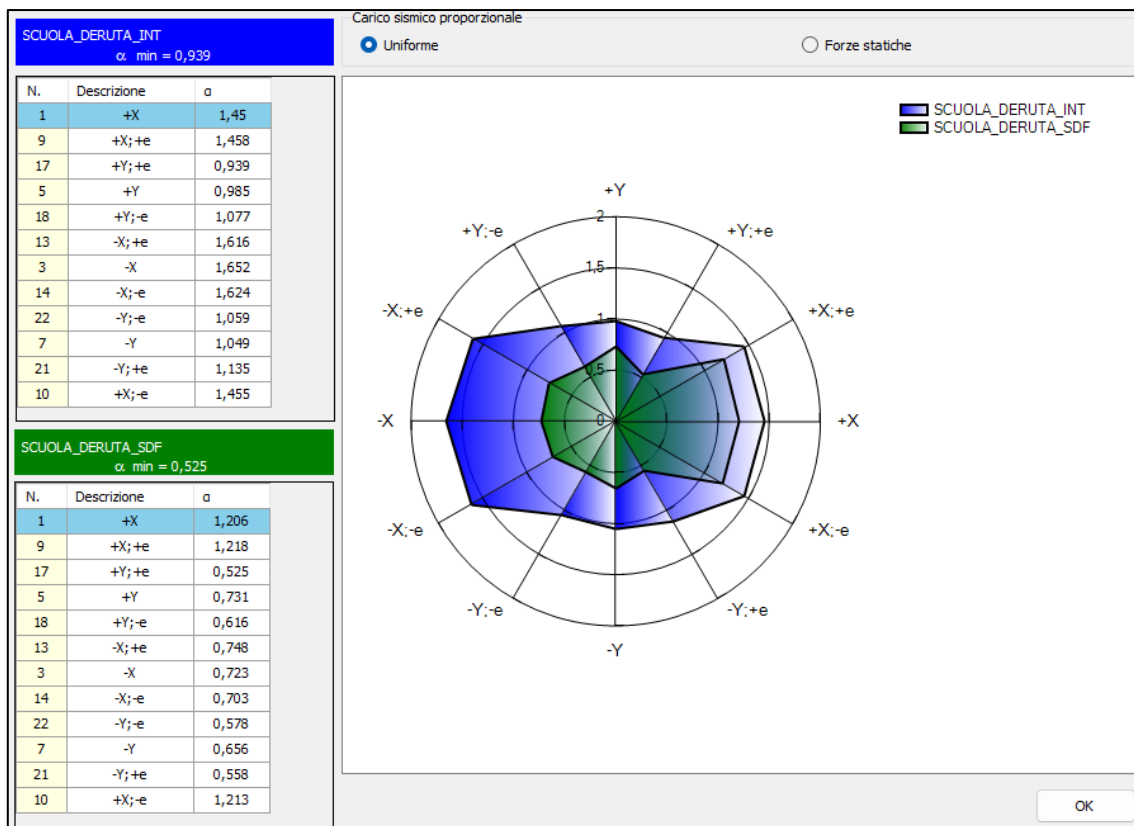


Figura 18: Vista 3D esplosa del modello di calcolo - Analisi N.23

14 CONFRONTO ANTE OPERAM – POST OPERAM

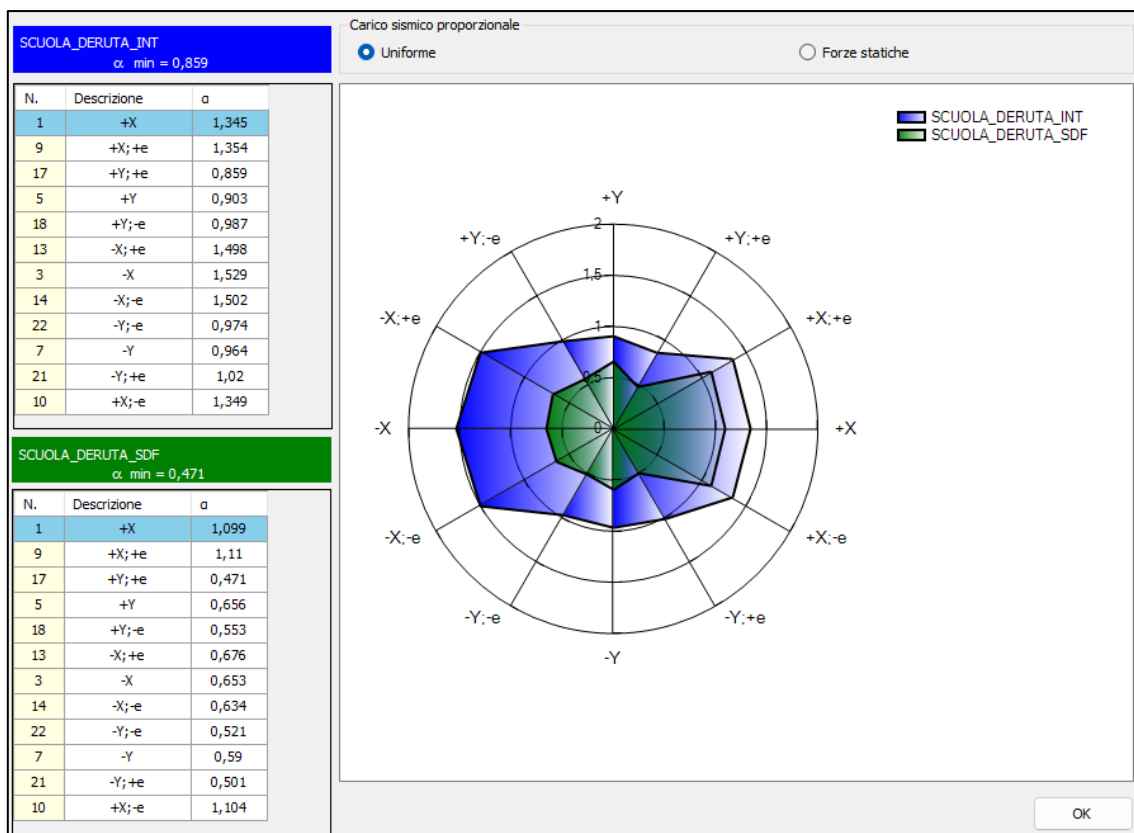
Nelle immagini seguenti si riporta il confronto diretto, anche a mezzo di un grafico, tra i risultati della analisi statiche non lineari prima e dopo l'intervento

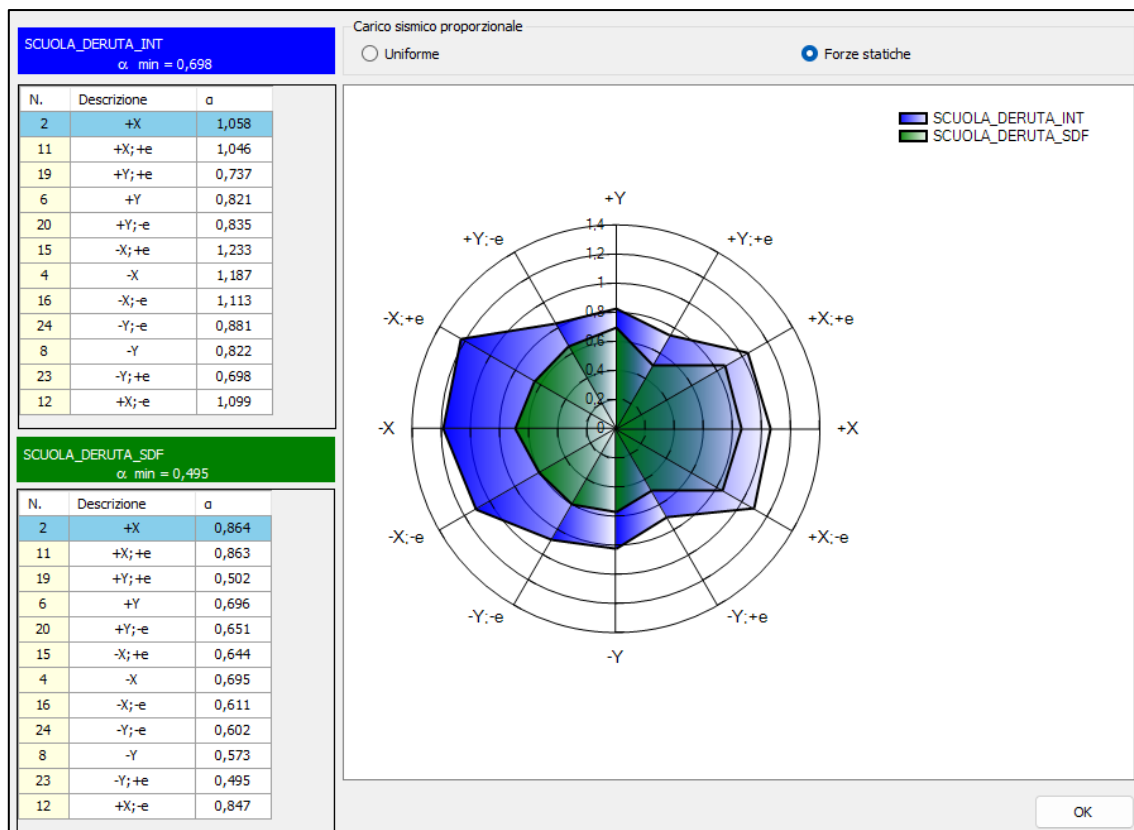
SLC





SLV





15 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO

È stata eseguita la verifica a pressoflessione fuori piano, le sollecitazioni sono state determinate applicando le forze equivalenti indicate al §7.2.3 per gli elementi non strutturali.

Momento sollecitante

Le verifiche fuori piano possono essere eseguite separatamente assumendo $q_a = 3$. Più precisamente l'azione sismica ortogonale alla parete può essere rappresentata da una forza orizzontale pari a S_a/q_a volte il carico verticale.

Per le pareti resistenti al sisma si può assumere per S_a la seguente espressione:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot [1,5 \cdot (1 - Z/H) - 0,5] \geq \alpha \cdot S$$

dove:

S_a accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a g , che l'elemento subisce durante il sisma e rispondente allo stato limite in esame;

α :



rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A da considerare nello stato limite in esame e

S: l'accelerazione di gravità;

Z: è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

H: quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Si assume quindi una forza orizzontale F_h definita dalla seguente relazione:

$$F_h = \frac{S_a \cdot N}{q_a}$$

dove N è il peso del maschio murario.

Tale forza deve però essere assunta uniformemente distribuita lungo l'altezza del pannello murario calcolata come:

$$q_h = F_h / h_e$$

Ipotizzando che il pannello murario sia incernierato in corrispondenza dei solai, il momento sollecitante massimo sarà a metà altezza del maschio definito come:

$$M_{ed} = \frac{q_h \cdot h_e^2}{coef}$$

dove h_e è l'altezza equivalente di calcolo del maschio pari all'altezza del livello e $coef = 8$.

Momento resistente

Per procedere al calcolo del momento ultimo M_{Rd} è necessario che sia superata la verifica a compressione centrata:

$$N \leq N_{Rd} = 0,85 \cdot f_d \cdot l \cdot t$$

dove:

f_d resistenza di progetto della muratura;

l lunghezza del pannello murario;

t è lo spessore della parete;

Il momento ultimo sarà calcolato con la seguente formulazione:

$$M_u = \frac{t^2 l \sigma_0}{2} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_0}{0,85 f_d}\right);$$

σ_0 è definita come la tensione media nel maschio

Verifica

La **verifica** viene condotta mediante il confronto $M_{ed} \leq M_{Rd}$, il corrispondente coefficiente di sicurezza sarà individuato mediante il rapporto M_{Rd}/M_{ed} . La verifica sarà pertanto da ritenersi superata qualora il coefficiente di sicurezza risulti maggiore di uno.

15.1 SINTESI DEI RISULTATI

ANTE OPERAM

POST OPERAM



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Parete	MRd/Med Min
1	2,15
2	2,92
3	2,01
4	4,30
5	2,80
6	1,45
7	2,58
8	2,29
9	2,01
10	2,45
11	2,44
12	2,38
13	2,55

Parete	MRd/Med Min
1	2,19
2	2,88
3	1,83
4	3,08
5	2,63
6	1,21
7	2,60
8	2,52
9	2,12
10	2,39
11	2,45
12	2,44
13	2,48



16 VERIFICA DEI CINEMATISMI

Negli edifici esistenti in muratura spesso avvengono collassi parziali per cause sismiche, in genere per perdita dell'equilibrio di porzioni murarie; la verifica nei riguardi di questi meccanismi, secondo le modalità descritte nel seguito, assume significato se è garantita una certa monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali possono essere svolte tramite l'analisi limite dell'equilibrio, secondo l'approccio cinematico, che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo.

La parete si considera investita dall'azione sismica con direzione ortogonale al proprio piano: essa è quindi soggetta ad un sistema di forze verticali, comprendente il peso proprio e i pesi trasmessi dagli orizzontamenti, e ad un sistema di forze orizzontali instabilizzanti ad essi proporzionali. La rotazione monolitica della parete avviene attorno ad una cerniera cilindrica posta lungo lo spigolo di base esterno del pannello.

La parete muraria sarà soggetta all'azione di un momento ribaltante (dato dalla somma dell'azione sismica relativa al peso e al carico a livello degli impalcati) che tenderà a farla ruotare attorno alla cerniera cilindrica che si forma alla base. Questa azione è contrastata dall'azione di un momento stabilizzante di segno opposto generato dalla forza peso della parete stessa e dei carichi che su di essa gravano, e dalle azioni esplicate da catene e tiranti eventualmente presenti. Imponendo le condizioni d'equilibrio si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che attiva il meccanismo considerato.

L'applicazione del metodo di verifica presuppone quindi l'analisi dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, che possono essere ipotizzati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica.

L'approccio cinematico permette inoltre di determinare l'andamento dell'azione orizzontale che la struttura è progressivamente in grado di sopportare all'evolversi del meccanismo.

16.1 Metodo di verifica

Stato limite di Vita (SLV)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLV}(T=0) = a_{g,SLV} \cdot S$$
$$a_{z,SLV} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC} \cdot q$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLV} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$
$$a_z(z) = \sqrt{\sum a_{z,k}^2(z)}$$



$$a_{z,k}(z) = S_{e,SLV}(T_k, \xi_k) \cdot |\gamma_k \cdot \Psi_k(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_k^2}$$

In base al capitolo §C7.2.3 è consentito riferirsi al solo primo modo di vibrare significativo per la direzione significativa, si assume quindi $k=1$.

$$a_z(z) = S_{e,SLV}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

- $S_e(T, \xi)$: spettro di risposta elastico al suolo, valutato per il periodo equivalente T e lo smorzamento viscoso equivalente ξ (5%) dell'elemento non strutturale, dell'impianto o del meccanismo locale considerato;
- γ_k : k -esimo coefficiente di partecipazione modale della costruzione;
- $\Psi_k(z)$: valore della k -esimaforma modale alla quota z nella posizione in pianta dove è collocato il meccanismo locale da verificare;
- $a_{z,k}$: contributo del k -esimo modo alla accelerazione massima di piano.

Stato limite di Danno (SLD)

Nel caso di edifici esistenti in muratura, anche in considerazione delle giustificate esigenze di conservazione, pur essendo auspicabile il soddisfacimento di questo stato limite, la sua verifica non è obbligatoria.

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra la condizione di superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLD} \geq a_z(z=0) = S_{e,SLD}(T=0) = a_{g,SLD} \cdot S$$

$$a_{z,SLD} = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^* \cdot FC}$$

Nel caso in cui il meccanismo locale interessa una porzione della costruzione posta ad una certa quota, si deve tener conto del fatto che l'accelerazione assoluta alla quota della porzione di edificio interessata dal cinematismo è in genere amplificata rispetto a quella al suolo; per questo il superamento della verifica è fornita dalla seguente disequazione:

$$a_{z,SLD} \geq \max(a_z(z=0); a_z(z))$$

$$a_z(z) = S_{e,SLD}(T_1, \xi_1) \cdot |\gamma_1 \cdot \Psi_1(z)| \cdot \sqrt{1 + 0.0004 \cdot \xi_1^2}$$

16.2 Descrizione cinematismi

I meccanismi possibili per l'edificio in oggetto risultano essere principalmente quelli dovuti al ribaltamento semplice delle pareti esterne.

Il ribaltamento semplice di pareti esterne è una delle cause più frequenti di crolli sotto l'effetto dell'azione sismica. Tale meccanismo si verifica generalmente per la carenza di connessione tra la parete investita dal sisma e quelle ortogonali. In



presenza di cordoli e tiranti difficilmente si manifesta questo tipo di meccanismo, in quanto tali elementi ne ostacolano il ribaltamento.

Sono state svolte per l'edificio in oggetto delle verifiche nei confronti dei possibili cinematismi di collasso. Analizzando la geometria del fabbricato si ipotizza per questo come possibile cinematismo di collasso, il meccanismo di ribaltamento semplice della parete. Si è deciso pertanto di analizzare tale meccanismo di collasso prendendo in esame una parete nella direzione "X" ed una parete nella direzione "Y".

Si faccia riferimento alle immagini seguenti:

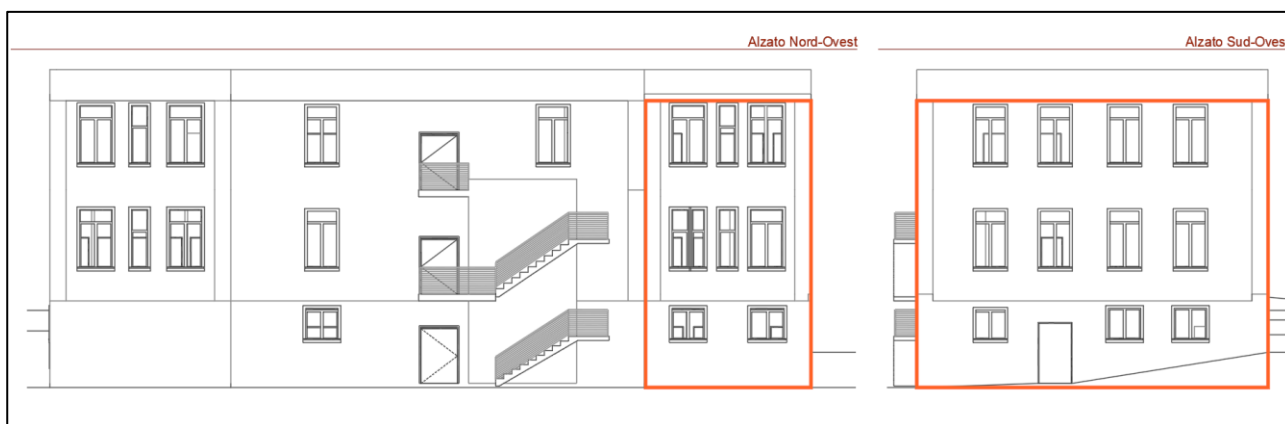


Figura 19: Localizzazione planimetrica delle pareti analizzate.

16.3 Calcolo dei cinematismi ante operam

Si riportano delle immagini riepilogative con l'esito delle verifiche nella configurazione ante-operam.

➤ **PROSPETTO SUD-OVEST – "CINEMATISMO 1"**

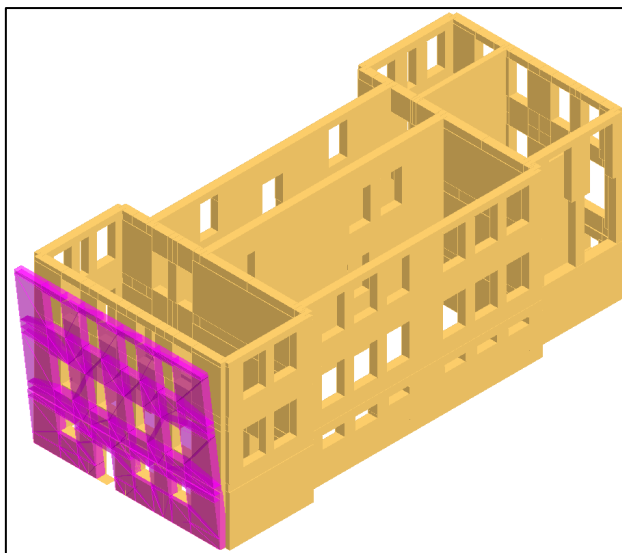


Figura 20: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,062
--------------------------------------	-------



az,SLV [m/s ²]	1,2513
az(0) (SLV) [m/s ²]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,52
az,SLD [m/s ²]	0,6256
az(0) (SLD) [m/s ²]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,59

Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **52%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **59%**.

➤ **PROSPETTO SUD-OVEST - "CINEMATISMO 2"**

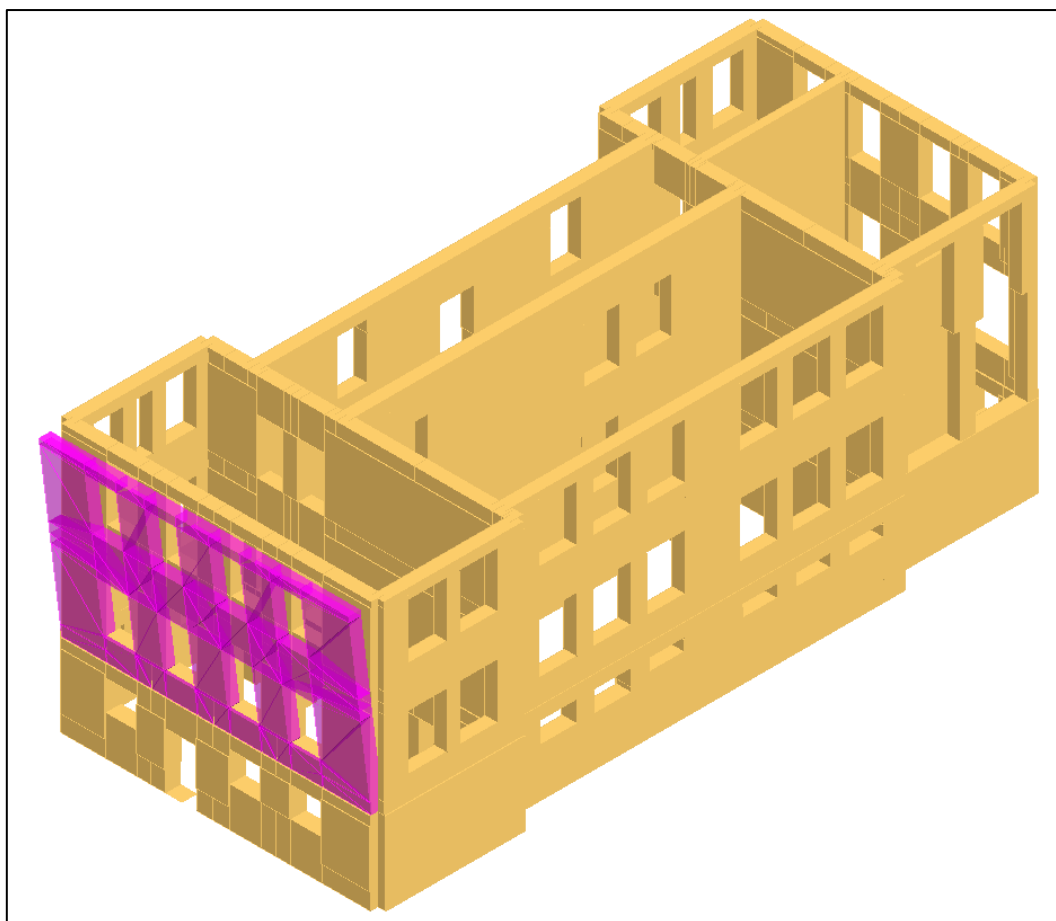


Figura 21: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:



Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,062
$a_{z,SLV}$ [m/s ²]	1,1550
$a_{z(0)}(SLV)$ [m/s ²]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,48
$a_{z,SLD}$ [m/s ²]	0,5775
$a_{z(0)}(SLD)$ [m/s ²]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,55

Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **48%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **55%**.

➤ **PROSPETTO SUD-OVEST – “CINEMATISMO 3”**

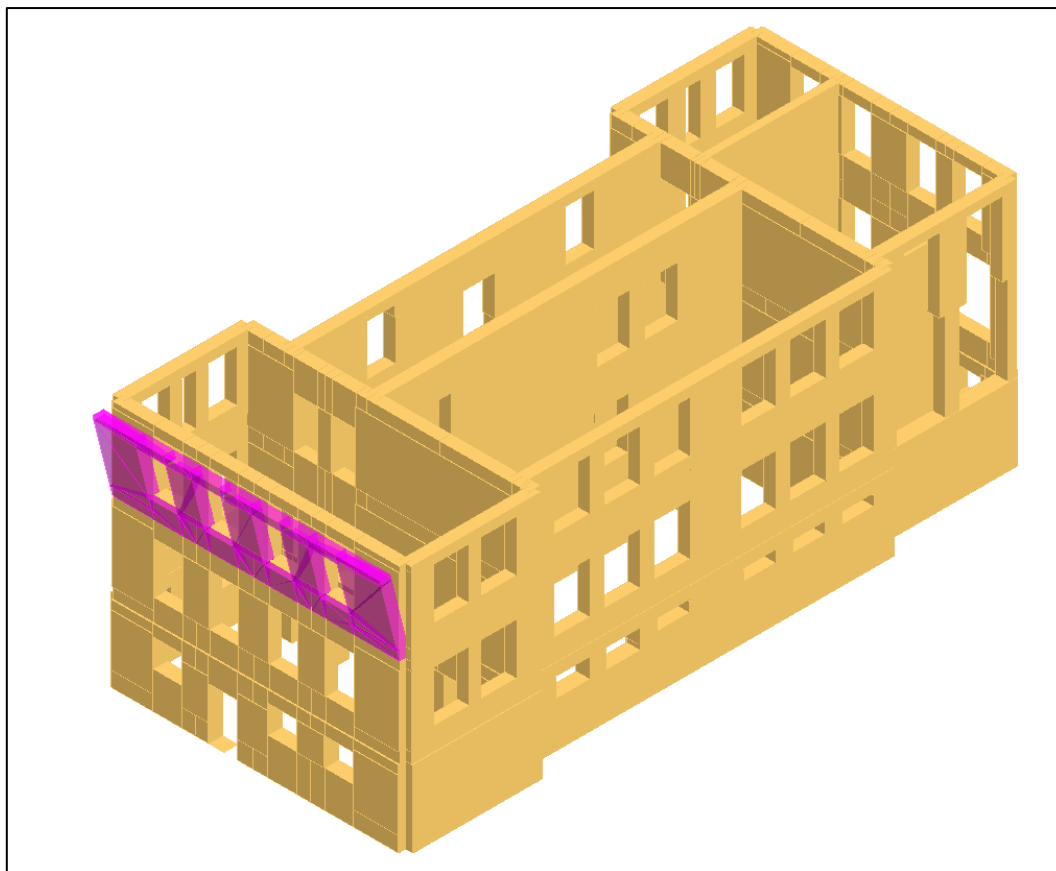


Figura 22: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,122
a_z, SLV [m/s ²]	2,2068
$a_z(z)$ (SLV) [m/s ²]	5,1121
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,43
a_z, SLD [m/s ²]	1,1034
$a_z(z)$ (SLD) [m/s ²]	2,2452
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,49

Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **43%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **49%**.



➤ **PROSPETTO NORD-OVEST – “CINEMATISMO 1”**

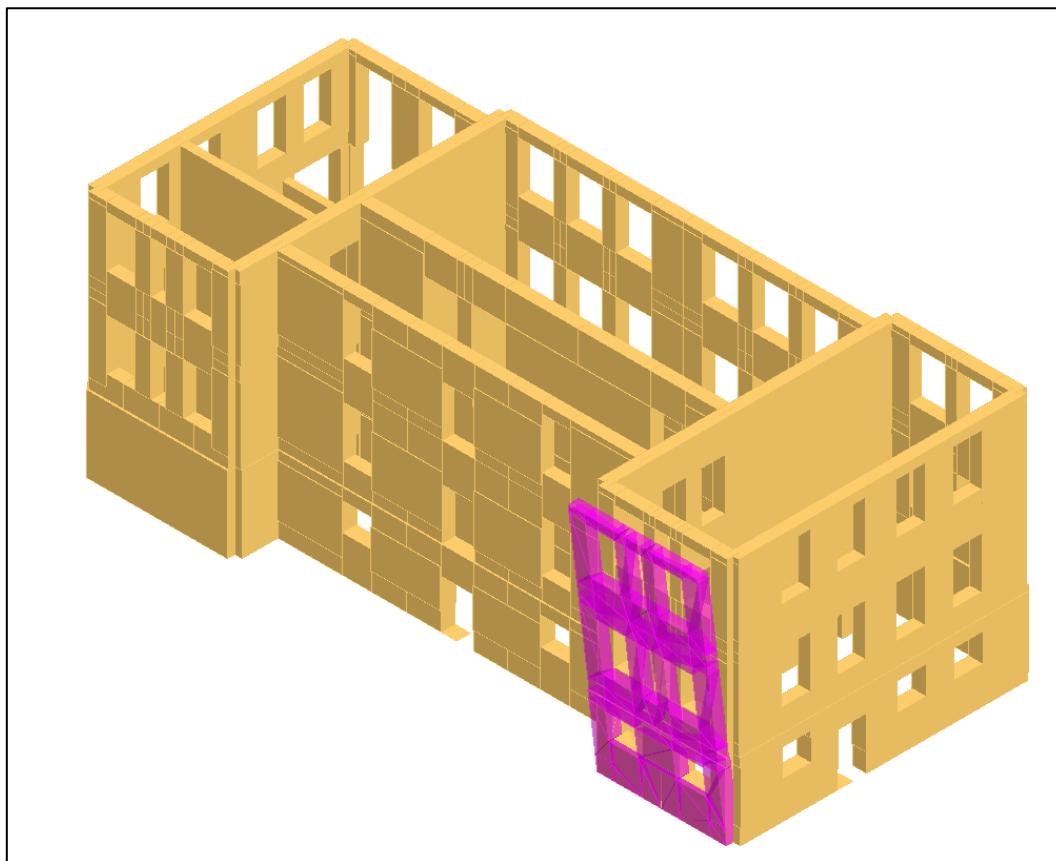


Figura 23: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,060
az,SLV [m/s ²]	1,2600
$az(0)$ (SLV) [m/s ²]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,52
az,SLD [m/s ²]	0,6300
$az(0)$ (SLD) [m/s ²]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,59

Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **52%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **59%**.



➤ **PROSPETTO NORD-OVEST - "CINEMATISMO 2"**

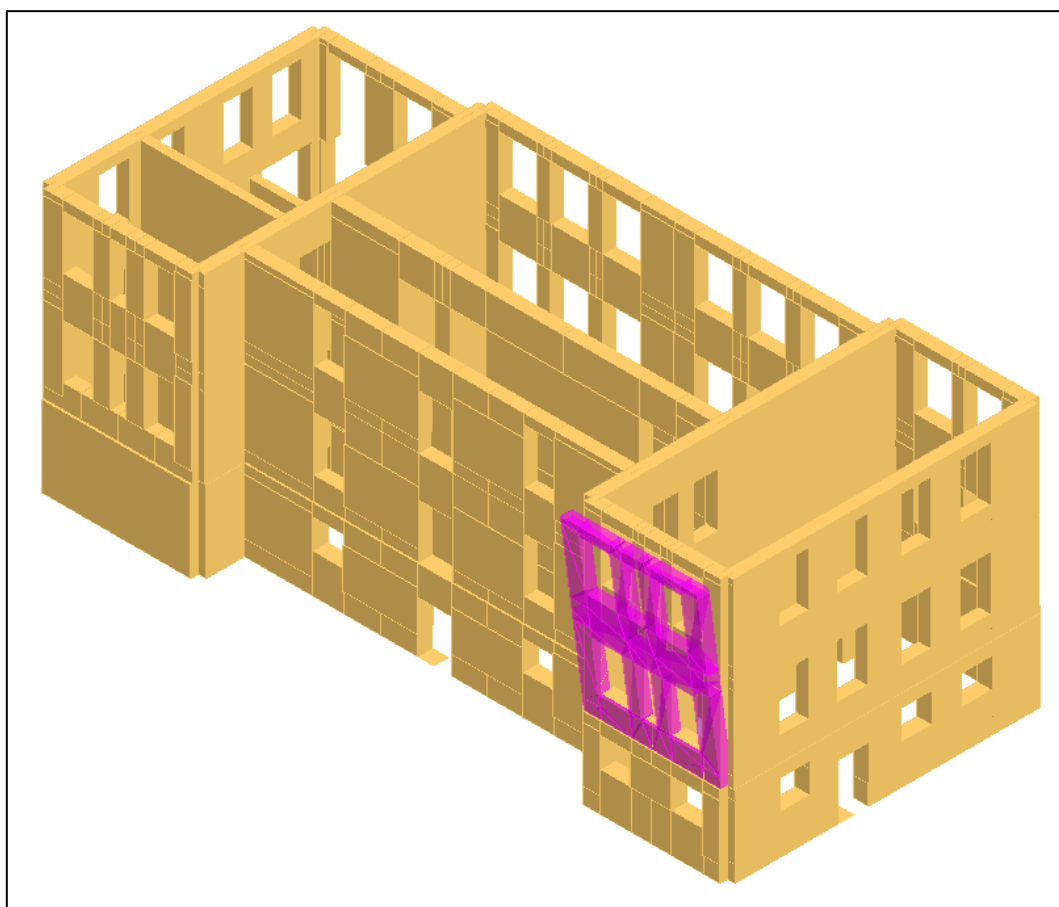


Figura 24: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (α_0)	0,065
az,SLV [m/s ²]	1,2825
$az(0)$ (SLV) [m/s ²]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,53
az,SLD [m/s ²]	0,6413
$az(0)$ (SLD) [m/s ²]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,61



Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **53%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **61%**.

➤ **PROSPETTO NORD-OVEST – “CINEMATISMO 3”**

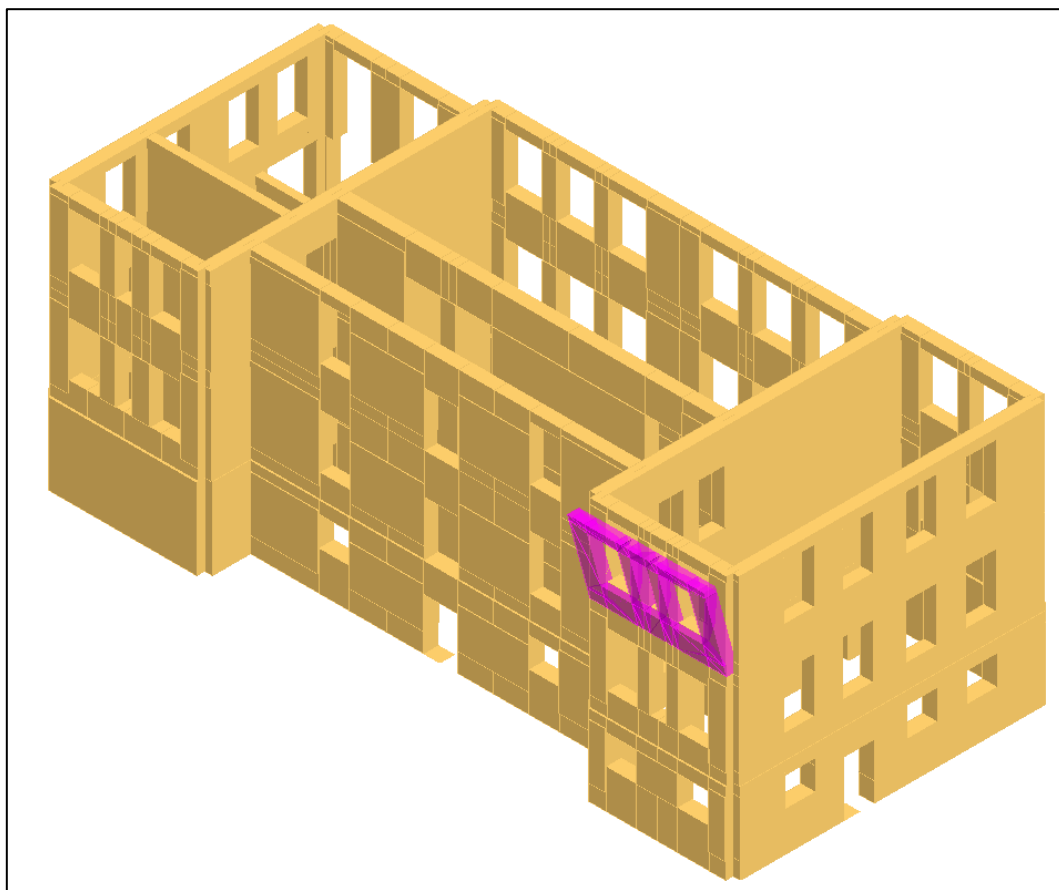


Figura 25: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,132
az, SLV [m/s ²]	2,6671
$az(z)$ (SLV) [m/s ²]	5,1121

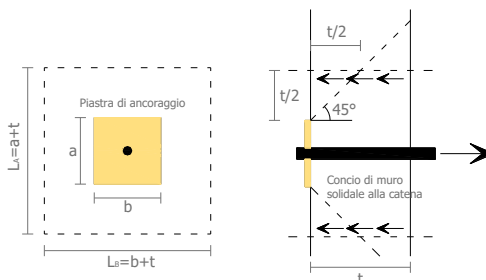


Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	0,52
az,SLD [m/s2]	1,3336
az(z) (SLD) [m/s2]	2,0850
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	0,64

Dall'analisi si evince che nella configurazione ante operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **52%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **64%**.

16.4 Calcolo del tiro delle catene.

Per aumentare il coefficiente di attivazione dei meccanismi locali analizzati nel paragrafo precedente, l'intervento prevede l'inserimento di tiranti aventi sezione tonda $\Phi 24$ in acciaio laminato S355 e capiochiave costituito da una piastra 30×30 . Per valutare qual è la massima azione da poter affidare ai tiranti in modo da evitare la rottura della catena e l'insorgere di lesioni nella muratura, è stato utilizzato un foglio di calcolo. Il foglio elettronico fa riferimento al seguente schema:



La formulazione utilizzata considera per il sistema strutturale 3 diversi meccanismi di rottura: rottura della catena; rottura per taglio della muratura; rottura a compressione della muratura. Il massimo tiro sarà il minimo tra questi 3 valori. La formulazione utilizzata è la seguente:

$$\left\{ \begin{array}{l} T_1 = f_d \cdot A_s \\ T_2 = f_v \cdot [2 \cdot (b + t \cdot \tan \beta) + 2 \cdot (a + t \cdot \tan \beta)] \cdot t \\ T_3 = \sigma_r \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{A_2 / A_1} \end{array} \right\} \rightarrow T = \min \{T_1, T_2, T_3\}$$

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche della muratura da utilizzare nei calcoli, saranno utilizzati i parametri relativi alla muratura consolidata con iniezioni. Implementando i dati nel foglio di calcolo si ottiene:



CARETTERISTICHE GEOMETRICHE	Area della sezione trasversale del tirante A_S [mm ²]	452,0
	Altezza della piastra di ancoraggio del tirante a [cm]	30,0
	Larghezza della piastra di ancoraggio del tirante b [cm]	30,0
	Spessore della parete su cui è ancorato il tirante t [cm]	50,0
	Angolo di attrito della muratura β [°]	45,0
	Area della zona di contatto della muratura con la piastra di ancoraggio del tirante A_1 [cm ²]	900,0
	Distanza del bordo della piastra dal più prossimo lato libero della parete su cui è ancorata [m]	0,4
	Area di ripartizione delle azioni di compressione A_2 [cm ²]	948,6
	$\sqrt{A_2/A_1} \leq 2$	1,0
	Percentuale del contributo del taglio sulle facce laterali per il calcolo di T_2 [%]	50,0%
PARAMETRI MECCANICI	Fattore di confidenza F_c	1,20
	Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura γ_M	2,00
	Resistenza di calcolo dei tiranti $f_{d,S}$ [N/mm ²]	338,00
	Resistenza media a compressione della muratura f_m [N/cm ²]	340,00
	Resistenza media a taglio della muratura τ_0 [N/cm ²]	7,30
	Tensione di calcolo a compressione della muratura $f_{d,M}$ [N/cm ²]	141,67
	Resistenza di calcolo a taglio della muratura $f_{v,d,M}$ [N/cm ²]	3,04
TIRO DELLA CATENA	Resistenza dei tiranti allo sneravamento T_1 [kN]	152,8
	Resistenza al punzonamento della muratura nelle zone di ancoraggio T_2 [kN]	36,5
	Resistenza alla pressione di contatto sulla muratura T_3 [kN]	130,9
	Massimo tiro esplicabile dalla catena T [kN]	36,5

Il tiro massimo del singolo tirante è pertanto pari a **36,5 kN**.

16.5 Calcolo della resistenza dei cordoli in muratura armata.

In sommità delle pareti analizzate saranno realizzati dei cordoli in muratura armata. Per valutare qual è la massima resistenza che è in grado di offrire il cordolo prima che si verifichi il distacco tra lo stesso e la muratura al di sotto, è stato utilizzato un foglio di calcolo.

La resistenza è stata valutata nella condizione post-operam. Segue un report del calcolo eseguito:



CALCOLO DELLA RESISTENZA DI UN CORDOLO IN MURATURA ARMATA O IN C.A. DA UTILIZZARE NELLA VERIFICA DEI CINEMATISMI FUORI PIANO

Riferimento normativo:

NTC 2018

Il presente foglio di calcolo permette di valutare la massima azione resistente che è in grado di offrire un cordolo in c.a., o in muratura armata nei confronti di azioni fuori piano. Il valore così calcolato può essere impiegato per verificare l'incremento di resistenza che un generico pannello in muratura è in grado di offrire nei confronti dell'innescio di cinatismi fuori piano dello stesso.

Nel calcolo, saranno valutati due possibili meccanismi di rottura: rottura a trazione delle armature longitudinali presenti nelle porzioni di cordolo ortogonali alla parete e la rottura per lo scorrimento tra cordolo e muratura. Nel calcolo del primo meccanismo si considereranno che le armature siano efficacemente ancorate agli incroci. Mentre nel secondo caso si trascurerà il contributo delle armature eventualmente presenti. Si avrà pertanto:

$$R_c = \min(R_{c,t}, R_{c,m})$$

$$R_{c,t} = \sum_{i=1}^n f_{yd} \cdot A_{s,i}$$
$$R_{c,m} = \frac{\tau_0 \cdot A}{FC \cdot \gamma_M}$$

dove:

- f_{yd} : è la tensione di calcolo delle barre di armatura presenti nel cordolo;
- n : è il numero di barre complessivo disposte ortogonalmente alla parete;
- $A_{s,i}$: è la sezione di ciascuna barra;
- τ_0 : è la resistenza a taglio della muratura;
- A : è l'area di scorrimento tra cordolo e muratura.

➤ **PROSPETTO NORD-OVEST**





CALCOLO DEL VALORE DI $R_{c,t}$

$f_{y,k}$	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica delle barre di armatura
γ_s	1,15		Coefficiente di sicurezza dell'acciaio
n	8		Numero di barre disposte ortogonalmente alla parete
Φ	16	mm	Diametro delle barre disposte ortogonalmente alla parete
$A_{s,i}$	201,06	mm ²	Sezione della singola barra
$R_{c,t}$	629,41	kN	Resistenza a trazione del cordolo

CALCOLO DEL VALORE DI $R_{c,m}$

$\tau_{0,m}$	7,3	N/cm ²	Resistenza a taglio della muratura
γ_m	2		Coefficiente di sicurezza della muratura
FC	1,2		Fattore di confidenza
L	550	cm	Lunghezza della porzione di parete considerata
S	30	cm	Larghezza del cordolo
A	16500,00	cm ²	Superficie di scorrimento tra parete e cordolo
$R_{c,t}$	50,19	kN	Resistenza a trazione del cordolo

RESISTENZA DEL CORDOLO

R_c	50,19	kN	Resistenza del cordolo
-------	-------	----	------------------------

➤ PROSPETTO SUD-OVEST



CALCOLO DEL VALORE DI $R_{c,t}$

$f_{y,k}$	450	N/mm ²	Resistenza caratteristica delle barre di armatura
γ_s	1,15		Coefficiente di sicurezza dell'acciaio
n	12		Numero di barre disposte ortogonalmente alla parete
Φ	16	mm	Diametro delle barre disposte ortogonalmente alla parete
$A_{s,i}$	201,06	mm ²	Sezione della singola barra
$R_{c,t}$	944,12	kN	Resistenza a trazione del cordolo

CALCOLO DEL VALORE DI $R_{c,m}$

$\tau_{0,m}$	7,3	N/cm ²	Resistenza a taglio della muratura
γ_m	2		Coefficiente di sicurezza della muratura
FC	1,2		Fattore di confidenza
L	1200	cm	Lunghezza della porzione di parete considerata
S	30	cm	Larghezza del cordolo
A	36000,00	cm ²	Superficie di scorrimento tra parete e cordolo
$R_{c,t}$	109,50	kN	Resistenza a trazione del cordolo

RESISTENZA DEL CORDOLO

R_c	109,50	kN	Resistenza del cordolo
-------	--------	----	------------------------

16.6 Calcolo dei cinematismi post operam

Nel seguito si procederà alla valutazione del coefficiente di attivazione del cinematismo analizzato a seguito degli interventi eseguiti.

➤ PROSPETTO SUD-OVEST – “CINEMATISMO 1”

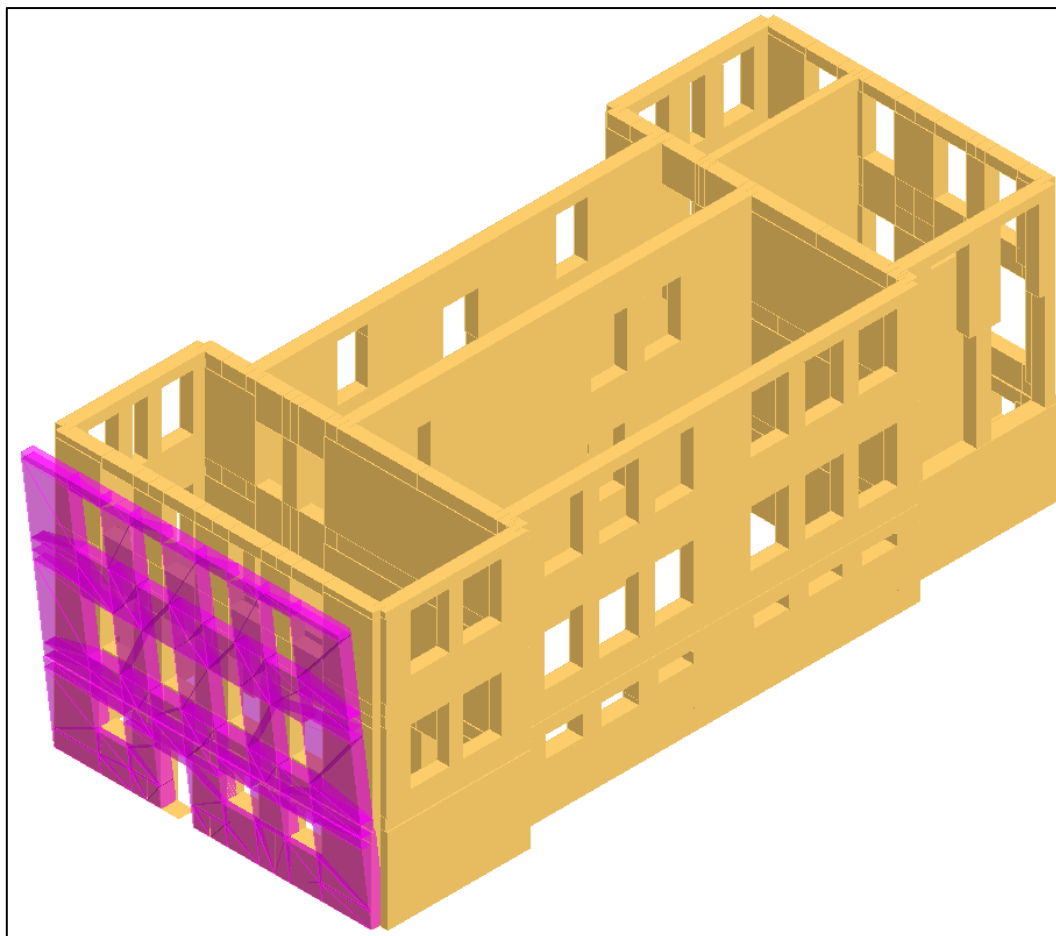


Figura 26: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,284
a_z, SLV [m/s^2]	5,6473
$a_z(0)$ (SLV) [m/s^2]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	2,33
a_z, SLD [m/s^2]	2,8236
$a_z(0)$ (SLD) [m/s^2]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	2,67

Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **233%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **267%**.



➤ **PROSPETTO SUD-OVEST - "CINEMATISMO 2"**

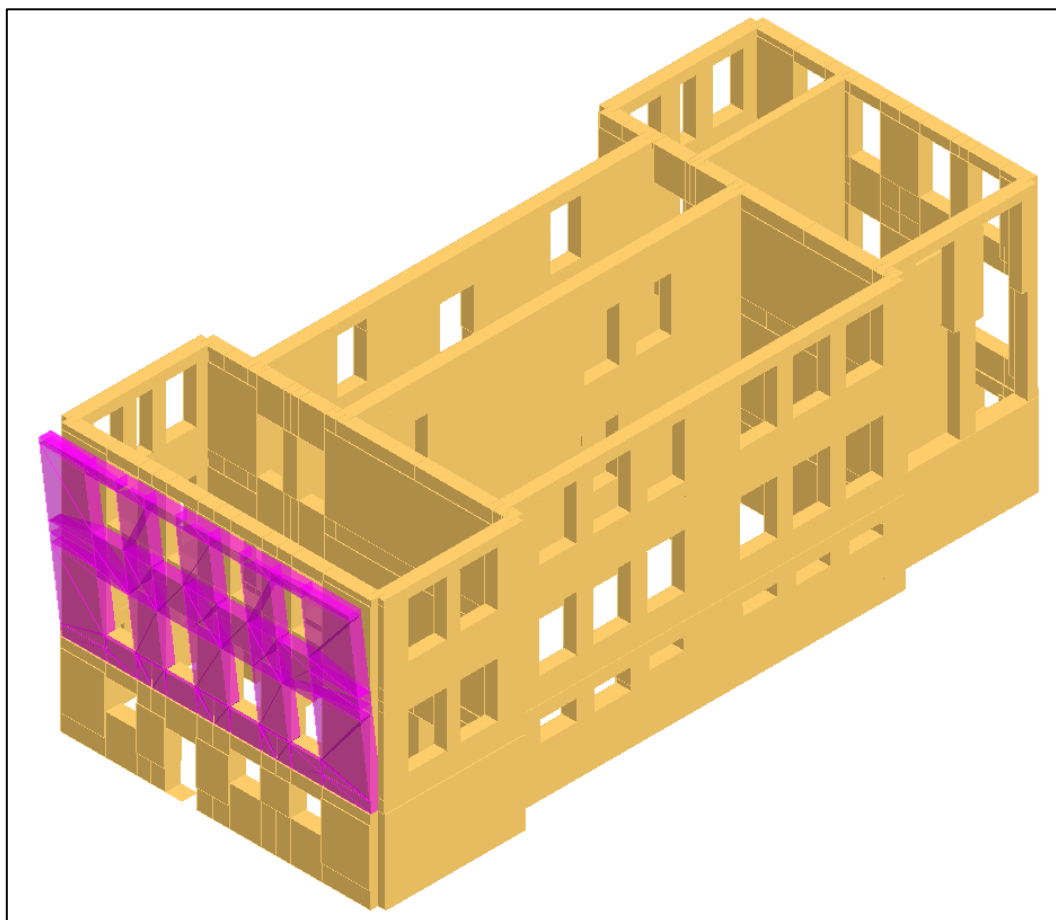


Figura 27: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,327
az,SLV [m/s^2]	6,1279
$az(0)$ (SLV) [m/s^2]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	2,53
az,SLD [m/s^2]	3,0640
$az(0)$ (SLD) [m/s^2]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	2,89

Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **253%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **289%**.



➤ **PROSPETTO SUD-OVEST – “CINEMATISMO 3”**

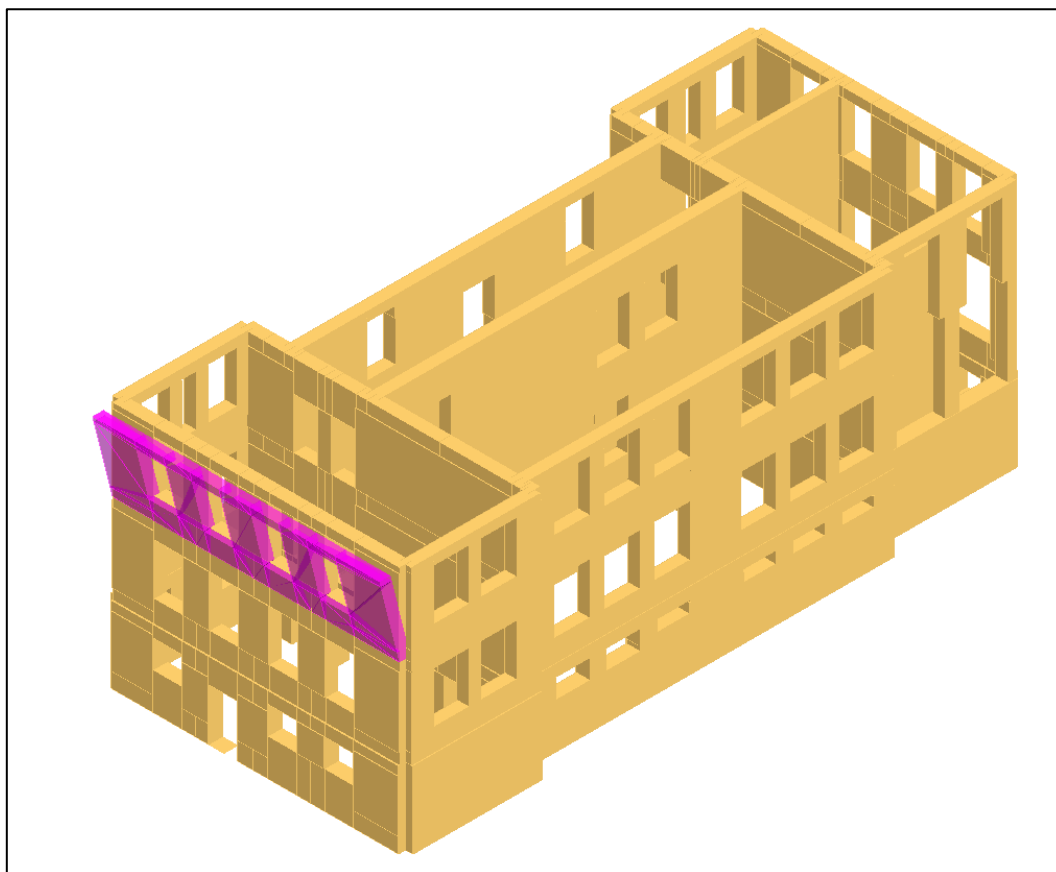


Figura 28: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,423
az,SLV [m/s ²]	7,6054
$az(z)$ (SLV) [m/s ²]	5,1121
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	1,49
az,SLD [m/s ²]	3,8027
$az(z)$ (SLD) [m/s ²]	2,2452
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	1,69

Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **149%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **169%**.



➤ **PROSPETTO NORD-OVEST – “CINEMATISMO 1”**

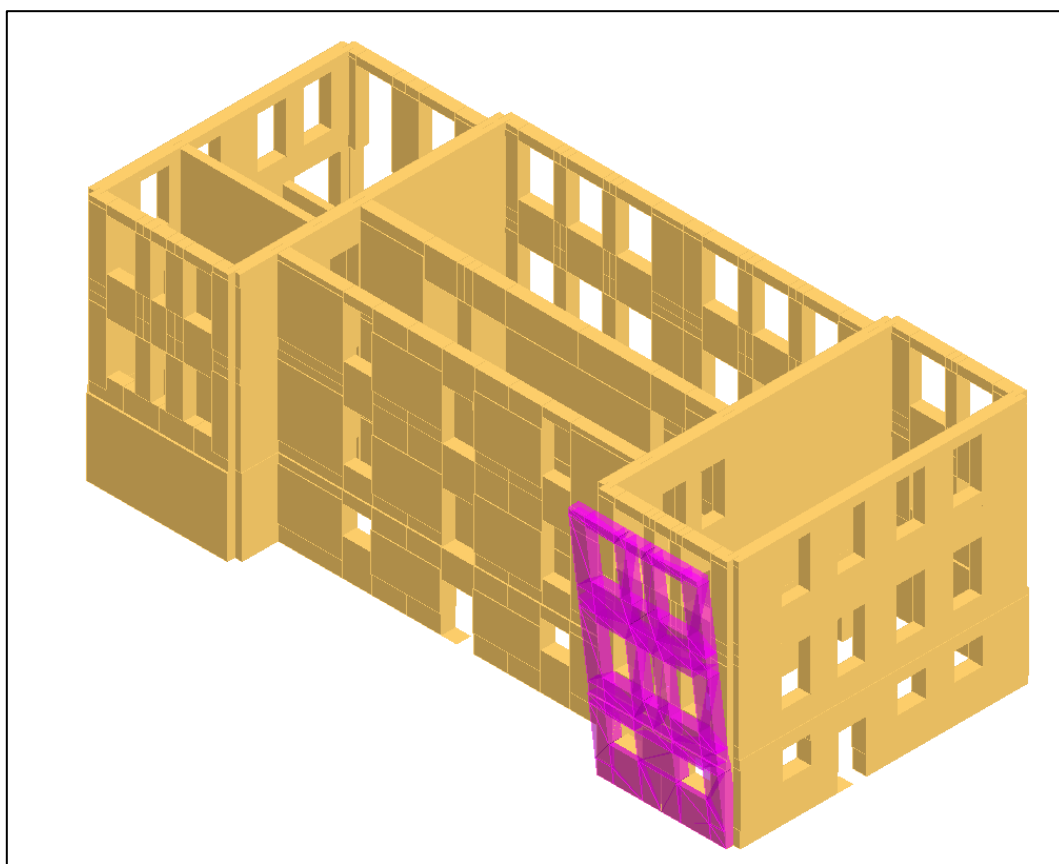


Figura 29: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,586
az,SLV [m/s^2]	12,0182
$az(0)$ (SLV) [m/s^2]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	4,96
az,SLD [m/s^2]	6,0091
$az(0)$ (SLD) [m/s^2]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	5,67



Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **496%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **567%**.

➤ **PROSPETTO NORD-OVEST – “CINEMATISMO 2”**

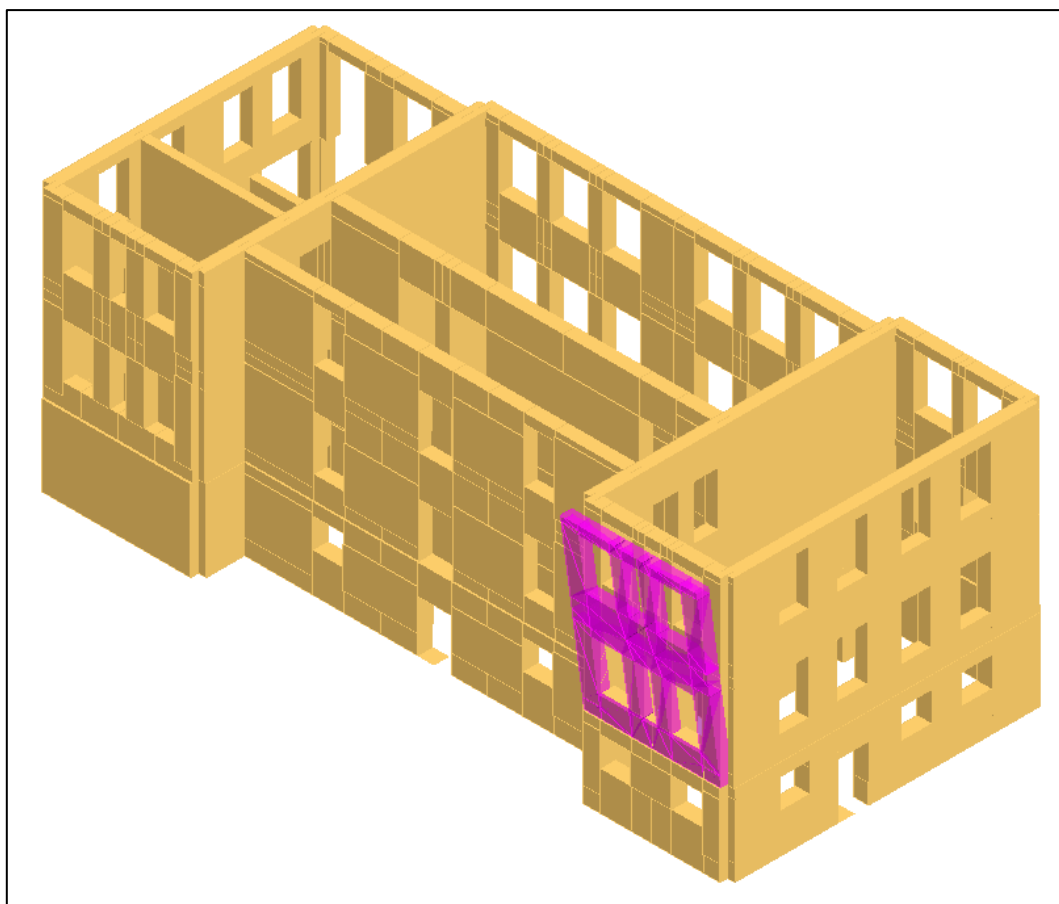


Figura 30: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (α_0)	0,624
---	-------



az,SLV [m/s ²]	12,0336
az(0) (SLV) [m/s ²]	2,4222
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLV)	4,97
az,SLD [m/s ²]	6,0168
az(0) (SLD) [m/s ²]	1,0595
Coefficiente sicurezza PGAc/PGAd (SLD)	5,68

Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematisimo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **497%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **568%**.

➤ **PROSPETTO NORD-OVEST - "CINEMATISMO 3"**



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -



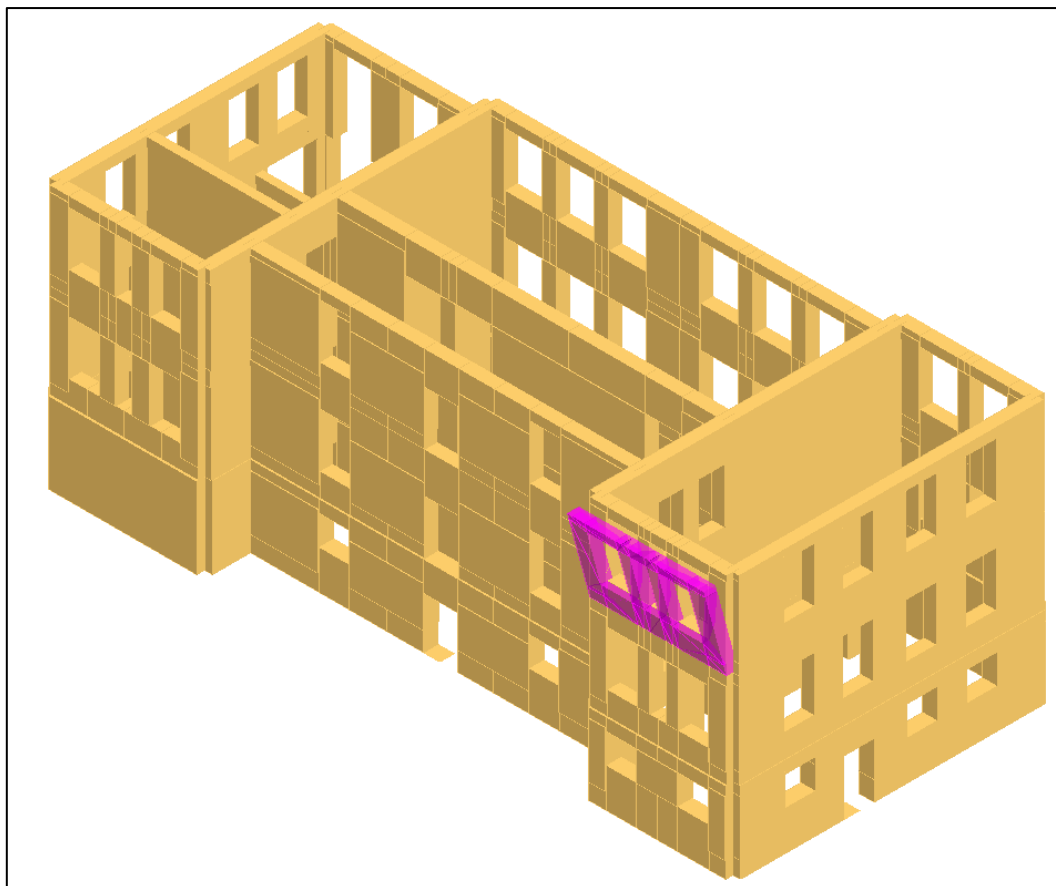


Figura 31: Rappresentazione grafica cinematismo analizzato.

Si riporta la tabella riepilogativa con i risultati delle verifiche:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,756
a_z, SLV [m/s^2]	14,6517
$a_z(z)$ (SLV) [m/s^2]	5,1121
Coefficiente sicurezza $PGAc/PGAd$ (SLV)	2,87
a_z, SLD [m/s^2]	7,3258
$a_z(z)$ (SLD) [m/s^2]	2,2452
Coefficiente sicurezza $PGAc/PGAd$ (SLD)	3,26

Dall'analisi si evince che nella configurazione post operam il cinematismo analizzato presenta un coefficiente di sicurezza allo **SLV** pari al **287%** ed un coefficiente di sicurezza allo **SLD** pari al **326%**.



17 ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

Per quanto riguarda le verifiche degli elementi non strutturali ed impianti, le NTC 2018 prevedono al §7.3.6, che per questi, nelle costruzioni classe d'uso III siano condotte opportune verifiche in termini di stabilità e allo SLV e di funzionalità allo SLO. Per gli elementi non strutturali (es. tramezzi, tamponature) saranno impiegati opportuni accorgimenti (es. inserimento di leggere reti da intonaco su ambo le facce della muratura) per scongiurare collassi fragili, o l'espulsione di materiale sotto l'azione sismica. Per quanto riguarda gli impianti l'intervento non prevede la modifica degli impianti esistenti, bensì il solo ripristino di quegli elementi interessati dalle lavorazioni sulle parti strutturali dell'opera. Tra questi non vi sono elementi di massa tale da richiedere la verifica degli elementi di sostegno o di collegamento. Pertanto, a seguito delle precedenti valutazioni possono ragionevolmente omettersi le verifiche specifiche.

18 VERIFICHE A CARICHI VERTICALI IN CONDIZIONI STATICHE

Sulla struttura costituente l'edificio sono state eseguite le seguenti verifiche statiche:

Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. del D.M.2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui:

- h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $r \cdot h$;
- t : spessore del muro;
- h : l'altezza interna di piano;
- r : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

Eccentricità dei carichi

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:

- t : spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a|$$

$$e_2 = e_1/2 + |e_v|$$

- e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

$$e_a = h/200$$

- e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$



Verifica a carichi verticali

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

- N_d:** carico verticale agente
N_r: carico verticale resistente; $N_r = F_{fd} A$
A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;
f_d: resistenza di calcolo della muratura;
F: coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte.

18.1 Risultati

Nella tabella seguente si riportano gli esiti delle verifiche statiche effettuate per le pareti in condizioni ante - operam e post operam.

ANTE OPERAM

Parete	Maschi rotti	N _d /N _r Max	h ₀ /t Max	e ₁ /t Max	e ₂ /t Max
2	20	2,63	7,30	0,265	0,128
10	7	1,78	7,30	0,243	0,122
12	4	1,77	7,30	0,244	0,081
11	3	1,65	7,30	0,251	0,089
5	5	1,63	7,30	0,097	0,042
13	6	1,55	7,50	0,249	0,126
4	1	1,22	12,17	0,061	0,072
6	1	1,20	12,17	0,084	0,061
7	4	1,09	7,30	0,208	0,105
1	0	0,87	7,30	0,037	0,058
8	0	0,86	7,30	0,037	0,058
9	0	0,71	7,30	0,037	0,060
3	0	0,62	7,30	0,037	0,063

POST OPERAM

Parete	Maschi rotti	N _d /N _r Max	h ₀ /t Max	e ₁ /t Max	e ₂ /t Max
1	0	0,41	7,22	0,036	0,058
2	0	0,99	7,22	0,209	0,104
3	0	0,41	7,22	0,036	0,066
4	0	0,50	12,10	0,061	0,089
5	0	0,93	7,22	0,081	0,036
6	0	0,41	12,10	0,064	0,061
7	0	0,60	7,22	0,162	0,089
8	0	0,47	7,22	0,036	0,056
9	0	0,39	7,22	0,036	0,058
10	0	0,97	7,22	0,192	0,101
11	0	0,90	7,22	0,199	0,070
12	0	0,71	7,26	0,192	0,064
13	0	0,90	7,50	0,196	0,104

Si riportano nel seguito alcune immagini del modello di calcolo con la localizzazione degli elementi che condizionano l'esito dell'analisi statica nella configurazione ante - operam:

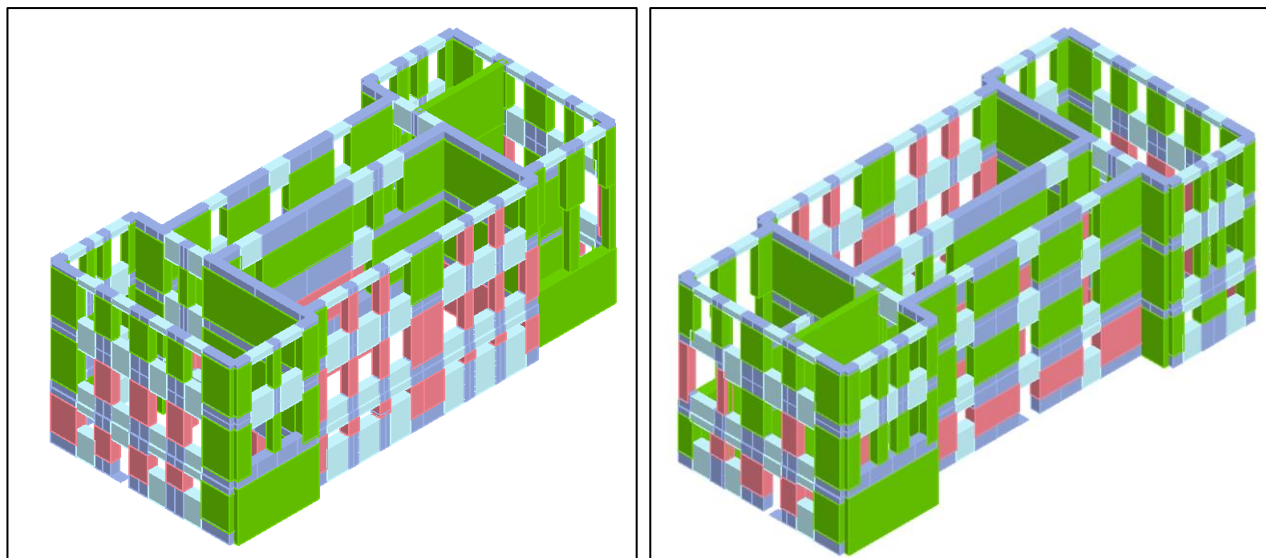


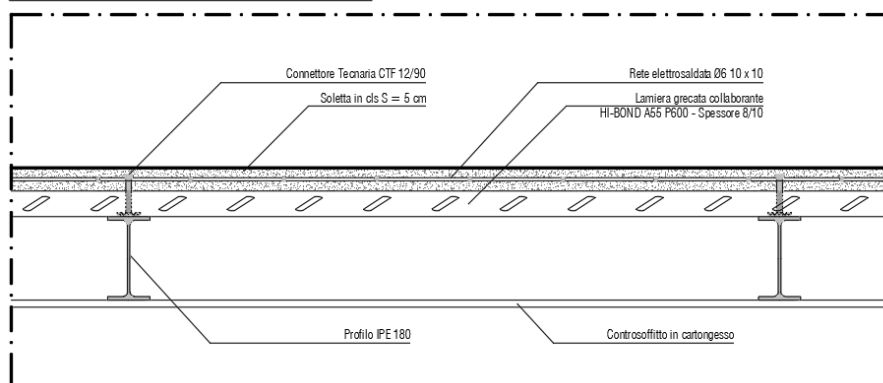
Figura 32: Risultati analisi statica - in rosso gli elementi che non soddisfano le verifiche allo SLU - ANTE OPERAM.

19 VERIFICA NUOVI SOLAI

L'intervento di miglioramento prevede, la demolizione e ricostruzione di alcuni orizzontamenti, sia di piano che di copertura. I nuovi orizzontamenti saranno realizzati da travi in acciaio e lamiera grecata con getto collaborante in c.a. Si prevede l'impiego di connettori a taglio per rendere collaborante la soletta con i profili metallici e ridurre così le deformazioni in esercizio.

Per rendere più agevole la comprensione si riporta un dettaglio della sezione trasversale e longitudinale del nuovo solaio:

Sezione trasversale nuovo solaio





Sezione longitudinale nuovo solaio

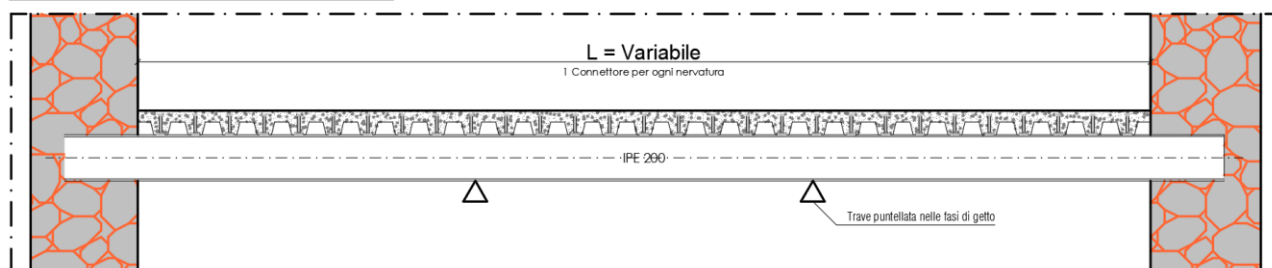


Figura 33: Dettaglio sezione longitudinale e trasversale nuovi solai

Nel presente paragrafo vengono riportati i calcoli necessari per le verifiche allo SLU e agli SLE dei suddetti solai in accordo con quanto previsto dalle NTC 2018 e s.m.i.

Si riporta un report dei risultati ottenuti con l'ausilio di un software sviluppato dal produttore del connettore, i solai al primo e secondo impalcato sono costituiti da travi IPE 200, mentre quelli di copertura sono costituiti da travi IPE 180.

Per ciascun sezione tipologica, si riporta la verifica facente riferimento al solaio con la configurazione statica più gravosa.

In particolare, con riferimento agli elaborati progettuali, si farà riferimento al solaio **S3** per i solai costituiti da profili IPE 200, mentre si farà riferimento al solaio **S13** per i solai costituiti da profili IPE 180.

➤ VERIFICA SOLAIO S3- IPE 200 + connettori

Il calcolo è stato condotto con il software di calcolo "Tecnaria Acciaio e CIs v. 5.0.0.2".

Normativa di riferimento: **NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004**

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori:

Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Versione programma: **5.0.0.2**

Tipologia

Soletta collaborante su lamiera grecata perpendicolare alla trave



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588
Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Trave puntellata
Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti
Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

EN 1994-1-1 + NA

Azioni - Permanenti strutturali:	1.30
Azioni - Permanenti non strutturali:	1.30
Azioni - Variabili:	1.50
Materiali - Acciaio:	1.05
Materiali - Calcestruzzo:	1.50
Materiali - Connettori:	1.25
Materiali - Lamiera grecata:	1.10
Materiali - Acciaio per barre:	1.15

Limite all'inflessione delta 2:	L / 350
Limite all'inflessione finale:	L / 250

Geometria

Luce di calcolo:	600.0 cm
Interasse travi:	140.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	140.0 cm

Altezza lamiera grecata (hp):	5.50 cm
Larghezza media nervatura (b0):	8.85 cm
Larghezza base inf. nervatura - binf:	6.15 cm
Interasse nervature - bd:	15.00 cm

Profilo: IPE 200

ha:	200.0 mm
bf:	100.0 mm
tf:	8.5 mm
bfi:	100.0 mm
tfi:	8.5 mm
tw:	5.6 mm
r0:	12.0 mm
r1:	0.0 mm
Area:	2848.0 mm ²
Iy:	1943.0 cm ⁴
Wy Sup:	194300.0 mm ³
Wy Inf:	194300.0 mm ³
W Ply:	220600.0 mm ³

Acciaio: S275



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





f_y : 275 N/mm²
 E_s : 210000 N/mm²

Calcestruzzo: C28/35

f_{ck} : 28 N/mm²
 R_{ck} : 35 N/mm²
Densità: 24.00 kN/m³
 E_{cm} : 32308 N/mm²

Carichi

Peso proprio: 2.29 kN/m²
Altri p.p.: 0.00 kN/m²
Sottofondo: 1.40 kN/m²
Pavimento: 0.40 kN/m²
Tramezzi: 1.20 kN/m²
Altri perm.: 0.40 kN/m²
Variabili: 3.00 kN/m²

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Calcolo plastico
Azioni: 16.66 kN/m
Posizione asse neutro: 11.33 cm
Altezza totale: 30.50 cm
Momento sollecitante - M_{Ed}: 75.0 kNm
Momento resistente - M_{Rd}: 103.0 kNm
Verifica momento: 0.73
Taglio sollecitante - V_{Ed}: 50.0 kNm
Taglio resistente - V_{Rd}: 169.4 kN
Verifica taglio: 0.30

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.: 13.0 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var. + viscosità: 10.3 mm
Delta 2 da ritiro: 0.0 mm

Delta 2 totale: 10.3 mm = L / 585
Delta finale totale: 23.3 mm = L / 258

Asse neutro elastico dall'estradosso: 8.7 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 6.50



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Momento di inerzia sezione omog. istantaneo:	9465.0 cm ⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n:	13.00
Momento di inerzia sezione omog.:	8090.5 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i:	1.93
Frequenza fondamentale naturale:	6.1 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1 =	0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a parziale ripristino di resistenza

Compressione nella soletta in calcestruzzo:

Nc data dai connettori posizionati(kN):	309
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN):	746
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN):	400

Tipo Connettore:	CTF 12/90
Altezza:	90 mm
Resistenza del connettore - Prd:	31.90 kN
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k:	0.72
Coeff. riduttivo relativo a 2 o + conn. per nerv. k2:	0.51
Resistenza connessione, 1 conn. per nerv. PRd * k:	22.87 kN
Resistenza connessione, >1 conn. per nerv. PRd * k2:	16.17 kN

Connettore duttile.

Distribuzione connettori plastica uniforme

Distribuzione uniforme:

Numero nervature per trave = 40

Numero connettori = 27

Distribuzione variabile (in alternativa):

Settore a sinistra:

Nervature per settore = 10

Numero connettori = (10)

Settore centrale:

Nervature per settore = 20

Numero connettori = (20)

Settore a destra:

Nervature per settore = 10

Numero connettori = (10)



➤ VERIFICA SOLAIO S13- IPE 180 + connettori

Il calcolo è stato condotto con il software di calcolo "Tecnaria Acciaio e CIs v. 5.0.0.2".

Normativa di riferimento: **NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004**

Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori:

Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.

Versione programma: **5.0.0.2**

Tipologia

Soletta collaborante su lamiera grecata perpendicolare alla trave

Trave puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti

Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

EN 1994-1-1 + NA

Azioni - Permanenti strutturali:	1.30
Azioni - Permanenti non strutturali:	1.30
Azioni - Variabili:	1.50
Materiali - Acciaio:	1.05
Materiali - Calcestruzzo:	1.50
Materiali - Connettori:	1.25
Materiali - Lamiera grecata:	1.10
Materiali - Acciaio per barre:	1.15

Limite all'inflessione delta 2: L / 350

Limite all'inflessione finale: L / 250

Geometria

Luce di calcolo:	600.0 cm
Interasse travi:	140.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	140.0 cm

Altezza lamiera grecata (hp):	5.50 cm
Larghezza media nervatura (b0):	8.85 cm
Larghezza base inf. nervatura - binf:	6.15 cm
Interasse nervature - bd:	15.00 cm

Profilo: IPE 180



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





ha:	180.0 mm
bf:	91.0 mm
tf:	8.0 mm
bfi:	91.0 mm
tfi:	8.0 mm
tw:	5.3 mm
r0:	9.0 mm
r1:	0.0 mm
Area:	2395.0 mm ²
Iy:	1317.0 cm ⁴
Wy Sup:	146300.0 mm ³
Wy Inf:	146300.0 mm ³
W Ply:	166400.0 mm ³

Acciaio **S275**

fy:	275 N/mm ²
Es:	210000 N/mm ²

Calcestruzzo: **C28/35**

fck:	28 N/mm ²
Rck:	35 N/mm ²
Densità:	24.00 kN/m ³
E cm:	32308 N/mm ²

Carichi

Peso proprio:	2.27 kN/m ²
Altri p.p.:	0.60 kN/m ²
Sottofondo:	1.60 kN/m ²
Pavimento:	0.10 kN/m ²
Tramezzi:	0.00 kN/m ²
Altri perm.:	0.00 kN/m ²
Variabili:	0.80 kN/m ²

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista:	1
Calcolo plastico	
Azioni:	10.00 kN/m
Posizione asse neutro:	11.22 cm
Altezza totale:	28.50 cm
Momento sollecitante - MEd:	45.0 kNm
Momento resistente - MRd:	83.4 kNm
Verifica momento:	0.54



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Taglio sollecitante - VEd:	30.0 kNm
Taglio resistente - VRd:	144.3 kN
Verifica taglio:	0.21

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale:	0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.:	14.4 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var. + viscosità:	5.2 mm
Delta 2 da ritiro:	4.4 mm
Delta 2 totale:	9.6 mm = L / 623
Delta finale totale:	24.0 mm = L / 250

Asse neutro elastico dall'estradosso:	7.7 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo:	6.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo:	7203.7 cm ⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n:	13.00
Momento di inerzia sezione omog.:	6219.9 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i:	2.01
Frequenza fondamentale naturale:	6.5 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1=	0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione a parziale ripristino di resistenza

Compressione nella soletta in calcestruzzo:

Nc data dai connettori posizionati (kN):	286
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza (kN):	627
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN):	354

Tipo Connettore:	CTF 12/90
Altezza:	90 mm
Resistenza del connettore - Prd:	31.90 kN
Coeff. riduttivo relativo ad 1 conn. per nerv. k:	0.72
Coeff. riduttivo relativo a 2 o + conn. per nerv. k2:	.51
Resistenza connessione, 1 conn. per nerv. PRd * k :	22.87 kN
Resistenza connessione, >1 conn. per nerv. PRd * k2:	16.17 kN
Connettore duttile.	
Distribuzione connettori plastica uniforme	

Distribuzione uniforme:

Numero nervature per trave= 40

Numero connettori= 25

Distribuzione variabile (in alternativa):

Settore a sinistra:



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Nervature per settore= 10	Numero connettori= (10)
Settore centrale:	
Nervature per settore= 20	Numero connettori= (20)
Settore a destra:	
Nervature per settore= 10	Numero connettori= (10)

19.1 Verifica lamiera grecata – direzione trasversale

È stata eseguita la verifica agli SLU ed SLE della lamiera grecata sia nella fase transitoria di getto che in esercizio. Dal momento che per tutti i solai sarà adottata la medesima tipologia di lamiera, il calcolo farà riferimento alla condizione più gravosa. Questa si ha per il solaio S4. Si riporta un report dei risultati ottenuti:

Dati generali:

Normativa di riferimento: DM 17/01/2018 NTC

Categoria carichi variabili: C1 - Ambienti suscettibili di affollamento. Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento.

Dati geometrici:

Travi in acciaio

Profilo	Area [cm ²]	W _x [cm ³]	W _{px} [cm ³]	J _x [cm ⁴]	P.p. [kg/m]
IPE O 200	32.0	219.0	249.5	2212.0	25.1

Interasse travi: i = 153.0 cm

Luce di calcolo: L = 550.0 cm

Lamiera grecata collaborante (valori di calcolo riferiti a una striscia di un metro)

Spess. [mm]	h [mm]	Area [cm ²]	W [cm ³]	W _{eff} (cl.4) [cm ³]	J [cm ⁴]	P.p. [kg/m]
0,8	55	12.60	23.06	17.71	63.41	10.63

Spessore complessivo (soletta in CLS + lamiera grecata): t_c = 10.5 cm

Larghezza di calcolo della soletta: b = 100.0 cm

MATERIALI

Acciaio travi e lamiera grecata:

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f_{yk} Tensione di snervamento

f_{tk} Tensione di rottura

E Modulo elastico

ρ_A Peso per unità di volume



Lamiera grecata in acciaio zincato EN 10147

Nota: la lamiera è resa collaborante con il c.a. mediante impronte capaci di ancorare il getto impedendo sia lo scorrimento longitudinale che il distacco verticale.

Acciaio: Fe E 220 G

f_{yk}	f_{tk}	E	ρ_A
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
2200.0	3000.0	2100000.0	7850.0

Calcestruzzo della soletta:

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo:

R_{ck}	Resistenza cubica
f_{ck}	Resistenza cilindrica
f_{ctm}	Resistenza media a trazione semplice assiale
f_{cd}	Resistenza di progetto a compressione
f_{ctd}	Resistenza di progetto a trazione
E_c	Modulo elastico
G_c	Modulo di elasticità tangenziale
ρ_c	Peso per unità di volume

Calcestruzzo classe: C28/35

R_{ck}	f_{ck}	f_{ctm}	f_{cd}	f_{ctd}	E_c	G_c	ρ_c
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
350.0	290.0	27.7	164.3	12.9	325750.0	145424.0	2500.0

Acciaio per armature:

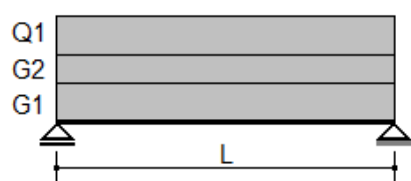
Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f_{yk}	Tensione di snervamento
f_{tk}	Tensione di rottura
E	Modulo elastico
ρ_A	Peso per unità di volume

Acciaio: B450C (barre ad aderenza migliorata)

f_{yk}	f_{tk}	E	ρ_A
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
4500.0	5400.0	2060000.0	7850.0

SCHEMA STATICO:





Verifica lamiera grecata in fase di getto:

Nella fase di getto, la sezione resistente è costituita dalla sola lamiera grecata. Il solaio verrà puntellato con interasse massimo tra i puntelli di cm 90.0, al fine del calcolo verrà utilizzato lo schema di trave continua a 2 campate.

Carichi:

- peso dei mezzi d'opera	150,0	daN/mq
- getto CLS	193,8	daN/mq
- p.p. lamiera grecata	10,6	daN/mq
g1 =	354,4	daN/mq

P = 3,54 daN/cm; L = 90,0 cm

Deformabilità:

$f = P L^4 / (192 E J) = 0.0091 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$ (Ok); $f = L / 9896 < L / 180$ (Ok)

Verifica a flessione:

Momento flettente: $M_{sd} = P L^2 / 8 = 3588.13 \text{ daN cm}$

Momento resistente: $M_{rd} = W_{eff} f_{yk} / \gamma_a = 37099.06 \text{ daN cm}$

$M_{sd} / M_{rd} = 0.097 < 1$ (Ok)

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante: $V_{sd} = 5 P L / 8 = 199.34 \text{ daN}$

Taglio resistente: $V_{rd} = A_v f_{yk} / (\gamma_a \sqrt{3}) = 6672.05 \text{ daN}$

$V_{sd} / V_{rd} = 0.030 < 1$ (Ok)

VERIFICA DELLA LAMIERA CON CLS COLLABORANTE:

Carichi permanenti:

- soletta nervata in CLS	193,8	daN/mq
- p.p. lamiera grecata	10,6	daN/mq
g1 =	204,4	daN/mq

Carichi permanenti non strutturali:

- pavimento+sottofondo	220,0	daN/mq
- ripartizione tramezzature	120,0	daN/mq
g2 =	340,0	daN/mq

Carichi variabili:

q = sovraccarico variabile 300,0 daN/mq

Azioni di calcolo:

Carichi riferiti ad una striscia di soletta larga b = 15.0 cm, corrispondente all'interasse delle nervature.

Carico per verifiche di resistenza (SLU):

$Q = g_1 \gamma_{g1} + g_2 \gamma_{g2} + q \gamma_{q1} = 183.85 \text{ daN/m}$ ($\gamma_{g1} = 1.30$; $\gamma_{g2} = 1.50$; $\gamma_{q1} = 1.50$)

Carico per verifiche in combinazioni rare

$Q_r = g_1 + g_2 + q = 126.66 \text{ daN/m}$

Carico per verifiche in combinazioni frequenti

$Q_f = g_1 + g_2 + q \psi_{11} = 113.16 \text{ daN/m}$ ($\psi_{11} = 0.70$)

Carico per verifiche in combinazioni quasi permanenti

$Q_p = g_1 + g_2 + q \psi_{21} = 108.66 \text{ daN/m}$ ($\psi_{21} = 0.60$)

Verifica a flessione:

Momento sollecitante: $M_{sd} = Q L^2 / 8 = 5379.82 \text{ daN cm}$

Momento resistente: $M_{rd} = 23374.34 \text{ daN cm}$

$M_{sd} / M_{rd} = 0.230 < 1$ (Ok)



S.A.G.I. S.r.l.
Società per l'Ambiente, la Geologia e Ingegneria
63037 Porto D'Ascoli (A.P.)
Via Pasubio, 20 - Tel. 0735/757580
Fax 0735/757588

Sede di Ascoli Piceno: Viale Assisi n.107 - Folignano -





Verifica a taglio:

La soletta è priva di armatura specifica a taglio. Si applicherà la formula 4.1.22 NTC

Taglio sollecitante: $V_{sd} = Q L / 2 = 140.65 \text{ daN}$

Altezza utile: $d = t_c - h / 2 = 7.75 \text{ cm}$

Larghezza utile della nervatura: $b_o = 7.50 \text{ cm}$

Area lamiera del tratto $b = 15.0 \text{ cm}$: $A_p = 1.89 \text{ cm}^2$

Area cls del tratto $b = 15.0 \text{ cm}$: $A_c = 116.25 \text{ cm}^2$

$\rho = A_p / A_c = 0.016$

$k = \min [1 + (200 / d)^{1/2} ; 2] = 2.00$

$V_{rd} = \max [0.18 k (100 \rho f_{ck})^{1/3} / \gamma_c ; 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}] b_o d = 503.97 \text{ daN}$

$V_{sd} / V_{rd} = 0.279 < 1 \text{ (Ok)}$

Verifiche SLE:

Momento sollecitante condizioni rare: $M_{sd} = Q_r L^2 / 8 = 3706.16 \text{ daN cm}$

Tensione max CLS = $17.7 \text{ daN/cm}^2 < 174.0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$

Tensione max lamiera = $453.9 \text{ daN/cm}^2 < 1760.0 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$

Momento sollecitante condizioni frequenti: $M_{sd} = Q_f L^2 / 8 = 3311.13 \text{ daN cm}$

Fessure max $W_k = 0.00000000 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm (Ok)}$

Momento sollecitante condizioni quasi permanenti: $M_{sd} = Q_p L^2 / 8 = 3179.46 \text{ daN cm}$

Tensione max CLS = $15.2 \text{ daN/cm}^2 < 130.5 \text{ daN/cm}^2 \text{ (Ok)}$

Fessure max $W_k = 0.00000000 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm (Ok)}$

Verifica A_f minima in corrispondenza degli appoggi sulle travi:

Area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature: $500.00 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatura: rete elettrosaldata $\varnothing 8 \text{ } 20 \times 20$

$A_f = 2.51 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.4\% A_{cls} = 2.00 \text{ cm}^2/\text{m}$ (lamiera puntellata) (Ok)

20 SINTESI DEI RISULTATI

In base alle analisi effettuate, si è messo in evidenza come grazie all'intervento progettato si sia riusciti ad ottenere dei livelli di sicurezza nei confronti degli SLV idonei ad adempiere a quanto previsto al §8.4.2 delle NTC 2018.

Si riportano nel seguito i valori dei principali indicatori di sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche nella configurazione **ANTE OPERAM** si siano riusciti a conseguire i seguenti livelli di sicurezza:

ANALISI GLOBALE				MECCANISMI LOCALI	
SLC	SLV	SLD	SLO	SLV	SLD
52%	47%	52%	44%	43%	49%



Si riportano nel seguito i valori dei principali indicatori di sicurezza nei riguardi delle azioni sismiche nella configurazione **POST OEPRAM**:

ANALISI GLOBALE				MECCANISMI LOCALI	
SLC	SLV	SLD	SLO	SLV	SLD
77%	70%	56%	46%	149%	169%

I risultati pertanto soddisfano i requisiti prestazionali previsti dalla vigente normativa, con particolare riferimento a quanto previsto al §8.4.2 nel quale si specifica: *“[...] per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di ζ_E , a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere comunque non minore di 0,6, mentre per le rimanenti costruzioni di classe III e per quelle di classe II il valore di ζ_E , sempre a seguito degli interventi di miglioramento, deve essere incrementato di un valore comunque non minore di 0,1 [...]”*.

Risultano altresì soddisfatte le verifiche di resistenza dei pannelli murari nei riguardi delle azioni statiche, e per le verifiche a pressoflessione fuori piano. Tutti i nuovi elementi oggetto di intervento (nuovi solai, nuove coperture) soddisfano le verifiche agli SLU ed SLE.

I Progettisti