

PROVINCIA DI TORINO



COMUNE DI MARENTINO



COMUNE DI MARENTINO

Piazza Umberto I°, 1 - 10020 Marentino (TO)

IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO

Arch. Luca Maria FASANO

IL SINDACO

Geom. Roberto BERARDO

MESSA IN SICUREZZA E RIQUALIFICAZIONE STRUTTURALE EDIFICIO SCUOLA DELL'INFANZIA, AMBULATORIO MEDICO, ARCHIVIO E SEDE ASSOCIAZIONI

PROGETTO ESECUTIVO

Edizione: LUGLIO 2023

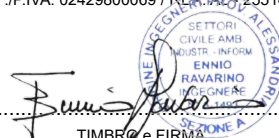
Categoria: STRUTTURE		N. Documento: 21	
Oggetto: RELAZIONE DI CALCOLO		Commissa: L23.449	
File: L23.449.ES.ST.00B.01	Scala: -	Fase: ES	Elaborato: ST.00B
Redatto: M.G.	Verificato: M.G.	Approvato: E.R.	Foglio: -
		Revisione: 01	

Revisioni:	
n°	Descrizione:
01	Emissione:
02	

IL PROGETTISTA:

ERREstudio s.r.l.
Società di Ingegneria

Via Sant'Ubaldo, 28 - 15121 Alessandria (AL) - Italy
Tel. +39.0131.752108 - Fax +39.0131.752109
e-mail: segreteria@erre-studio.it - Pec: erre-studio-srl@pec.it
Web: www.erre-studio.it
C.F./P.IVA: 02429800069 / REA: AL 255147



TIMBRIO e FIRMA

INDICE

1. PREMESSA	3
2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA	3
3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	6
5. INDAGINI EFFETTUATE	8
5.1 ANALISI STORICO-CRITICA.....	8
5.2 RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE	8
5.3 INDAGINE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE	8
5.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA ASSUNTO	8
6. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....	8
6.1 CALCESTRUZZO ARMATO	9
6.1.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE	10
6.1.2 BETONCINO ARMATO NUOVO	10
6.1.3 MALTA STRUTTURALE M15 NUOVO	11
6.2 ACCIAIO.....	11
6.2.1 ACCIAIO ESISTENTE/NUOVO	11
6.3 MURATURA.....	12
6.3.1 MURATURA ESISTENTE.....	12
6.3.2 MURATURA NUOVA.....	13
6.4 LEGNO	13
6.4.1 LEGNO ESISTENTE	13
6.4.2 LEGNO NUOVO	14
7. TERRENO DI FONDAZIONE.....	14
8. ANALISI DEI CARICHI	16
8.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (PERMANENTI)	16
8.2 PESO PROPRIO NON STRUTTURALE	17
8.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE	17
8.4 NEVE.....	17
8.5 VENTO	20
8.6 SISMA	22
9. VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA.....	22
9.1 VERIFICHE DI REGOLARITÀ.....	22
9.2 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D	23
9.3 METODO DI ANALISI	25
9.4 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI	26
9.5 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA	26
9.6 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI	27
10. AZIONI SULLA STRUTTURA	27

10.1	STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA.....	27
10.2	STATO LIMITE DI DANNO	29
10.3	STATI LIMITE DI ESERCIZIO	29
11.	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO	30
11.1	DENOMINAZIONE	30
11.2	SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI	31
11.3	SISTEMI DI RIFERIMENTO	31
11.3.1	RIFERIMENTO GLOBALE	31
11.3.2	RIFERIMENTO LOCALE PER TRAVI.....	32
11.3.3	RIFERIMENTO LOCALE PER PILASTRI	32
11.3.4	RIFERIMENTO LOCALE PER PARETI	33
11.3.5	RIFERIMENTO LOCALE PER SOLETTE E PLATEE.....	34
11.4	MODELLO DI CALCOLO.....	34
12.	PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	37
12.1	VERIFICHE DI RESISTENZA.....	37
12.1.1	ELEMENTI IN C.A.	37
12.1.1.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	37
12.1.1.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	38
12.1.2	ELEMENTI IN C.A. ESISTENTI (CRITERI E TIPI D'INTERVENTO DI RINFORZO)	39
12.1.3	MURATURA.....	39
12.1.4	ELEMENTI IN MURATURA ESISTENTI (CRITERI E TIPI D'INTERVENTO DI RINFORZO)..	42
12.1.5	ELEMENTI IN LEGNO	43
12.1.6	FONDAZIONI SUPERFICIALI	45
12.2	VERIFICHE SLD.....	46
13.	RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE	46
13.1	GENERALITA'	46
13.2	TIPOLOGIA DI VERIFICHE EFFETTUATE.....	46
13.2.1	ELEMENTI IN MURATURA	46
13.2.2	SPOSTAMENTI	48
13.2.3	TENSIONI SUL TERRENO	49
14.	DEFINIZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLA STRUTTURA	50
14.1	CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE	51
14.2	DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA	51
14.3	INDICATORI DI RISCHIO SISMICO.....	51
15.	CONCLUSIONI	52
16.	INDICE DEGLI ALLEGATI	53

1. PREMESSA

La presente “**Relazione di Calcolo**” si riferisce alla valutazione della resistenza delle strutture in muratura e copertura in legno che costituiscono parte strutturale del fabbricato scuola dell'infanzia, ambulatorio medico, archivio e sede associazioni situato in Via Roma n°24, nel Comune di Marentino (TO).

In particolare, i lavori fanno riferimento al fabbricato evidenziato nella figura seguente.

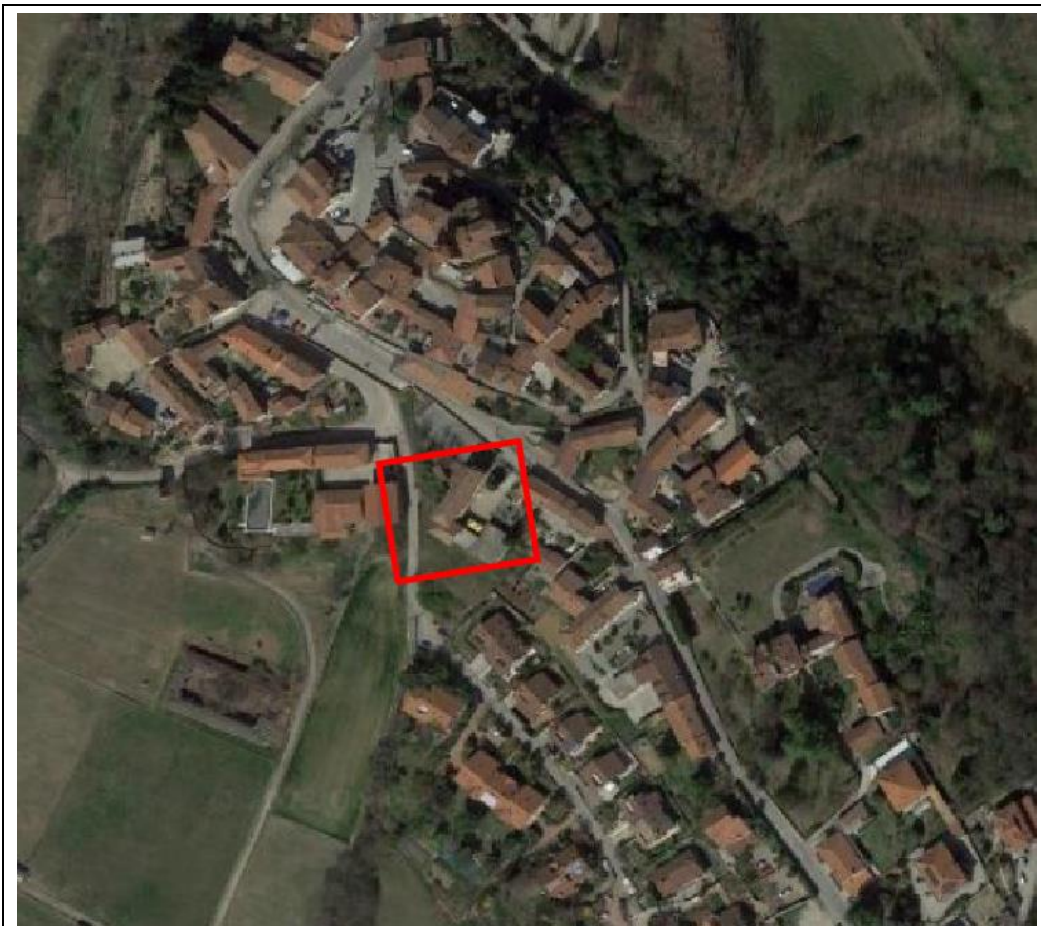


Fig. 1. Ortofoto

Le verifiche riportate nel seguito fanno riferimento ad una classe d'uso III per la struttura in oggetto.

2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

L'edificio scolastico è situato nel centro storico in Via Roma n°24 , ad un'altitudine di circa 383 m.s.l.m. e ricade in zona sismica 4, ai sensi dell'Ordinanza PCM n. 3274/2003 recepita con DGR 17/11/2003 n.61-11017 e D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014.

Poiché non è stato possibile reperire nessuna informazione e documentazione originale sul fabbricato è stato necessario eseguire un rilievo geometrico, planimetrico e altimetrico per poter individuare tutti gli elementi strutturali portanti al fine di verificarne la tipologia costruttiva e ricavare informazioni utili per eseguire le verifiche statiche.

L'edificio scolastico, risalente probabilmente al 1900, è realizzato interamente in muratura portante in mattoni pieni e malta di calce dalle fondazioni alla copertura, elevandosi per tre piani fuori terra con un piano seminterrato. Attualmente il fabbricato è destinato ad attività didattiche per la scuola materna al piano terra estendendosi per circa 268 metri quadrati, il piano primo è parzialmente occupato per attività di poliambulatorio e si estende per 193 metri quadrati, i locali al piano secondo e mansardato sono destinati per l'archivio comunale e la sala musica, su una superficie di circa 133 mq. Tutti i piani sono collegati da una scala interna che per motivi di sicurezza è stata interdetta dal piano terra verso i piani superiori. Per poter accedere al piano primo e secondo è stata creata una passerella che mette in comunicazione il ballatoio del piano primo con il piano stradale. Il piano interrato si sviluppa per circa 268 mq ed è costituito da locali cantinati con solai in volte a botte e putrelle in acciaio e voltine in mattoni. La copertura al piano secondo è in legno del tipo non spingente leggera, costituita da puntoni in legno massiccio poggianti centralmente su travi di colmo anch'esse in legno massiccio e perimetralmente sulle murature portanti, il manto di copertura risulta essere in coppi di laterizio su tavolato in legno.

Di seguito si possono visionare alcune foto che ritraggono lo stato attuale della struttura.



Fig. 1. Vista lato cortile, prospetto Est



Fig. 2. Vista locale seminterrato

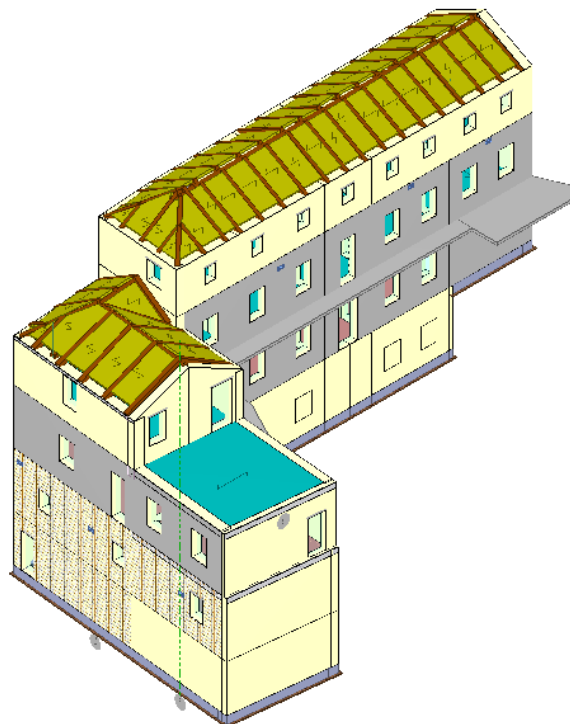


Fig. 2. Vista assometrica

3. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321): “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76): “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”. Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.): “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 20 febbraio 2019 n. 42 – Suppl. Ord.): “Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018”.
- **Eurocodice 6** - “Progettazione *delle strutture di muratura*” - EN 1996-1-1.
- **CNR-DT 206 R1/2018** – “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno”.
- **Eurocodice 5** - “Progettazione *delle strutture di legno*” – EN 1995-1-1.
- **CNR-DT 2015/2018** “Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica”.
- **Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** “Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti”
- **Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** “Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM”

4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

La normativa vigente prevede, per la valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti, la definizione di fattori di confidenza che modificano la capacità in funzione del livello di conoscenza.

I livelli di conoscenza sono tre e dipendono dai seguenti fattori:

- **Analisi storico-critica.** Consiste nel ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
- **Rilievo geometrico-strutturale.** Consiste nel rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicchie, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. Viene inoltre rilevato l'eventuale

quadro fessurativo, classificando ciascuna lesione secondo la tipologia del meccanismo associato (distacco, rotazione, scorrimento, spostamenti fuori piano, ecc) e deformativo (evidenti fuori piombo, rigonfiamenti, depressioni nelle volte, ecc). Per quanto riguarda invece gli elementi in calcestruzzo armato consiste nel rilievo delle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali (sezioni travi e pilastri, orditura dei solai, elementi di fondazione)

- **Dettaglio costruttivi.** I dettagli costruttivi consistono nella valutazione:
 - qualità del collegamento tra pareti verticali;
 - qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
 - esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
 - presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
 - presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
 - tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza riempimento a sacco, con o senza collegamenti trasversali, ecc) e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ecc);
 - quantità e disposizione delle armature degli elementi in C.A., compreso il passo delle staffe e la loro chiusura.
- **Caratterizzazione meccanica dei materiali.** Le proprietà meccaniche della muratura vengono definite sulla base della documentazione disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. L'esame della qualità muraria e l'eventuale valutazione sperimentale delle caratteristiche meccaniche hanno come finalità principale quella di stabilire se la muratura in esame è capace di un comportamento strutturale idoneo a sostenere le azioni statiche e dinamiche prevedibili per l'edificio in oggetto, tenuto conto delle categorie di suolo. Di particolare importanza risulta la presenza o meno di elementi di collegamento trasversali, la forma, tipologia e dimensione degli elementi, la tessitura, l'orizzontalità delle giaciture, il regolare sfalsamento dei giunti, la qualità e consistenza della malta. Importante è la caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, livello di carbonatazione) e di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) mediante prove sperimentali. Le proprietà meccaniche del calcestruzzo sono definite mediante valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca confrontati con prove in situ sugli elementi portanti.

La normativa vigente prevede la definizione di tre livelli di conoscenza a cui corrispondono determinati fattori di confidenza con i quali si andranno a ridurre le resistenze dei materiali per le verifiche strutturali; si avrà quindi:

- Livello di conoscenza LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$;
- Livello di conoscenza LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.2$;
- Livello di conoscenza LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi, indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$.

5. INDAGINI EFFETTUATE

5.1 ANALISI STORICO-CRITICA

L'edificio scolastico, risalente probabilmente al 1900, è realizzato interamente in muratura portante in mattoni pieni e malta di calce dalle fondazioni alla copertura, elevandosi per tre piani fuori terra con un piano seminterrato.

Dall'indagine visiva effettuata è stato rilevato come le strutture in muratura presentino delle lesioni che occorre accertare, durante gli interventi previsti, se essere lesioni superficiali (intonaco) o profonde (muratura e malta). L'edificio presenta copertura in legno, per la porzione di archivio storico e sala prove si riscontra un buono stato del legno, in quanto tale porzione è stata ripristinata recentemente, mentre la parte restante presenta un elevato degrado della struttura lignea tali da precludere la resistenza della stessa.

5.2 RILIEVO GEOMETRICO STRUTTURALE

Poiché non è stato possibile reperire nessuna informazione e documentazione originale sul fabbricato è stato necessario eseguire un rilievo geometrico, planimetrico e altimetrico per poter individuare tutti gli elementi strutturali portanti al fine di verificarne la tipologia costruttiva e ricavare informazioni utili per eseguire le verifiche statiche.

5.3 INDAGINE SUI MATERIALI DA COSTRUZIONE

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei materiali che costituiscono le strutture portanti in muratura si è fatto riferimento a quanto ottenuto dalle indagini effettuate, in particolare sono state eseguite n. 1 prova di martinetto piatto singolo, n.1 prova di martinetto piatto doppio, n.9 sondaggi muratura (in **Allegato 1** si riportano le planimetrie con le indagini mentre in **Allegato 2** la relazione di vulnerabilità sismica datate Marzo 2018).

5.4 LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA ASSUNTO

Sulla scorta di quanto previsto dalla normativa vigente e sulla base delle verifiche eseguite è stato possibile definire il seguente livello di conoscenza ed il relativo fattore di confidenza:

Livello di confidenza: LC2;

Fattore di confidenza: FC=1,20.

6. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

- Strutture esistenti:
 - Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Resistenza caratteristica $f_k = 1.10 \text{ N/mm}^2$);
 - Calcestruzzo classe C20/25 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$);
 - Barre di acciaio B450C (Resistenza caratteristica $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$);
 - Legno massiccio LM C14 (Resistenza caratteristica $f_k = 14.00 \text{ N/mm}^2$).
- Strutture nuove:

- Betoncino armato (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$);
- Barre di acciaio B450C (Resistenza caratteristica $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$);
- Legno massiccio LM C24 (Resistenza caratteristica $f_k = 24.00 \text{ N/mm}^2$);
- Malta strutturale M15 (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$);
- Muratura nuova ()

Per gli elementi esistenti (*di fatto*), le resistenze di progetto dei materiali, nel caso di **meccanismi duttili e fragili**, sono calcolate come di seguito riportato.

Tipo di Analisi	Elementi/Meccanismi	
	Duttili	Fragili
Senza Sisma	$R_{m/k}/FC$	
Con Sisma	$R_{m/k}/FC$	$R_{m/k}/(\gamma_m \cdot FC)$

dove:

$R_{m/k}$: resistenza media (ottenute dalle prove in situ e/o da informazioni aggiuntive) o caratteristica;

FC: fattore di confidenza relativo al livello di conoscenza raggiunto;

γ_m : coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

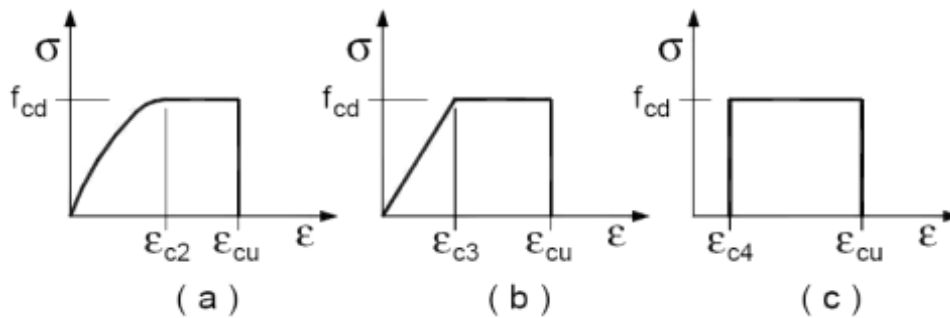
Per i materiali nuovi o aggiunti s'impiegano le proprietà nominali.

6.1 CALCESTRUZZO ARMATO

Per gli elementi in c.a. sono riportati i valori di:

- Resistenza di calcolo a trazione (f_{ctd})
- Resistenza a rottura per flessione (f_{ctm})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_c)
- Resistenza cubica caratteristica (R_{ck}) o Resistenza media (R_{cm})
- Coefficiente di Omogeneizzazione
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

I valori di deformazione assunti sono:

$$\epsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\epsilon_{cu} = 0,0035.$$

6.1.1 CALCESTRUZZO ESISTENTE

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ_c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Cl. C20/25_B450C - (C20/25)															
004	25 000	0,000010	30 200	12 583	60	F	25,00	-	0,85	1,50	11,76	1,06	2,72	15	005

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- $\alpha_{T,i}$** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}.
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{cfm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

6.1.2 BETONCINO ARMATO NUOVO

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ_c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Betoncino armato (Rck 35) - (BtnArm)															
008	18 000	0,000010	24 665	10 277	60	P	35,00	-	0,85	1,50	16,46	1,32	3,40	15	005

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- $\alpha_{T,i}$** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [$E_{sisma} = E \cdot C_{Erid}$].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}.
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{cfm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

6.1.3 MALTA STRUTTURALE M15 NUOVO

Caratteristiche calcestruzzo armato

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	C _{Erid}	Stz	R _{ck}	R _{cm}	%R _{ck}	γ _c	f _{cd}	f _{ctd}	f _{cfm}	N	n Ac
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]		[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		
Malta strutturale M15 (Rck 15) - (BtnArm)															
007	18 000	0,000010	24 665	10 277	60	P	15,00	-	0,85	1,50	7,06	0,75	1,93	15	005

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T, i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- R_{ck}** Resistenza caratteristica cubica.
- R_{cm}** Resistenza media cubica.
- %R_{ck}** Percentuale di riduzione della R_{ck}.
- γ_c** Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.
- f_{cd}** Resistenza di calcolo a compressione.
- f_{ctd}** Resistenza di calcolo a trazione.
- f_{cfm}** Resistenza media a trazione per flessione.
- n Ac** Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

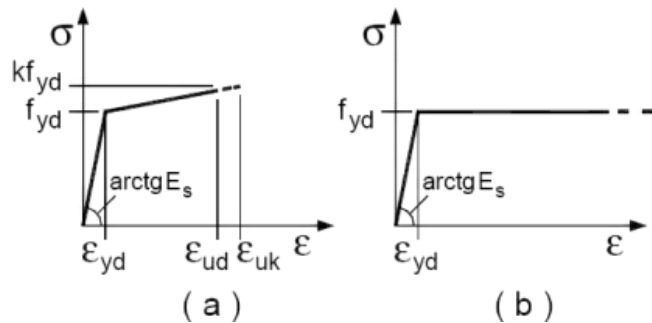
6.2 ACCIAIO

Relativamente all'acciaio per cemento armato sono riportati i valori di:

- Tensione caratteristica di snervamento a trazione (f_{yk})
- Modulo elastico normale (E)
- Modulo elastico tangenziale (G)
- Coefficiente di sicurezza allo Stato Limite Ultimo del materiale (γ_f)
- Peso Specifico
- Coefficiente di dilatazione termica

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f. Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



6.2.1 ACCIAIO ESISTENTE/NUOVO

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T, i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SL} V	γ _{M3,SL} E	γ _{M7} NCn t	Cnt
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]							
Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)																	
005	78 500	0,000010	210 000	80 769	F/P	-	450,00	-	391,30	-	1,15	-	-	-	-	-	-
S235 - Acciaio per Profilati - (S235)																	
009	78 500	0,000012	210 000	80 769	F	40	235,00	360,00	223,81	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						-	215,00	360,00	204,76								

Caratteristiche acciaio

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	Stz	LMT	f _{yk}	f _{tk}	f _{yd}	f _{td}	γ _s	γ _{M1}	γ _{M2}	γ _{M3,SLV}	γ _{M3,SLE}	γ _{M7}		
																NCn	Cnt	
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]								

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
 - γ_k** Peso specifico.
 - α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
 - E** Modulo elastico normale.
 - G** Modulo elastico tangenziale.
 - Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
 - LMT** Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
 - f_{yk}** Resistenza caratteristica allo snervamento
 - f_{tk}** Resistenza caratteristica a rottura
 - f_{yd}** Resistenza di calcolo
 - f_{td}** Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
 - γ_s** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
 - γ_{M1}** Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
 - γ_{M2}** Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
 - γ_{M3,SLV}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
 - γ_{M3,SLE}** Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
 - γ_{M7}** Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCn = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
- NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

6.3 MURATURA

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente parziale di sicurezza del materiale γ_m è assunto pari al massimo tra 80% del γ_m in condizioni non sismiche e 2 (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

6.3.1 MURATURA ESISTENTE

Caratteristiche Muratura

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v} / f _{cd,s}	f _{tm(k)} / f _{td,v} / f _{td,s}	f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v} / f _{cd,0,s}	f _{vm(k),0} / f _{vd0,v} / f _{vd0,s}	τ _o / τ _{od,v} / τ _{od,s}	μ	λ	TRT	
								M	F							
	[N/m ³]	[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[%]			[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				
Muratura in mattoni pieni - (Mur)																
003	18 000	0,00001 0	300	101	60	F	2,50 2,00	1,10 0,37 0,46	0,035 0,012 0,015	1,82 0,61 0,76	0,091 0,030 0,038	0,035 0,012 0,015	0,40	20	1	2

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- γ_k** Peso specifico.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E** Modulo elastico normale.
- G** Modulo elastico tangenziale.
- C_{Erid}** Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- γ_{m,s}** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.
- γ_{m,v}** Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).
- f_{cm(k)}/
f_{cd,v}/
f_{cd,s}** f_{cm(k)}= Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f_{cd,v}= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{cd,s}= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).
- f_{tm(k)}/
f_{td,v}/
f_{td,s}** f_{tm(k)}= Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{td,v}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{td,s}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).
- f_{cm(k),0}/
f_{cd,0,v}/
f_{cd,0,s}** f_{cm(k),0}= Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{cd,0,v}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{cd,0,s}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).
- f_{vm(k),0}/
f_{vd0,v}/
f_{vd0,s}** f_{vm(k),0}= Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{vd0,v}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{vd0,s}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione

Caratteristiche Muratura

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v}	f _{tm(k)} / f _{td,v}	f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v}	f _{vm(k)0} / f _{vd0,v}	τ ₀ / τ _{od,v}	μ	λ	TRT	
								[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[N/mm ²]	M

di γ_{m,s} e LC/FC).

τ₀/ τ₀= Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ_{d,v}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). τ_{d,s}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

μ Coefficiente di attrito.

λ Snellezza.

TRT M Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.

TRT F Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

6.3.2 MURATURA NUOVA

Caratteristiche Muratura

N _{id}	γ _k	α _{T,i}	E	G	C _{Erid}	Stz	γ _{m,v} / γ _{m,s}	f _{cm(k)} / f _{cd,v}	f _{tm(k)} / f _{td,v}	f _{cm(k),0} / f _{cd,0,v}	f _{vm(k)0} / f _{vd0,v}	τ ₀ / τ _{od,v}	μ	λ	TRT	
								[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]				[N/mm ²]	M
Muratura in mattoni con betoncino armato (coefficiente 1.8) - (Mur)																
006	18 000	0,00001 0	540	181	60	P	2,50	1,98	0,063	3,28	0,164	0,063	0,40	20	1	2
								0,79	0,025	1,31	0,066	0,025				
								0,99	0,032	1,64	0,082	0,032				

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ_k Peso specifico.

α_{T,i} Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C_{Erid} Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E_{sisma} = E · C_{Erid}].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

γ_{m,s} Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.

γ_{m,v} Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).

f_{cm(k)}/ f_{cm(k)}= Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi). f_{cd,v}= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{cd,s}= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

f_{tm(k)}/ f_{tm(k)}= Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{td,v}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{td,s}= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

f_{cm(k),0}/ f_{cm(k),0}= Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{cd,0,v}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{cd,0,s}= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

f_{vm(k)0}/ f_{vk0}= Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f_{vd0,v}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). f_{vd0,s}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

τ₀/ τ₀= Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ_{d,v}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ_{m,v} e LC/FC). τ_{d,s}= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ_{m,s} e LC/FC).

μ Coefficiente di attrito.

λ Snellezza.

TRT M Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.

TRT F Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

6.4 LEGNO

6.4.1 LEGNO ESISTENTE

Caratteristiche Legno

N _{id}	T P	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T,i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
												[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]

Caratteristiche Legno

N _{id}	T _p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T,i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]					[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LM C14 - (C14)																	
001	M	2 900	3 500	440	F/P	14,00	3,000	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	4 700	295	7 000	16,00	8,00
											90	0,000058	-	-	230	2,00	0,40

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- T_p** Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
- γ_k** Peso specifico.
- γ_{mean}** Peso specifico medio.
- G_{mean}** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{m,k}** Resistenza a Flessione.
- f_{v,k}** Resistenza a taglio.
- γ_M** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
- γ_{M,e}** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
- β_c** Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
- Dir** Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E_{i,05}** Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
- G_{i,05}** Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
- E_{i,mean}** Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
- f_{c,i,k}** Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
- f_{t,i,k}** Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

6.4.2 LEGNO NUOVO

Caratteristiche Legno

N _{id}	T _p	γ _k	γ _{mean}	G _{mean}	Stz	f _{m,k}	f _{v,k}	γ _M	γ _{M,e}	β _c	Dir	α _{T,i}	E _{i,05}	G _{i,05}	E _{i,mean}	f _{c,i,k}	f _{t,i,k}
		[N/m ³]	[N/m ³]	[N/mm ²]		[N/mm ²]	[N/mm ²]					[1/°C]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]
LM C24 - (C24)																	
002	M	3 500	4 200	690	P	24,00	4,000	1,50	1,00	0,2	0	0,000004	7 400	464	11 000	21,00	14,00
											90	0,000058	-	-	370	2,50	0,40

LEGENDA:

- N_{id}** Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
- T_p** Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.
- γ_k** Peso specifico.
- γ_{mean}** Peso specifico medio.
- G_{mean}** Modulo elastico tangenziale.
- Stz** Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
- f_{m,k}** Resistenza a Flessione.
- f_{v,k}** Resistenza a taglio.
- γ_M** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale.
- γ_{M,e}** Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.
- β_c** Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.
- Dir** Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.
- α_{T,i}** Coefficiente di dilatazione termica.
- E_{i,05}** Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]
- G_{i,05}** Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].
- E_{i,mean}** Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].
- f_{c,i,k}** Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]
- f_{t,i,k}** Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)].

7. TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell'i-simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell'i-simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella relazione precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **E [E - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

K_1 = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato $b = 30$ cm;

c = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni:

$$c = \left[\frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti

(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p.315)

$$c = \left(\frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti

(Rif. Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi,

1955 p.315)

Essendo:

$b = 0,30$ m, dimensione della piastra standard;

L = lato maggiore della fondazione;

B = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

La stratigrafia del terreno su cui sarà realizzata è stata descritta nella reazione geotecnica e sismica del presente Progetto Esecutivo.

8. ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica., infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

I carichi agenti utilizzati nelle verifiche sono i seguenti:

- Peso proprio elementi strutturali;
- Peso proprio non strutturale;
- Sovraccarico accidentale;
- Neve;
- Vento;
- Sisma.

8.1 PESO PROPRIO ELEMENTI STRUTTURALI (PERMANENTI)

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato valutato dal programma di calcolo in automatico considerando un peso specifico del materiale pari a:

$$\gamma_{cls} = 25000 \text{ N/m}^3;$$

$$\gamma_{mat} = 18000 \text{ N/m}^3.$$

Per i solai in putrelle e voltine, ballatoi e volte viene riportato il peso superficiale degli elementi strutturali:

$$g_{1,ball} = 3450 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{1,sol20} = 3500 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{1,sol36} = 6000 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{1,sol45} = 7000 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{1,volta} = 2360 \text{ N/m}^2.$$

Per la copertura in legno i carichi definiti sono:

$$g_{1,cop} = 300 \text{ N/m}^2.$$

8.2 PESO PROPRIO NON STRUTTURALE

Il pacchetto che costituiscono gli orizzontamenti hanno peso superficiale non strutturale pari a:

$$g_{2,sol20} = 500 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{2,sol36} = 3000 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{2,sol45} = 3000 \text{ N/m}^2$$

$$g_{2,volta} = 2360 \text{ N/m}^2;$$

$$g_{2,cop} = 600 \text{ N/m}^2.$$

Per quanto riguarda invece il peso del materiale di riempimento delle volte esistenti si è fatto riferimento ad un peso specifico pari a:

$$\gamma_{riempimento} = 16000 \text{ N/m}^3.$$

8.3 SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Il presente fabbricato è ad uso scuola:

$$q_{scuola} = 3000 \text{ N/m}^2;$$

$$q_{ballatoi} = 4000 \text{ N/m}^2;$$

$$q_{cop,NON \text{ praticabile}} = 500 \text{ N/m}^2.$$

8.4 NEVE

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:


$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m²]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200 \text{ m}$	$a_s > 200 \text{ m}$
I – Alpina	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$
I – Mediterranea	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$
II	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$

III	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$	$q_{sk} = 0,51 [1+(as/481)^2] \text{ kN/m}^2$
 <p style="text-align: center;">Mappe delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].</p>		<p>Zone di carico della neve</p> <p>I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza</p> <p>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</p> <p>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</p> <p>III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotona, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo</p>

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (a) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

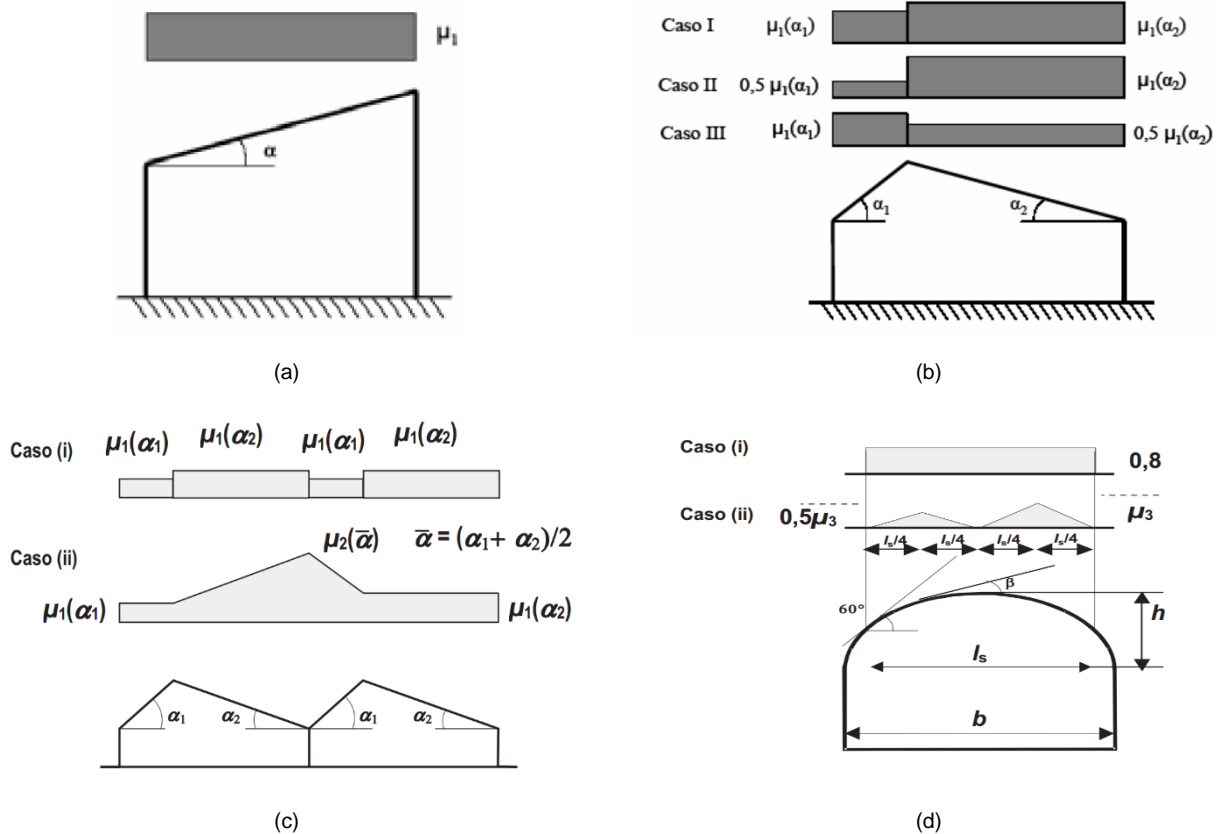
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq a \leq 30^\circ$	$30^\circ < a < 60^\circ$	$a \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot (60-a) / 30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \cdot a / 30$	1,6	-

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60^\circ$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60^\circ$	$\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

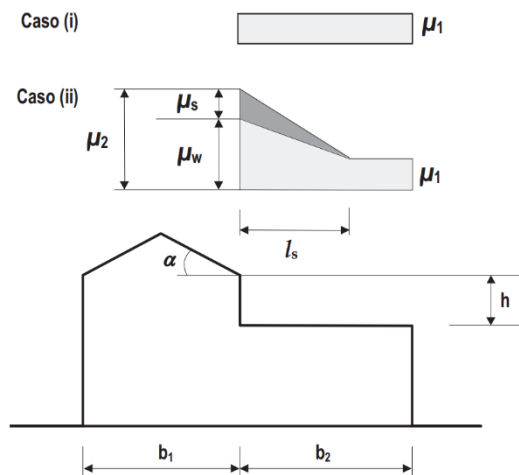
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.1 D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
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	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\mu_1 = 0,8$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$$\mu_s = 0 \text{ per } a \leq 15^\circ$$

$$\mu_s = 0,5 \mu_{sup} \text{ per } a > 15^\circ$$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2 h \leq g h / q_{sk}$$

$\gamma = 2 \text{ kN/m}^3$ è il peso specifico della neve

$$l_s = 2 h$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0,8 \leq \mu_w \leq 4,0$$

$$5 \text{ m} \leq l_s \leq 15 \text{ m}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

Si riporta il carico ottenuto:

$$q_{neve} = 1278 \text{ N/m}^2.$$

8.5 VENTO

L'applicazione dell'azione del vento sulla struttura si articola in due fasi:

1. calcolo della pressione Normale e Tangenziale lungo l'altezza dell'edificio;
2. trasformazione delle pressioni in forze (lineari/concentrate) sugli elementi (strutturali/non strutturali) dell'edificio.

Calcolo pressione normale e tangenziale

• Pressione Normale

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d \quad (\text{relazione 3.3.4 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r : la pressione cinetica di riferimento data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 \quad (\text{relazione 3.3.6 - D.M. 2018});$$

con:

ρ : densità dell'aria (assunta pari a $1,25 \text{ kg/m}^3$);

v_r : velocità di riferimento del vento (in m/s), data da (Eq. 3.3.2 - D.M. 2018):

$$V_r = V_b \cdot C_r, \text{ CON:}$$

a_R : coefficiente dato dalla seguente relazione:

$$c_r = 0,75 \cdot \sqrt{1 - 0,2 \cdot \ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]} \quad (\text{relazione 3.3.3 - D.M. 2018});$$

v_b : velocità di riferimento del vento associata ad un periodo di ritorno di 50 anni, data da: $v_b = V_{b,0} \cdot C_a$

dove:

C_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0.$$

$$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m.}$$

$V_{b,0}$, a_0 , k_s : parametri forniti dalla Tab. 3.3.I del §3.3.2 D.M. 2018;

a_s : altitudine sul livello del mare (m.s.l.m) del sito ove sorge la costruzione;

T_R : periodo di ritorno espresso in anni [10 anni; 500 anni].

- C_e : coefficiente di esposizione, che per altezza sul suolo (z) non maggiori di 200 m è dato dalla formula:

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

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

(relazione 3.3.7 - D.M. 2018);

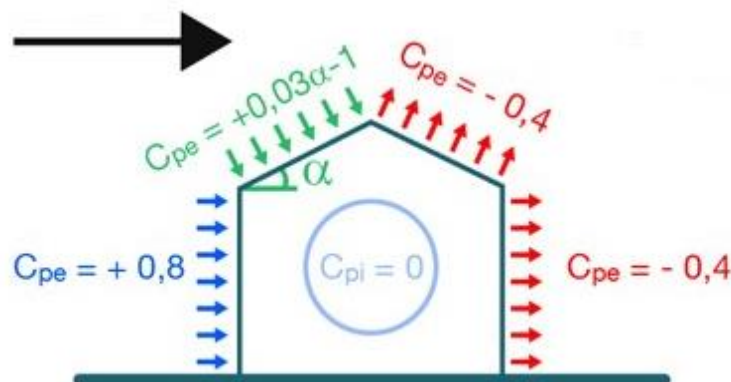
dove:

k_r , z_0 , z_{\min} : parametri forniti dalla Tab. 3.3.II del par. 3.3.7 D.M. 2018 (*funzione della categoria di esposizione del sito e della classe di rugosità del terreno*);

c_t : coefficiente di topografia (assunto pari ad 1).

- C_p : coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (cfr. § 3.3.8 - D.M. 2018).

La valutazione dei coefficienti di forma o coefficienti aerodinamici (C_p), applicati automaticamente dal programma alle superfici esposte al vento indicate dall'utente, è stata formulata nell'ipotesi di costruzioni "stagne" (coefficiente di pressione interna C_{pi} nullo), a pianta rettangolare con coperture piane, inclinate o a falde (si veda la figura di esempio seguente per vento agente da sinistra a destra).



In tutte le altre situazioni in cui tali ipotesi non risultino soddisfatte (coperture multiple, tettoie, pensiline, ecc.), occorre procedere ad una opportuna valutazione dei coefficienti di forma, modificando quanto proposto dal programma.

- c_d : coefficiente dinamico (assunto pari ad 1; par. 3.3.9 - D.M. 2018).

- **Pressione Tangenziale**

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione

$$P_f = Q_r \cdot C_e \cdot C_f \quad (\text{relazione 3.3.5 - D.M. 2018});$$

dove

- q_r, c_e : definiti in precedenza;
- c_f : coefficiente d'attrito, funzione della scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente funzione (valori presi dalla Tab. C3.3.I della Circolare 2018).

Per il caso in esame si ottengono i rispettivi valori di pressione normale e tangenziale:

$$q_{norm} = 578 \text{ N/m}^2;$$

$$q_{tang} = 6 \text{ N/m}^2.$$

8.6 SISMA

Nel paragrafo seguente viene riportata la definizione degli spettri sismici sulla base della Classe d'uso della struttura in oggetto.

9. VALUTAZIONE DELL' AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g, F_0 e T_c^* per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

Latitudine	Longitudine	Altitudine
[°]	[°]	[m]
45.058742	7.875322	361

9.1 VERIFICHE DI REGOLARITÀ

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA	
La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area	NO

dell'orizzontamento	
Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NO
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione	NO

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA	
Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio	NO
Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base	NO
Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	NO

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e d , spostamento relativo di piano (il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

in pianta	in altezza
NON REGOLARE	NON REGOLARE

9.2 SPETTRI DI PROGETTO PER S.L.U. E S.L.D

L'edificio è stato progettato per una **Vita Nominale** pari a **50** e per **Classe d'Uso** pari a **3**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il **suolo** di fondazione di **categoria E**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

Stato Limite	a_g/g	F_0	T^*_{c}	C_c	T_B	T_C	T_D	Parametri di pericolosità sismica	
								S_s	S_s
SLO	0.0224	2.609	[s] 0.183	2.27	[s] 0.139	[s] 0.416	[s] 1.690	1.60	1.60
SLD	0.0270	2.662	0.196	2.21	0.144	0.432	1.708	1.60	1.60
SLV	0.0487	2.748	0.287	1.89	0.181	0.544	1.795	1.60	1.60
SLC	0.0567	2.818	0.300	1.86	0.186	0.559	1.827	1.60	1.60

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione (a_g) al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Comportamento (q).

Il Fattore di comportamento q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1.20**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di Danno

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	1.00 ;
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y:	1.00 ;
Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale:	1.00 (se richiesto).

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Comportamento (q_x) per sisma orizzontale in direzione X:	1.875 ;
Fattore di Comportamento (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y:	1.875 ;
Fattore di Comportamento (q_z) per sisma verticale:	1.50 (se richiesto).

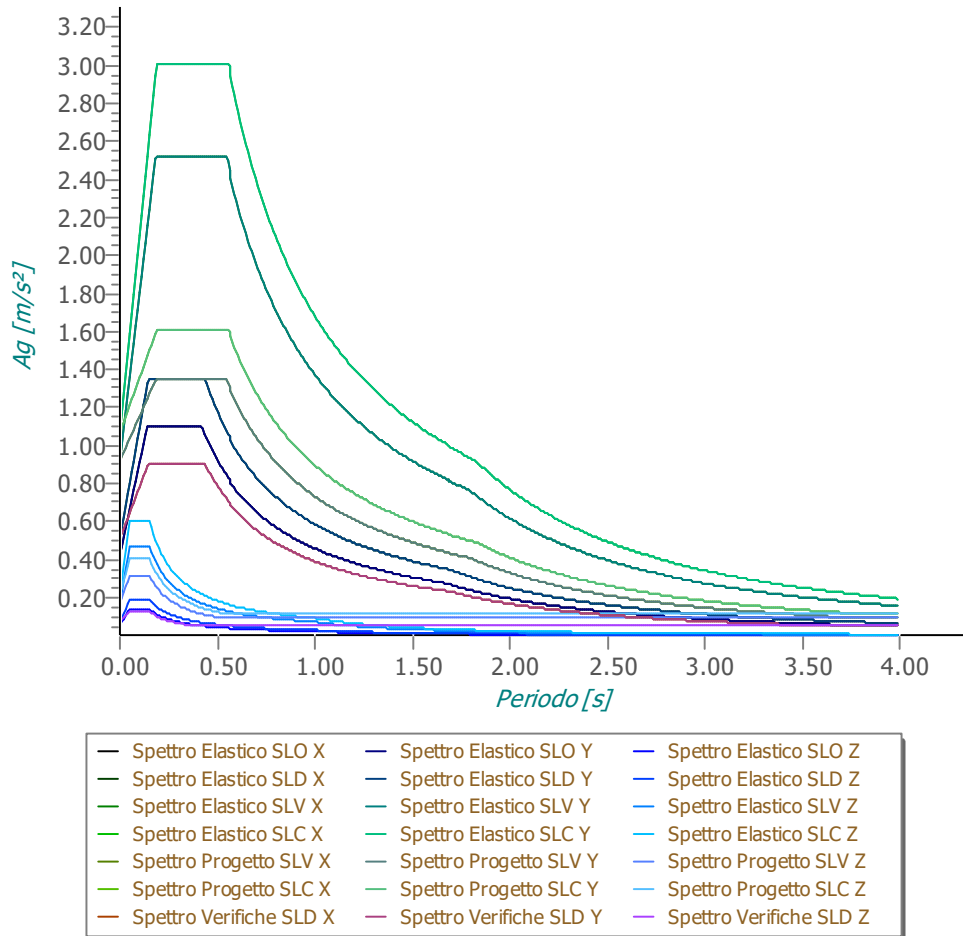
Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di comportamento è calcolato secondo quanto indica la Circolare 2019 delle NTC 2018 al §C8.5.5.1 Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

$q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;

$q = 1,75 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati, ...);

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5. Nel caso di edificio non regolare in elevazione i valori di q sono ridotti del 25%. Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



9.3 METODO DI ANALISI

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di **modi di vibrazione** considerato (**100**) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	94.97
salvaguardia della vita	Y	96.32
salvaguardia della vita	Z	100.0

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (*Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

dove:

- n è il numero di modi di vibrazione considerati;
- ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;
- β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (sia a piastra che a lastra).

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

9.4 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q && \text{se } T_1 \geq T_c; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_c / T_1 && \text{se } T_1 < T_c. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

9.5 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

9.6 ECCENTRICITÀ ACCIDENTALI

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

10. AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

10.1 STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per

un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **combinazioni** risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki};$$

dove:

E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	ψ_{2i}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,3
Categoria B - Uffici	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,6
Categoria E - Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,8
Categoria F - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,6
Categoria G - Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,3
Categoria H - Coperture	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	*
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	*
Vento	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,2
Variazioni termiche	0,0

* "Da valutarsi caso per caso"

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

10.2 STATO LIMITE DI DANNO

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E rappresenta l'azione sismica per lo stato limite in esame;
- G₁ rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- P rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i.

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

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

10.3 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

- G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;

- P_{kh} : valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
- Q_{k1} : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- Q_{ki} : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- ψ_{0i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- ψ_{1i} : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- ψ_{2i} : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i valori riportati nella tabella seguente.

	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Q_{k1} nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (10) e "**Rara**" (35).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

11. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

11.1 DENOMINAZIONE

Nome del Software	EdiLus
Versione	usBIM(b) [64bit]
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	85050789
Intestatario Licenza	ERRE STUDIO s.r.l.

Produzione e Distribuzione	ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it
----------------------------	--

11.2 SINTESI DELLE FUNZIONALITÀ GENERALI

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

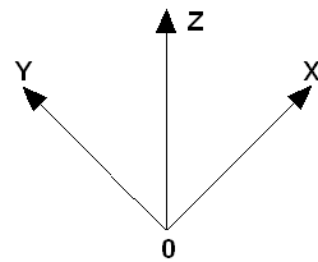
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

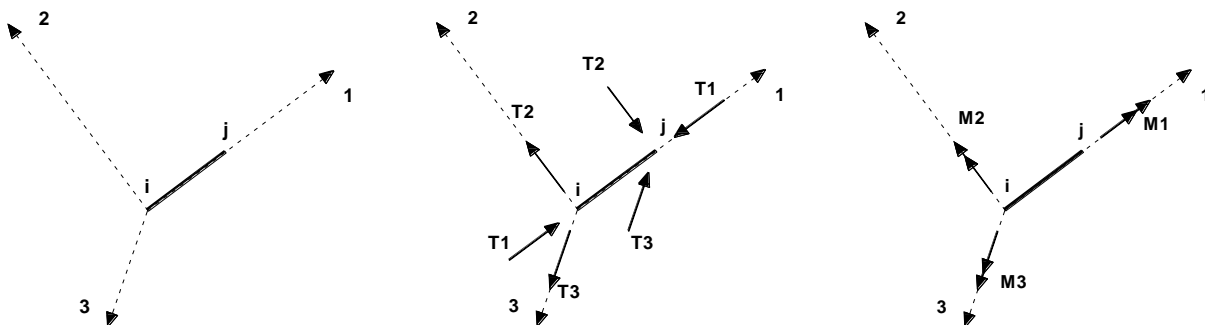
11.3 SISTEMI DI RIFERIMENTO

11.3.1 RIFERIMENTO GLOBALE

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



11.3.2 RIFERIMENTO LOCALE PER TRAVI



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

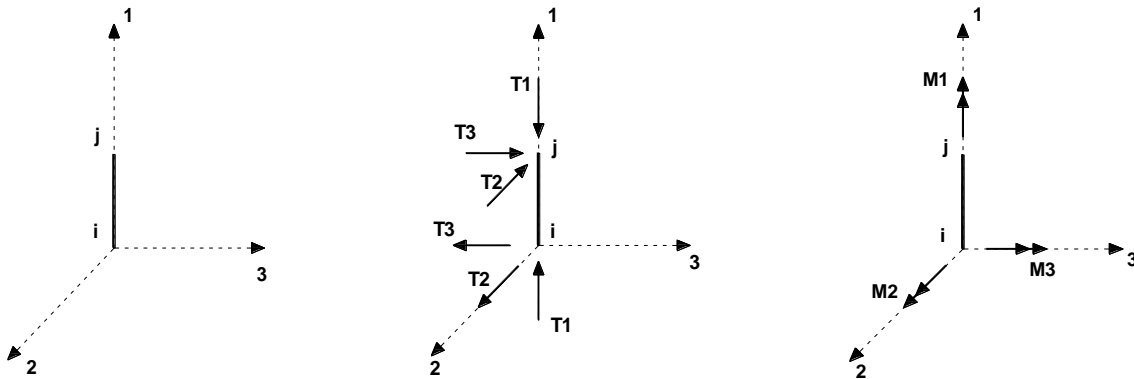
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

- 1) Sollecitazione di Trazione o Compressione T1 (agente nella direzione i-j);
- 2) Sollecitazioni taglienti T2 e T3, agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
- 3) Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M2 e M3);
- 4) Sollecitazione torcente M1.

11.3.3 RIFERIMENTO LOCALE PER PILASTRI



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

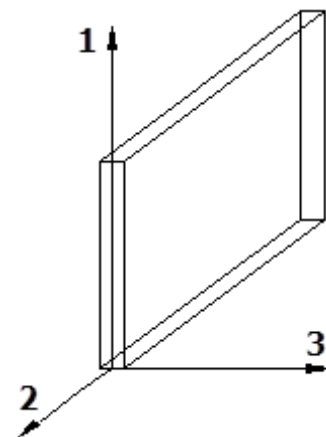
- una forza di trazione o compressione T1, agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglianti T2 e T3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M2 e M3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

11.3.4 RIFERIMENTO LOCALE PER PARETI

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X, Y, Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo.

Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

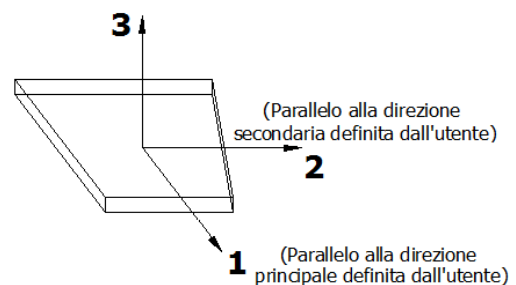
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

11.3.5 RIFERIMENTO LOCALE PER SOLETTE E PLATEE

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



11.4 MODELLO DI CALCOLO

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

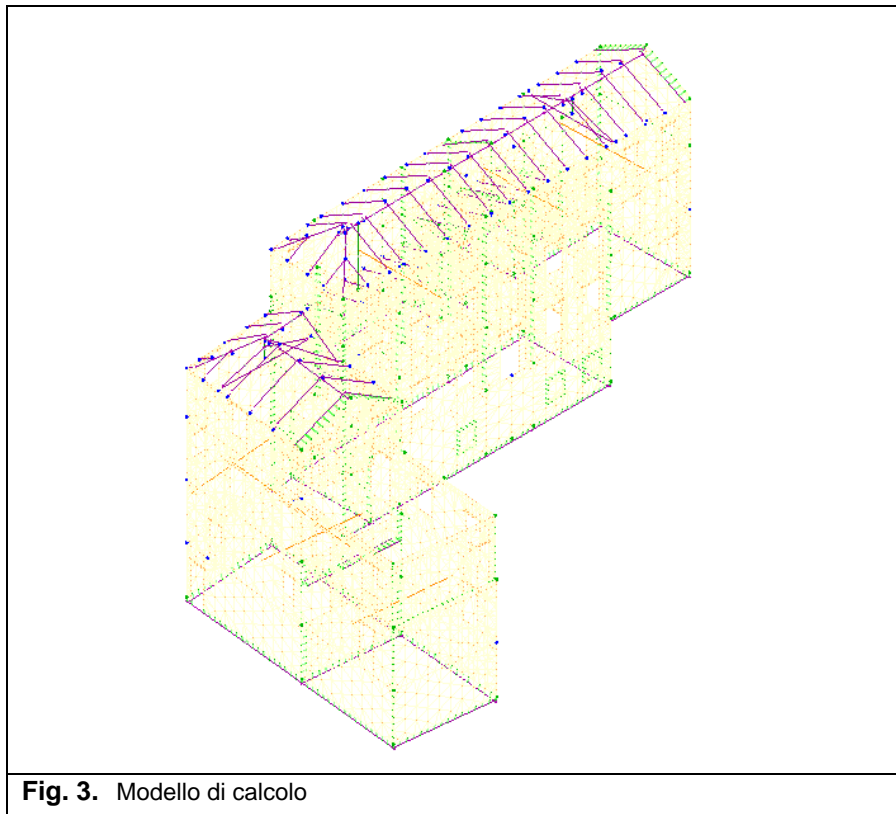


Fig. 3. Modello di calcolo

Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti “Muro”, con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo “shell” ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliante, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un’apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fasce**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all’inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell’elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento “cordolo” in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.

In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, in **legno**, sia travi che pilastri, sono schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso. In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni, le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

12. PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel par. 2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

12.1 VERIFICHE DI RESISTENZA

12.1.1 ELEMENTI IN C.A.

12.1.1.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

12.1.1.1.1 VERIFICHE A PRESSOFLESSIONE

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente

di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Per le strutture, o parti di strutture, progettate con comportamento strutturale non dissipativo, come il caso in esame, la capacità delle membrature soggette a flessione o pressoflessione è stato calcolato, a livello di sezione, al raggiungimento della curvatura di prima plasticizzazione ϕ_{yd} di cui al § 4.1.2.3.4.2 del DM 2018.

Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

12.1.1.1.2 VERIFICHE A TAGLIO

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza a taglio si fa riferimento a quanto riportato nel paragrafo 4.1.2.3.5 delle NTC18 considerando la formula 4.1.22 ossia:

$$V_{Rd} \geq V_{sd}$$

dove:

V_{sd} è il valore di progetto del taglio agente

V_{Rd} è il valore del taglio resistente calcolato secondo la formula 4.1.23 in assenza di armatura specifica a taglio e pari al valore minimo tra la resistenza a "taglio trazione" dell'armatura trasversale dato dalla formula 4.1.27 e a "taglio compressione" del calcestruzzo dato dalla formula 4.1.28.

Nei "Tabulati di calcolo" si riporta la verifica a taglio degli elementi secondo le armature definite.

12.1.1.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

12.1.1.2.1 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Una volta definite le armature che soddisfano le verifiche agli SLU viene effettuata la verifica delle tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio per le combinazioni caratteristiche e quasi permanente delle azioni secondo le formule 4.1.15 e 4.1.16 per il calcestruzzo e 4.1.17 per l'acciaio.

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

12.1.1.2.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Il programma esegue la verifica dell'apertura delle fessure in funzione delle condizioni ambientali in cui si trova l'opera in progetto (classe di esposizione) e per le combinazioni di carico quasi permanenti e frequenti così come stabilito dalle NTC al paragrafo 4.1.2.2.4. L'utente definisce le condizioni ambientali in cui si trova il manufatto secondo quanto riportato nella tabella tab. 4.1.III e di conseguenza il programma di calcolo definisce i limiti di apertura delle fessure secondo quanto riportato nella tabella tab. 4.1.IV.

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Il calcolo del valore caratteristico dell'ampiezza della fessura viene calcolato secondo la formula 4.1.14 delle NTC18:

$$w_k = 1,7 \varepsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad [4.1.14]$$

Dove:

ε_{sm} è la deformazione unitaria media delle barre di armatura calcolata secondo la formula C4.1.6;

Δ_{sm} è la distanza media tra le fessure calcolata secondo la formula C4.1.7.

12.1.2 ELEMENTI IN C.A. ESISTENTI (CRITERI E TIPI D'INTERVENTO DI RINFORZO)

Per quanto attiene agli elementi esistenti (**di Fatto**), ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali vengono distinti in **duttili** e **fragili**. La classificazione degli elementi/meccanismi nelle due categorie è di seguito riportata:

- **duttili**: travi, pilastri e pareti/setti inflesse con e senza sforzo normale;
- **fragili**: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti/setti e nodi.

Nel caso di uso del fattore di comportamento, tutti gli elementi strutturali "duttili" devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta del fattore di comportamento q , sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza. Tutti gli elementi strutturali "fragili" devono, invece, soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica, ridotta per $q = 1,5$, sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Per gli elementi fragili, la resistenza a taglio si valuta come nel caso di situazioni non sismiche.

Per i nodi, la verifica di resistenza viene eseguita secondo quanto indicato nel §C8.7.2.5 della succitata Circolare verificando sia la resistenza a trazione diagonale [relazione (8.7.2.2)] che quella a compressione diagonale [relazione (8.7.2.3)].

Per quanto concerne gli elementi strutturali di nuova realizzazione (**di Progetto**), la progettazione e verifica di tali elementi segue le stesse regole previste per le strutture di nuova edificazione.

12.1.3 MURATURA

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare

le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzera per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzera per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_u), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $e_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $e_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018 .
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = F_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

F_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$F_t = 1 - 2 \cdot e_i/t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p/(0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura,

elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad V_t = h \cdot t \cdot f_{vd0};$$

$$V_p = H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

h: altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vko} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L: luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di **meccanismi locali**, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

12.1.4 ELEMENTI IN MURATURA ESISTENTI (CRITERI E TIPI D'INTERVENTO DI RINFORZO)

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in muratura:

Maschi	Fasce
--------	-------

- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione	- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione
- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio	- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio
- Rinforzo con Betoncino Armato	- Rinforzo con Betoncino Armato
- Rappezzo	- Rappezzo

Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di maschi e fasce mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" (CNR-DT 215/2018). nonché le "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

12.1.5 ELEMENTI IN LEGNO

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \leq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

R_k : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_n , di cui al §11.7.1.1 D.M. 2018.

γ_M : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III D.M. 2018;

k_{mod} : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV D.M. 2018.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.4.8.1 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nelle verifiche a taglio, per tener conto delle fessurazioni di lungo termine che determinano una riduzione della larghezza della trave, è stata incrementata il taglio di progetto moltiplicandolo per l'inverso del seguente fattore (cfr. § C4.4.8.1.9 Circolare 2019 delle NTC 2018):

- $k_{cr} = 2,0 / f_{vk}$ per membrature in legno massiccio;
- $k_{cr} = 2,5 / f_{vk}$ per membrature in legno lamellare.

dove f_{vk} è la resistenza caratteristica a taglio del legno in MPa.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del §4.4.8.2 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il §6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "Tabulati di calcolo", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$U_{fin} = U_{in} + U_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$ è la deformazione differita, nella quale:

u'_{in} : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel §6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "Tabulati di calcolo".

12.1.6 FONDAZIONI SUPERFICIALI

Per quanto riguarda la struttura di fondazione sono applicate le disposizioni contenute al §7.2.5 del D.M. 2018. Più in particolare:

- le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera struttura, condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche;
- il dimensionamento della struttura di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono eseguite, nell'ipotesi di comportamento strutturale dissipativo, assumendo come azioni in fondazione quelle trasferite dagli elementi soprastanti amplificate di un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 in CD"B" e 1,3 in CD"A".

12.2 VERIFICHE SLD

Essendo la struttura di **Classe 3** sono state condotte le Verifiche allo Stato Limite di Danno come indicato al par. 7.3.6.1 del D.M. 2018, assumendo fattori parziali dei materiali γ_m pari a 1.

13. RISULTATI DELL'ANALISI STRUTTURALE

13.1 GENERALITA'

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

13.2 TIPOLOGIA DI VERIFICHE EFFETTUATE

Le verifiche sismiche effettuate secondo i criteri esposti nelle sezioni precedenti, evidenziano alcune problematiche su porzioni di struttura più o meno estese.

Nelle Figure che seguono sono individuate le porzioni critiche della struttura, relativamente a ciascuna verifica che non risulta essere soddisfatta al fine di avere una più chiara comprensione delle porzioni di struttura aventi problemi.

13.2.1 ELEMENTI IN MURATURA

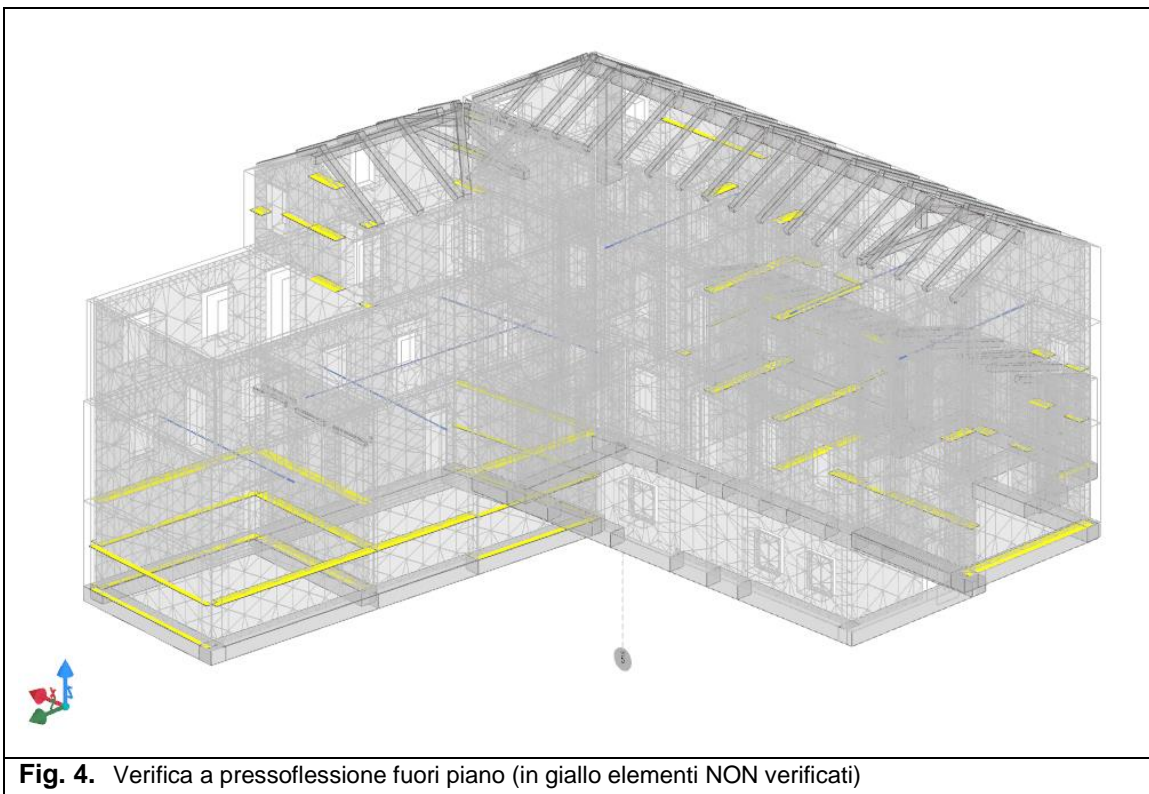


Fig. 4. Verifica a pressoflessione fuori piano (in giallo elementi NON verificati)

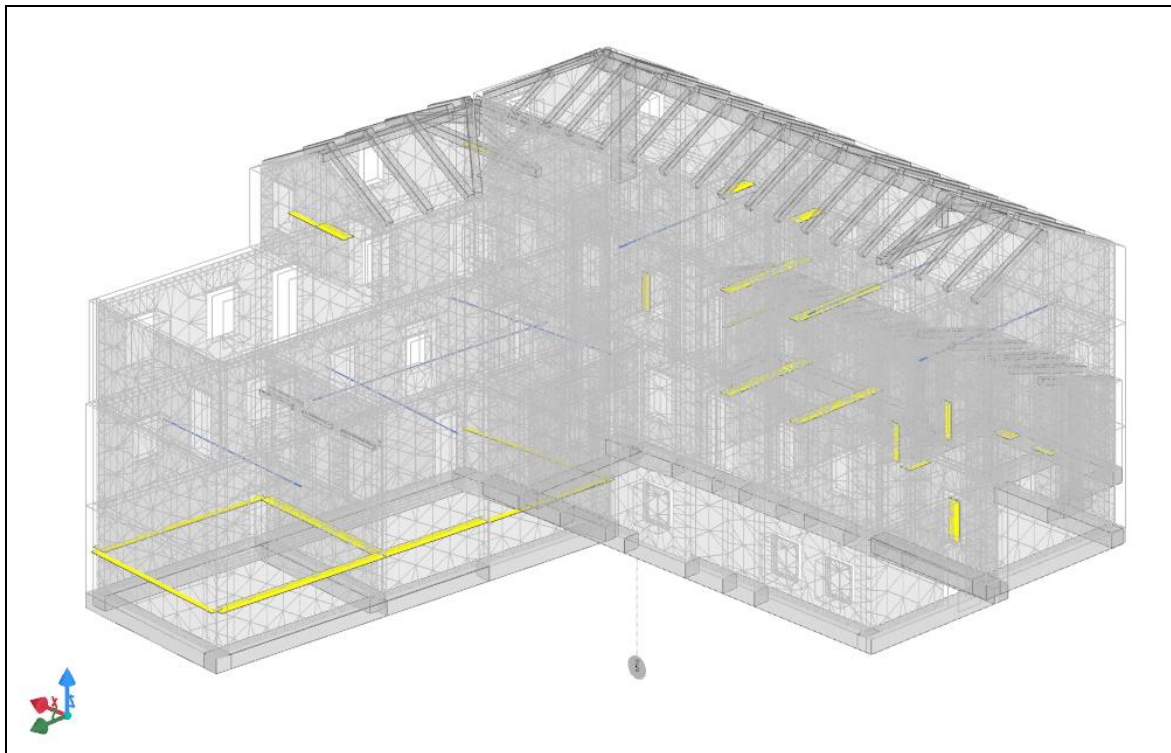


Fig. 5. Verifica a pressoflessione nel piano (in giallo elementi NON verificati)

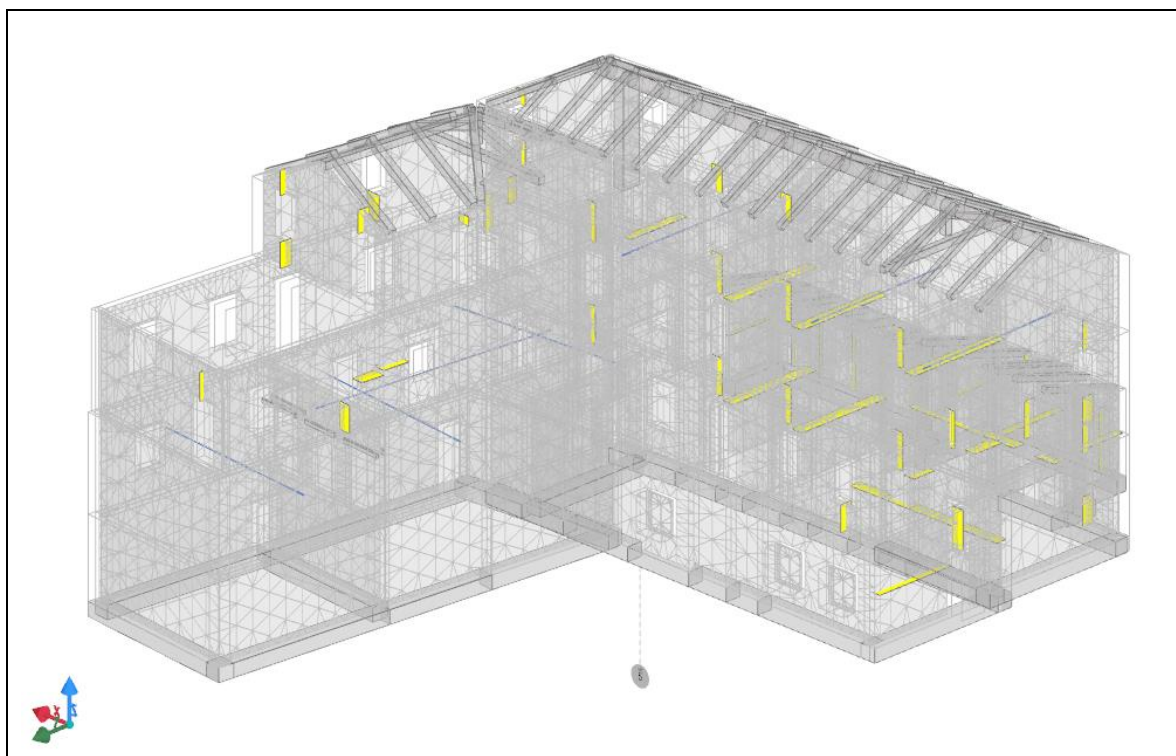


Fig. 6. Verifica a taglio nel piano (in giallo elementi NON verificati)

13.2.2 SPOSTAMENTI

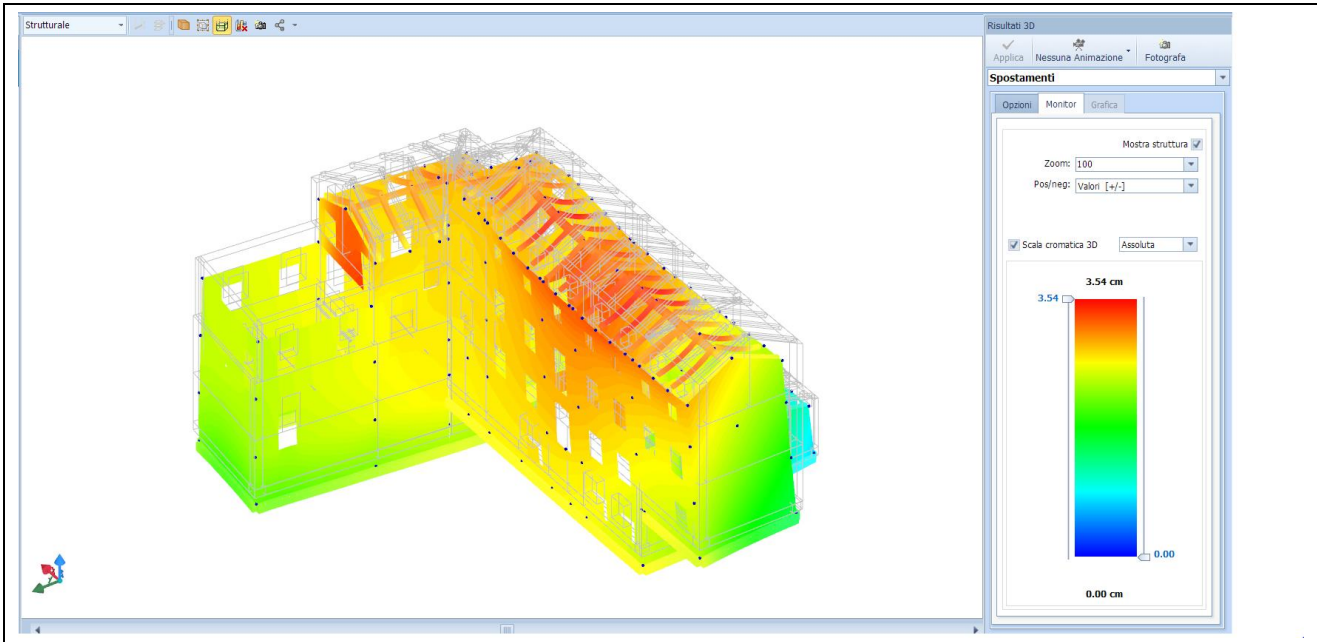


Fig. 7. Spostamenti globali in assenza di sisma

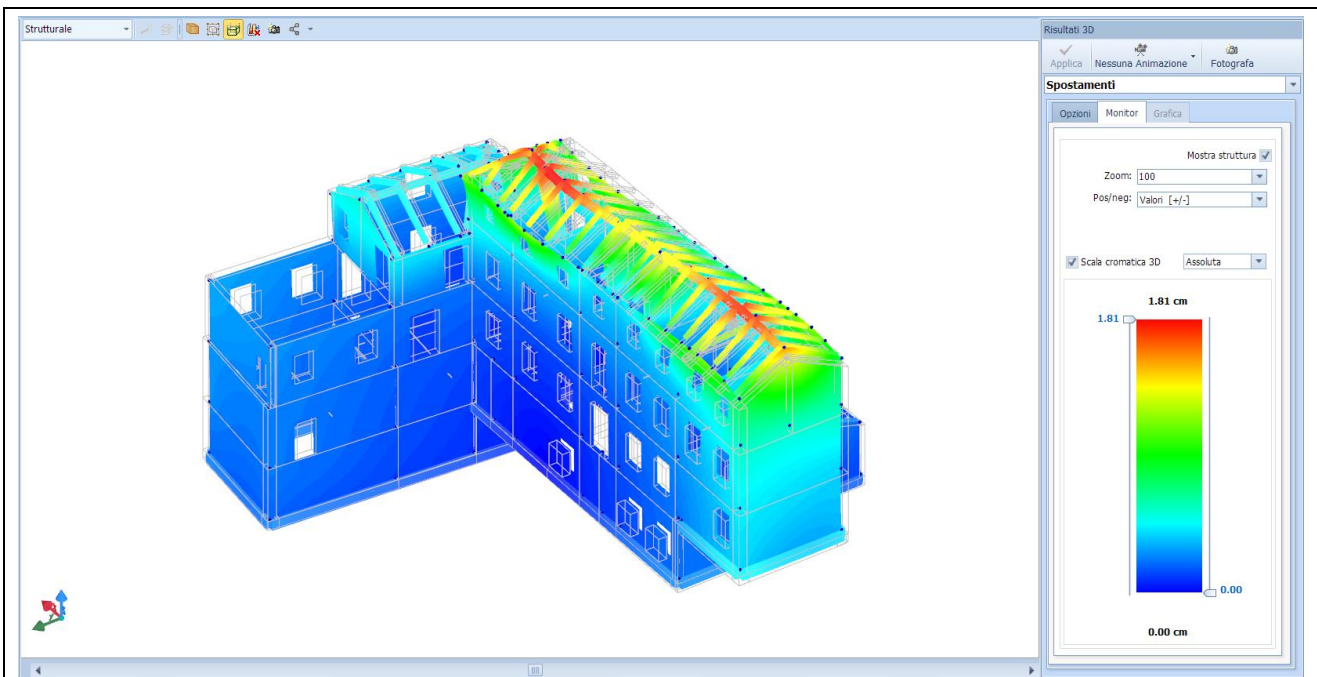


Fig. 8. Spostamenti globali in presenza di sisma X

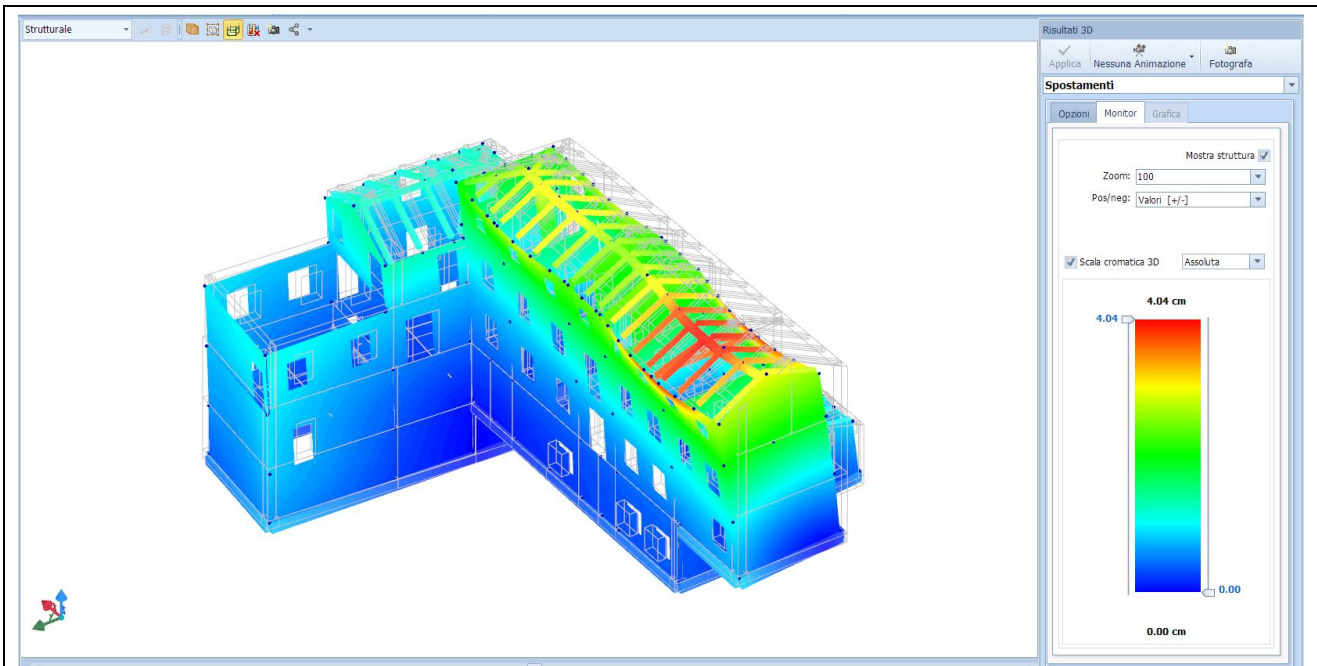


Fig. 9. Spostamenti globali in presenza di sisma Y

13.2.3 TENSIONI SUL TERRENO

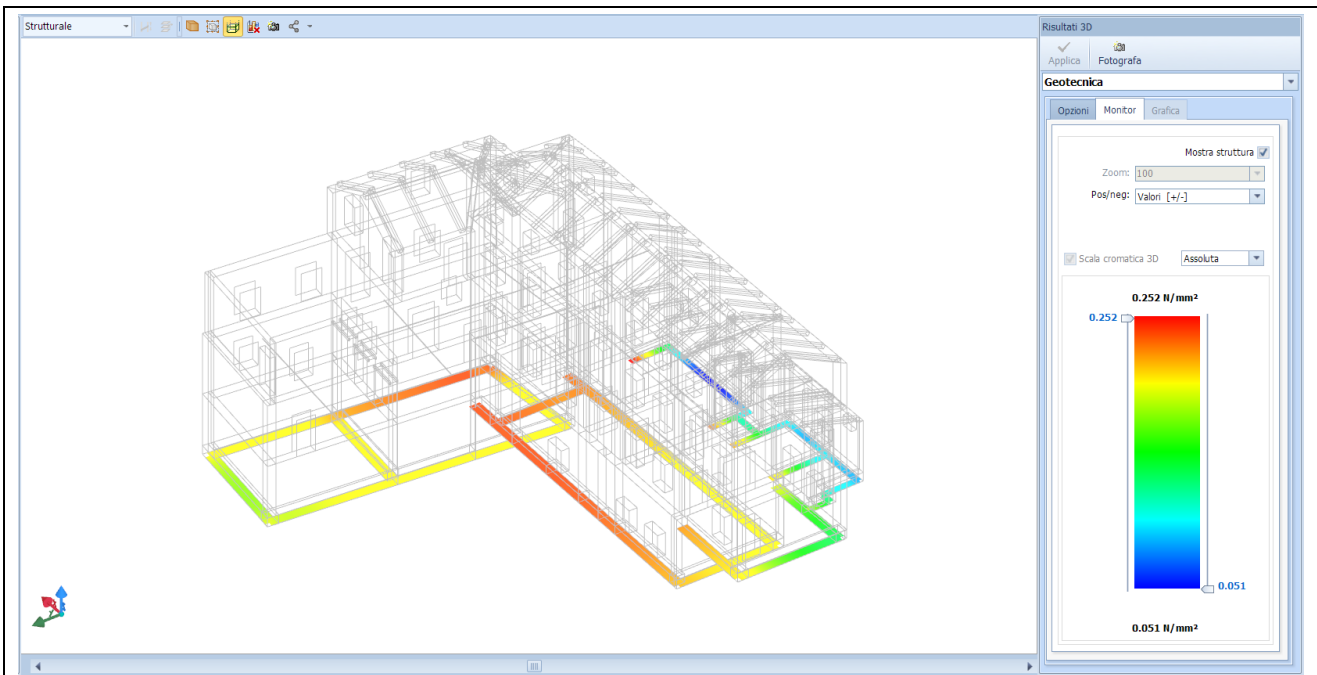


Fig. 10. Tensioni sul terreno in assenza di sisma

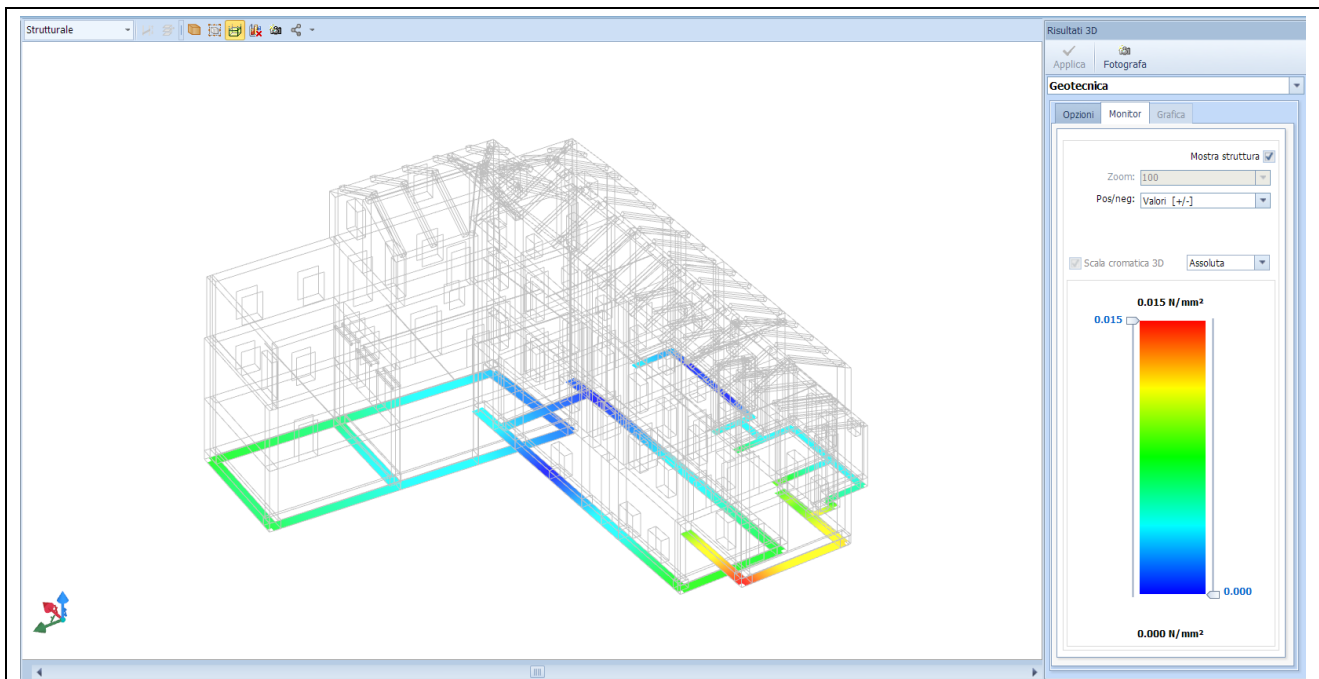


Fig. 11. Tensioni sul terreno in presenza di sisma X

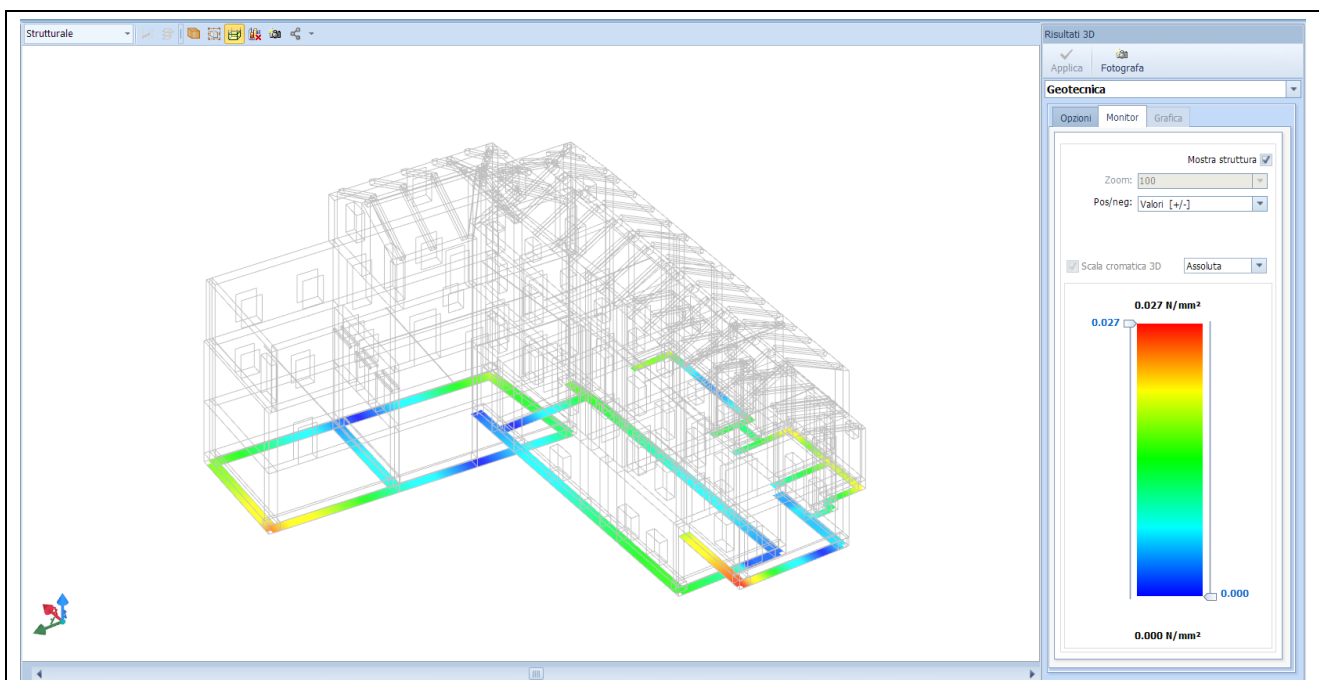


Fig. 12. Tensioni sul terreno in presenza di sisma Y

14. DEFINIZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DELLA STRUTTURA

La vulnerabilità sismica di una struttura viene valutata mediante l'indice di rischio α dato dal rapporto tra capacità della struttura e domanda per gli stati limite di progetto: sia la capacità che la domanda vengono espresse in termini di accelerazione di picco del moto del suolo (PGA).

La capacità della struttura dipende dalla geometria, dalle proprietà dei materiali, dai dettagli costruttivi e dalla modellazione strutturale; la domanda dipende dalle caratteristiche del terreno di fondazione, dallo stato limite considerato e dalla vita nominale della struttura.

Si definiranno quindi due indicatori di rischio:

per lo Stato Limite Ultimo (SLV):
$$\alpha_u = \frac{PGAc_{SLV}}{PGAd_{SLV}}$$

per lo Stato Limite di Esercizio (SLE):
$$\alpha_E = \frac{PGAc_{SLD}}{PGAd_{SLD}}$$

La determinazione delle accelerazioni di picco al suolo della capacità della struttura e della domanda e per i vari stati limite è stata effettuata mediante analisi dinamica lineare con fattore di struttura q.

Nelle tabelle seguenti si riportano i risultati ottenuti.

14.1 CAPACITA' - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA SOSTENIBILE

Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile				
SL	Tipo di rottura	Materiale/Terreno	PGAc [a _g /g]	T _{RC} [anni]
SLD	Spostamento Interpiano (SLD)	-	0.0300	25
SLO	Spostamento Interpiano (SLO)	-	0.0178	15
SLV	Carico Limite Terreno	TER	0.0000	0
SLV	Deformazione Ultima Maschio	MU	0.1482	>2475
SLV	Pressoflessione Fuoripiano del Maschio	MU	0.0000	0
SLV	Rottura nel Piano del Maschio	MU	0.0000	0
SLD	Cinematismo Ribaltamento	MU	0.0546	89
SLV	Cinematismo Ribaltamento	MU	0.0936	718
SLD	Cinematismo Spanciamento	MU	0.5452	>2475
SLV	Cinematismo Spanciamento	MU	1.0184	>2475

LEGENDA: Capacità - Entità dell'azione sismica sostenibile

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
Materiale	Tipologia di materiale per il tipo di rottura considerato: [CA] = Cemento Armato - [AC] = Acciaio - [MU] = Muratura - [TER] = Terreno - [-] = Parametro non significativo per il tipo di rottura.
Tipo di rottura	Tipo di rottura per differenti elementi o meccanismi.
PGAc	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di accelerazione al suolo. Se PGAc=0 -> l'elemento risulta non verificato già per i carichi verticali presenti nella combinazioni sismica [G _k +Σ _i (ψ _{2,i} ·Q _{k,i})]. Se PGAc=NS -> Non significativo per valori di PGAc >= 1000.
T_{RC}	Capacità, per il tipo di rottura considerato, in termini di periodo di ritorno.

14.2 DOMANDA - ENTITA' DELL'AZIONE SISMICA ATTESA

Domanda - Entità dell'azione sismica attesa			
Stato Limite	PGAd [a _g /g]	T _{RD} [anni]	
SLO	0.0430		45
SLD	0.0518		75
SLV	0.0936		712
SLC	0.1088		1462

LEGENDA: Domanda - Entità dell'azione sismica attesa

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività - [SLC] = stato limite prevenzione collasso.
PGAd	Domanda in termini di accelerazione al sito (S _s ·S _r a _g /g).
T_{RD}	Domanda in termini di periodo di ritorno.

14.3 INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Indicatori di rischio sismico			
Stato Limite	ζ _B (α _{PGA})	α _{TR}	
SLO	0.415		0.637
SLD	0.579		0.637
SLV	0.000		0.000

LEGENDA: Indicatori di rischio sismico

Stato Limite	Stato limite raggiunto per il tipo di rottura considerato: [SLV] = stato limite di salvaguardia della vita - [SLD] = stato limite di danno - [SLO] = stato limite di operatività.
ζ_B (α_{PGA})	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di accelerazione: PGA_C/PGA_D - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100. [0] -> la minima capacità, fra tutti i meccanismi di verifica considerati, è nulla. N.B. ζ_B : simbologia NTC18; α_{PGA} : simbologia NTC08.
α_{TR}	Indicatore di rischio (rapporto tra capacità e domanda) in termini di periodo di ritorno: $(T_{RC}/T_{RD})^{0,41}$ - [NS] = non significativo, per valori superiori o uguali a 100.

15. CONCLUSIONI

Sulla base di quanto rilevato, dei dati disponibili e delle ipotesi assunte, la presente “Relazione di Calcolo” del fabbricato costituente l’edificio scuola dell’infanzia, ambulatorio medico, archivio e sede associazioni a Marentino (TO) porta a concludere che:

- gli indicatori di rischio sismico ottenuti, esplicitati in termini di accelerazione e di tempo di ritorno, sono in grado di fornire un’indicazione sulla sicurezza della struttura nel suo complesso nei confronti dell’azione sismica e che, se maggiore o uguale all’unità, determina una situazione di verifica positiva per lo stato limite considerato;
- nei riguardi dello Stato Limite di Danno (SLD) la struttura oggetto di analisi presenta un indice di rischio superiore all’unità, pertanto risulta in grado di resistere ad un sisma con periodo di ritorno indicato nelle tabelle relative ai vari blocchi, a cui corrisponde una probabilità del 63% che si verifichi un evento sismico di uguale o maggiore intensità rispetto a quello considerato.

In seguito ad un evento sismico gli edifici presenteranno danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali;

- nei riguardi dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), la struttura presenta un indice di rischio pari a zero (non calcolabile a causa di elementi non verificati già per le combinazioni statiche in assenza di sisma), pertanto NON risulta in grado di resistere ad un sisma con periodo di ritorno 949 anni, a cui corrisponde una probabilità del 10% che si verifichi un evento sismico di uguale o maggiore intensità rispetto a quello considerato.

Pertanto la struttura non risulta in grado di garantire la sicurezza necessaria per la presenza di elementi in muratura che non soddisfano le verifiche di resistenza previste dalla normativa vigente. E’ necessario quindi procedere ad interventi di miglioramento sismico, come previsto dalla normativa, al fine di garantire la necessaria sicurezza in caso di un evento sismico.

In particolare:

- gli elementi strutturali delle volte e dei solai risultano da rinforzare e alleggerire a causa della crisi riscontrata per flessione e taglio a SLU e deformazione a SLE;
- gli elementi strutturali verticali in muratura presentano vulnerabilità sismica a causa di inadeguato collegamento tra di loro con conseguente NON verifica fuori piano.
- gli elementi strutturali verticali in muratura presentano vulnerabilità sismica a causa della modesta resistenza della muratura con conseguente NON verifica in piano.
- gli elementi di fondazione in muratura NON risultano adeguati alla tipologia di edificio, si evidenzia la necessità di intervenire con sottofondazioni o allargamento della base di impronta per incrementare la resistenza a capacità portante e scorrimento.

16. INDICE DEGLI ALLEGATI

Allegato 1 – Planimetrie con indagini – 2018

Allegato 2 – Relazione di vulnerabilità sismica – 2018

**ALLEGATO 1 – PLANIMETRIE CON INDAGINI
- 2018**

PANTA PIANO PRIMO

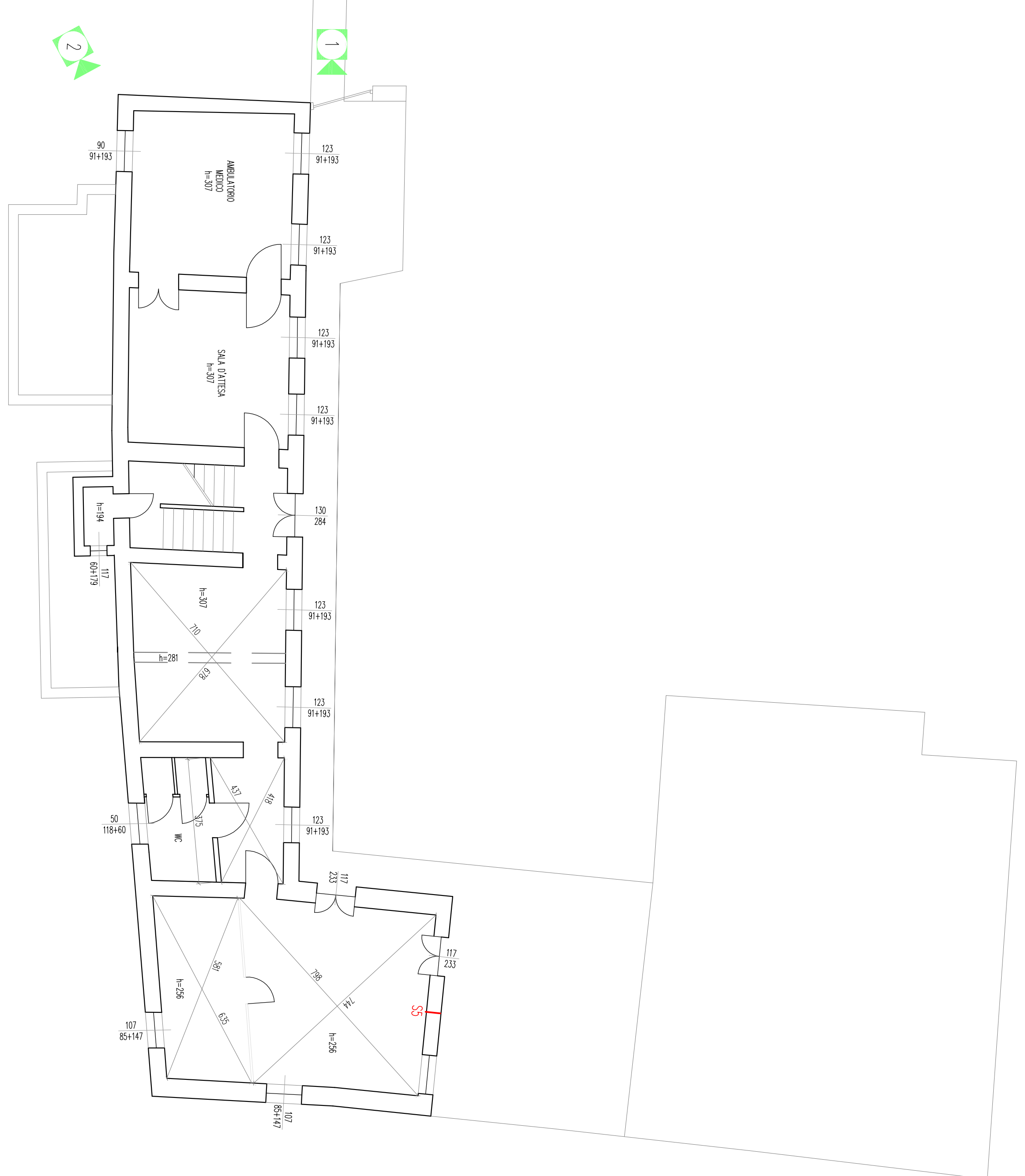


FOTO 1 - PRESSA FOTOGRAFICA 1



FOTO 2 - PRESSA FOTOGRAFICA 2



FOTO 3 - PRESSA FOTOGRAFICA 3



FOTO 4 - PRESSA CON MARINETTI PAVI DI DOPPI



PANTA PIANO TERZO



FOTO 5 - SONDAGGIO 1

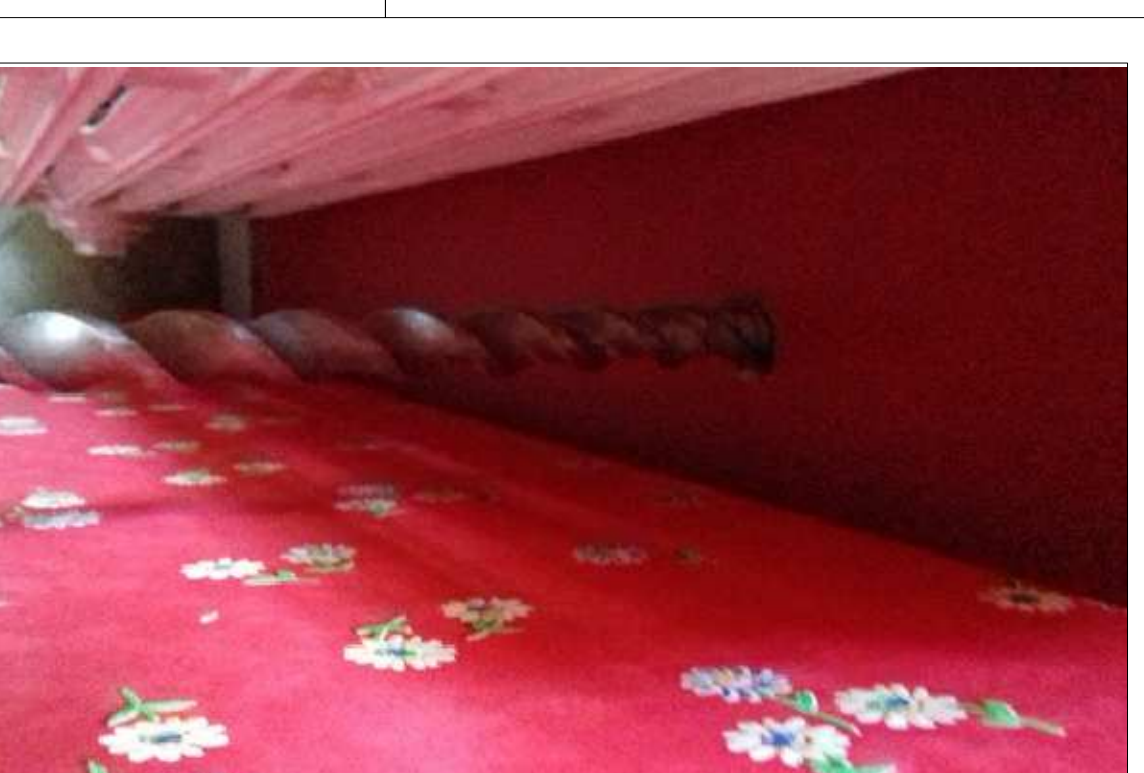


FOTO 6 - SONDAGGIO 2

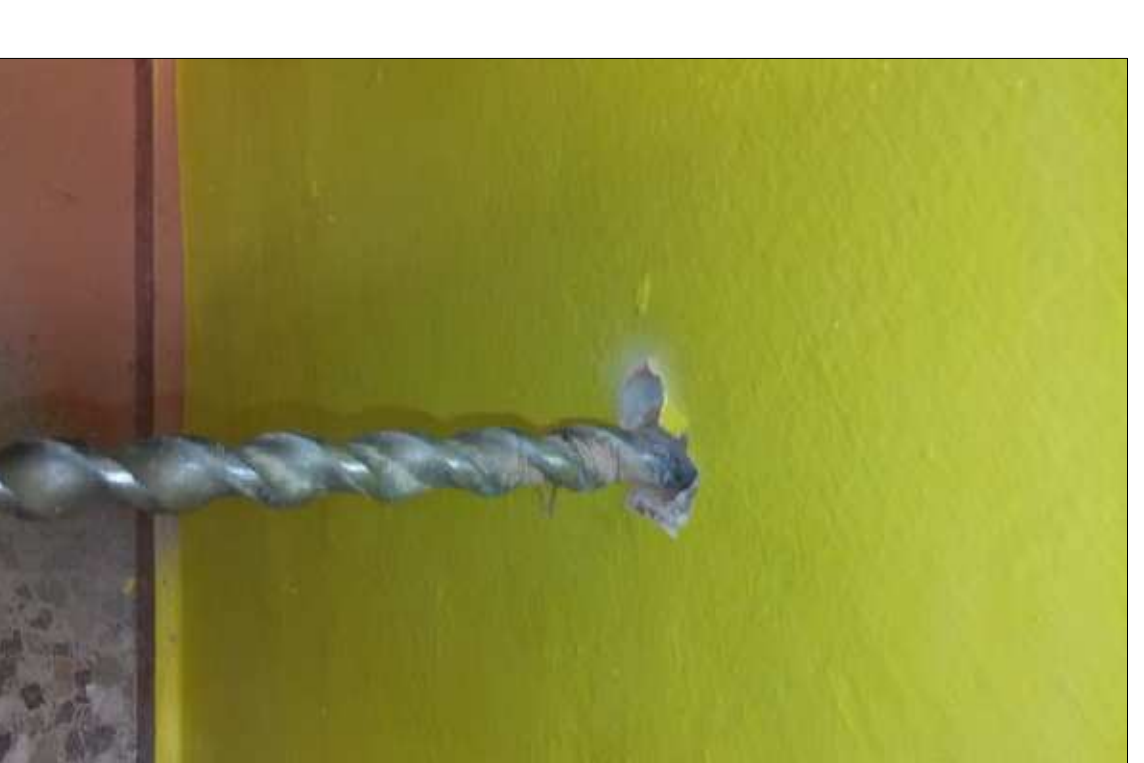
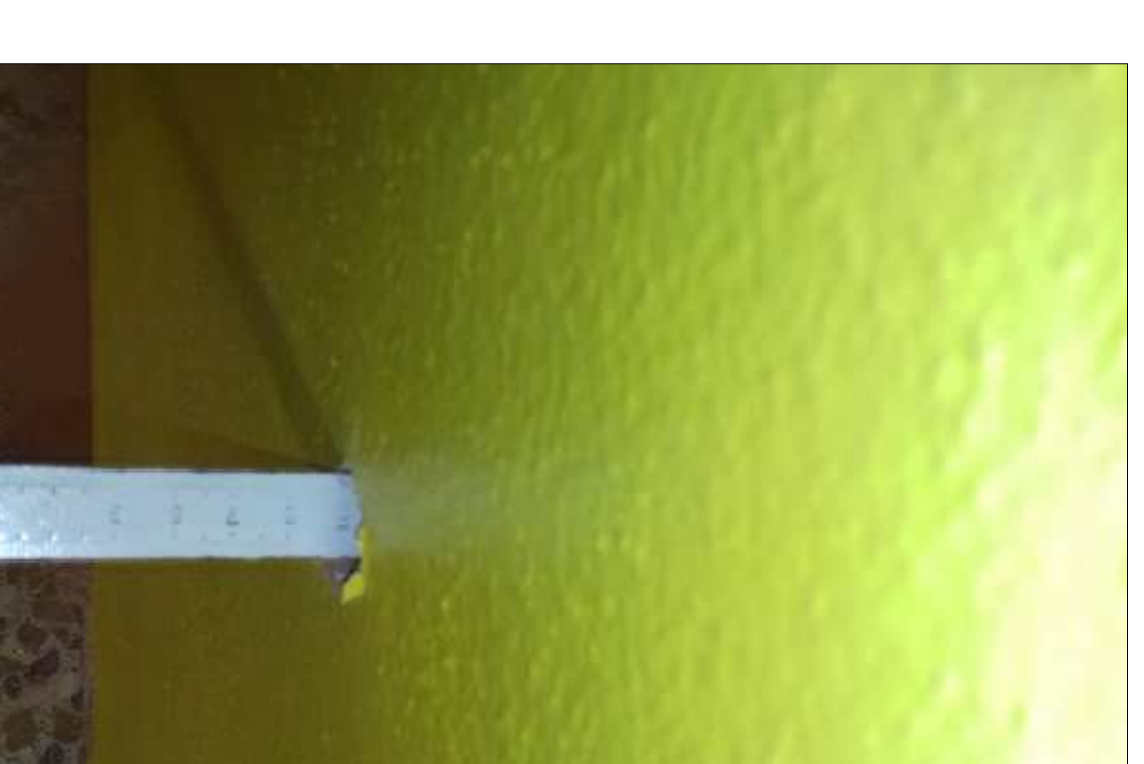


FOTO 7 - SONDAGGIO 3



PANTA PIANO INTERIATO

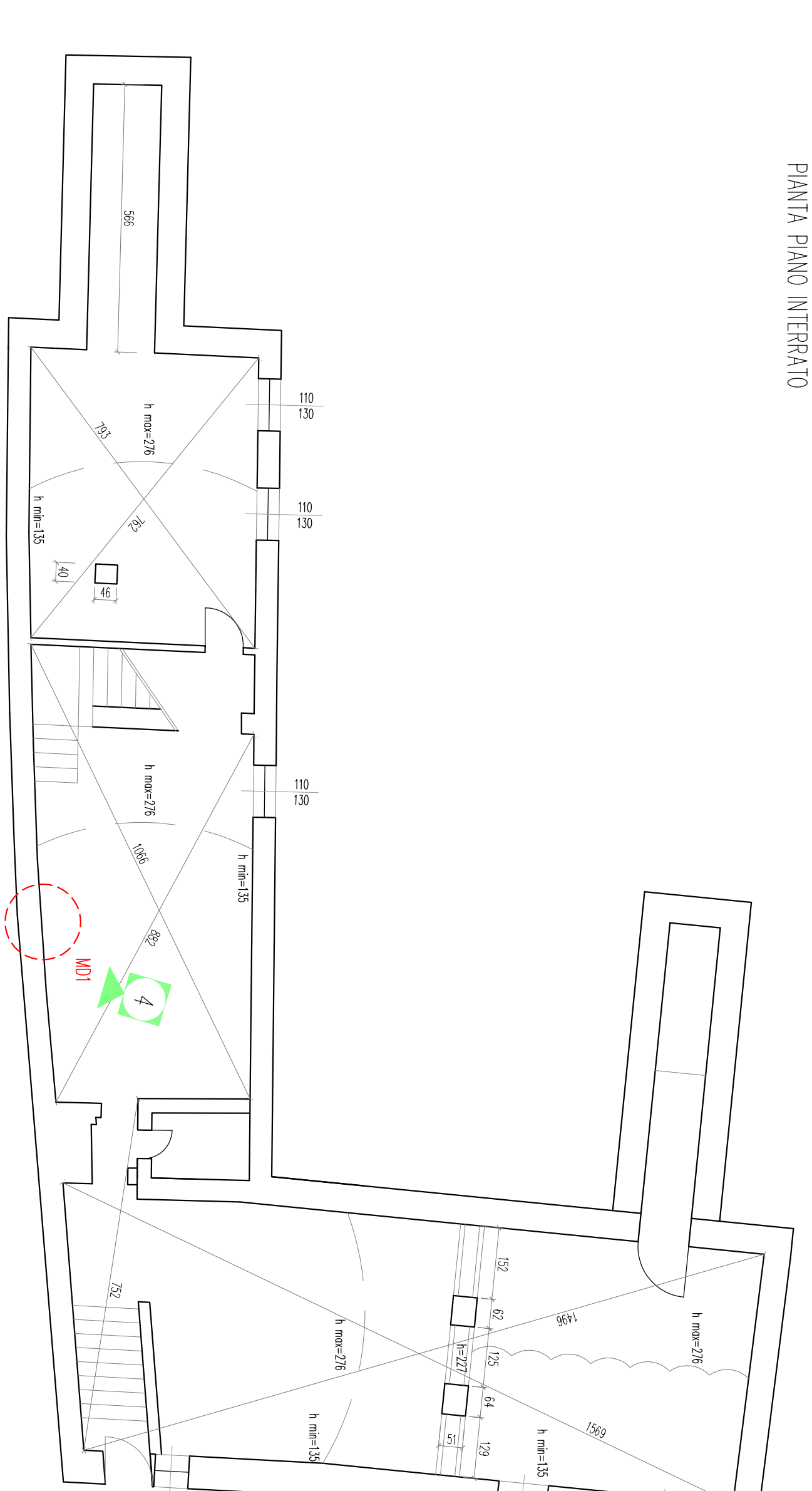


FOTO 8 - SONDAGGIO 4

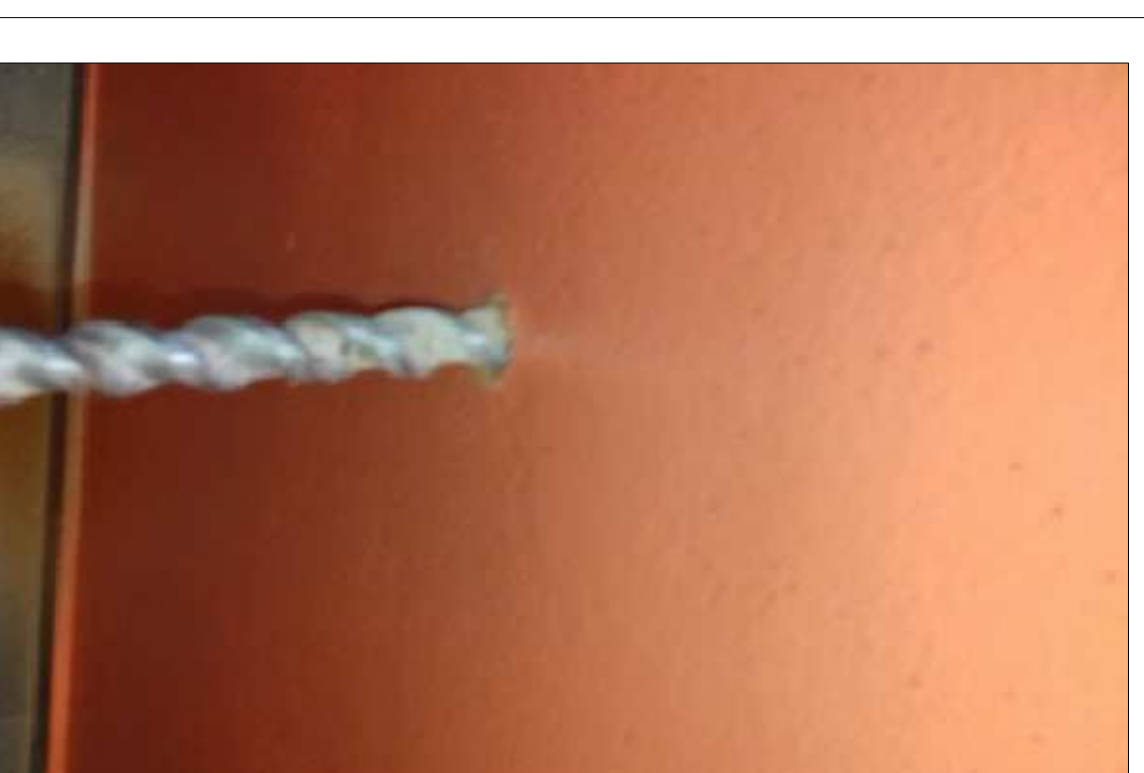
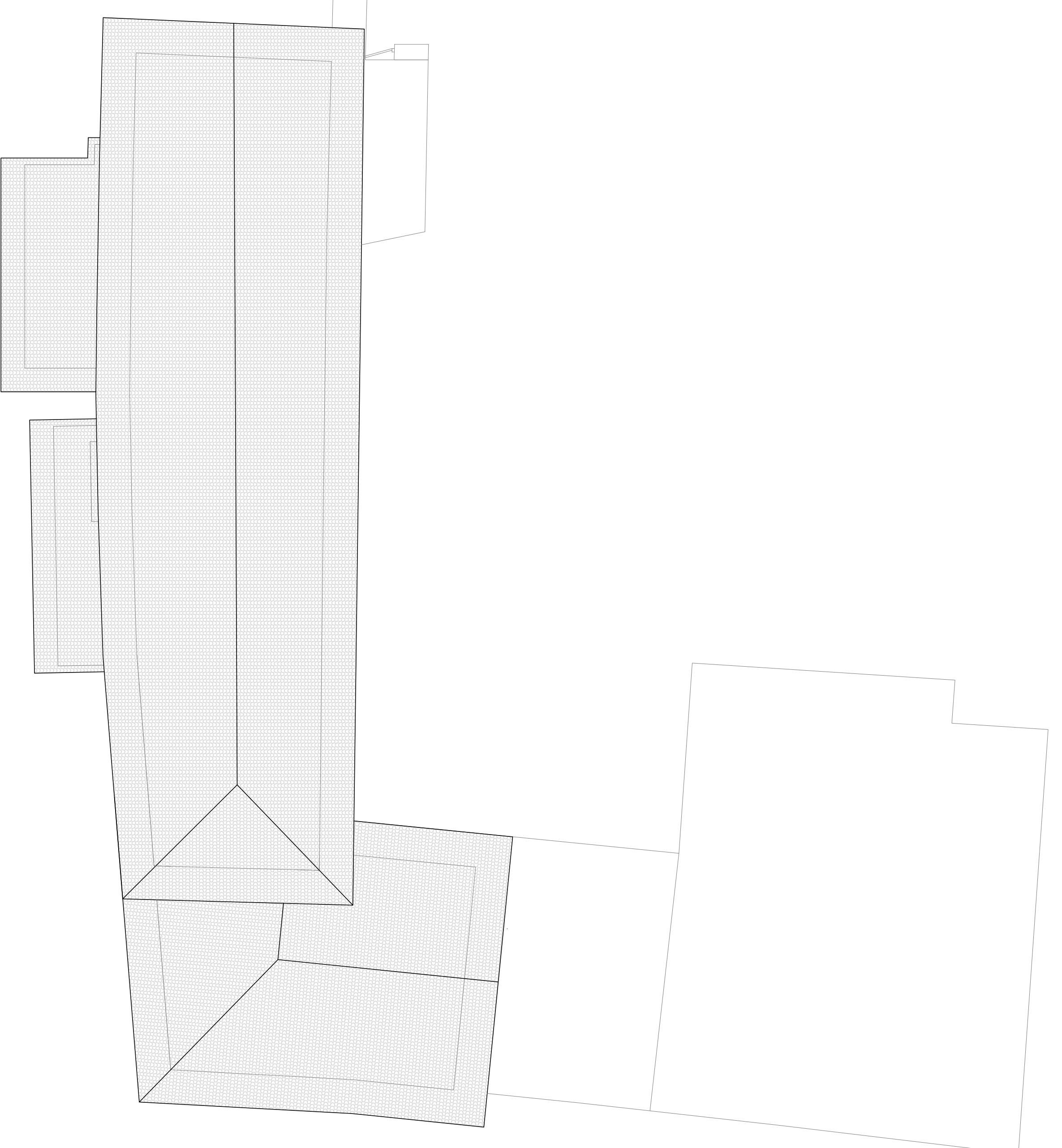


FOTO 9 - SONDAGGIO 6




PANTA COPERTURA



PANTA PIANO MANIPOLATO




COMUNE DI MARENNO
VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI
SCUOLA MATERNA

PROGETTO	REGIONE REGIONE	CITTA' NEROPOLITANA DI TORINO	COMUNE CIVILTARIO
OGGETTO DEL LAVORO	VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA PILASTRI CON INNOVAZIONE STRUTTURALE		
FOGLIO	1/100		

CONCESSIONE	PROGETTO	PROVAZIONE	STAMPATO
MRN	R/S2	VS	DIS
			03
			01

LEVINE
 Studio Associato Levine
 Via Cassale, 45 - Torino

Firmatario dell'incarico:
 Gian, Corrado, Mappa

**ALLEGATO 2 – RELAZIONE DI
VULNERABILITA' SISMICA - 2018**



COMUNE DI MARENTINO

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA DI EDIFICI STRATEGICI O RILEVANTI
SCUOLA MATERNA

LOCALIZZAZIONE

ITALIA	REGIONE PIEMONTE	CITTA' METROPOLITANA DI TORINO	COMUNE DI MARENTINO
--------	------------------	--------------------------------	---------------------

VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA


OGGETTO DELL'ELABORATO	RELAZIONE DI VULNERABILITA' SISMICA
SCALA	--

CODICE GENERALE ELABORATO

LOCALIZZAZIONE DELL'OPERA	CODICE OPERA	LIVELLO PROGETTO	TIPO DOCUMENTO	N° ELABORATO	VERSIONE
MRN	RVS2	VS	DOC	01	01

IDENTIFICAZIONE FILE: MRN_RVS2_VS_DOC_01_01.doc

	data	oggetto
1	Marzo 2018	emissione relazione di vulnerabilità sismica

<p>IL PROGETTISTA</p> <p>Studio Associato Leving Ing. Giovanni Lopreato Via Cassini, 43 - Torino</p> 	<p>TIMBRI - FIRME</p>
--	-----------------------

<p>IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Geom. Corrado Meliga</p>	<p>TIMBRI - FIRME</p>
---	-----------------------

INDICE

1	PREMESSA	2
2	DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE	3
3	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLO STATO DI FATTO	4
4	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
5	DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SULLE PROVE E SUI SONDAGGI	7
6	DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA.....	8
6.1	<i>Misura in sito delle proprietà elastiche mediante l'uso di martinetto piatto doppio</i>	8
7	CRITERI DI CALCOLO E PARAMETRI DI PROGETTO	11
7.1	<i>Grado di affidabilità del codice</i>	11
7.2	<i>Modello assunto per il calcolo</i>	11
7.3	<i>Analisi statica non lineare (PushOver)</i>	13
7.4	<i>Verifica sismica globale</i>	17
7.5	<i>Verifiche Elementi in muratura</i>	18
7.6	<i>Stato limite di danno e operatività</i>	20
7.7	<i>Stato limite ultimo</i>	20
7.8	<i>Indicatori di Rischio per i vari stati limite</i>	20
7.9	<i>Indice di Rischio</i>	20
7.10	<i>Caratterizzazione del terreno</i>	21
7.11	<i>Pericolosità sismica</i>	21
7.12	<i>Analisi dei carichi</i>	23
8	VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (EDIFICIO CON STRUTTURA PORTANTE IN MURATURA)	25
8.1	<i>Verifica della struttura in zona sismica</i>	25
8.2	<i>Modi di vibrare con analisi dinamica lineare</i>	27
8.3	<i>Periodi fondamentali e % masse partecipanti</i>	31
8.4	<i>Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLV</i>	31
8.5	<i>Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLD</i>	32
8.6	<i>Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLO</i>	33
8.7	<i>Grafici Analisi Non Lineare</i>	35
8.8	<i>Indicatori di rischio</i>	51
8.8.1	<i>Indicatori di rischio SLV</i>	52
8.8.2	<i>Indicatori di rischio SLD</i>	53
8.8.3	<i>Indicatori di rischio SLO</i>	54
8.9	<i>Meccanismi Locali</i>	55
9	PROPOSTE DI INTERVENTO DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE PER L'EDIFICIO IN MURATURA	56
9.1	<i>Interventi di adeguamento per strutture in muratura: tipologie</i>	56
10	CONCLUSIONI	57
11	COMPATIBILITÀ ECONOMICA DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO.....	58
	ALLEGATI.....	59
	<i>CD ROM contenente i tabulati di calcolo</i>	59

1 PREMESSA

Il comune di Marentino ha affidato al sottoscritto Ing. Giovanni Lopreiato, nella qualità di legale rappresentante dello Studio Associato Leving, l'incarico di redigere una relazione per valutare la vulnerabilità sismica delle strutture della scuola materna in Via Roma 24 ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14 gennaio 2008 integrate con la Circolare 2 Febbraio 2009 n° 617.

Le prestazioni richieste si articolano in: raccolta di tutte le informazioni della struttura esistente, verifica in situ della geometria, individuazione dei punti su cui effettuare i sondaggi ed esecuzione degli stessi, elaborazione dei dati raccolti utili per indagare e quantificare il rischio sismico delle strutture, previa preliminare analisi statica, in base alle direttive dettate dalle normative in vigore, redazione di una relazione contenente: le caratteristiche strutturali tipologiche dell'edificio, la procedura di calcolo utilizzata per la modellazione, l'elenco delle prove distruttive e non distruttive effettuate, l'interpretazione dei risultati ottenuti con esposizione degli indicatori del rischio di collasso (au) e del rischio di inagibilità (ae) e la redazione della Scheda di sintesi di verifica sismica di "livello 1" o di "livello 2" per edifici strategici ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di evento sismico. Infine si individueranno le possibili soluzioni da adottare per gli eventuali interventi di adeguamento e/o miglioramento strutturale.

La valutazione della sicurezza sismica dei fabbricati in questione viene condotta nel rispetto dei requisiti e dei procedimenti che vengono esposti dalle NTC 2008 integrate con la Circolare applicativa, relativamente agli edifici in muratura. Lo scopo principale di tale approfondimento è quello di stabilire se l'edificio esistente, **di importanza rilevante in caso di collasso a seguito di evento sismico**, è in grado o meno di resistere alla combinazione di progetto richiesta dalla norma; a tal fine le NTC e la Circolare applicativa forniscono gli strumenti per la valutazione della sicurezza dell'edificio. **La scuola materna è stata considerata di importanza rilevante in quanto non è individuata, nel Piano di Protezione Civile comunale di Marentino, quale struttura idonea alla gestione delle emergenze secondo la D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014.**

Le costruzioni "esistenti" cui si applicano le norme sopra citate sono quelle la cui struttura sia completamente realizzata alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento. Vengono introdotti, fra gli altri, i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, dettagli costruttivi e materiali) e fattore di confidenza (che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza). Si definiscono le situazioni nelle quali è necessario effettuare la valutazione della sicurezza, che, per le costruzioni esistenti, potrà essere eseguita con riferimento ai soli Stati limite ultimi. In particolare si prevede che la valutazione della sicurezza dovrà effettuarsi ogni qualvolta si eseguano interventi strutturali e dovrà determinare il livello di sicurezza della costruzione prima e dopo l'intervento. Per vulnerabilità sismica di un edificio si intende pertanto l'altitudine dello stesso a resistere ad un terremoto di progetto per mezzo delle capacità di deformazione e resistenza delle sue strutture verticali ed orizzontali.

Per analizzare e valutare ulteriormente il comportamento della struttura, oggetto di verifica, è stata eseguita, dalla società P.Q.R.S. srl, una campagna di indagini finalizzata alla determinazione delle caratteristiche meccaniche degli elementi strutturali di muratura in mattoni pieni e malta cementizia. In particolar modo è stata eseguita in sito una prova con martinetti piatti doppi in sito. L'indagine della prova in sito è stata condotta al piano interrato.

Preso atto dei risultati delle prove in sito e in laboratorio sulla muratura in mattoni pieni, dal rilievo effettuato sugli elementi portanti, dei solai e delle volte tramite sondaggi e caratterizzazioni, il livello di conoscenza acquisito risulta coincidente con una conoscenza adeguata LC2. Il fattore di confidenza relativo a tale livello è pari a 1,20 (Tab. C8A.1.2 delle NTC).

Per procedere all'analisi della vulnerabilità sismica, vista la natura dell'opera e dei materiali impiegati, la struttura è stata verificata a stato limite ultimo per la combinazione sismica secondo carichi accidentali indicati dalle NTC 2008 (per ambienti suscettibili di affollamento, quali le scuole, il valore dei carichi variabili sarà considerato pari a $q_k = 300 \text{ Kg/m}^2$).

2 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE

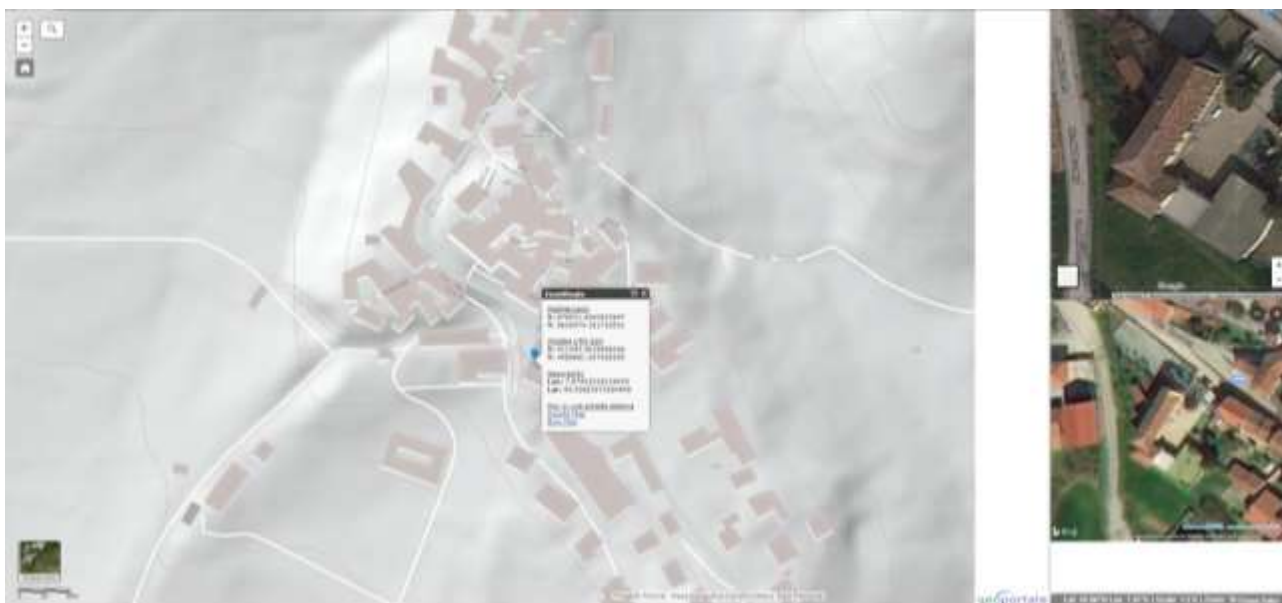
L'edificio scolastico è situato nel centro storico in Via Roma n° 24, ad un'altitudine di circa 383 m.s.l.m. e ricade in zona sismica 4, ai sensi dell'Ordinanza PCM n. 3274/2003 recepita con DGR 17/11/2003 n. 61-11017 e D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014.

Poiché non è stato possibile reperire nessuna informazione e documentazione originale sul fabbricato è stato necessario eseguire un rilievo geometrico, planimetrico e altimetrico per poter individuare tutti gli elementi strutturali portanti al fine di verificarne la tipologia costruttiva e ricavare informazioni utili per eseguire le verifiche statiche.

L'edificio scolastico, risalente probabilmente al 1900, è realizzato interamente in muratura portante in mattoni pieni e malta di calce dalle fondazioni alla copertura, elevandosi per tre piani fuori terra con un piano seminterrato. Attualmente il fabbricato è destinato ad attività didattiche per la scuola materna al piano terra estendendosi per circa 268 metri quadrati, il piano primo è parzialmente occupato per attività di poliambulatorio e si estende per 193 metri quadrati, i locali al piano secondo e mansardato sono destinati per l'archivio comunale e la sala musica, su una superficie di circa 133 mq. Tutti i piani sono collegati da una scala interna che per motivi di sicurezza è stata interdetta dal piano terra verso i piani superiori. Per poter accedere al piano primo e secondo è stata creata una passerella che mette in comunicazione il ballatoio del piano primo con il piano stradale. Il piano interrato si sviluppa per circa 268 mq ed è costituito da locali cantinati con solai in volte a botte e putrelle in acciaio e volte in mattoni. La copertura al piano secondo è in legno del tipo non spingente leggera, costituita da puntoni in legno massiccio poggianti centralmente su travi di colmo anch'esse in legno massiccio e perimetralmente sulle murature portanti, il manto di copertura risulta essere in coppi di laterizio su tavolato in legno.



Vista aerea del comune di Marentino



Coordinate geografiche WGS 84 UTM della scuola materna

3 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DELLO STATO DI FATTO



Fig. 1: Vista dal piano stradale



Fig. 2: Vista da nord - ovest



Fig. 3: Vista del ballatoio per l'accesso al piano primo e secondo



Fig. 4: Vista lato cortile



Fig. 5: Vista da sud - ovest



Fig. 6: Vista dei locali cantinati

4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per ciò che concerne la verifica della vulnerabilità sismica si fa riferimento alle seguenti normative:

- D.M. 11.03.1988, "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione;
- Ordinanza n. 3274 del 20/03/03 Presidenza del Consiglio dei Ministri "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica". "Criteri per l'individuazione delle zone sismiche – individuazione, formazione ed aggiornamento degli elenchi nelle medesime zone" (allegato 1) e connesse norme tecniche (allegati 2, 3 e 4);
- Ordinanza n. 3316 del 2/10/03 Presidenza del Consiglio dei Ministri "Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03";
- D.P.C.M. 21.10.2003, "Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- D.G.R. 19.01.2010 n.11-13058, aggiornamento ed adeguamento dell'elenco delle zone sismiche in virtù delle disposizioni dell'O.P.C.M. 3519/2006;
- D.G.R. n.4-3084 del 12.12.2011 Aggiornamento e l'adeguamento delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico - edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico (B.U.R.P. n. 50 del 15.12.2011);
- D.G.R. n. 65-7656 del 21.05.2014 Individuazione dell'ufficio tecnico regionale ai sensi del D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 e ulteriori modifiche e integrazioni alle procedure attuative di gestione e controllo delle attività urbanistico-edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico approvato con D.G.R. 12 dicembre 2011, n. 4-3084. (Suppl. ord n. 1 del BUR n. 25 del 19/06/2014);
- NTC 2008. Norme tecniche per le costruzioni 2008 (D.M. 14 Gennaio 2008);
- Circolare applicativa febbraio 2009 delle Norme Tecniche 2008 (D.M.14 Gennaio 2008);

5 DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA SULLE PROVE E SUI SONDAGGI



Fig. 7: Parete portante dove è stata eseguita la prova con i martinetti piatti doppi



Fig. 8: Inserimento dei martinetti semiovali

6 DETERMINAZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA

Per consentire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche meccaniche dei materiali si è basati su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali eseguite con prove distruttive in laboratorio e non distruttive in situ. La quantità e la qualità dei dati acquisiti determina il valore del fattore di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza. Per le costruzioni esistenti in muratura sono permessi tutti i metodi di analisi a qualsiasi livello di conoscenza.

La campagna di indagine ha riguardato i seguenti aspetti:

a) Rilievo Geometrico: La conoscenza della geometria strutturale dell'edificio esistente in muratura deriva di regola dalle operazioni di rilievo. Tali operazioni comprendono il rilievo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, incluse eventuali nicche, cavità, canne fumarie, il rilievo delle volte (spessore e profilo), dei solai, della copertura (tipologia e orditura), l'individuazione dei carichi gravanti su ogni elemento di parete e la tipologia delle fondazioni. La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata effettuata attraverso piante e con individuazione delle altezze nette di interpiano. In base ai sopralluoghi antecedenti il giorno dell'esecuzione delle prove è stato possibile inoltre valutare il buon stato della muratura esente da problemi fessurativi e deformativi che portino a evidenti criticità della muratura stessa nonché al rilievo geometrico e altimetrico degli elementi strutturali in muratura e di tutte le aperture presenti.

b) Dettagli costruttivi: Sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente a saggi nella muratura che consentano di esaminare le caratteristiche sia in superficie che nello spessore murario e di ammorsamento tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. Per aumentare il grado di conoscenza sono state eseguite estese verifiche in situ attraverso sondaggi alle murature portanti su tutti i piani.

c) Proprietà dei materiali: per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenuti dalla letteratura o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione e individuare la tipologia della muratura attraverso esami visivi su una porzione di muratura di almeno 1m x 1m al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, è stata eseguita una prova con martinetto piatto doppio ed estrazione di una porzione di muratura tali da valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura è stata ottenuta mediante esecuzione di prove in situ e in laboratorio su elementi prelevati dalle strutture dell'edificio. La scelta di eseguire una prova con martinetti piatti doppi è stata dettata dall'estensione della stessa tipologia muraria presente su tutti i fabbricati oggetto di verifica.

Sulla base dei risultati ottenuti dalle prove, sui sondaggi effettuati e sul grado di informazioni ricavate dal rilievo geometrico, il livello di conoscenza acquisito risulta coincidente con una conoscenza adeguata LC2. Il fattore di confidenza relativo a tale livello è pari a 1,20 (Tab. C8A.1.2 delle NTC).

6.1 Misura in situ delle proprietà elastiche mediante l'uso di martinetto piatto doppio

La tecnica sperimentale più utilizzata in situ è la "prova con martinetti piatti". Tale prova fornisce informazioni attendibili sulle principali caratteristiche meccaniche della muratura e per determinare in situ il legame locale sforzo-deformazioni (in campo elastico). La prova viene eseguita utilizzando martinetti piatti, contrastati nell'applicazione dello sforzo ad un limitato volume murario, dall'intera massa muraria sovrastante.

La tecnica di prova è basata sull'uso contemporaneo di due martinetti piatti doppi, collegati ad una pompa idraulica comune, per comprimere il volume di muratura compreso tra essi. La muratura sovrastante e sottostante funge da contrasto alla reazione esercitata dai martinetti stessi. Ne consegue che il limite del livello di sollecitazione applicabile, sarà legato al valore dello stato di sforzo locale esistente nella muratura, incrementato di un fattore per tener conto di una possibile diffusione del carico.

Dato che il volume di muratura rimane fisicamente legato al resto della muratura, permane una certa incertezza nella prova. Nelle murature a più paramenti, le misure sono da ascrivere esclusivamente alle porzioni provate, cioè al paramento esterno, non alle altre che possono essere anche composte da altri materiali. I valori del modulo elastico e del coefficiente di dilatazione trasversale calcolati con questa tecnica, insieme ai valori di deformazione misurati e calcolati, sono probabilmente sufficientemente precisi per effettuare una stima degli sforzi dovuti a dilatazioni, movimenti o movimenti differenziali di strutture murarie. La prova può, in alcuni casi, essere utilizzata come controllo, non arrivando mai allo sforzo di rottura, per prove di compressione eseguite in laboratorio su campioni prelevati in situ.

E' richiesta la seguente strumentazione:

- Attrezzatura per eseguire il taglio tramite sega con dischi diamantati per martinetti di forma semicirculari (Fig. 1);
- Martinetto piatto doppio: Il martinetto piatto deve avere uno spessore tale da poter essere inserito nel taglio o in un giunto di malta ripulito. Il martinetto piatto di metallo, finora il più usato, è costituito da un foglio di lamiera piegato a

tasca e saldato su tre lati, che può essere gonfiato con olio, o altri fluidi previsti dal produttore della strumentazione, a pressione con un sistema di ingresso e uscita del fluido.

Per la determinazione dello stato di compressione, la dimensione A deve essere uguale o maggiore della dimensione di un mattone di fascia, ma non meno di 200mm (tranne nel caso di martinetti piccoli). La dimensione B deve essere uguale o maggiore della dimensione di una testa del mattone e comunque non inferiore a 75 mm. Se i martinetti hanno una parte circolare, il raggio R di questa parte deve essere uguale a quello della sega circolare utilizzata per il taglio.

Se il martinetto è di metallo (o anche non di metallo) deve essere in grado di sopportare una pressione interna pari alla massima pressione di operazione, che può anche raggiungere i 6-6,9 MPa. I martinetti di metallo devono essere fatti con lamiere aventi spessore costante compreso tra 0,6 mm a 1,2 mm. Con saldatura sul contorno e tubi di ingresso dell'olio ed uscita di aria in eccesso;

- Sistema idraulico: E' richiesta una pompa idraulica elettrica o a mano con tubi di connessione flessibili e ad alta pressione che possano essere collegati con il sistema di ingresso del martinetto. La pressione deve essere misurata con un manometro, posto in uscita, opportunamente calibrato, in modo che abbia un'accuratezza dell'1% rispetto ad una scala idraulica completa. Il sistema idraulico deve essere capace di mantenere una pressione costante entro l'1% dell'intera scala per almeno 5 min;
- Misura degli spostamenti: La misura degli spostamenti viene eseguita mediante strumentazione elettronica installata sulla superficie esterna della muratura compresa tra i due martinetti, oppure con un estensimetro meccanico removibile che misura la distanza tra punti fissati mediante basette applicate. Lo strumento utilizzato deve essere in grado di misurare spostamenti fino ad almeno 5 mm. Le misure degli spostamenti devono essere eseguite con una precisione pari ad almeno $\pm 0,005\%$ della distanza misurata (o lo strumento deve avere una precisione millesimale), ad intervalli discreti o in continuo attraverso un sistema automatico.

La prova con martinetti piatti doppi, svolta nel piano seminterrato dell'edificio scolastico, è stata eseguita in una parete portante della struttura in muratura di mattoni pieni e malta di calce. E' stata utilizzata una sega con motore a scoppio e disco diamantato per poter eseguire due tagli orizzontali nello spessore della malta e inserire successivamente i martinetti di forma semiovale. I martinetti costituiti da due lamiere metalliche molto sottili, con all'interno una sacca nella quale è sarà iniettata olio a pressione tramite una pompa oleodinamica manuale e in modo da formare in circuito chiuso con i martinetti. La superficie della muratura è stata preparata rimuovendo malta e intonaci per poter fissare le dime circolari ad una distanza di circa 25 cm così da formare tre coppie di punti di riferimento. Dopo aver eliminato l'aria nel circuito si inizia la prova misurando aumentando gradualmente la pressione nel circuito interna. Mediante comparatore millesimale si eseguono le letture di zero tra i punti disposti corrispondenti ad una pressione nulla nel sistema oleodinamico. Aumentando successivamente la pressione si provoca la compressione del concio tra i martinetti piatti, contrastati dalla muratura circostante, con conseguente diminuzione della distanza tra i riferimenti. Le letture delle distanze relative alle tre coppie di dime, avvengono, una volta raggiunto un dato step di carico, a stabilizzazione avvenuta delle deformazioni. I valori misurati serviranno per costruire il diagramma sforzi - deformazioni e ricavare il modulo elastico E.

Tale procedimento è stato eseguito con due ciclo di carico:

- il primo ciclo di carico è stato eseguito aumentando la pressione con step di 4 bar fino a raggiungere la pressione massima di 10 bar, successivamente è stato eseguito lo scarico fino alla pressione di 5 bar e infine pressione nulla;
- il secondo ciclo di carico è stato eseguito aumentando la pressione fino a raggiungere la pressione massima di 14 bar, successivamente è stato eseguito lo scarico fino alla pressione nulla;

A seguito della prova a compressione eseguita sulla muratura in sito, come descritto precedentemente, sono state tracciate le curve sforzi – deformazione in grado di ricavare il modulo elastico. Con riferimento alle indagini effettuate il modulo elastico della prova risulta di circa 3.000 daN/cm^q. Tale valore risulta inferiore ai valori di riferimento, riportati nella Tab. C8A.2.1 delle norme tecniche del 2008, i quali per la tipologia in muratura con mattoni pieni e malta di calce dovrebbe essere compreso tra il minimo di 12.000 e il massimo di 18.000 daN/cm². Anche la resistenza a compressione del materiale in campo elastico, pari a 11 daN/cm^q, è risultato ben inferiore ai valori di riferimento delle NTC compresi tra il minimo di 24 e il massimo di 40 daN/cm².

Pertanto per il livello di conoscenza adottato (LC2) si adatterà, a favore di sicurezza, per la resistenza del materiale e per il modulo elastico della muratura, i valori delle prove in sito.

$$f_m = 110 \text{ N / cm}^2$$

$$E = 300 \text{ N / mm}^2$$

Si riporta in seguito una tabella riportante le proprietà meccaniche utilizzate nel modello di calcolo.

TIPOLOGIA IN MURATURA ORDINARIA:

Caratteristiche meccaniche:		
Coefficiente correttivo	[---]	1,0
Fattore di Confidenza	[---]	1,2
Coefficiente di sicurezza	[---]	3
f_{nd}/f_d	[---]	1
Coefficiente di Poisson ν	[---]	0,25
Coefficiente di dilatazione termica α_t	[1/°C]	1E-005
Modulo elastico normale E	[daN/cm ²]	3000
Modulo elastico tangenziale G	[daN/cm ²]	1200
Resistenza caratt. a compressione blocco f_{bk}	[daN/cm ²]	15
Resistenza caratt. a compressione muratura ($f_k + f_m$)	[daN/cm ²]	11
Resistenza caratt. a taglio muratura f_{vk0}	[daN/cm ²]	2
Resistenza limite a taglio f_{vklim}	[daN/cm ²]	21
Resistenza media a taglio τ_0	[daN/cm ²]	0,6
Peso specifico	[daN/m ³]	1800

7 CRITERI DI CALCOLO E PARAMETRI DI PROGETTO

7.1 Grado di affidabilità del codice

La relazione seguente riporta i dati relativi ai criteri di progettazione, alla geometria, alla meccanica della struttura, nonché i relativi risultati dei calcoli strutturali così come ricavati dal calcolatore elettronico tramite l'utilizzo del Software 'FaTAe' prodotto e distribuito da Stacec srl con sede in Bovalino (RC), e concesso in licenza al responsabile dei calcoli stessi. 'FaTAe' è un programma sviluppato specificatamente per la progettazione e la verifica di edifici multipiano ed industriali realizzati con elementi strutturali in C.A., in Acciaio, in legno lamellare o in muratura.

'FaTAe' articola le operazioni di progetto secondo tre fasi distinte:

- 1) il **preprocessore**: fase di InPut dove viene definita e modellata interamente la struttura;
- 2) il **solutore**: fase di elaborazione della struttura tramite un solutore agli elementi finiti;
- 3) il **post-processore**: fase di verifica degli elementi, di creazione degli elaborati grafici esecutivi e di redazione della relazione di calcolo.

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

7.2 Modello assunto per il calcolo

L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare. Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi). Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito. Il modello di calcolo può essere articolato sulla base dell'ipotesi di impalcato rigido, in funzione della reale presenza di solai continui atti ad irrigidire tutto l'impalcato. Tale ipotesi viene realizzata attraverso l'introduzione di adeguate relazioni cinematiche tra i gradi di libertà dei nodi costituenti l'impalcato stesso. Il metodo di calcolo adottato, le combinazioni di carico, e le procedure di verifica saranno descritte di seguito.

▪ Riferimento globale e locale.

La struttura viene definita utilizzando una terna di assi cartesiani formanti un sistema di riferimento levogiro, unico per tutti gli elementi e chiamato "globale". Localmente esiste un'ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidezza dei singoli elementi. I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

▪ Modellazione geometrica della struttura.

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

- *Nodi*

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale. I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali. Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

- *Vincoli e Molle*

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidezza finiti. Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

- *Vincoli interni*

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidezza. Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti. Nel caso particolare, il modello utilizzato consente di svincolare le tre rotazioni intorno agli assi locali dell'asta.

- *Aste*

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità). Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla

convergenza. Le aste sono dotate di rigidità assiale, flessionale, e a taglio, secondo il modello classico della trave inflessa di Eulero- Bernoulli. Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

- Asta su suolo elastico

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematico, sia rotazionali.

- Lastra-Piastra

Si tratta di elementi finiti bidimensionali, definiti da tre o quattro nodi, posti ai vertici rispettivamente di un triangolo o di un quadrilatero irregolare. La geometria reale dell'elemento viene ricondotta ad un triangolo rettangolo (elemento a tre nodi) o ad un quadrato definito nella trattazione isoparametrica. L'elemento lastra-piastra non ha rigidità per la rotazione intorno all'asse perpendicolare al suo piano e viene trattato secondo la teoria di Mindlin-Reissner. Nel modello considerato si tiene conto dell'accoppiamento tra azioni flessionali e membranali.

- Forze e coppie concentrate

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate agli elementi bidimensionali. Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi. Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione. Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di rotazione di ciascun asse.

- Carichi distribuiti

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti. I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione. Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia. Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

- Pannelli di carico

Il pannello di carico è un concetto legato alla reale distribuzione di carichi gravanti sulle aste. Ne fanno parte: solai, balconi, scale. Da tali pannelli, di forma irregolare come definiti dalla geometria dell'input, si passa alla quantificazione dei carichi trapezoidali ripartiti sulle aste. Per meglio simulare l'effetto dei pannelli, vengono generati in modo automatico anche dei carichi ripartiti torcenti, anch'essi di forma trapezia, relativi ai carichi distribuiti equivalenti al pannello.

- Sezioni

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici (sezioni in acciaio) ed il materiale.

▪ **Materiali.**

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione, e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

▪ **Matrici di calcolo della struttura.**

Dalla discretizzazione geometrica della struttura vengono definite le matrici utili a studiare il comportamento globale della struttura in esame.

- Matrice di rigidità

Tale matrice viene costruita partendo dalla matrice di rigidità espressa nel sistema di riferimento locale dell'elemento considerato. Attraverso un'operazione di trasformazione, mediante la matrice di rotazione, viene riferita al sistema di riferimento globale. L'ultima operazione consiste nell'"assemblaggio" delle singole matrici di ogni elemento, in modo da formare un'unica matrice relativa all'intera struttura.

- Matrice delle masse

La generazione della matrice globale è del tutto analoga a quella sopra descritta per la matrice di rigidità. La matrice delle masse è di tipo "consistente" e considera l'effettiva distribuzione delle masse della struttura. Come definito dalla normativa, alle masse relative ai carichi permanenti, viene aggiunta un'aliquota delle masse equivalenti ai carichi d'esercizio.

7.3 Analisi statica non lineare (PushOver)

L'analisi statica non lineare viene utilizzata per sistemi dissipativi, come le strutture in muratura, in quanto è il metodo di calcolo più rappresentativo del loro comportamento ultimo e, quindi, della risposta sismica globale dell'edificio. L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengano tutte scalate in modo da far crescere monotamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo sulla struttura fino al raggiungimento delle condizioni ultime. Il risultato dell'analisi consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo, in ordinata la forza orizzontale totale applicata (taglio alla base). La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo verrà valutata sulla curva forza spostamento così definita, in corrispondenza dei punti:

- stato limite di danno dello spostamento minore tra quello corrispondente al raggiungimento della massima forza e quello per il quale lo spostamento relativo fra i due piani consecutivi eccede i valori riportati al par. 7.3.7.2 delle NTC 2008;
- stato limite ultimo dello spostamento corrispondente ad una riduzione della forza non superiore al 20 % del massimo.

Tale metodo prevede, in ogni caso, solo una verifica globale in spostamento e non le verifiche dei singoli elementi. Le verifiche fuori piano potranno, invece essere effettuate separatamente secondo le procedure indicate per l'analisi lineare.

Il calcolo risolutivo della struttura è stato effettuato utilizzando un sistema di equazioni lineari (di dimensioni pari ai gradi di libertà), secondo la relazione:

$$\underline{u} = [\underline{K}]^{-1} \underline{F}$$

dove: \underline{F} = vettore dei carichi risultanti applicate ai nodi;
 \underline{u} = vettore dei cinematismi nodali;
 $[\underline{K}]$ = matrice di rigidità globale.

Tale analisi è stata ripetuta per tutte le condizioni presenti sulla struttura, identificati dai vettori dei carichi relativi a:

- carichi permanenti;
- carichi d'esercizio;
- delta termico;

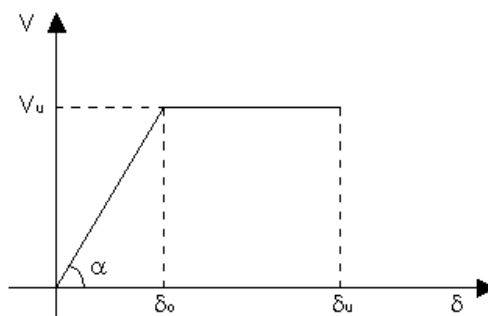
Il calcolo consiste nell'incrementare i carichi sismici fino a quando la struttura raggiunge il collasso. La struttura viene schematizzata a telaio equivalente, costituita da elementi maschi, elementi fasce e nodi rigidi. Il maschio ha un comportamento elastico perfettamente plastico definito dal taglio ultimo V_u , dalla rigidità k , dallo spostamento elastico δ_0 e dallo spostamento ultimo δ_u .

Il calcolo del taglio ultimo si ottiene in accordo ai punti 7.8.2.2.1 e 7.8.2.2.2 del DM 2008 (vedi anche il paragrafo "Pressoflessione e Taglio nel piano" della presente relazione). La rigidità k si ottiene in funzione dei collegamenti vincolari agli estremi degli elementi. Nel caso di incastro - incastro vale:

$$k = 1 / [h^3 / (12EI) + 1.2h/(GA)]$$

dove:

- h è l'altezza dell'elemento
- E è il modulo elastico normale
- G è il modulo elastico tangenziale
- I è il momento d'inerzia della sezione trasversale rispetto all'asse baricentrico ortogonale al piano dell'elemento
- A è l'area della sezione trasversale



Lo spostamento elastico δ_0 si ottiene dal rapporto di V_u e k , mentre lo spostamento ultimo δ_u dipende dal tipo di rottura dell'elemento. Per normativa deve essere pari a 0.8% l'altezza della parete se la rottura avviene per flessione (punto 7.8.2.2.1 del DM 2008) e 0.4% l'altezza della parete se la rottura avviene per taglio (punto 7.8.2.2.2 del DM 2008).

Per la resistenza delle fasce si veda il paragrafo "Pressoflessione e Taglio nel piano" della presente relazione.

In fase elastica ogni elemento si considera incastrato agli estremi. Raggiunto il limite elastico cambia la configurazione di vincolo dell'elemento (si declassa in una biella compressa capace di trasmettere solo carichi verticali).

Il risultato consiste in un diagramma, denominato '**curva di capacità**', dove in ascissa viene riportato lo spostamento di un punto di controllo (si assume il baricentro delle masse dell'ultimo piano), mentre in ordinata viene riportata la forza totale orizzontale

applicata alla struttura. Dalla curva di capacità è possibile ricavare la '**capacità di spostamento**' della struttura. La verifica globale della struttura si considera soddisfatta se la capacità di spostamento è maggiore della '**domanda di spostamento**'.

$$d^*_{\max} = S_{De}(T^*) \quad \text{per } T^* \geq T_c$$

$$d^*_{\max} = ((S_{De}(T^*)) / q^*) \cdot [1 + (q^* - 1) \cdot T_c / T^*] \quad \text{per } T^* < T_c$$

dove:

d^*_{\max}	è la domanda di spostamento.
$T^* = 2\pi\sqrt{m^* / k^*}$	è il periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà.
T_c	riportato nella tabella 3.2.VII del punto 3.2.3.2.2 del D.M. 14/01/2008.
$m^* = \sum m_i \Phi_i$	è la massa partecipante del sistema equivalente.
k^*	è la rigidità secante del sistema equivalente ad un grado di libertà.
$q^* = S_e(T^*)m^* / F^*_y$	è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.
$S_{De}(T^*)$	è il valore dello spettro di risposta elastico degli spostamenti in corrispondenza del periodo T^* .
$S_e(T^*)$	è il valore dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni in corrispondenza del periodo T^* .
m_i	è la massa di ogni impalcato della struttura.
Φ_i	è il vettore che rappresenta il primo modo di vibrare della struttura.
F^*_y	è la forza di snervamento del sistema equivalente.

Il calcolo viene eseguito separatamente nelle due direzioni principali della struttura considerando due distribuzioni di forze applicate al baricentro delle masse di ogni impalcato: una di forze proporzionali alle masse (la prima del Gruppo 2 del punto 7.3.4.1 del DM 2008) ed una di forze proporzionali all'altezza degli impalcati (la prima del Gruppo 1 del punto 7.3.4.1 del DM 2008). Nel primo caso le forze sono computate secondo le seguenti formule:

$$F_{ih} = F_H W_i / (\sum W_i);$$

$$F_H = S_d(T_i) W_{tot} \lambda.$$

Nel secondo caso le forze sono computate secondo le seguenti formule:

$$F_{ih} = F_H (W_i z_i) / (\sum W_i z_i);$$

dove:

z_i	quota dell'impalcato
$S_d(T_i)$	ordinata spettro di risposta;
λ	= 0.85 (se $N_{piani} \geq 3$ e se $T_i \leq 2 T_c$) oppure 1.00 (in tutti gli altri casi);
$W_i = (G_k + \sum_i \Psi_{Ei} Q_{ik});$	

L'analisi statica non lineare di VEMNL consente di determinare l'entità delle forze orizzontali (sismiche) che la struttura riesce a sopportare prima che si raggiunge il collasso. Sulla struttura vengono applicati in contemporanea i carichi verticali (peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, ecc) che si mantengono costanti, ed i carichi orizzontali che vengono incrementati fino al raggiungimento del suddetto collasso. Tale collasso si raggiunge sotto particolari condizioni limite, ossia quando si hanno meccanismi di piano o quando un elemento raggiunge lo spostamento ultimo.

Il risultato dell'analisi pushover viene riportata in una curva **Forze-Spostamenti** detta curva di capacità della struttura, dove in ordinata viene riportata la forza orizzontale totale applicata sulla struttura, mentre in ascissa viene riportato lo spostamento del punto di controllo (generalmente si assume il baricentro delle masse dell'ultimo impalcato).

Il calcolo della curva di capacità si deve effettuare per otto combinazioni diverse (sedici se si considerano le eccentricità accidentali):

- 1) **Sisma X positivo e distribuzione delle forze orizzontali proporzionali alle masse:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle masse degli impalcati con il verso positivo.
- 2) **Sisma X negativo e distribuzione delle forze orizzontali proporzionali alle masse:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle masse degli impalcati con il verso negativo.
- 3) **Sisma X positivo e distribuzione delle forze orizzontali secondo l'analisi statica lineare:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle quote degli impalcati con il verso positivo. Si utilizza la stessa distribuzione di forze dell'analisi statica lineare, cambia solo l'intensità in modo proporzionale nei vari incrementi.
- 4) **Sisma X negativo e distribuzione delle forze orizzontali secondo l'analisi statica lineare:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle quote degli impalcati con il verso negativo. Si utilizza la stessa distribuzione di forze dell'analisi statica lineare, cambia solo l'intensità in modo proporzionale nei vari incrementi.
- 5) **Sisma Y positivo e distribuzione delle forze orizzontali proporzionali alle masse:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle masse degli impalcati con il verso positivo.

6) **Sisma Y negativo e distribuzione delle forze orizzontali proporzionali alle masse:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle masse degli impalcati con il verso negativo.

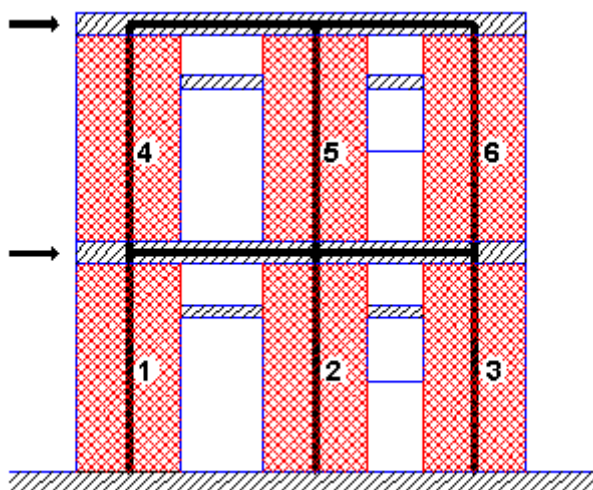
7) **Sisma Y positivo e distribuzione delle forze orizzontali secondo l'analisi statica lineare:** le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle quote degli impalcati con il verso positivo. Si utilizza la stessa distribuzione di forze dell'analisi statica lineare, cambia solo l'intensità in modo proporzionale nei vari incrementi.

8) **Sisma X negativo e distribuzione delle forze orizzontali secondo l'analisi statica lineare:** Le forze orizzontali vengono incrementati in modo proporzionali alle quote degli impalcati con il verso negativo. Si utilizza la stessa distribuzione di forze dell'analisi statica lineare, cambia solo l'intensità in modo proporzionale nei vari incrementi.

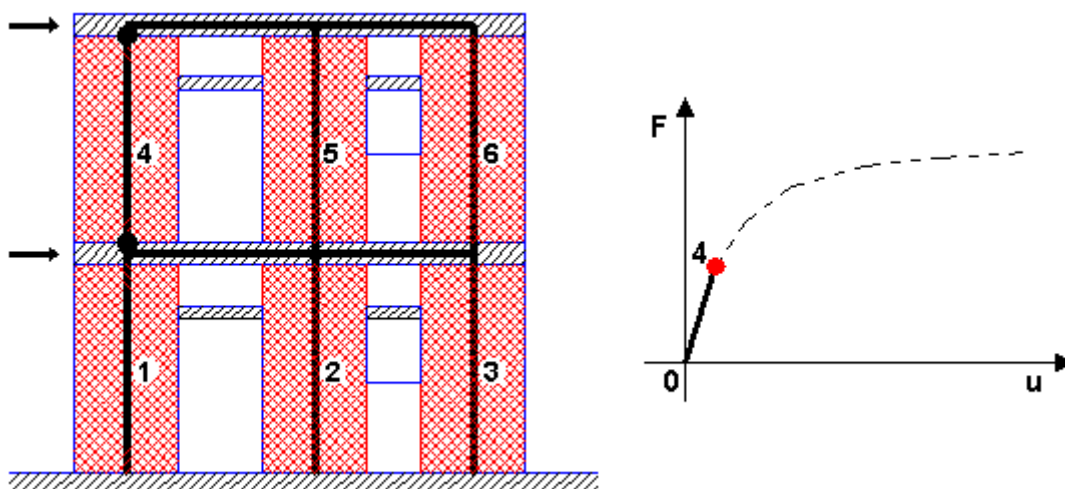
Determinate le curve di capacità, bisogna effettuare le verifiche di sicurezza dell'analisi confrontando lo **spostamento effettivo** con lo **spostamento richiesto**.

La costruzione della curva di capacità della struttura è molto importante per l'esito finale della verifica sismica secondo il metodo **'pushover'**. La curva si ottiene incrementando i carichi orizzontali fino al raggiungimento del collasso della struttura. Aumentando gradualmente la forza orizzontale, uno o più elementi che compongono la struttura raggiungeranno il limite plastico (V_u). A questo punto tali pareti non sono più in condizioni di assorbire ulteriore incremento di carico per cui agli estremi delle stesse si formano le cerniere plastiche. I successivi incrementi saranno assorbiti dagli elementi che sono ancora in fase elastica ($V < V_u$). Il calcolo si blocca quando in un piano della struttura non ci sono più elementi in grado di assorbire ulteriori incrementi di carico sismico.

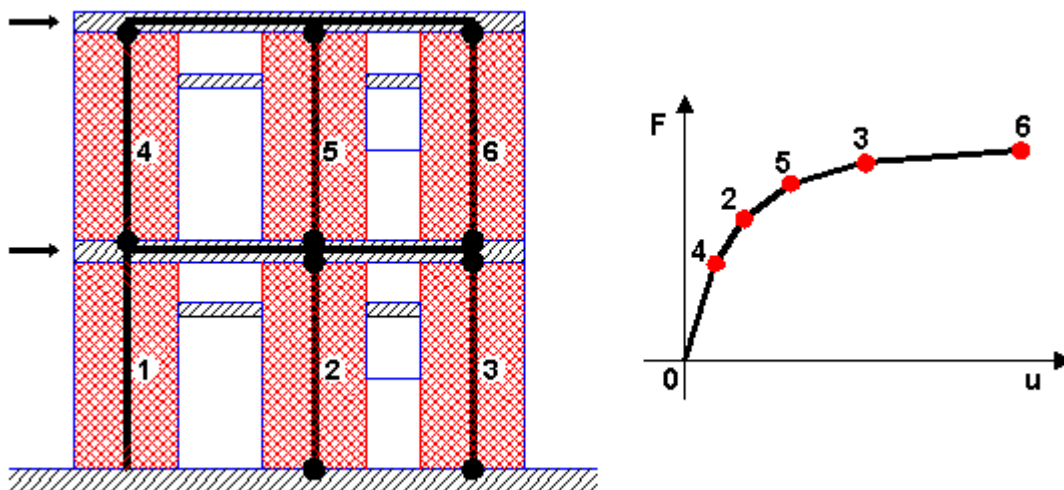
Per meglio chiarire questi concetti faremo un piccolo esempio pratico considerando la struttura della figura successiva (per semplicità consideriamo un esempio piano) costituita da 6 maschi murari. Inizialmente tutti gli elementi si trovano in fase elastica.



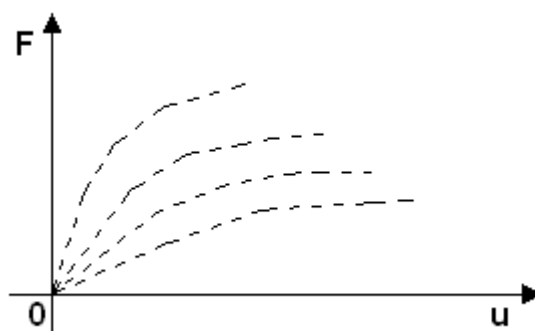
Incrementando gradualmente i carichi orizzontali, l'elemento 4 raggiunge per primo il taglio ultimo (V_u), quindi non è più in grado di assorbire ulteriori incrementi di carico per cui si plasticizza.



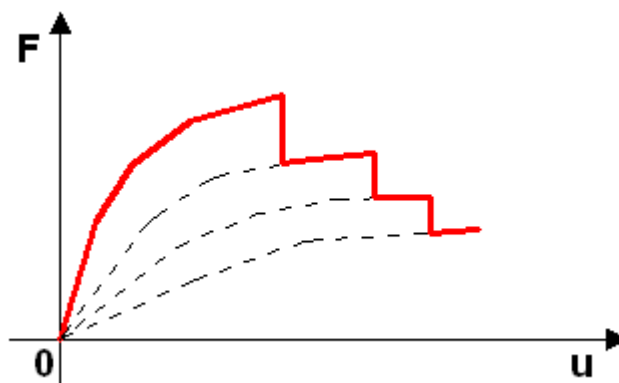
In corrispondenza dell'estremità dell'elemento plasticizzato vengono inserite le cerniere plastiche, quindi si comporta come una biella capace di assorbire solo forze assiali. Il punto corrispondente nella curva di capacità è quello rosso contraddistinto dal numero 4 (relativo al numero dell'elemento che si plasticizza). Incrementando ulteriormente i carichi orizzontali, altri elementi che sono ancora in fase elastica raggiungono gradualmente la fase plastica fino al collasso. Supponiamo che gli elementi che raggiungono la crisi sono progressivamente 2, 5, 3, 6. Al collasso dell'elemento 6 il calcolo si blocca in quanto si raggiunge il meccanismo di piano (il secondo impalcato non è più in grado di assorbire ulteriori incrementi di carico orizzontale). Nella successiva figura viene riportata la struttura al momento del collasso con la corrispondente curva di capacità. Dalla curva si deduce che la rigidezza della struttura si riduce progressivamente con la plasticizzazione degli elementi.



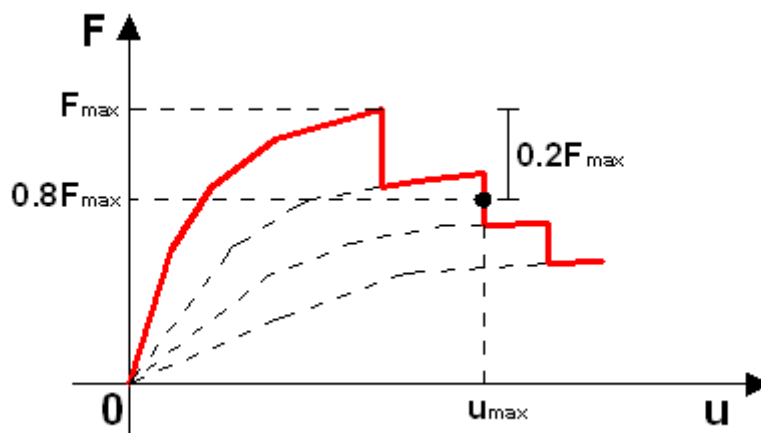
In alcuni casi la curva di capacità può presentare dei tratti decrescenti (ramo di *softening*: aumento delle deformazioni al diminuire delle forze). Tale fenomeno si può riscontrare più frequentemente quando le strutture sono costituite da materiali con rigidezze (E , G) basse (più deformabili). Quando uno o più elementi raggiungono il collasso, viene ripetuto il calcolo senza tener conto (ai fini sismici) degli elementi collassati.



In questo caso la curva di capacità della struttura è quella che le involuppa tutte.



Dalla curva di capacità della struttura si ottiene la '**capacità di spostamento**' (u_{max}), che definisce lo spostamento massimo che la struttura raggiunge ai fini della verifica. Secondo il D.M. 14/01/2008 tale spostamento si ottiene dalla curva di capacità per una riduzione della forza massima (F_{max}) non superiore al 20% (vedi figura successiva). La circolare 617/2009 fissa tale riduzione non superiore al 15%.



7.4 Verifica sismica globale

La verifica sismica globale consiste nel confrontare la '**capacità di spostamento**' (u_{max}) con lo '**spostamento richiesto**' (d_{max}) della struttura reale. La '**capacità di spostamento**' della struttura si ottiene dalla **curva di capacità** descritta nel punto precedente. Lo '**spostamento richiesto**' (d_{max}) della struttura reale si ottiene dallo spostamento richiesto del sistema bilineare equivalente (d^*_{max}) moltiplicato per il coefficiente di partecipazione in base alle prescrizioni riportate nel punto C7.3.4.1 della circolare 617/2009:

$$d^*_{max} = \Gamma \cdot d_{max}$$

Lo '**spostamento richiesto**' (d^*_{max}) del sistema bilineare equivalente si ottiene dallo spettro di risposta in termini di spostamenti (punto 3.2.3.2.3 del D.M. 14/01/2008) dato dalla seguente espressione:

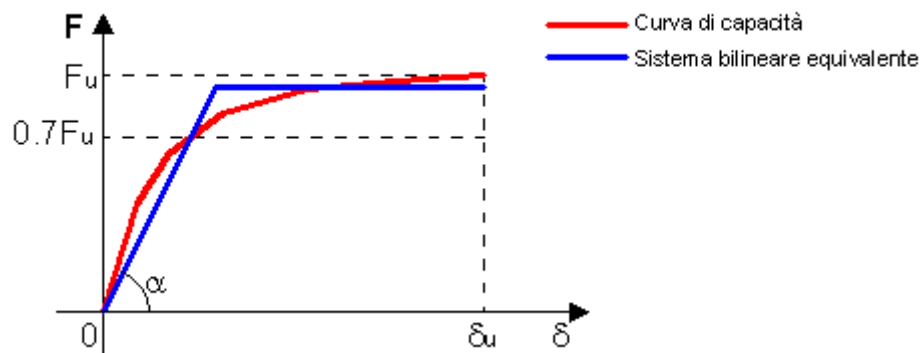
$$d^*_{max} = S_{De}(T^*) \quad \text{per } T^* \geq T_c$$

$$d^*_{max} = S_{De}(T^*) / q^* \cdot [1 + (q^* - 1) T_c / T^*] \quad \text{per } T^* < T_c$$

dove:

- Γ è il coefficiente di partecipazione modale;
- d^*_{max} è la domanda di spostamento del sistema bilineare equivalente;
- T^* è il periodo del sistema equivalente ad un grado di libertà;
- T_c è il periodo riportato nella tabella 3.1. nel punto 3.2.3.2.1 del D.M. 14/01/2008;
- m^* è la massa del sistema equivalente;
- k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente;
- q^* è il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente;
- $S_{De}(T^*)$ è il valore dello spettro di risposta elastico degli spostamenti in corrispondenza del periodo T^* ;
- $S_e(T^*)$ è il valore dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni in corrispondenza del periodo T^* ;
- m_i è la massa di ogni impalcato della struttura;
- Φ_i è il vettore che rappresenta il primo modo di vibrare della struttura;
- F^*_y è la forza di snervamento del sistema equivalente;

Per effettuare la verifica bisogna determinare le grandezze (m^* , k^* , T^*) che definiscono il sistema bilineare equivalente. Il comportamento di tale sistema è elastico perfettamente plastico individuato da due segmenti di retta che si ottengono dalla curva di capacità della struttura:



La rigidezza $k^* = \text{tg}(\alpha)$ del sistema equivalente si ottiene dalla corda che unisce l'origine con il punto corrispondente $0,7 \cdot F_u$ della curva di capacità. Il tratto orizzontale della bilatera si ottiene dall'uguaglianza delle aree delimitate dalle due curve. L'area delimitata dalla curva rossa con l'asse delle ascisse (Curva di capacità) e quella delimitata dalla curva blu (Sistema bilineare equivalente) devono essere uguali. La massa m^* si ottiene dall'espressione riportata nella pagina precedente. L'autovettore normalizzato (Φ_i) si ottiene dal primo modo di vibrare della struttura. Il periodo si ottiene da k^* e m^* (vedi espressione del periodo T^* nella pagina precedente)

La verifica si ritiene soddisfatta quando lo **spostamento richiesto** (d_{\max}) è minore della **capacità di spostamento** (U_{\max}):

$$d_{\max} \leq u_{\max}$$

7.5 Verifiche Elementi in muratura

- Pressoflessione nel piano

La verifica si ottiene facendo il confronto tra momento sollecitante M_{Sd} e momento resistente M_u . La verifica ha esito positivo quando è soddisfatta la seguente disequazione:

$$M_{Sd} \leq M_u$$

dove:

M_u è il momento resistente della parete

l è la lunghezza complessiva della parete

t è lo spessore della parete

σ_0 è la tensione normale media agente su tutta la sezione con "P" forza assiale positiva di compressione

f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Nella resistenza a pressoflessione di un setto murario entra in gioco anche lo sforzo normale sollecitante (P), per cui come si vede dalle precedenti espressioni, una parete sulla quale grava uno sforzo normale di piccola entità ha una resistenza molto ridotta a pressoflessione anche se è di notevoli dimensioni.

- Taglio

La verifica si ottiene facendo il confronto tra il taglio sollecitante T_{Sd} ed il taglio resistente T_{Rd} . La verifica ha esito positivo quando è soddisfatta la seguente disequazione:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd}$$

dove:

$T_{Rd} = l' \times t \times f_{vd}$: taglio resistente del pannello murario;

l' : lunghezza della parte compressa;

t : spessore della parete;

$f_{vk} = f_{vk0} + 0.40 \cdot \sigma_N$

$\sigma_N = P / l' \cdot t$: tensione normale media sulla parte compressa.

Il valore di f_{vk} in ogni caso non deve risultare:

1. $f_{vk} \leq 1.4 \times f_{bk}$, dove f_{bk} è la resistenza caratteristica a compressione nella direzione orizzontale;
2. $f_{vk} \leq 1.5 \text{ MPa}$.

- Pressione fuori dal piano

La verifica a pressoflessione fuori piano è diversa a secondo della normativa adottata per analizzare la struttura.

La verifica viene effettuata prendendo in considerazione le forze sismiche descritte per gli elementi non strutturali (punto 4.9 dell'Ordinanza) e applicate al baricentro del pannello. Nella computazione del momento ultimo la resistenza di calcolo è pari a

0.85 · f_d . L'entità della forza sismica è data dalla somma di due contributi, quella relativa al peso della parete e quella relativa al peso degli orizzontamenti. Quest'ultimo si considera solo nel caso in cui la parete esaminata non è efficacemente collegata a pareti che hanno la stessa direzione del sisma. La forza sismica si ottiene dalla seguente:

$$F_a = \frac{S_a \cdot \gamma_l}{q_a} (P_p + P_o)$$

dove:

P_p è il peso del muro esaminato;

P_o è il peso degli orizzontamenti;

γ_l è il fattore di importanza della costruzione;

q_a è il fattore della struttura dell'elemento

S_a è il coefficiente di amplificazione

S_{ag} è l'accelerazione di progetto al terreno;

Z è l'altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione;

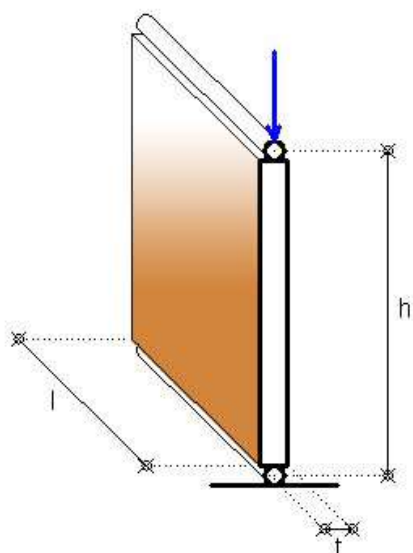
H è l'altezza della fondazione;

g è l'accelerazione di gravità;

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento;

$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata con $C_1 = 0,05$.

Per il calcolo di T_a è possibile utilizzare modelli semplificati. Il pannello può essere considerato come un elemento prismatico o elemento lastra incernierata in testa e al piede o come lastra incernierata su tutto il contorno. Nel caso di **elemento prismatico incernierato** abbiamo:



Il primo periodo di vibrazione può essere calcolato come:

$$T_a = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{\frac{\pi^4 \cdot E \cdot I}{h^4 \cdot A \cdot \gamma} \cdot g \cdot \left(1 - \frac{P}{P_{cr}}\right)}}$$

dove:

P è lo sforzo normale verticale sul pannello;

P_{cr} è il carico crito sul pannello;

I è il momento d'inerzia baricentrico della sezione del pannello;

E è il modulo elastico del materiale;

h è l'altezza del pannello;

A è l'area della sezione orizzontale;

γ è il peso specifico del materiale.

Nel caso di elemento a lastra incernierata in testa e al piede abbiamo che il primo periodo di vibrazione può essere calcolato come:

$$T_a = \frac{2 \cdot \pi \cdot h^2}{\sqrt{\frac{B \cdot g}{\gamma \cdot t}}}$$

Per elementi a lastra incernierati sul contorno il primo periodo di vibrazione è:

$$T_a = \frac{2 \cdot \pi \cdot h^2 \cdot l^2}{(h^2 + l^2) \sqrt{\frac{B \cdot g}{\gamma \cdot t}}}$$

Nel caso in cui $l \gg h$ si ricade nel caso precedente.

7.6 Stato limite di danno e operatività

Si verifica imponendo che lo spostamento strutturale di interpiano sia limitato in modo da non provocare danni che rendano temporaneamente inagibile l'edificio; tale spostamento per un edificio con struttura portante in muratura ordinaria deve essere:

$$dr < 0,003 h$$

Per costruzioni civili e industriali questa condizione si ritiene soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi statica non lineare relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 del limite in precedenza indicato.

7.7 Stato limite ultimo

Nella verifica allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, qualora si esegua l'analisi non lineare, lo spostamento ultimo per azioni nel piano di ciascun pannello sarà assunto pari a 0,4 % dell'altezza del pannello, nel caso di rottura per taglio, e pari a 0,6 %, nel caso di rottura per pressoflessione. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido del pannello, e si incrementano di un'aliquota fino al 100% nel caso di rottura per pressoflessione di pannelli che esibiscono un comportamento a mensola.

7.8 Indicatori di Rischio per i vari stati limite

Viene definito indicatore di rischio il rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione per i vari stati limite:

$$\text{Stato Limite di Salvaguardia Vita} \rightarrow \text{PGA}_{LV} / \text{PGA}_{10\%}$$

$$\text{Stato Limite di Danno} \rightarrow \text{PGA}_{LD} / \text{PGA}_{63\%}$$

$$\text{Stato Limite di Operatività} \rightarrow \text{PGA}_{LO} / \text{PGA}_{81\%}$$

Viene definito indicatore di rischio il rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione del tempo di ritorno per i vari stati limite:

$$\text{Stato Limite di Salvaguardia Vita} \rightarrow (\text{TR}_{CLV} / \text{TR}_{DLV})^a$$

$$\text{Stato Limite di Danno} \rightarrow (\text{TR}_{CLD} / \text{TR}_{DLD})^a$$

$$\text{Stato Limite di Operatività} \rightarrow (\text{TR}_{CLO} / \text{TR}_{DLO})^a$$

Valori prossimi o superiori all'unità dell'indicatore di rischio, inteso come rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione per i vari stati limite, caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme vigenti; valori bassi o prossimi a zero significherebbero casi ad elevato rischio di collasso o cedimenti parziali della struttura.

7.9 Indice di Rischio

La valutazione della sicurezza viene condotta con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV). Essa deve essere finalizzata alla determinazione dell'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di carico di progetto, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC 2008, definiti dai coefficienti parziali sulle azioni e sui materiali. Da un punto di vista operativo la valutazione della sicurezza può essere espressa attraverso la determinazione dell'Indice di Rischio come:

- Determinazione della domanda espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica di riferimento:

$$T_{RD} = -VR / \ln(1 - 0,1) = -VR \cdot 9,49$$

- Determinazione della capacità sismica dell'edificio, espressa in termini di periodo di ritorno T_{RC} dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite considerato;

Definizione dell'indice di Rischio come rapporto capacità/domanda $R_{RD} = (T_{RC} / T_{RD})^a$ con $(a = 0,41)$

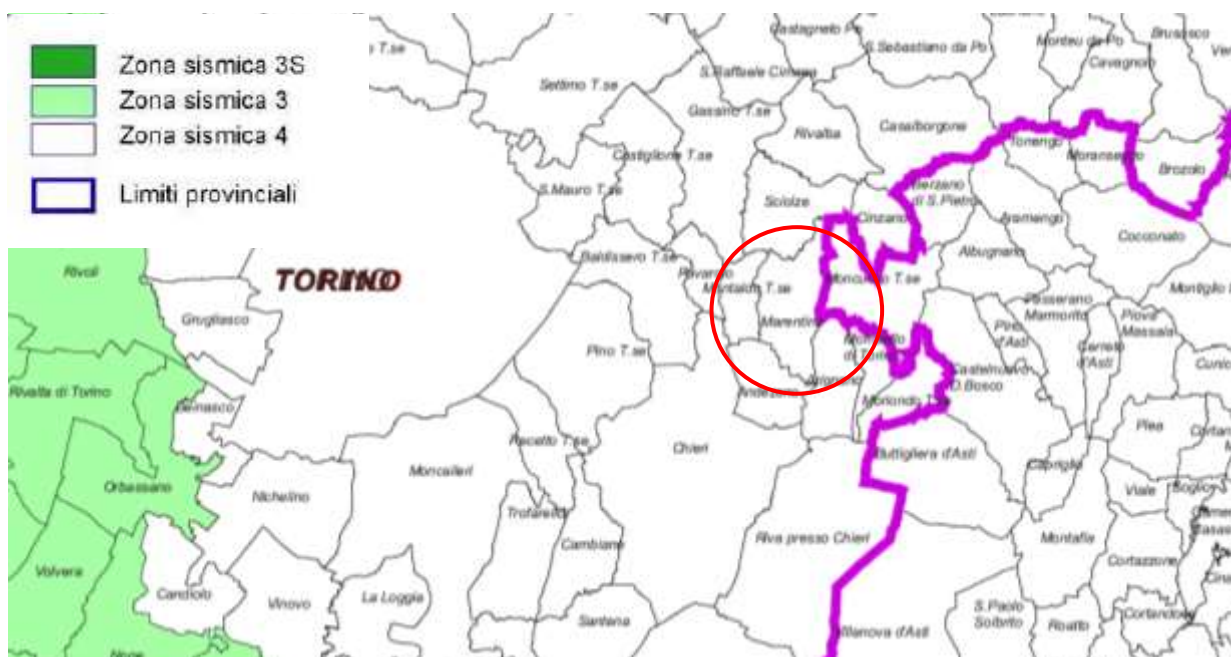
7.10 Caratterizzazione del terreno

Dalla relazione (allegata alla presente analisi di vulnerabilità sismica) redatta dal Geologo dott. Riccardo Frenica, si desume che la categoria di sottosuolo "E" corrispondente a terreni dei sottosuoli di tipo C o D per uno spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento ($V_{s30} > 800$ m/s). Poiché, oltre alla tipologia di sottosuolo, anche la topografia di un'area influenza notevolmente la risposta sismica locale, occorre individuare la categoria topografica nel caso in esame: trattandosi di un'area collinare la categoria di amplificazione topografica può essere assunta come "T3".

7.11 Pericolosità sismica

La pericolosità sismica di base viene calcolata secondo le NTC 08 in funzione delle coordinate geografiche dell'area oggetto di verifica. L'intera struttura oggetto di verifica è stata considerata ricadente in classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi) ai sensi del D.G.R. n. 4-3084 del 12/12/2011 e D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014. Definizioni più dettagliate sono contenute nel Decreto del Capo Dipartimento della Protezione Civile n° 3685 del 21 Ottobre 2003.

Il comune di Marentino ricade in Zona 4 secondo la nuova classificazione sismica regionale ai sensi della D.G.R. n.11-13058 del 19.01.2010 entrata in vigore con approvazione della D.G.R. n.4-3084 del 12-12-2011 e D.G.R. n. 65-7656 del 21/05/2014.



- Coordinate del sito (ED 50):.....Long. = 7,875000° - Latit. = 45,057798°
- Coordinate del sito (WGS 84):.....Long. = 7,873919° - Latit. = 45,056841°
- classificazione sismica:4
- vita nominale V_n =≥ 100 anni
- tipo di costruzione.....2
- classe d'uso:.....III
- coefficiente d'uso C_u =1,5
- periodo di riferimento $V_R = V_n \times C_u$ =≥ 150 anni
- categoria del suolo:.....E
- categoria topografica:.....T3
- fattore topografico S_T :.....1,2
- fattore stratigrafico S_s :.....1,6

Parametri di pericolosità sismica:

I valori dei parametri p (a_g , F_0 , T_c^*) di interesse per la definizione dell'azione sismica di progetto sono stati calcolati come media pesata dei valori assunti da tali parametri nei quattro vertici della maglia elementare del *reticolo di riferimento* contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici, attraverso la seguente espressione:

$$p = \frac{\sum_{(i=1..4)} [p_i / d_i]}{\sum_{(i=1..4)} [1 / d_i]}$$

nella quale:

- p : valore del parametro di interesse nel punto in esame;
- p_i : valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;
- d_i : è la distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

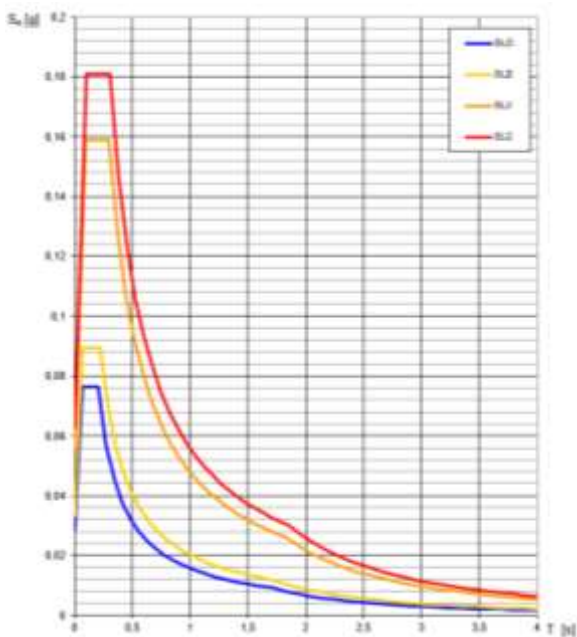
I nodi del reticolo intorno al sito, oggetto dell'intervento, vengono riportati in seguito e coincidono con quelli riportati nel software NTC vers. 1.0.3 disponibile sul sito web del Consiglio dei lavori Superiore dei Lavori Pubblici.

	ID	Latitudine [°]	Longitudine [°]	Distanza [m]
Nodo 1	13795	45,0515	7,8302	3.586,649
Nodo 2	13796	45,0548	7,9008	2.050,238
Nodo 3	13574	45,1047	7,8961	5.469,891
Nodo 4	13573	45,1014	7,8255	6.210,573

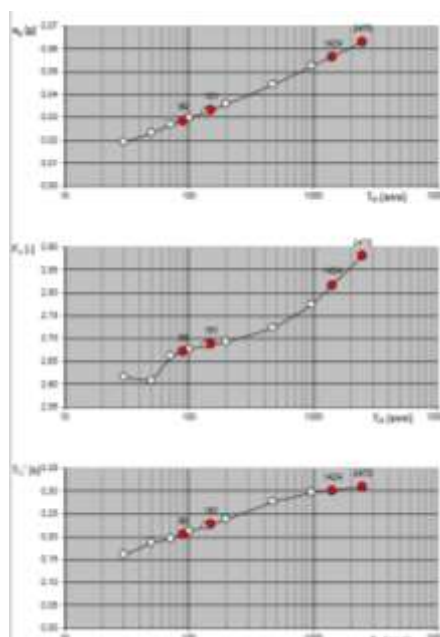
	Parametri dello spettro di risposta orizzontale		
	SLV	SLD	SLO
Tempo di ritorno	1424	151	90
Accelerazione sismica	0.056	0.033	0.029
Coefficiente Fo	2.815	2.686	2.668
Periodo T _c *	0.301	0.227	0.205
Coefficiente S _s	1.60	1.60	1.60
Coefficiente di amplificazione topografica St	1.20	1.20	1.20
Prodotto S _s · St	1.92	1.92	1.92
Periodo T _B	0.19	0.16	0.15
Periodo T _C	0.56	0.47	0.44
Periodo T _D	1.82	1.73	1.72

In base ai parametri sopra riportati risulta un periodo di riferimento dell'azione sismica Vr:

$$V_r = V_n \cdot C_u = 100 \times 1,5 = 150 \text{ anni}$$



Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_c* in funzione del periodo di ritorno

7.12 Analisi dei carichi

Carico per ambienti suscettibili di affollamento (accidentale)

- Cat. C1 Scuole

300 kg/m²

Manto di copertura di tegole alla piemontese in laterizio

70 kg/m²

Carico neve (in proiezione orizzontale):

Regione:	Piemonte
Comune	Marentino
Periodo di ritorno [anni]	500
Altezza S.L.M. [m]	383
Inclinazione falda [°]	28°
CE	1
CT	1

Zona 1- Alpina	
μ_1	0,80
NEVE AL SUOLO q_{sk} =	177 Kg/mq
CARICO NEVE q_s =	142 Kg/mq

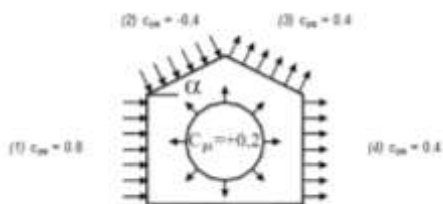
Sarà adottato per il carico della neve il valore di 150 kg/m².

Carico vento:

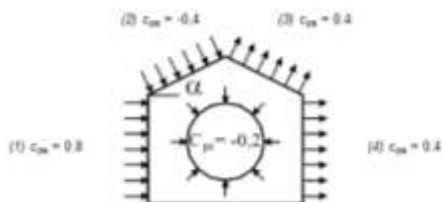
Regione:	Piemonte
Comune	Marentino
Periodo di ritorno [anni]	500
Altezza S.L.M. [m]	383
Distanza dalla costa	Terra oltre 30 km ed h<500m
Classe di rugosità	B
Altezza della struttura	11,50 m
Ct	1
Cd	1

Zona 1	
Categoria di esposizione IV	
k_r	0,22
z_0 [m] =	0,3
z_{min} [m] =	8
$V_{b,0}$ [m/s] =	25
a_0 [m] =	1000
k_a [1/s]	0,010
αR =	1,00073
C_e (z<z _{min})=	1,634
C_e (z=9.50)=	1,748
C_e (z=11) =	1,816
q_b [N/m ²]	391,20
C_{pe}	+0,8 / -0,4
C_{pi}	-0,2 / +0,2

(1)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.500
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.60	-0.330
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.550
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.60	0.500

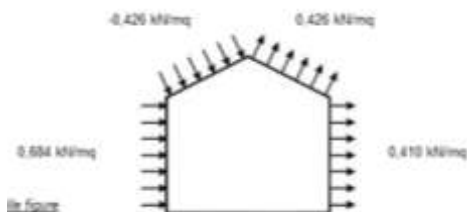


(1)	c_p	p [kN/mq]
	1.00	0.833
(2)	c_p	p [kN/mq]
	-0.20	0.037
(3)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.183
(4)	c_p	p [kN/mq]
	0.20	0.167



Combinazione più sfavorevole

	p [kN/mq]
(1)	0.684
(2)	-0.426
(3)	0.426
(4)	0.410



Il segno positivo e negativo dei valori delle pressioni nella tabella stanno a indicare se il verso è concorde o no con le direzioni del vento assunte negli schemi a lato riportati.

8 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA (EDIFICIO CON STRUTTURA PORTANTE IN MURATURA)

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se una struttura esistente è in grado o meno di resistere alle combinazioni delle azioni di progetto contenute nelle NTC, oppure determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

Il paragrafo 8.3 delle NTC riferisce esplicitamente che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU. Le verifiche agli SLU potranno essere eseguiti rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

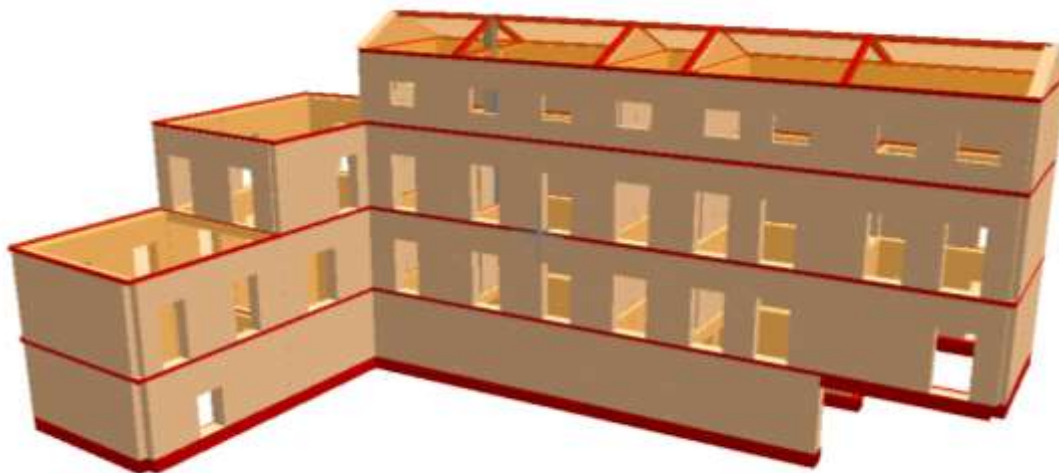
Per la verifica degli spostamenti di interpiano, ottenuti dall'azione sismica relativa allo SLO, si dovrà controllare che essi siano inferiori ai 2/3 del limite di 0,003 h (con h l'altezza del piano). Tale verifica è restrittiva per costruzioni ricadenti in Classe d'uso III - IV.

8.1 Verifica della struttura in zona sismica

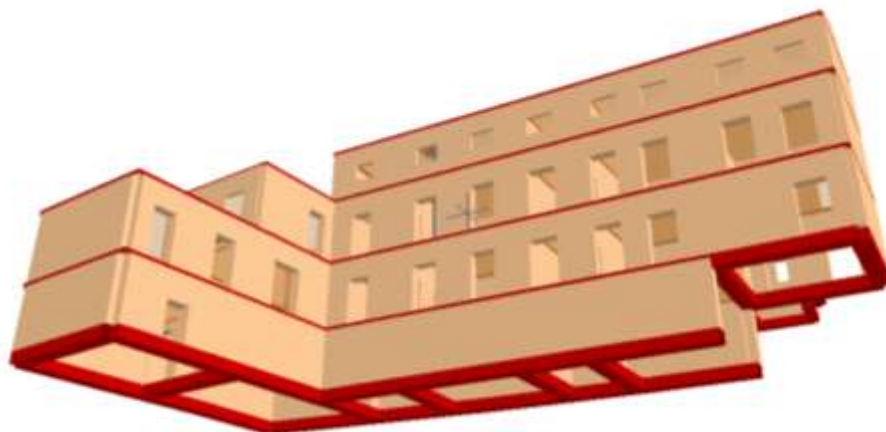
La modellazione numerica della struttura è stata condotta mediante il software agli elementi finiti Fata-E. Gli elementi monodimensionali (travi di fondazione) della struttura sono stati discretizzati tramite elementi beam a 2 nodi mentre per tutte le strutture portanti in muratura di mattoni sono stati utilizzati elementi plate a 4 nodi. Per le murature è stato fondamentale inserire tutte le aperture presenti, quali porte e finestre, al fine di rappresentare al meglio il comportamento reale della struttura e calcolare la rigidezza di tutte le pareti portanti. Per l'analisi sismica dell'edificio è stata utilizzata un'analisi statica non lineare, descritta nei paragrafi precedenti.

Il § 7.2.6 delle norme tecniche specifica che gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano a condizione che siano realizzati in latero - cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore e purchè le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza. Le tipologie dei solai presenti non possono essere considerati infinitamente rigidi nel piano.

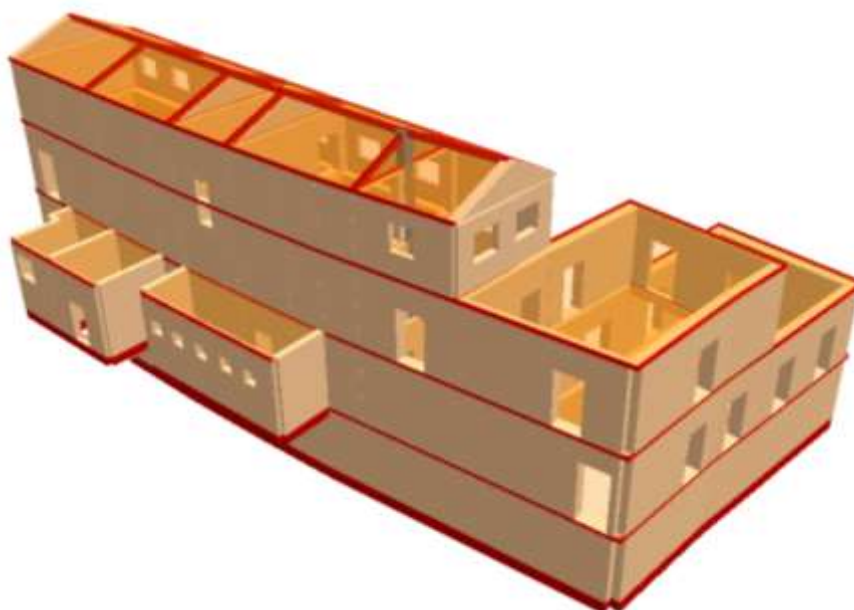
Il modello della struttura rappresenta in modo adeguato le effettive distribuzioni spaziali di massa e resistenza di tutti gli elementi strutturali. Si riportano in seguito i modelli tridimensionali dell'intera struttura.



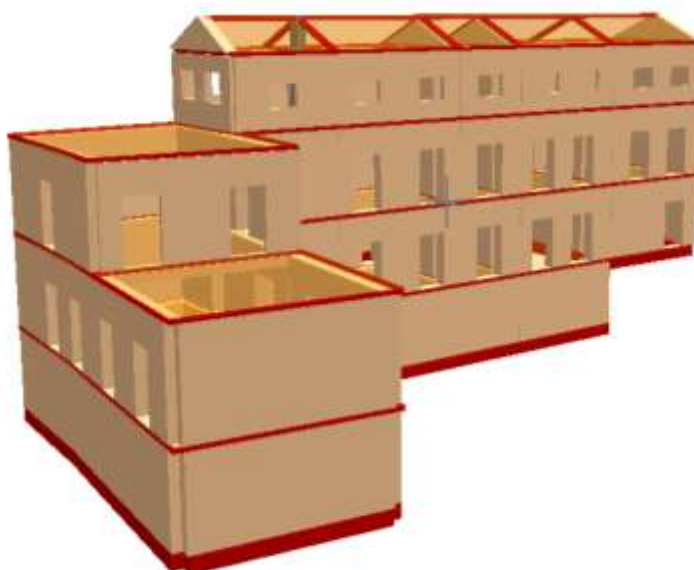
Vista tridimensionale del modello da nord-est



Vista tridimensionale del modello da nord-est

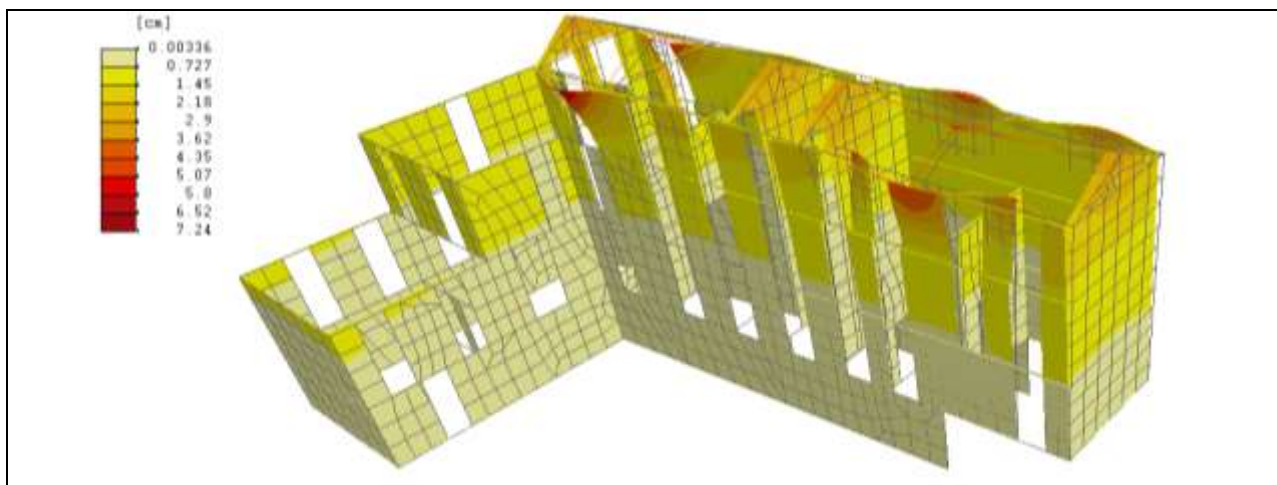


Vista tridimensionale del modello da sud-ovest

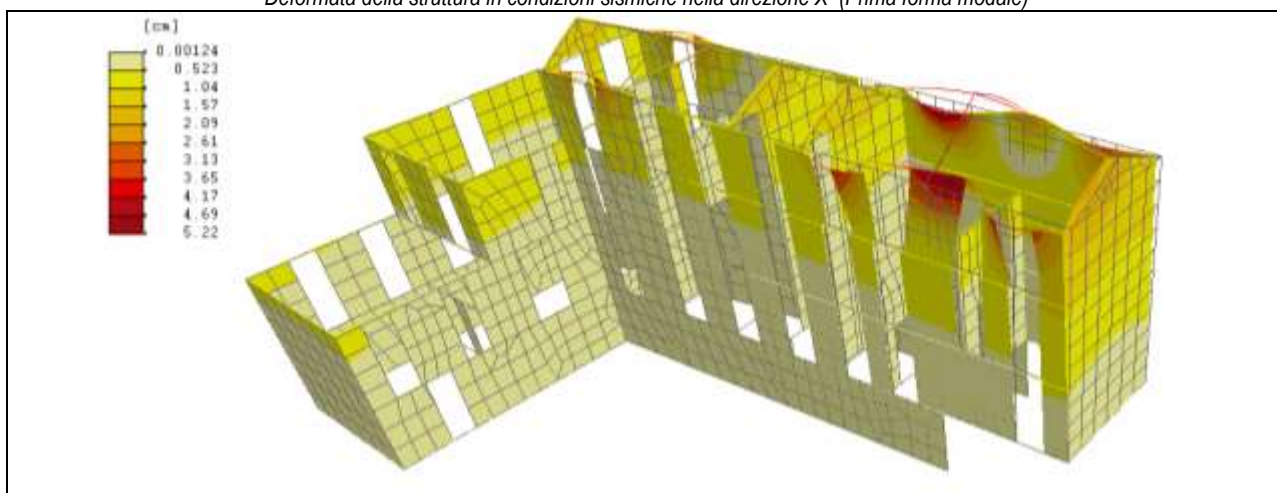


Vista tridimensionale del modello da sud-est

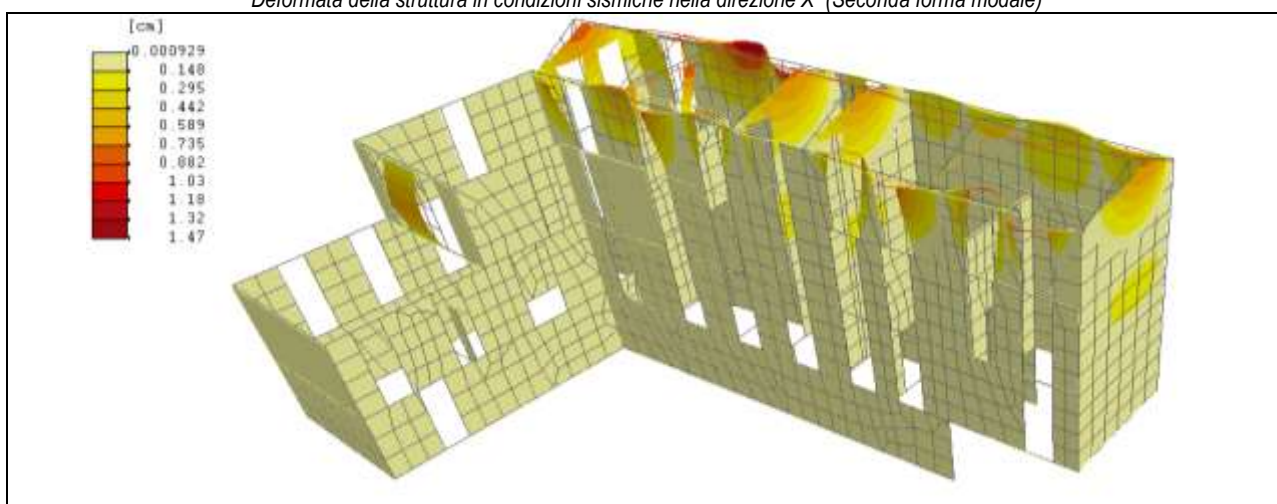
8.2 Modi di vibrare con analisi dinamica lineare



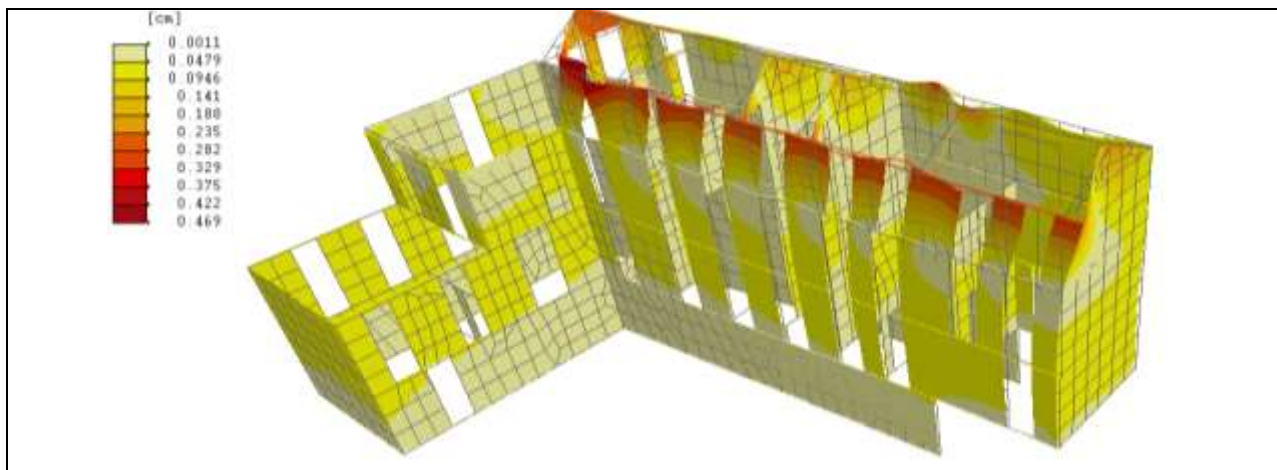
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Prima forma modale)



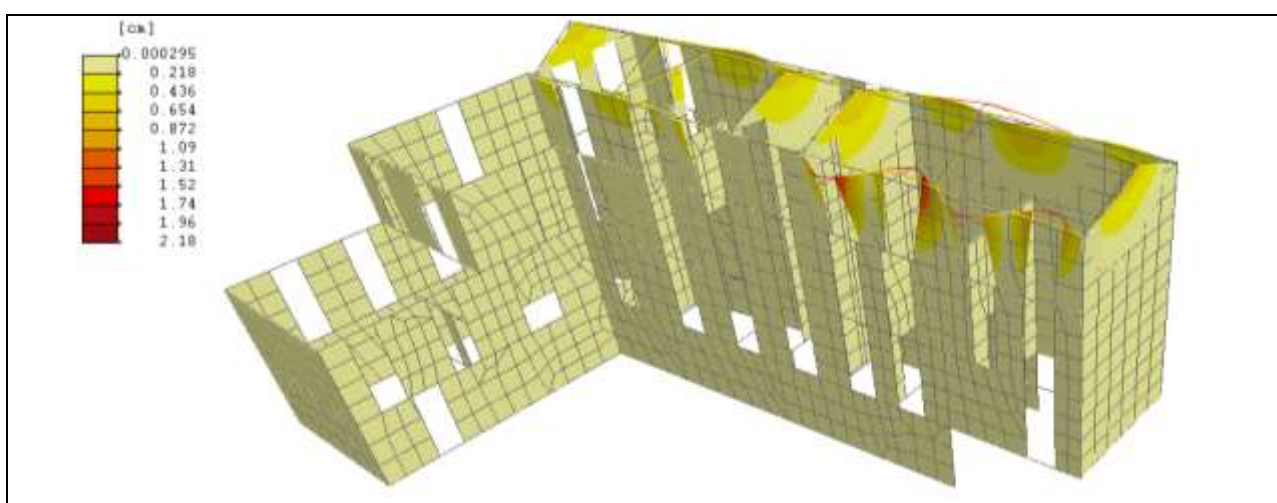
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Seconda forma modale)



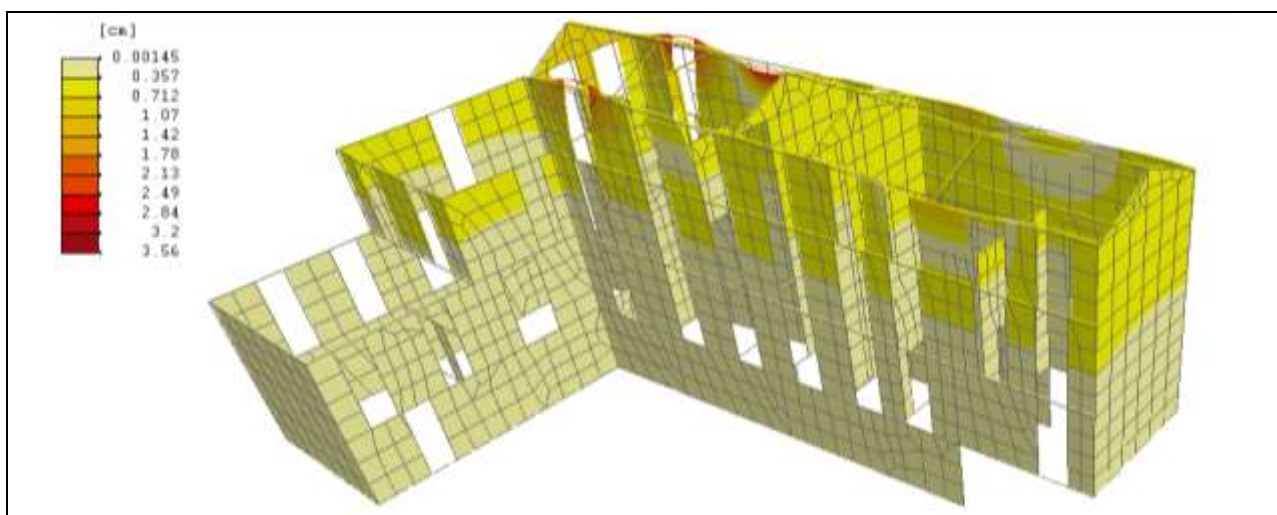
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Terza forma modale)



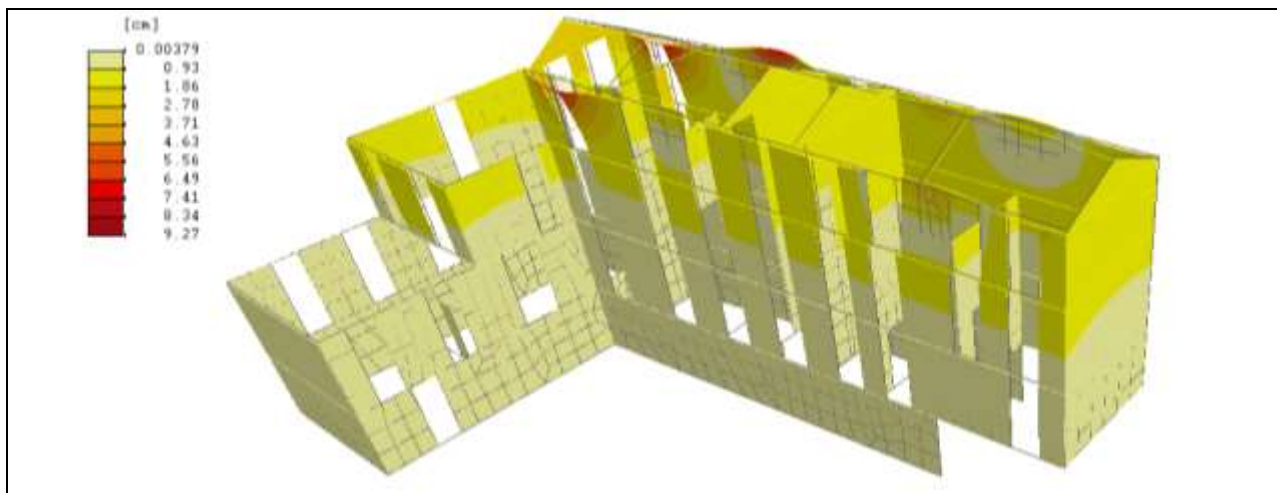
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Quarta forma modale)



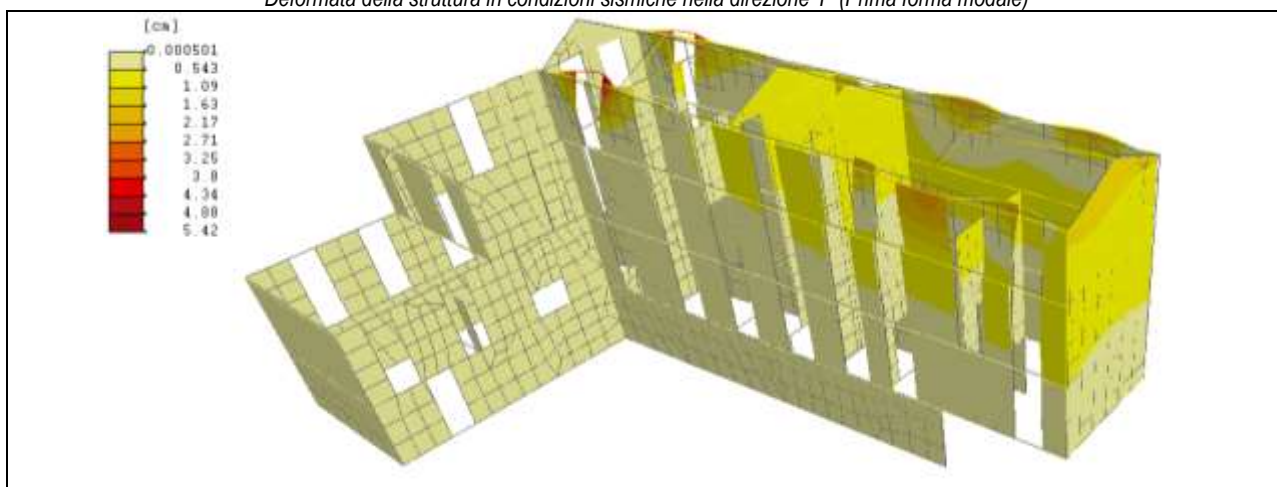
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Quinta forma modale)



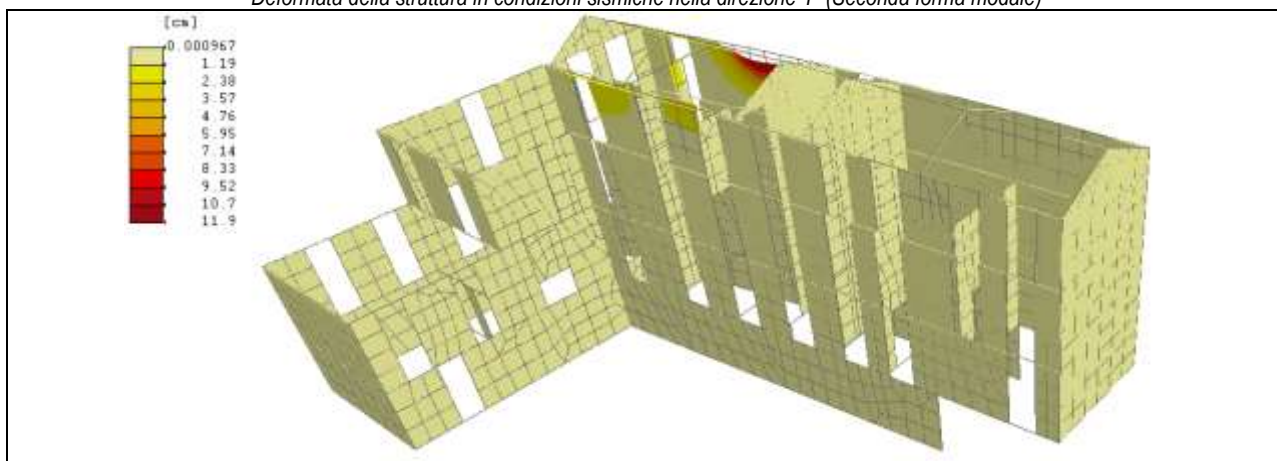
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione X (Quinta forma modale)



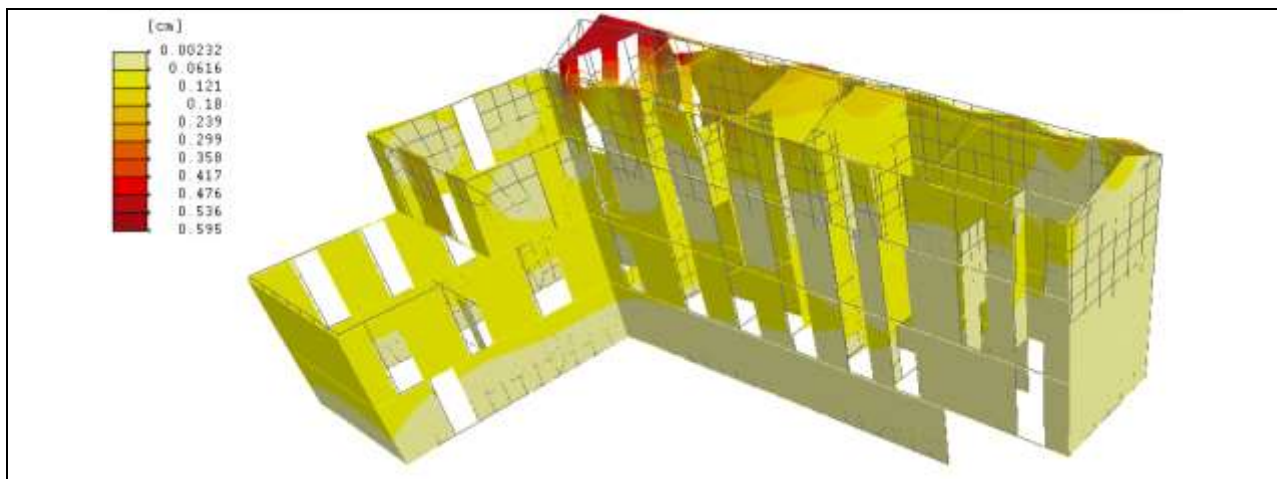
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Prima forma modale)



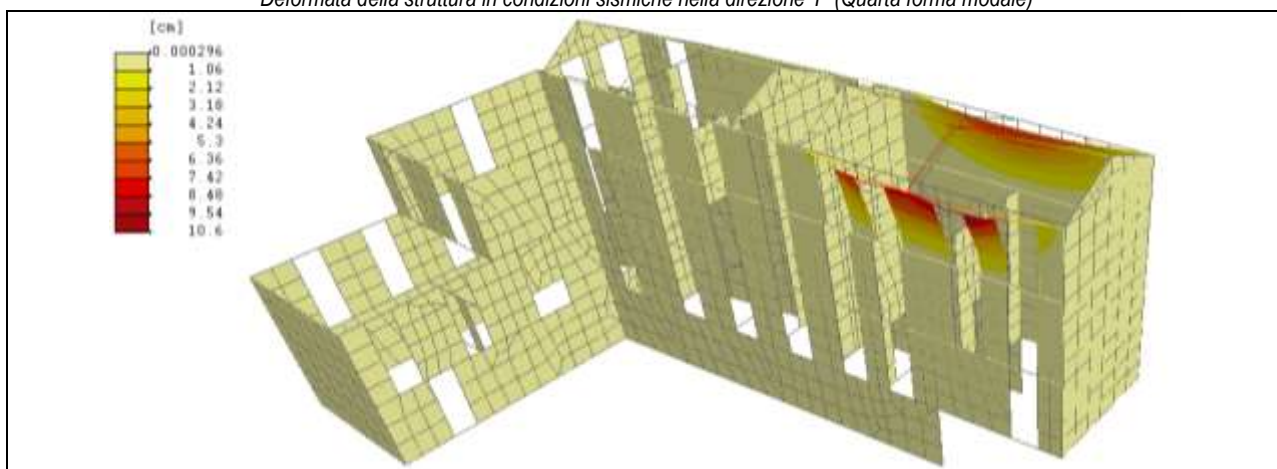
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Seconda forma modale)



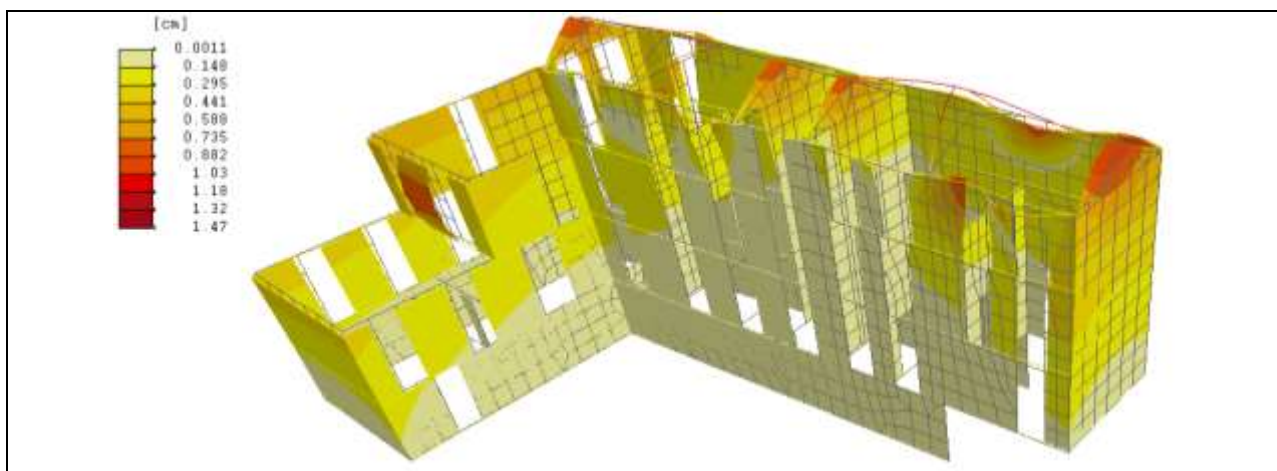
Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Terza forma modale)



Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Quarta forma modale)



Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Quinta forma modale)



Deformata della struttura in condizioni sismiche nella direzione Y (Quinta forma modale)

8.3 Periodi fondamentali e % masse partecipanti

Per ciascuna condizione sismica sono stati calcolati i periodi fondamentali della struttura e la percentuale delle masse partecipanti.

T* : periodo fondamentale.
 m : massa della struttura.
 m* : massa partecipante.
 % m*/m : percentuale massa partecipante.

Cond_X_1(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
 Cond_X_1(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(+): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(-): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
 Cond_X_2(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
 Cond_X_2(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
 Cond_X_2(-); Ecc(+): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)
 Cond_X_2(-); Ecc(-): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)
 Cond_Y_1(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
 Cond_Y_1(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
 Cond_Y_1(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
 Cond_Y_1(-); Ecc(-): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(-): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)

Cond.	T* [sec]	m [daNm]	m* [daNm]	% m1
Cond_X_1(+); Ecc(+)	0.4974	1327.8	750.0	61.15
Cond_X_1(+); Ecc(-)	0.4987	1327.8	750.3	61.15
Cond_X_1(-); Ecc(+)	0.5044	1327.8	750.3	61.15
Cond_X_1(-); Ecc(-)	0.5057	1327.8	750.6	61.15
Cond_X_2(+); Ecc(+)	0.5616	1327.8	750.0	61.15
Cond_X_2(+); Ecc(-)	0.5623	1327.8	750.3	61.15
Cond_X_2(-); Ecc(+)	0.5661	1327.8	750.3	61.15
Cond_X_2(-); Ecc(-)	0.5668	1327.8	750.6	61.15
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	0.6014	1327.8	694.8	52.43
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	0.6050	1327.8	663.5	52.43
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	0.5855	1327.8	694.8	52.43
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	0.5871	1327.8	663.5	52.43
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	0.6817	1327.8	694.8	52.43
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	0.6841	1327.8	663.5	52.43
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	0.6567	1327.8	694.8	52.43
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	0.6576	1327.8	663.5	52.43

8.4 Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLV

F_{max} : valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura);
 U_{max,C} : spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo;
 Γ : coefficiente di partecipazione;
 F*_{max} : F_{max} / Γ;
 U*_{max} : U_{max} / Γ;
 q* : fattore di struttura (q* = m* S_e(T*) / F*y);
 U_{max} : capacità di spostamento della struttura;
 d_{max} : spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;
 S : coefficiente di sicurezza;
 Esito : V : Verificato
 : NV : Non Verificato;

Cond_X_1(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_1(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(+): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(-): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_X_2(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)

Cond_X_2(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_2(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_2(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)

	F _{max} [daN]	U _{max,C} [cm]	Γ	F* _{max} [daN]	u* _{max} [cm]	q*	U _{max} [cm]	d _{max} [cm]	S	Esito
Cond_X_1(+); Ecc(+)	89905	0.8348	1.4606	61553	0.5716	3.8993	0.8348	2.9708	0.28	NV
Cond_X_1(+); Ecc(-)	88975	0.8298	1.4590	60982	0.5687	3.9355	0.8298	2.9781	0.28	NV
Cond_X_1(-); Ecc(+)	84322	0.8247	1.4605	57734	0.5646	4.2045	0.8247	3.0283	0.27	NV
Cond_X_1(-); Ecc(-)	82927	0.8131	1.4589	56840	0.5573	4.2721	0.8131	3.0355	0.27	NV
Cond_X_2(+); Ecc(+)	81066	0.9450	1.4606	55502	0.6470	3.7947	0.9450	3.4535	0.27	NV
Cond_X_2(+); Ecc(-)	80135	0.9366	1.4590	54924	0.6420	3.8266	0.9366	3.4541	0.27	NV
Cond_X_2(-); Ecc(+)	78274	0.9385	1.4605	53593	0.6426	3.9718	0.9385	3.4810	0.27	NV
Cond_X_2(-); Ecc(-)	77344	0.9281	1.4589	53013	0.6362	4.0154	0.9281	3.4817	0.27	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	39079	0.6526	1.5402	25372	0.4237	7.1926	0.6526	3.8999	0.17	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	35357	0.6243	1.5752	22446	0.3963	7.6790	0.6243	4.0122	0.16	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	38614	0.6584	1.5402	25070	0.4275	7.8322	0.6584	3.7969	0.17	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	35357	0.6385	1.5752	22446	0.4054	8.3244	0.6385	3.8938	0.16	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	34427	0.7110	1.5402	22352	0.4616	7.0992	0.7110	4.4208	0.16	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	31170	0.6791	1.5752	19788	0.4311	7.6133	0.6791	4.5365	0.15	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	34427	0.7183	1.5402	22352	0.4663	7.7969	0.7183	4.2581	0.17	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	31170	0.6853	1.5752	19788	0.4351	8.3861	0.6853	4.3610	0.16	NV

8.5 Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLD

F _{max}	: valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura)
U _{max,C}	: spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo
Γ	: coefficiente di partecipazione
F* _{max}	: F _{max} / Γ;
u* _{max}	: U _{max} / Γ;
U _{max}	: capacità di spostamento della struttura;
d _{max}	: spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;
S	: coefficiente di sicurezza
Esito	: V : Verificato
	: NV : Non Verificato

Cond_X_1(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_1(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_1(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_1(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_2(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_2(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_2(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_2(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)

Cond_Y_1(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_1(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_1(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_1(-); Ecc(-): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(-): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)

	F _{max} [daN]	u _{max,C} [cm]	Γ	F* _{max} [daN]	u* _{max} [cm]	u _{max} [cm]	d _{max} [cm]	S	Esito
Cond_X_1(+); Ecc(+)	89905	0.8348	1.4606	61553	0.5716	0.4347	1.0003	0.43	NV
Cond_X_1(+); Ecc(-)	88975	0.8298	1.4590	60982	0.5687	0.4286	1.0016	0.43	NV
Cond_X_1(-); Ecc(+)	84322	0.8247	1.4605	57734	0.5646	0.4275	1.0147	0.42	NV
Cond_X_1(-); Ecc(-)	82927	0.8131	1.4589	56840	0.5573	0.4261	1.0162	0.42	NV
Cond_X_2(+); Ecc(+)	81066	0.9450	1.4606	55502	0.6470	0.4892	1.0911	0.45	NV
Cond_X_2(+); Ecc(-)	80135	0.9366	1.4590	54924	0.6420	0.4854	1.0913	0.44	NV
Cond_X_2(-); Ecc(+)	78274	0.9385	1.4605	53593	0.6426	0.4875	1.0998	0.44	NV
Cond_X_2(-); Ecc(-)	77344	0.9281	1.4589	53013	0.6362	0.4836	1.1000	0.44	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	39079	0.6526	1.5402	25372	0.4237	0.3501	1.2322	0.28	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	35357	0.6243	1.5752	22446	0.3963	0.3387	1.2677	0.27	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	38614	0.6584	1.5402	25070	0.4275	0.3674	1.1996	0.31	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	35357	0.6385	1.5752	22446	0.4054	0.3446	1.2302	0.28	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	34427	0.7110	1.5402	22352	0.4616	0.3791	1.3967	0.27	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	31170	0.6791	1.5752	19788	0.4311	0.3680	1.4333	0.26	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	34427	0.7183	1.5402	22352	0.4663	0.4011	1.3453	0.30	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	31170	0.6853	1.5752	19788	0.4351	0.3810	1.3779	0.28	NV

8.6 Verifiche di calcolo globale della struttura agli SLO

F_{max}: valore massimo della forza orizzontale applicata sulla struttura (Taglio alla base della struttura)
 u_{max,C}: spostamento massimo raggiunto dal punto di controllo
 Γ: coefficiente di partecipazione
 F*_{max}: F_{max} / Γ;
 u*_{max}: u_{max} / Γ;
 u_{max}: capacità di spostamento della struttura;
 d_{max}: spostamento richiesto del punto di controllo della struttura;
 S: coefficiente di sicurezza
 Esito: V: Verificato
 : NV: Non Verificato

Cond_X_1(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_1(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(+): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_1(-); Ecc(-): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_X_2(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_2(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_X_2(-); Ecc(+): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
 Cond_X_2(-); Ecc(-): Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
 Cond_Y_1(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_1(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_1(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)

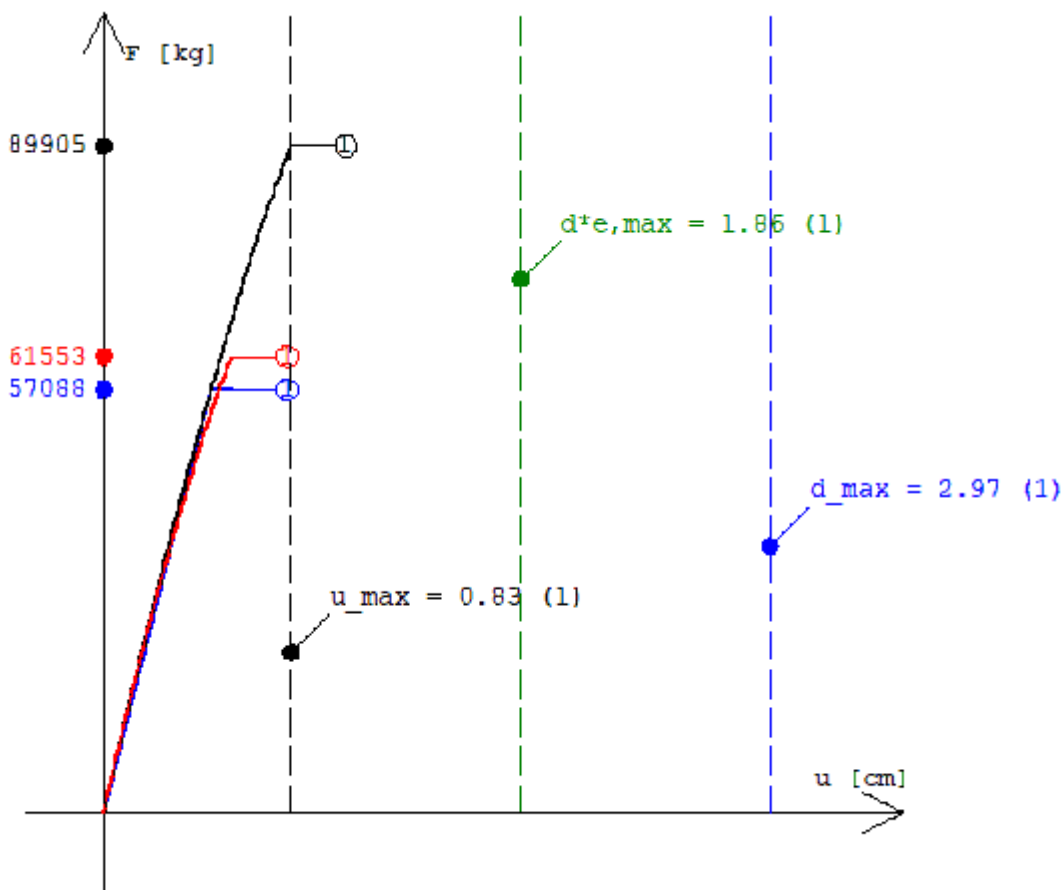
Cond_Y_1(-); Ecc(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(+) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(+); Ecc(-) : Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(+) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
 Cond_Y_2(-); Ecc(-) : Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)

	F _{max} [daN]	u _{max,c} [cm]	Γ	F* _{max} [daN]	u* _{max} [cm]	u _{max} [cm]	d _{max} [cm]	S	Esito
Cond_X_1(+); Ecc(+)	89905	0.8348	1.4606	61553	0.5716	0.2929	0.8057	0.36	NV
Cond_X_1(+); Ecc(-)	88975	0.8298	1.4590	60982	0.5687	0.2903	0.8072	0.36	NV
Cond_X_1(-); Ecc(+)	84322	0.8247	1.4605	57734	0.5646	0.2927	0.8201	0.36	NV
Cond_X_1(-); Ecc(-)	82927	0.8131	1.4589	56840	0.5573	0.2860	0.8218	0.35	NV
Cond_X_2(+); Ecc(+)	81066	0.9450	1.4606	55502	0.6470	0.3306	0.8959	0.37	NV
Cond_X_2(+); Ecc(-)	80135	0.9366	1.4590	54924	0.6420	0.3266	0.8961	0.36	NV
Cond_X_2(-); Ecc(+)	78274	0.9385	1.4605	53593	0.6426	0.3307	0.9031	0.37	NV
Cond_X_2(-); Ecc(-)	77344	0.9281	1.4589	53013	0.6362	0.3264	0.9033	0.36	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	39079	0.6526	1.5402	25372	0.4237	0.2523	1.0118	0.25	NV
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	35357	0.6243	1.5752	22446	0.3963	0.2331	1.0409	0.22	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	38614	0.6584	1.5402	25070	0.4275	0.2536	0.9850	0.26	NV
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	35357	0.6385	1.5752	22446	0.4054	0.2424	1.0102	0.24	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	34427	0.7110	1.5402	22352	0.4616	0.2784	1.1469	0.24	NV
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	31170	0.6791	1.5752	19788	0.4311	0.2592	1.1769	0.22	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	34427	0.7183	1.5402	22352	0.4663	0.2838	1.1047	0.26	NV
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	31170	0.6853	1.5752	19788	0.4351	0.2679	1.1314	0.24	NV

8.7 Grafici Analisi Non Lineare

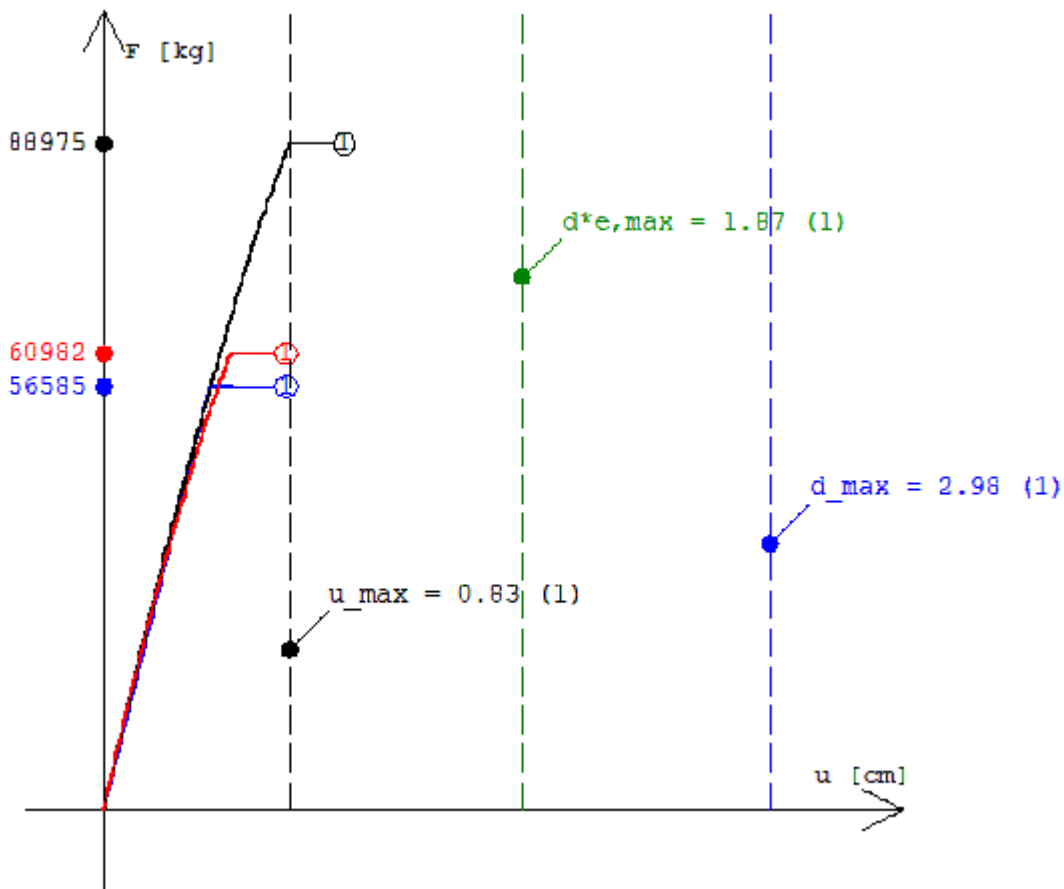
L'analisi statica non lineare (Push Over) prevede l'applicazione alla struttura di una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per il primo modo di vibrare applicata in direzione $\pm X$ e $\pm Y$ e da una distribuzione di forze proporzionali alle altezze applicate in direzione $\pm X$ e $\pm Y$. Inoltre per ogni direzione e verso di ingresso del sisma le eccentricità aggiuntive pari al $\pm 5\%$ della dimensione strutturale in direzione trasversale del sisma. Considerando tale eccentricità il numero di risoluzioni Push Over aumenta fino alla determinazione di 16 curve di capacità. Su ciascuna curva di capacità sarà rappresentato, per ogni stato limite, in termini di spostamento il confronto tra domanda e capacità.

Cond_X_1(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)



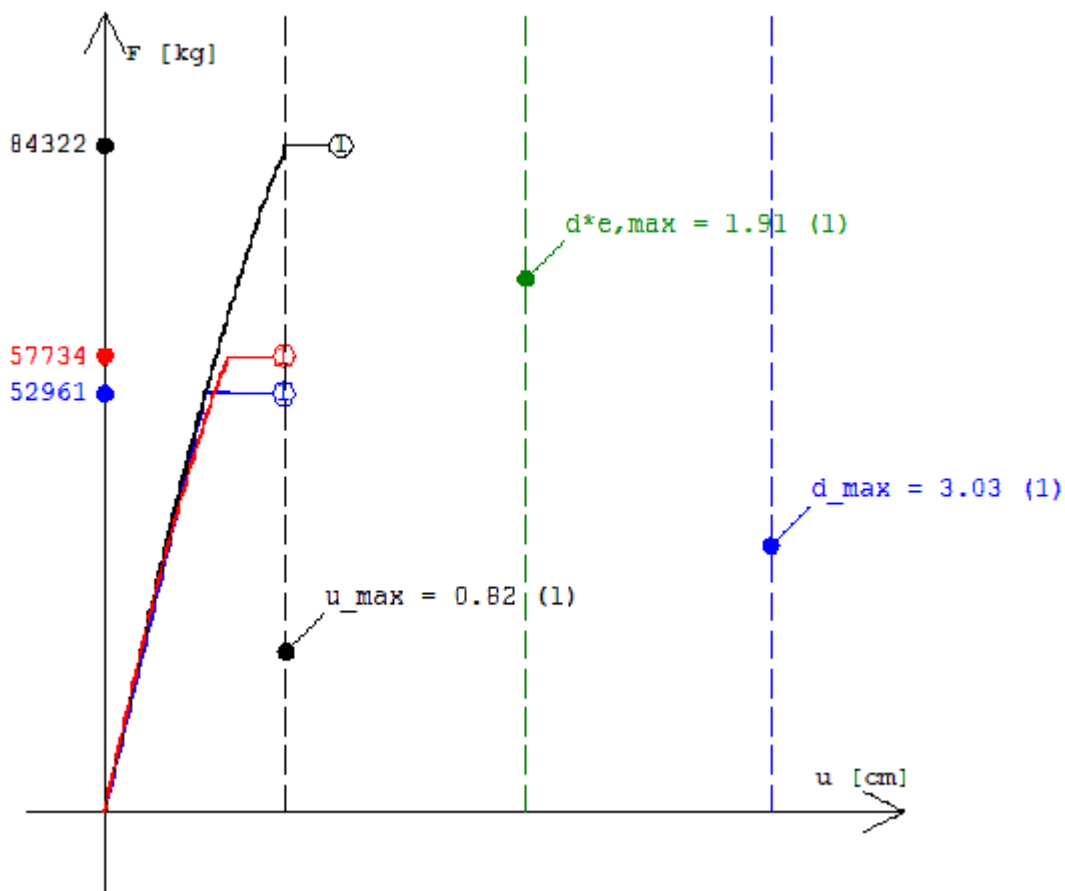
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d^{*e},max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_1(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)



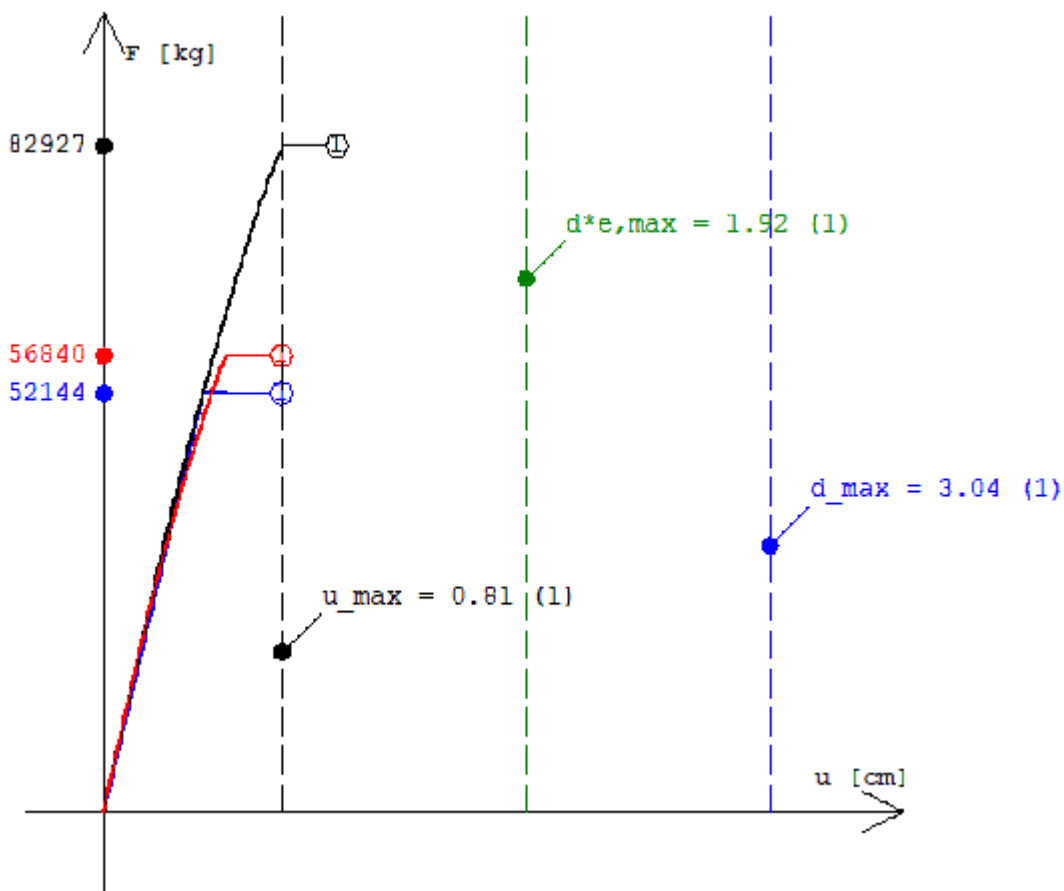
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_1(-); Ecc(+); Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)



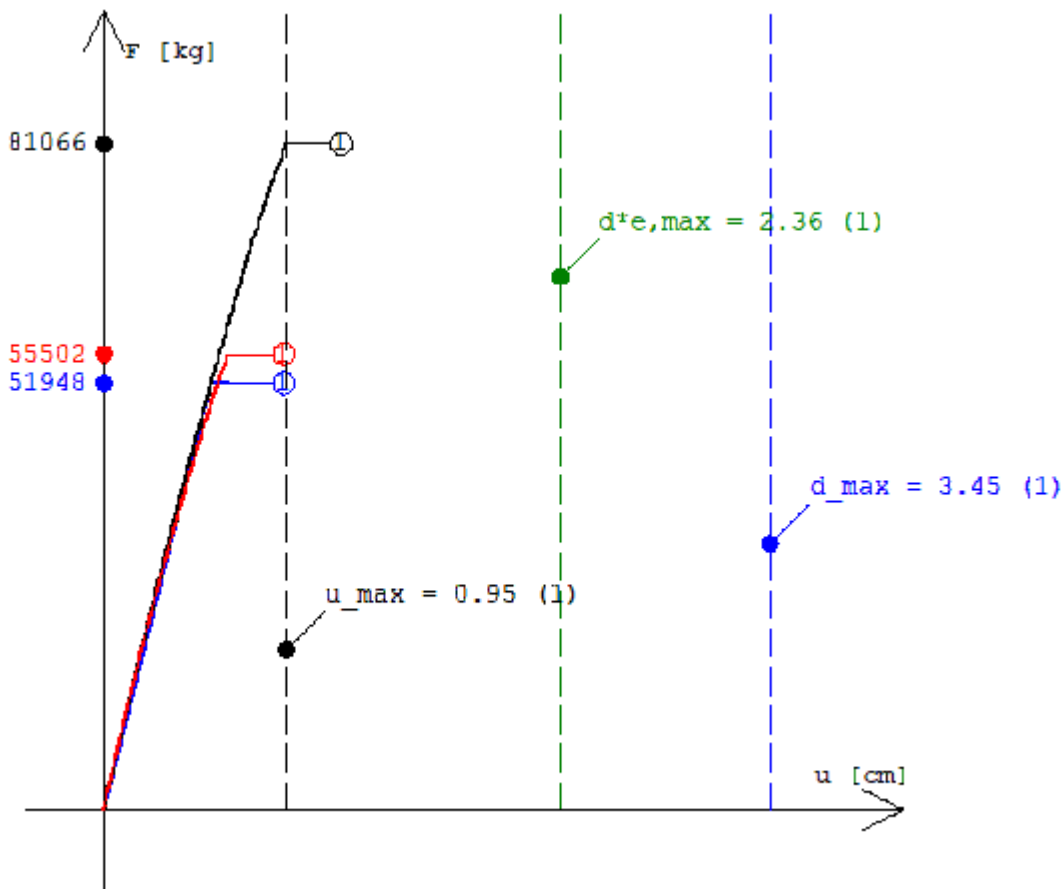
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_1(-); Ecc(-); Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)



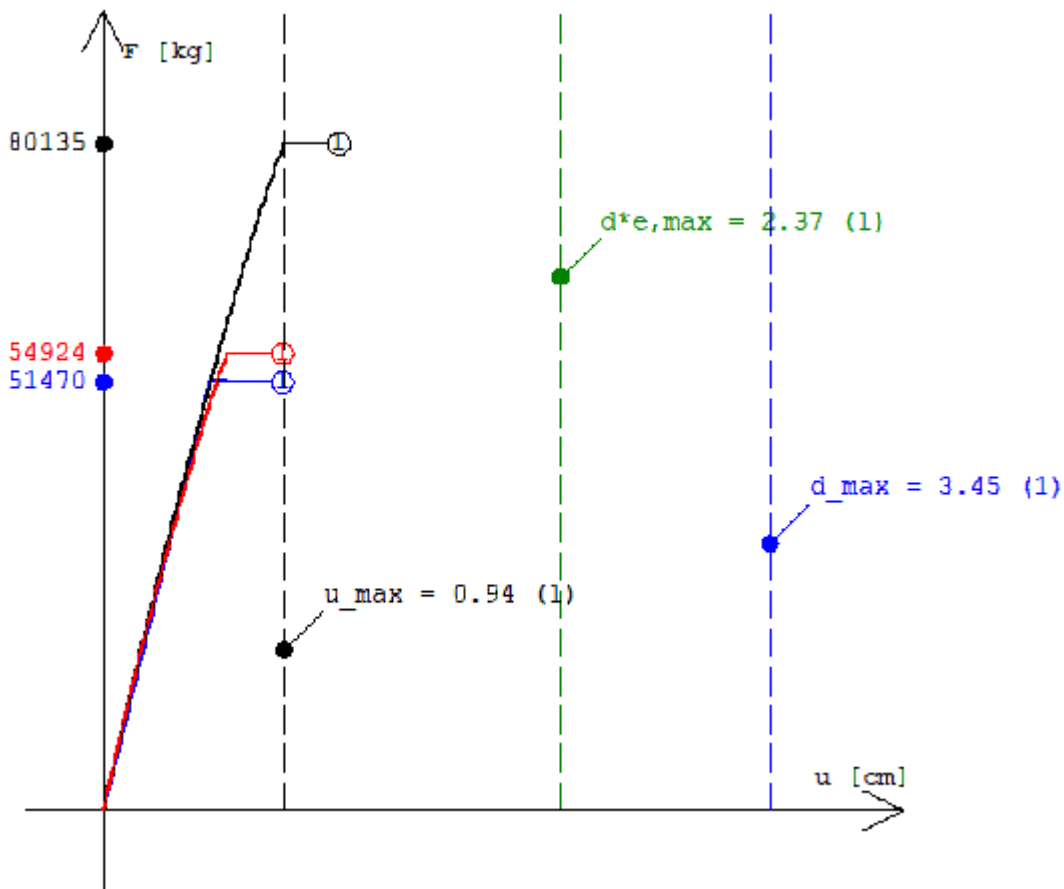
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_2(+); Ecc(+): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)



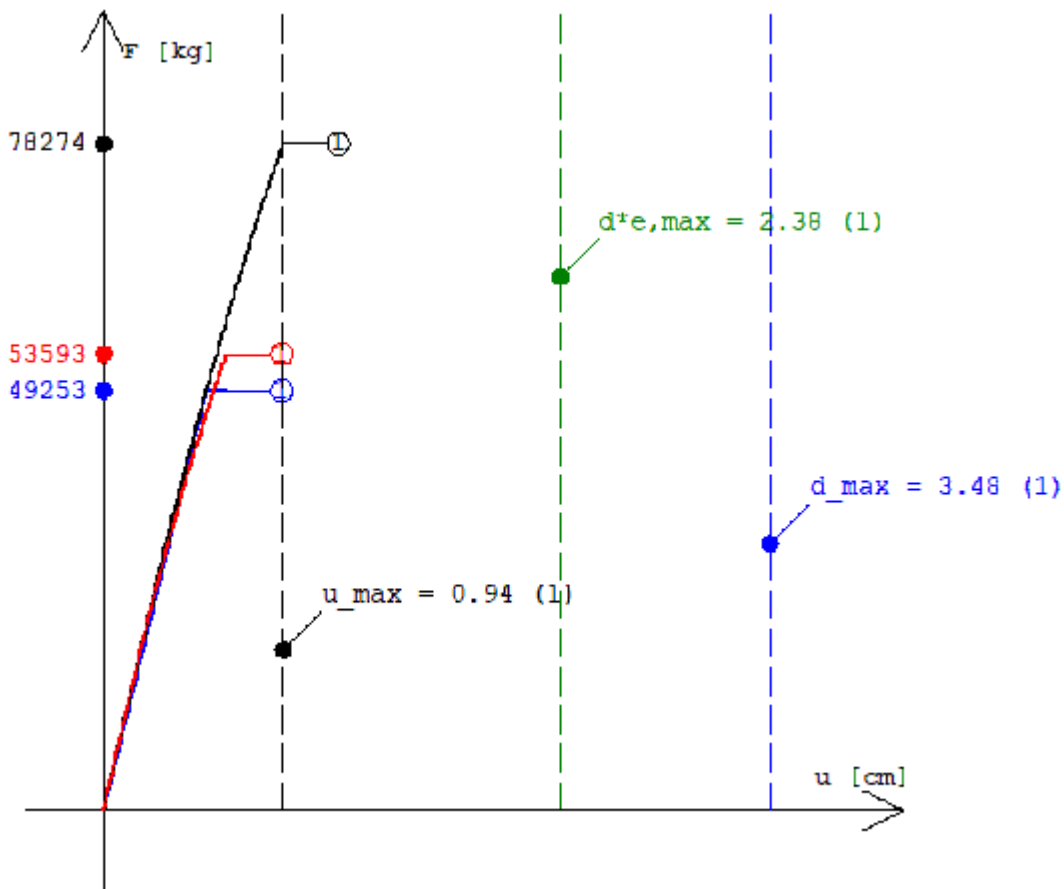
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_2(+); Ecc(-): Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)



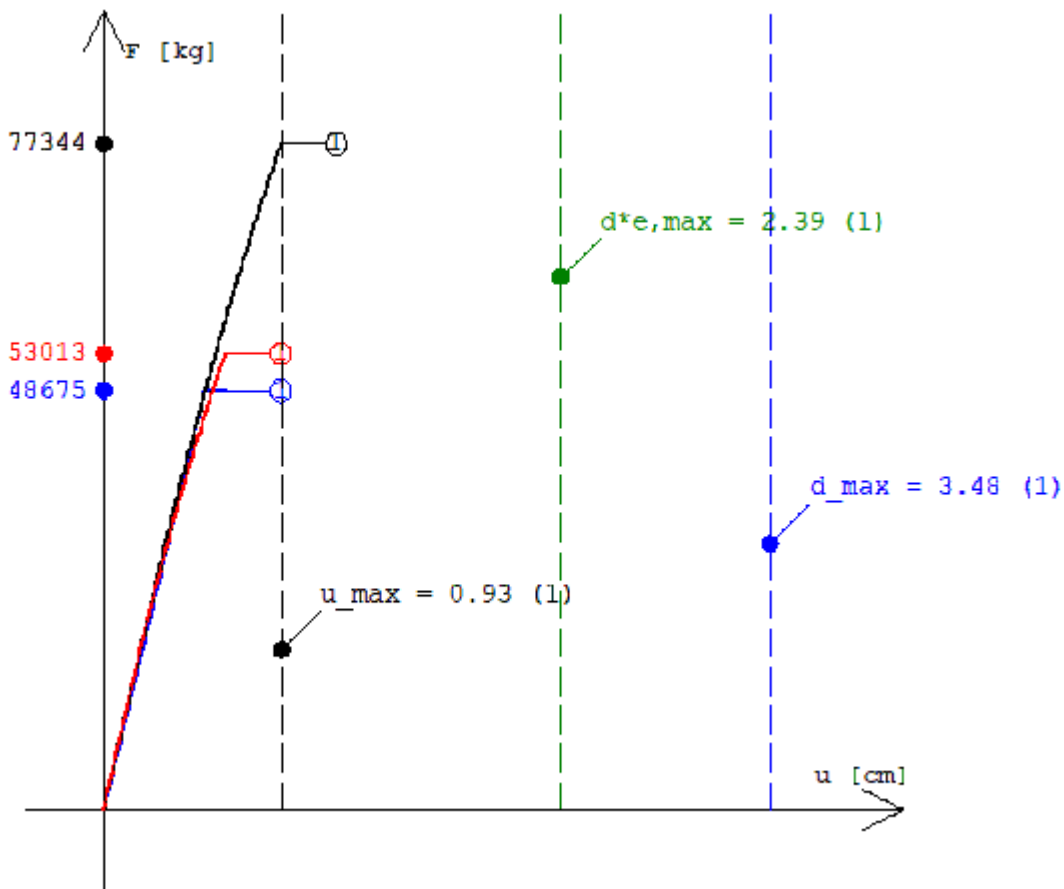
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_X_2(-); Ecc(+); Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Ly)



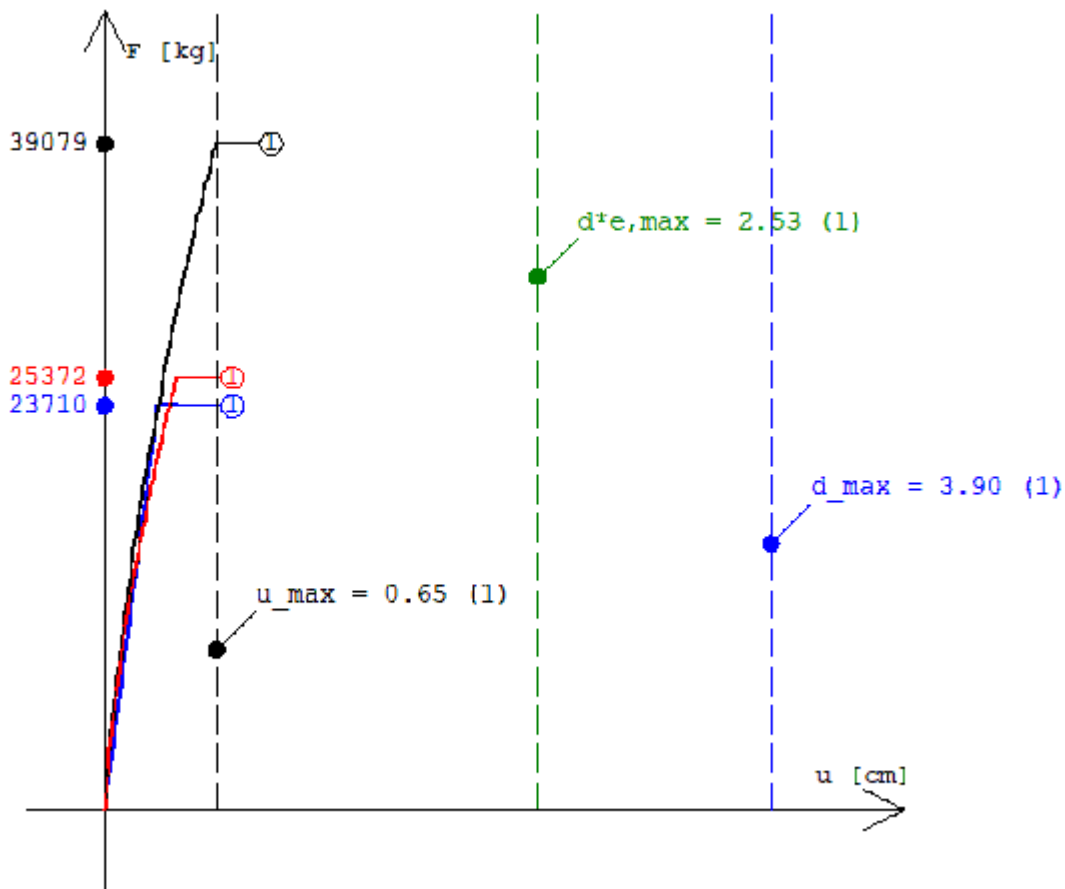
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d^*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_{max})
- - - - - Domanda di spostamento (d_{max})

Cond_X_2(-); Ecc(-); Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Ly)



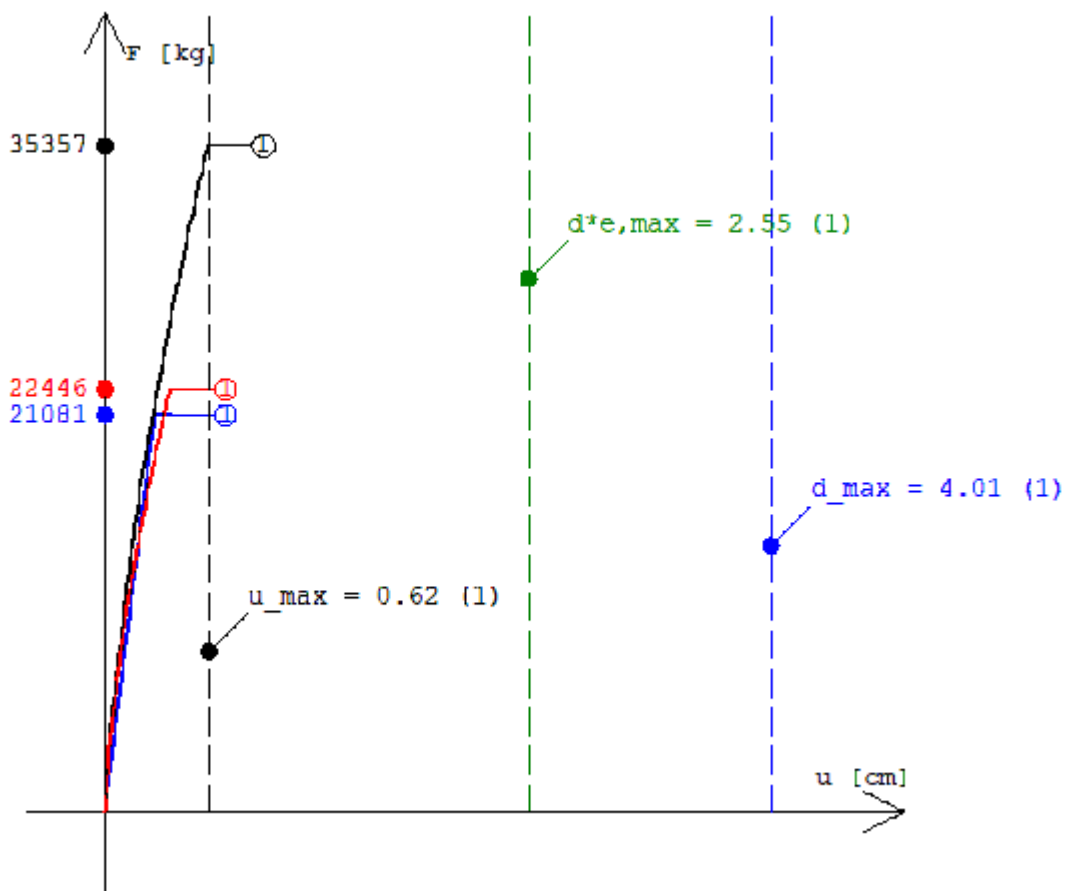
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_1(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)



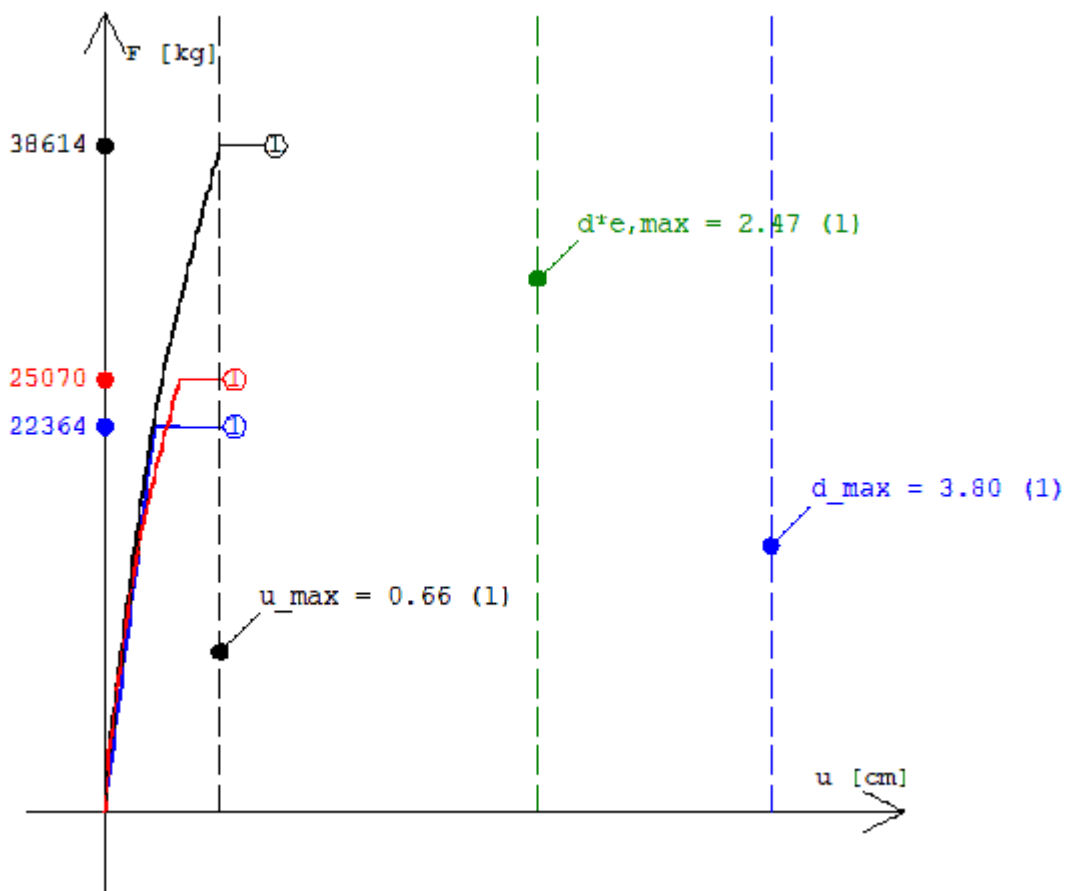
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - Capacità di spostamento elastico (d^{e,max})
- - - Capacità di spostamento (u_{max})
- - - Domanda di spostamento (d_{max})

Cond_Y_1(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)



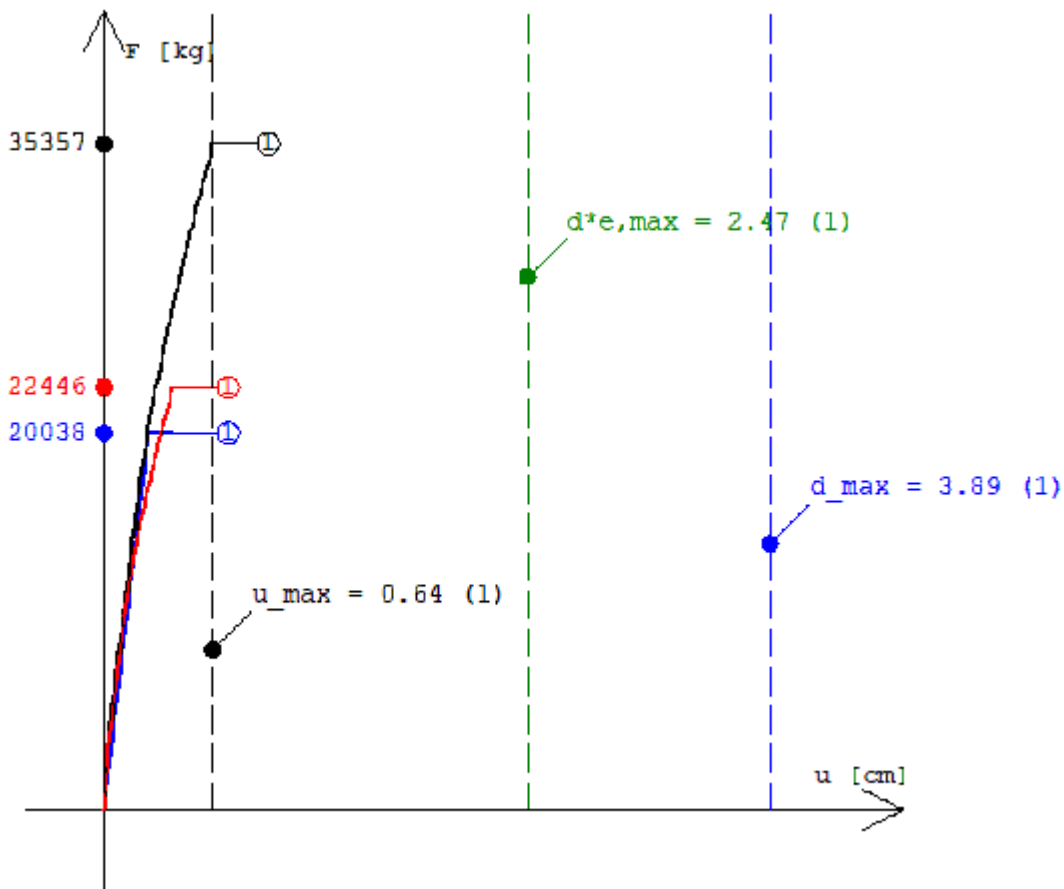
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_1(-); Ecc(+): Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)



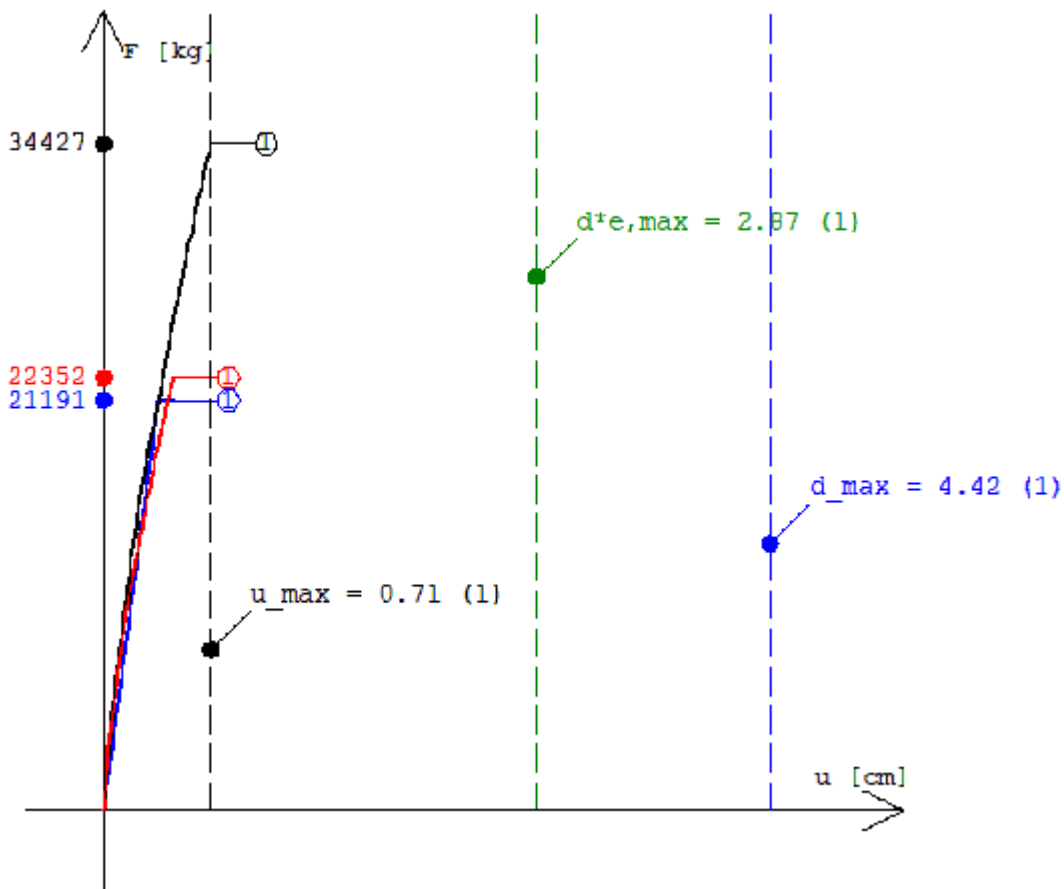
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_1(-); Ecc(-); Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)



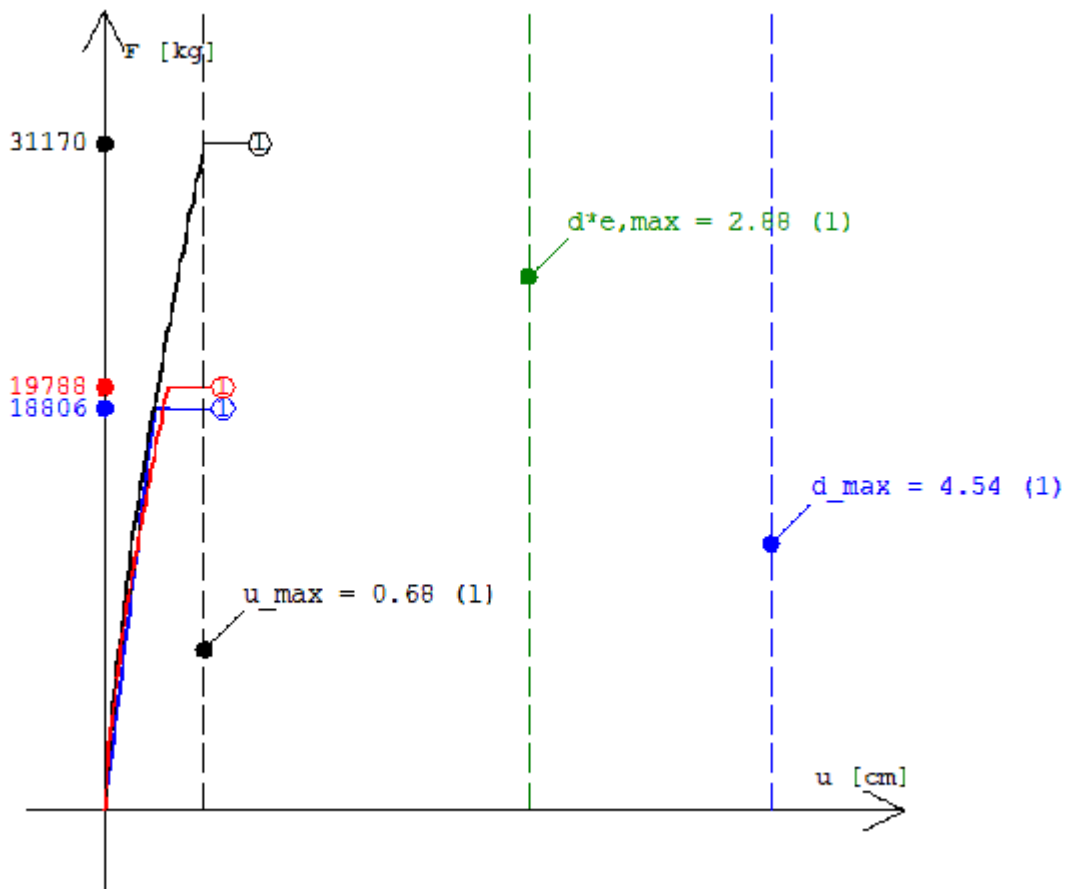
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_2(+); Ecc(+): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)



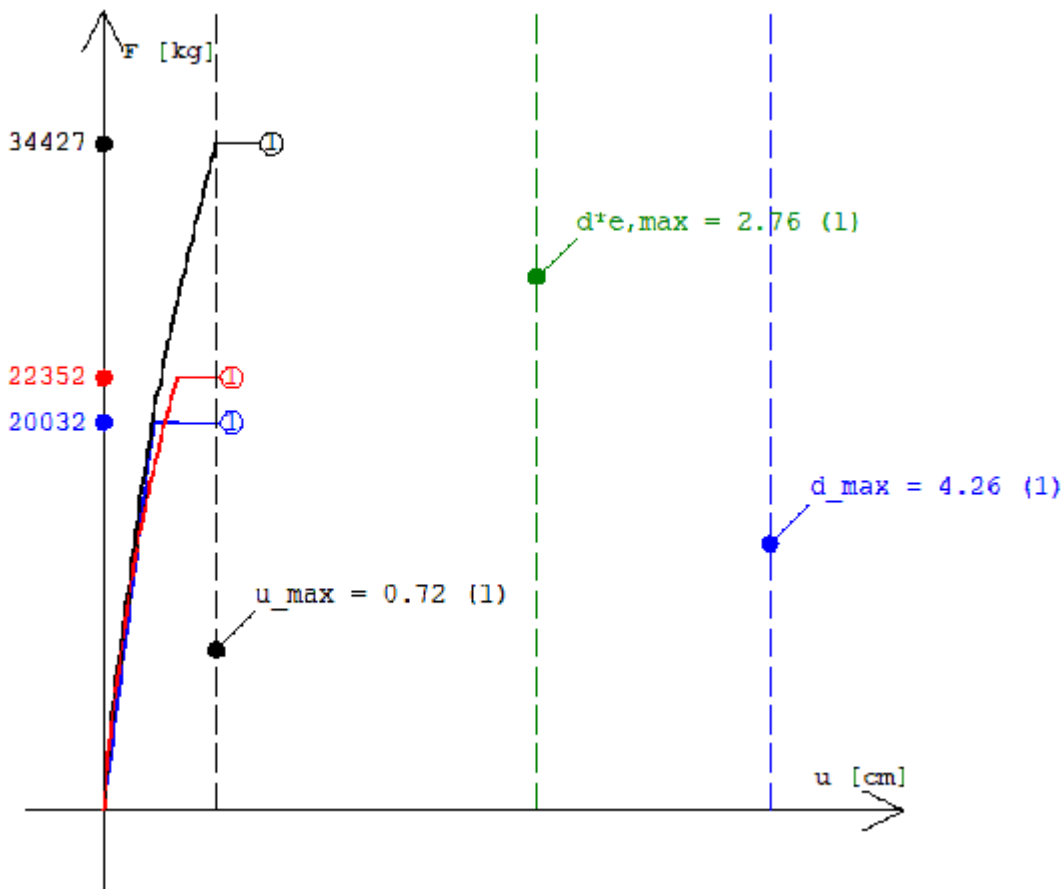
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_2(+); Ecc(-): Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)



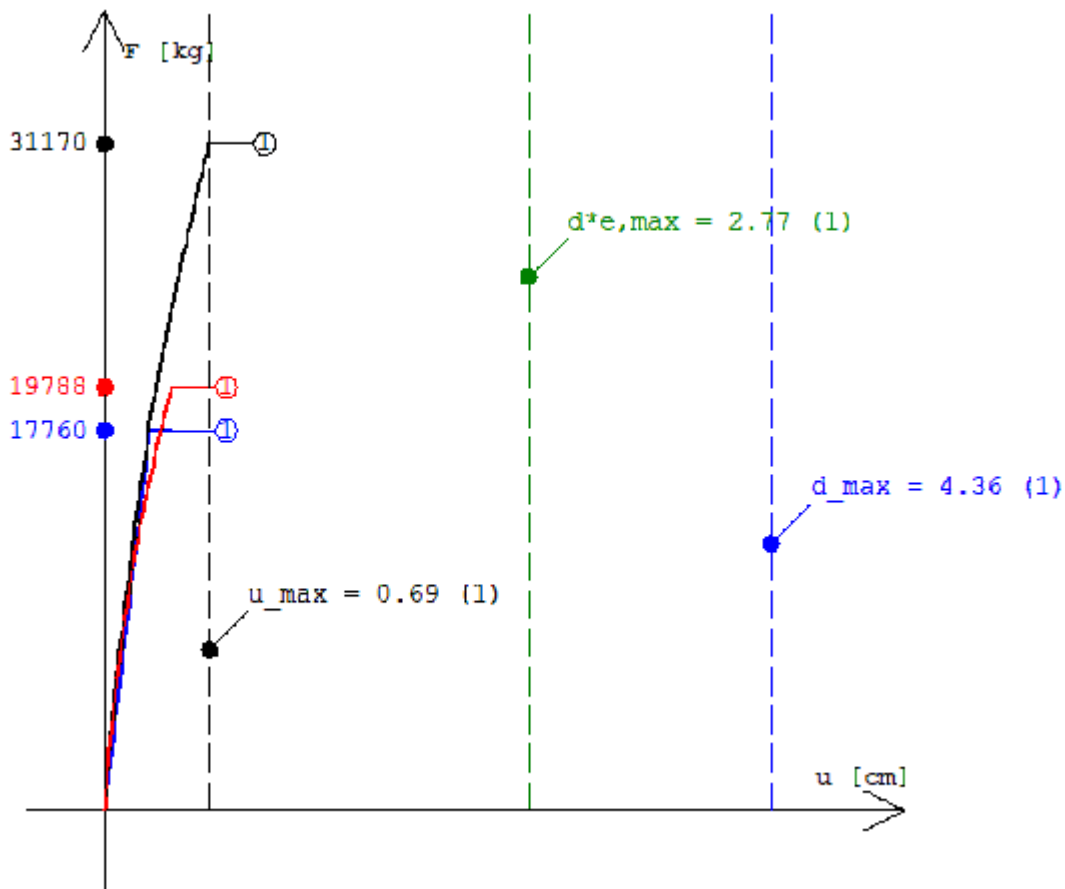
- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_2(-); Ecc(+); Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0.05*Lx)



- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

Cond_Y_2(-); Ecc(-); Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0.05*Lx)



- Curva di capacità (F - u)
- Curva di capacità ridotta (F/Δ - u/Γ)
- Sistema bilineare equivalente
- - - - - Capacità di spostamento elastico (d*e,max)
- - - - - Capacità di spostamento (u_max)
- - - - - Domanda di spostamento (d_max)

8.8 Indicatori di rischio

Gli indicatori di rischio in funzione delle accelerazioni e del tempo di ritorno per i diversi stati limite sono:

Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) ^a
per la vita (α_{UV})	0,1518	0,2102
di inagibilità (α_{eD})	0,2576	0,5142
per l'operatività (α_{eO})	0,2069	0,6363

Per le costruzioni in muratura lo stato limite di collasso è da intendersi coincidente con quello di salvaguardia della vita.

Nella prima colonna sono riportati, per i vari stati limite, gli indicatori di rischio dati dal rapporto tra la capacità e la domanda in termini di PGA e nella seconda colonna espressi secondo l'analogo rapporto tra i periodi di ritorno dell'azione sismica.

I primi sono concettualmente gli stessi utilizzati come indicatori di rischio per le verifiche sismiche effettuate fino a tutto il 2007, quindi in coerenza con gli allegati all'Ordinanza 3274 e s.m.i. e con il Decreto del Capo del Dipartimento n. 3685 del 2003. Tuttavia tali indicatori, nel nuovo quadro di riferimento determinatosi con le NTC (DM 14.01.2008), non sono sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione definita da queste ultime. Essi tuttavia continuano a rappresentare una scala di percezione del rischio, ormai largamente utilizzata e con la quale è bene mantenere una affinità.

Vengono quindi introdotti i rapporti, rappresentati nella seconda colonna, fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda. Questi ultimi valori, però, darebbero luogo ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (accelerazione o ordinata spettrale in funzione del tempo di ritorno), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, il rapporto fra i periodi di ritorno viene elevato ad un coefficiente "a" al quale viene assegnato, in assenza di valutazioni specifiche, valore pari a 0,41.

Ripercorrendo la tabella sopra esposta, si ha:

- α_{UV} è un indicatore del rischio di salvaguardia della vita e viene determinato in riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita.
- α_{eD} è un indicatore del rischio di inagibilità e viene determinato in riferimento allo stato limite di esercizio di inagibilità/danno
- α_{eO} è un indicatore del rischio di non operatività e viene determinato in riferimento allo stato limite di esercizio di operatività

Valori prossimi o superiori all'unità dell'indicatore di rischio, inteso come rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione per i vari stati limite, caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme vigenti; valori bassi o prossimi a zero significherebbero casi ad elevato rischio di collasso o cedimenti parziali della struttura.

Convenzionalmente si definisce *Indicatore di Rischio* di riferimento (ad esempio qualora si debbano eseguire interventi di miglioramento sismico) α_{UV} determinato quale rapporto fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda elevato ad $a=0,41$, essendo l'indicatore afferente allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, al quale viene generalmente condotta la Valutazione della Sicurezza.

Dall'analisi delle risultanze sopra riportate, si evince:

1. La struttura **non risulta idonea nei confronti dello stato limite di operatività**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso potrebbe subire danni o interruzioni d'uso significativi;
2. La struttura **non risulta idonea nei confronti dello stato limite di danno**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso potrebbe subire danni tali da mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
3. La struttura **non risulta idonea nei confronti dello stato limite di salvaguardia della vita**: a seguito del terremoto la costruzione potrebbe subire rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione potrebbe conservare una parte della resistenza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali; L'azione sismica è caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10 % nel periodo di riferimento della struttura e periodo di ritorno di 1424 anni.

8.8.1 Indicatori di rischio SLV

Per ciascuna combinazione delle azioni sismiche sono stati calcolati gli indicatori di rischio in funzione dell'accelerazione e del tempo di ritorno per ogni stato limite. Nella tabella riportata nel paragrafo precedente sono stati riportati i valori minimi degli indicatori calcolati per ciascun stato limite ultimo e di esercizio.

S_t	: fattore di amplificazione topografica.
S_s	: fattore di suolo.
Ag_{CLV}	: accelerazione massima di base.
Ag_{DLV}	: accelerazione di riferimento..
PGA_{CLV}	: accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLV}$).
PGA_{DLV}	: accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLV}$).
α_{PGA}	: indicatore di rischio (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}).
TR_{CLV}	: periodo di ritorno associato al raggiungimento dello stato limite.
TR_{DLV}	: periodo di ritorno associato all'azione sismica del luogo.
a	: 1/2.43
α_{TR}	: Indicatore di rischio (rapporto tra i periodi: (TR_{CLV} / TR_{DLV}) ^a).

Cond_X_1(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_1(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)

Cond.	S_t	S_s	Ag_{CLV}	Ag_{DLV}	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	α_{PGA}	TR_{CLV}	TR_{DLV}	a	α_{TR}
Cond_X_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0170	0.0560	0.0326	0.1075	0.3036	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0170	0.0560	0.0326	0.1075	0.3036	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0165	0.0560	0.0317	0.1075	0.2946	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0160	0.0560	0.0307	0.1075	0.2857	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0155	0.0560	0.0298	0.1075	0.2768	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0155	0.0560	0.0298	0.1075	0.2768	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0155	0.0560	0.0298	0.1075	0.2768	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_X_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0150	0.0560	0.0288	0.1075	0.2679	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0095	0.0560	0.0182	0.1075	0.1696	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0090	0.0560	0.0173	0.1075	0.1607	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0100	0.0560	0.0192	0.1075	0.1786	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0095	0.0560	0.0182	0.1075	0.1696	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0095	0.0560	0.0182	0.1075	0.1696	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0085	0.0560	0.0163	0.1075	0.1518 *	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0095	0.0560	0.0182	0.1075	0.1696	30	1424	0.4115	0.2042
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0090	0.0560	0.0173	0.1075	0.1607	30	1424	0.4115	0.2042

* valore minimo.

Indicatori di rischio della struttura

$\alpha_{PGA} = 0.1518$

$\alpha_{TR} = 0.2042$

8.8.2 Indicatori di rischio SLD

S_t	: fattore di amplificazione topografica.
S_s	: fattore di suolo.
Ag_{CLD}	: accelerazione massima di base.
Ag_{DLD}	: accelerazione di riferimento.
PGA_{CLD}	: accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLD} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLD}$).
PGA_{DLD}	: accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLD} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLD}$).
α_{PGA}	: indicatore di rischio (PGA_{CLD} / PGA_{DLD}).
TR_{CLD}	: periodo di ritorno associato al raggiungimento dello stato limite.
TR_{DLD}	: periodo di ritorno associato all'azione sismica del luogo.
a	: 1/2.43
α_{TR}	: Indicatore di rischio (rapporto tra i periodi: (TR_{CLD} / TR_{DLD}) ^a).

Cond_X_1(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_1(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_1(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_X_1(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_X_2(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_X_2(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_X_2(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_X_2(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _x)
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _x)
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*L _y)
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*L _y)

Cond.	S_t	S_s	Ag_{CLD}	Ag_{DLD}	PGA_{CLD}	PGA_{DLD}	α_{PGA}	TR_{CLD}	TR_{DLD}	a	α_{Tr}
Cond_X_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0145	0.0330	0.0278	0.0634	0.4394	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0145	0.0330	0.0278	0.0634	0.4394	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_X_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0150	0.0330	0.0288	0.0634	0.4545	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0095	0.0330	0.0182	0.0634	0.2879	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0090	0.0330	0.0173	0.0634	0.2727	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0105	0.0330	0.0202	0.0634	0.3182	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0095	0.0330	0.0182	0.0634	0.2879	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0090	0.0330	0.0173	0.0634	0.2727	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0085	0.0330	0.0163	0.0634	0.2576 *	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0100	0.0330	0.0192	0.0634	0.3030	30	151	0.4115	0.5142
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0095	0.0330	0.0182	0.0634	0.2879	30	151	0.4115	0.5142

* valore minimo.

Indicatori di rischio

$\alpha_{PGA} = 0.2576$

$\alpha_{TR} = 0.5142$

8.8.3 Indicatori di rischio SLO

S_t	: fattore di amplificazione topografica.
S_s	: fattore di suolo.
Ag_{CLO}	: accelerazione massima di base.
Ag_{DLO}	: accelerazione di riferimento..
PGA_{CLO}	: accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLO} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLO}$).
PGA_{DLO}	: accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLO} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLO}$).
α_{PGA}	: indicatore di rischio (PGA_{CLO} / PGA_{DLO}).
TR_{CLO}	: periodo di ritorno associato al raggiungimento dello stato limite.
TR_{DLO}	: periodo di ritorno associato all'azione sismica del luogo.
a	: 1/2.43
α_{TR}	: Indicatore di rischio (rapporto tra i periodi: (TR_{CLO} / TR_{DLO}) ^a).

Cond_X_1(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_1(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_1(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(+)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_2(+); Ecc(-)	: Sisma X (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(+)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Ly)
Cond_X_2(-); Ecc(-)	: Sisma X (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Ly)
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale masse; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	: Sisma Y (+); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (+ 0,05*Lx)
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	: Sisma Y (-); Distribuzione forze: Proporzionale altezze; Eccentricità accidentale (- 0,05*Lx)

Cond.	S_t	S_s	Ag_{CLO}	Ag_{DLO}	PGA_{CLO}	PGA_{DLO}	α_{PGA}	TR_{CLO}	TR_{DLO}	a	α_{TR}
Cond_X_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0105	0.0290	0.0202	0.0557	0.3621	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_X_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0100	0.0290	0.0192	0.0557	0.3448	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_1(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0070	0.0290	0.0134	0.0557	0.2414	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_1(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0065	0.0290	0.0125	0.0557	0.2241	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_1(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0070	0.0290	0.0134	0.0557	0.2414	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_1(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0070	0.0290	0.0134	0.0557	0.2414	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_2(+); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0070	0.0290	0.0134	0.0557	0.2414	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_2(+); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0060	0.0290	0.0115	0.0557	0.2069 *	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_2(-); Ecc(+)	1.20	1.60	0.0070	0.0290	0.0134	0.0557	0.2414	30	90	0.4115	0.6363
Cond_Y_2(-); Ecc(-)	1.20	1.60	0.0065	0.0290	0.0125	0.0557	0.2241	30	90	0.4115	0.6363

* valore minimo.

Indicatori di rischio

$\alpha_{PGA} = 0.2069$

$\alpha_{TR} = 0.6363$

8.9 Meccanismi Locali

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 parte muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Meccanismi locali si verificano nelle pareti murarie prevalentemente per azioni perpendicolari al loro piano, mentre nel caso di sistemi ad arco anche per azioni nel piano. Le verifiche con riferimento ai meccanismi locali di danno e collasso (nel piano e fuori piano) 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 cinematico.

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; inoltre andranno tenute presenti la qualità della connessione tra le pareti murarie, la tessitura muraria, la presenza di catene, le interazioni con altri elementi della costruzione o degli edifici adiacenti.

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. Tale curva è espressa un moltiplicatore α , rapporto tra le forze orizzontali applicate ed i corrispondenti pesi delle masse presenti, rappresentato in funzione dello spostamento dk di un punto di riferimento del sistema; la curva deve essere determinata fino all'annullamento di ogni capacità di sopportare azioni orizzontali ($\alpha = 0$).

Le più importanti tipologie di meccanismi riguardano:

- Ribaltamento semplice;
- Flessione verticale;
- Flessione orizzontale;
- Ribaltamento composto;
- Ribaltamento del catonale;
- Sfondamento del timpano.

Nel calcolo dei meccanismi locali si tiene conto della qualità della connessione tra pareti e tra pareti ed orizzontamenti, della presenza di cordoli e catene, della presenza di elementi spingenti. Per l'applicazione del metodo si considerano le seguenti ipotesi:

- Resistenza nulla a trazione della muratura
- Assenza di scorrimento tra i corpi;
- Resistenza infinita a compressione della muratura.

Il calcolo dei meccanismi locali non influenza l'esito dell'indice di rischio globale della struttura calcolato con l'analisi statica non lineare.

L'esito dei risultati di verifica dei meccanismi locali è riportato nei tabulati elettronici allegati alla presente relazione.

9 PROPOSTE DI INTERVENTO DI ADEGUAMENTO STRUTTURALE PER L'EDIFICIO IN MURATURA

L'organismo strutturale oggetto di verifica presenta un indice globale di valutazione del rischio sismico abbondantemente inferiore all'unità.

9.1 *Interventi di adeguamento per strutture in muratura: tipologie*

Le più usate tecniche di rinforzo e consolidamento degli elementi strutturali in muratura possono riguardare:

- 1) Rinforzo dei maschi murari tramite iniezioni armate: si procede all'inserimento di barre d'acciaio da un lato all'altro della muratura. Il loro ancoraggio all'interno della muratura dovrà essere fatto impiegando apposite resine epossidiche o malte iniettate all'interno del foro eseguito per l'inserimento delle barre stesse. In alternativa può essere utilizzato un sistema di tiranti espulsivi. Essi vengono disposti ortogonalmente alla parete tramite l'esecuzione di fori passanti nella stessa e successivamente ancorati;
- 2) Consolidamento dei maschi murari mediante intonaci armati posti in aderenza alla superficie muraria e resi solidali tramite tiranti passanti in acciaio;
- 3) Utilizzo di tiranti e catene per contrastare l'azione di ribaltamento delle pareti fuori piano dovuta a difetti appiombo, alla spinta di un arco o conferire all'edificio in comportamento scatolare. Attraverso l'applicazione delle catene è infatti possibile ottenere un collegamento tra le strutture portanti in corrispondenza dei solai assicurando un funzionamento monolitico del complesso edilizio;
- 4) Interventi sugli archi e sulle volte tramite l'inserimento di catene, la creazione di un arco in calcestruzzo all'estradosso esistente o placcaggio con tessuti in FRP;
- 5) Costruzione di architravi in acciaio o in calcestruzzo per il rinforzo delle aperture;
- 6) Creazione di controventi in grado di sopportare elevate azioni orizzontali;
- 7) Interventi volti a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai e aumentare la rigidità nel piano.
- 8) Migliorare la connessione dei solai alle pareti portanti con cordolature in calcestruzzo armato

10 CONCLUSIONI

Dall'analisi sismica effettuata sull'intero complesso scolastico si sono ottenuti i seguenti valori degli indicatori di Rischio per i vari stati limite:

Fabbricato in muratura		
Stato Limite	Rapp. PGA	(Rapp. Tr) ^a
per la vita (α_{uV})	0,1518	0,2102
di inagibilità (α_{eD})	0,2576	0,5142
per l'operatività (α_{eO})	0,2069	0,6363

Valori prossimi o superiori all'unità dell'indicatore di rischio, inteso come rapporto tra la capacità e la richiesta in funzione dell'accelerazione, caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme vigenti; valori bassi o prossimi a zero significherebbero casi ad elevato rischio di collasso o cedimenti parziali della struttura.

Dall'analisi delle risultanze riportate nei precedenti paragrafi ed in conseguenza delle considerazioni sopra riportate, si evince che la struttura realizzata in muratura non risulta idonea nei confronti di nessuno stato limite, pertanto a seguito di un evento sismico, anche di modesta entità, si potrebbero innescare meccanismi di collasso di parti strutturali e non che comprometterebbero la sicurezza degli utenti.

Risulta quindi evidente la necessità di un intervento urgente volto alla messa in sicurezza strutturale della scuola, in quanto la stessa non rispetta i requisiti minimi di sicurezza previsti per gli edifici rilevanti.

In linea generale, i necessari interventi di miglioramento/adequamento strutturale dovrebbero interessare per importanza i seguenti punti:

- 1 Consolidamento delle strutture portanti in elevazione in muratura
- 2 Rinforzo dei solai in putrelle di ferro ed elementi di alleggerimento in laterizio o voltine in mattoni
- 3 Miglioramento del grado di connessione dei solai con le pareti portanti
- 4 Interventi di manutenzione straordinaria su tutte le facciate

L'importo presunto dell'investimento per le opere di intervento strutturale finalizzate ad un adeguamento sismico che comporti un indicatore di rischio pari o superiore a 0,80, sulla base delle ipotesi fatte, ammonterebbe a complessivi 1.000.000,00 Euro.

Del dettaglio degli interventi da attuare per interventi di miglioramento e di adeguamento si rimanda alle future fasi di progettazione.

11 COMPATIBILITÀ ECONOMICA DEGLI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO

Dall'analisi effettuata, verificate le condizioni generali del sito e della struttura ospitante la scuola elementare comunale, sentite le esigenze dell'Amministrazione Comunale, lo scrivente professionista incaricato ritiene NON economicamente conveniente un intervento di adeguamento sismico in luogo di una nuova costruzione in altro sito.

Tale conclusione è fondamentalmente dettata dal fatto che la scuola materna occupa solo una porzione dell'edificio, che, tuttavia andrebbe adeguato nel suo complesso. A ciò si aggiunga che gli spazi, attualmente destinati alla scuola non risultano conformi alle normative vigenti e non sono adeguabili in sito. Risulta altresì poco percorribile anche l'ipotesi di sfruttare i piani superiori per ampliare gli spazi a disposizione della scuola materna, in quanto è preferibile allocare tale tipologia di scuola al solo piano terreno.

L'eventuale accorpamento della scuola materna alla scuola elementare, con trasferimento della prima nel sito della seconda, a seguito di interventi di adeguamento sismico e ampliamento di quest'ultima, con la creazione di un polo scolastico comunale, produrrebbe, oltre alla sicurezza strutturale degli edifici, una maggiore efficienza dei servizi offerti ed un contenimento delle spese di gestione e conduzione.

ALLEGATI

CD ROM contenente i tabulati di calcolo