



COMUNE DI SMERILLO

PROVINCIA DI FERMO



RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE ED ESTETICA DELL'EDIFICIO COMUNALE OSPITANTE LA SCUOLA DELL'INFANZIA MONTEFALCONE APPENNINO- SMERILLO SITA A SAN MARTINO AL FAGGIO

**RS.STR.01 – Relazione specialistica sismica sulle strutture, sui materiali,
geotecnica e sulle fondazioni**

COMMITTENTE: COMUNE DI SMERILLO
IL SINDACO: DOTT. AGR. ANTONIO VALLESI
RUP: P.A. TONINO SEVERINI
PROGETTO: ING. MASSIMO CONTI



AGOSTO 2020

Sommario

1. PREMESSA	4
2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO	4
3. RIFERIMENTI NORMATIVI	5
4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	6
4.1 Livello di conoscenza.....	6
5. CONOSCENZA DEL FABBRICATO	9
5.1 Documentazione esistente.....	9
5.2 Stato di conservazione delle strutture e vulnerabilità.....	11
5.3 Campagna di indagini conoscitive e sondaggi.....	13
5.3.1 Indagini geologico-geotecniche	13
5.3.2 Indagini sulle strutture.....	13
5.4 Caratteristiche meccaniche dei materiali	14
5.4.1 Muratura di pietrame disordinato	14
5.4.2 Muratura di mattoni pieni e malta di calce	15
5.4.3 Muratura di blocchi in laterizio semipieni.....	15
6. DEFINIZIONE DELLE AZIONI	17
6.1 Analisi dei carichi.....	17
6.2 Determinazione del carico da neve	18
6.3 Definizione dell'azione sismica.....	19
7. MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI ANALISI	21
7.1 Modello di calcolo.....	21
7.2 Criteri di analisi	23
8. ANALISI MODALE	23
9. ANALISI STATICA NON SISMICA	25
10. ANALISI SISMICA DELLE STRUTTURE	28
10.1 Regolarità in pianta e in elevazione.....	28
10.2 Analisi statica non lineare corpo A.....	29
11. SINTESI DELLE VERIFICHE E DELLE VALUTAZIONI DI SICUREZZA ALLO STATO DI FATTO ...	36
11.1 Sintesi delle verifiche	36
12. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO	36
13. SINTESI DELLE VERIFICHE E DELLE VALUTAZIONI DI SICUREZZA ALLO STATO DI PROGETTO	45
14. ADEGUAMENTO DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO	45
14.1 Analisi cinematica – stato di fatto.....	46

14.2	Analisi cinematica – stato di progetto.....	48
14.3	Progetto e verifica presidi antiribaltamento	51
14.3.1	Materiali	52
14.3.2	Verifica cordolo UPN	52
14.3.3	Verifica bulloni E muratura.....	53
14.3.4	Verifica saldature	53
15.	VERIFICA STATICA – COPERTURA ESISTENTE	54
16.	RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	55
16.1	Descrizione dell'intervento di consolidamento fondale.....	55
16.2	Parametri geotecnici e caratteristiche dei materiali.....	57
16.3	Calcolo e verifica del sistema fondale.....	59
16.3.1	Pali trivellati.....	59
16.3.2	Cordoli di collegamento.....	62
16.3.3	Connettori ancoraggio cordolo ampliamento.....	64

1. PREMESSA

La seguente relazione riporta i risultati della verifica di vulnerabilità sismica e gli interventi di miglioramento sismico che si rendono necessari per incrementare la sicurezza della scuola dell'infanzia comunale di Smerillo, sita in fraz. San Martino al Faggio. Le verifiche e i calcoli sono condotti **ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018) e della relativa circolare esplicativa n.7 del 21 gennaio 2019**. Gli interventi sono realizzati secondo i dettami della vigente normativa, tengono conto delle limitate risorse a disposizione per l'appalto e rientrano nell'ambito dei lavori previsti dal bando "D.LGS 65/2017, DGR 561/2018, DECRETO 419/2018. INTERVENTI MINORI 0-6 ANNI RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE ED ESTETICA DELL'EDIFICIO COMUNALE OSPITANTE LA SCUOLA DELL'INFANZIA MONTEFALCONE APPENNINO-SMERILLO SITA A SAN MARTINO AL FAGGIO".



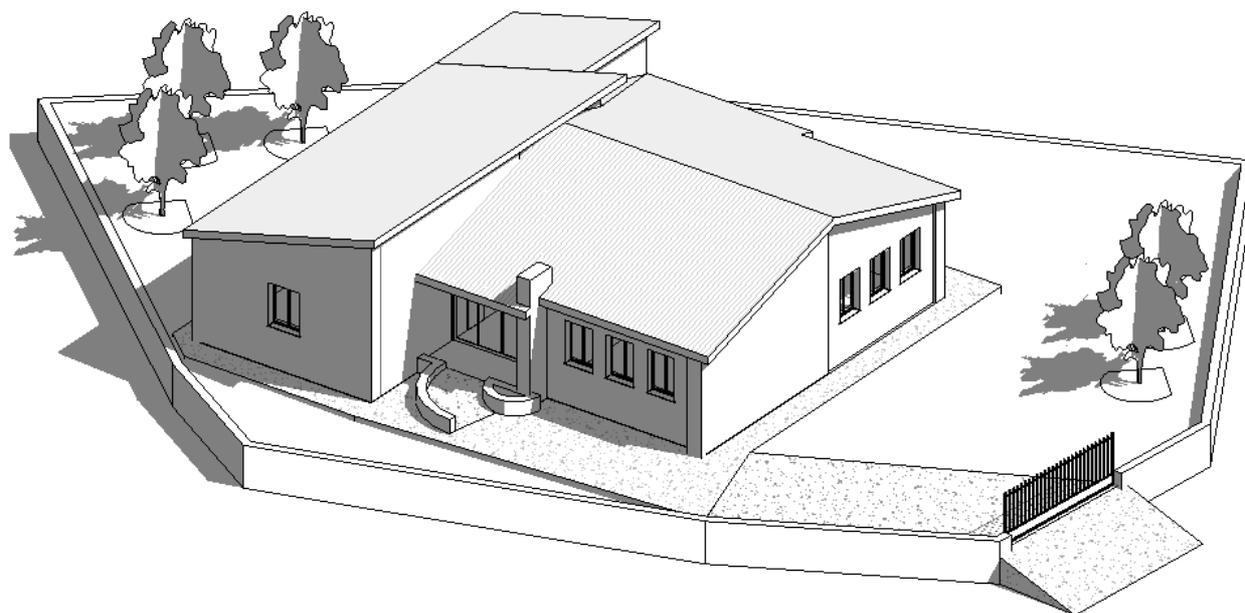
Stralcio inquadramento aereo

2. DESCRIZIONE DEL FABBRICATO

L'edificio originario è risalente agli '50 ed è stato ampliato nella parte nord con interventi edilizi successivi all'epoca di realizzazione. La parte più antica è realizzata in muratura con alcuni setti in mattoni pieni con finitura ad intonaco e alcuni setti in pietra caotica sbazzata faccia vista. L'ampliamento, realizzato in completa aderenza (senza giunto sismico) al manufatto originario, ha pareti in muratura di blocchi semipieni di laterizio con finitura esterna ad intonaco. Il fabbricato originario ha un solo piano, ha un solaio di plafonatura costituito da travetti prefabbricati Varese (interasse circa pari a 90cm) con interposta tavellina a spacco dello spessore di 3cm poggiante sulla piattabanda inferiore degli stessi.

La copertura a falde è costituita da travetti prefabbricati tipo Varese (interasse circa pari a 90cm) con tavella superiore e schema statico spingente. L'ampliamento non ha un solaio di plafonatura ma solamente un controsoffitto in cartongesso e copertura a singola falda realizzata con travetti precompressi e pignatte con schema statico non spingente. L'edificio ha un ingombro in pianta complessivo di circa 230 mq lordi ed un'altezza alla linea di gronda, misurata nel prospetto est di circa 3,50 m. L'altezza interna è pari a 3,00 m, quindi sufficiente al rispetto delle prescrizioni del DM'75 (g.u. 18-7-1975, n. 190).

Attualmente è adibito a scuola dell'infanzia e risponde alle esigenze di utenza del comune di Smerillo e dei limitrofi comuni di Montefalcone Appenino e Comunanza e nell'anno scolastico 2019/2020 ha accolto 16 alunni. All'interno trovano spazio un'aula dedicata alle attività didattiche di circa 30 mq, un'ampia sala polifunzionale per attività ludiche, i servizi igienici, un locale mensa, una cucina, un ampio atrio d'ingresso e la centrale termica di circa 3 mq, posta nel lato nord e con accesso esclusivo dall'esterno.



Vista assonometrica

3. RIFERIMENTI NORMATIVI

Le analisi delle azioni e le verifiche di sicurezza sono state condotte in conformità alle seguenti normative:

- **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018** – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- **Circolare n. 7 21/01/2019** Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086** – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- **Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974** - “Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971”.
- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64** – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- **D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380** - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17.01.2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- **NORMA UNI EN 10025-2** “Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell’Unione Europea
- **NORMA UNI EN 1090-1** “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell’Unione Europea
- **NORMA UNI EN 1090-2** “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell’Unione Europea
- **NORMA UNI EN 15048-1** “Bulloneria non a serraggio controllato” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell’Unione Europea.

4. LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

4.1 Livello di conoscenza

In generale, per la verifica degli edifici esistenti le norme tecniche prevedono la definizione di tre differenti livelli di conoscenza e di tre diversi fattori di confidenza, determinabili in base agli approfondimenti effettuati durante le fasi conoscitive dell’oggetto di verifica (analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali). La quantità e la qualità dei dati acquisiti determinano il metodo di analisi e i valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali per le verifiche di sicurezza.

I livelli di conoscenza definiti al par. C8.5.4 della circolare esplicativa n. 7 del 21 gennaio 2019, riguardano i diversi parametri coinvolti nel modello, quali geometria, dettagli costruttivi e materiali, e sono così definiti:

- LC1: Conoscenza Limitata (indagini limitate e prove limitate);
- LC2: Conoscenza Adeguata (indagini estese e prove estese);
- LC3: Conoscenza Accurata (indagini esaustive e prove esaustive).

I correlati fattori di confidenza sono da utilizzare come ulteriori coefficienti parziali di sicurezza che tengono conto delle carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

La normativa richiede che il rilievo sia compiuto in maniera quanto più completa e dettagliata possibile, mentre per gli altri due aspetti che determinano il livello di conoscenza, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali, ammette livelli diversi di approfondimento dai quali derivano i valori dei fattori di confidenza **FC** e il tipo di analisi che è possibile effettuare.

Nel rilievo degli edifici in muratura la normativa definisce i seguenti livelli di approfondimento:

- **Indagini limitate:** sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte;
- **Indagini estese:** i rilievi e le indagini in-situ indicati al punto precedente, sono accompagnati da saggi più estesi e diffusi così da ottenere tipizzazioni delle caratteristiche dei materiali e costruttive e una aderenza delle indicazioni fedele alla reale varietà della costruzione;
- **Indagini esaustive:** oltre a quanto indicato al punto precedente, le indagini sono estese in modo sistematico con il ricorso a saggi che consentano al tecnico di formarsi un' opinione chiara sulla morfologia e qualità delle murature, sul rispetto della regola dell' arte nella disposizione dei materiali, sia in superficie che nello spessore murario, sull' efficacia dell' ammorsamento tra le pareti e dei dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte, oltre che sulle caratteristiche degli appoggi degli elementi orizzontali

Per le proprietà dei materiali la normativa riporta i seguenti livelli crescenti di approfondimento:

- **Prove limitate:** Si tratta di indagini non dettagliate e non estese, basate principalmente su esami visivi delle superfici, che prevedono limitati controlli degli

elementi costituenti la muratura. Sono previste rimozioni locali dell'intonaco per identificare i materiali di cui è costituito l'edificio. In particolare, avvalendosi anche dell'analisi storico-critica, è possibile suddividere le pareti murarie in aree considerabili come omogenee. Scopo delle indagini è consentire l'identificazione delle tipologie di muratura alla quale fare riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche; questo prevede il rilievo della tessitura muraria dei paramenti ed una stima della sezione muraria.

- **Prove estese:** Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Si prevedono saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario (anche con endoscopie), mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale, oltre che dei fenomeni di degrado. E inoltre prevista l'esecuzione di analisi delle malte e, se significative, degli elementi costituenti, accompagnate da tecniche diagnostiche non distruttive (penetrometriche, sclerometriche, soniche, termografiche, radar, ecc.) ed eventualmente integrate da tecniche moderatamente distruttive (ad esempio martinetti piatti), finalizzate a classificare in modo più accurato la tipologia muraria e la sua qualità
- **Prove esaustive:** In aggiunta alle richieste della categoria precedente, si prevedono prove dirette sui materiali per determinarne i parametri meccanici. Il progettista ne stabilisce tipologia e quantità in base alle esigenze di conoscenza della struttura. Le prove devono essere eseguite o in situ o in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in situ; esse possono comprendere, se significative: prove di compressione (ad esempio: su pannelli o tramite martinetti piatti doppi); prove di taglio (ad esempio: compressione e taglio, compressione diagonale, taglio diretto sul giunto), selezionate in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi. Le prove devono essere eseguite su tutte le tipologie murarie o comunque su quelle relative agli elementi che, dall'analisi di sensibilità basata sui dati preliminari (§ C8.5), sono risultati significativi per la valutazione della sicurezza. I valori per le verifiche saranno ottenuti, a partire dai valori medi presenti nella Tabella C8.5.I, utilizzando misure sperimentali dirette sull'edificio, tenendo conto dell'attendibilità del metodo di prova. In sostituzione, possono essere considerati i risultati di prove eseguite su altre costruzioni della stessa zona, in presenza di chiara e comprovata

corrispondenza tipologica per materiali e morfologia. A seguito delle indagini, e necessario valutare, per ogni

Qualora la muratura in esame possa essere ricondotta alle tipologie murarie di cui alla tab. C8.5.I e C8.5.II della circolare esplicativa delle NTC 2018 i valori dei parametri meccanici da utilizzare per le verifiche possono essere definiti in considerazione per i diversi livelli di conoscenza, come segue:

LC1: Resistenze: i valori minimi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I.

- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC2: Resistenze: i valori medi degli intervalli riportati in Tabella C8.5.I

-Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

LC3: I valori delle resistenze e dei moduli elastici riportati in Tabella C.8.5.I individuano una distribuzione a-priori che può essere aggiornata sulla base dei risultati delle misure eseguite in sito.

5. CONOSCENZA DEL FABBRICATO

5.1 Documentazione esistente

Dall'archivio del Comune di Smerillo è stata reperita una pratica edilizia risalente all'anno 2001. Nella stessa, a firma del tecnico Arch. Giuliano Coltrinari e dal titolo "Lavori di adeguamento e messa a norma della scuola materna sita in Loc. San Martino al Faggio" è presente la documentazione relativa alle strutture riguardanti la realizzazione di una falda di copertura al di sopra dell'androne di ingresso prima costituita da soletta piana e la documentazione relativa alla realizzazione dell'ampliamento sul lato nord in blocchi portanti semipieni. L'ampliamento realizzato in poroton consta soltanto da due pareti portanti fondate su cordolo in c.a. delle dimensioni di 60x30cm e una copertura latero-cementizia. In virtù della presenza del cordolo, il sistema di consolidamento fondale sarà realizzato mediante un solo cordolo sul lato interno in c.a. affiancato all'esistente e ad esso ancorato mediante connettori. Tale sistema permette di trasferire i carichi della struttura dell'ampliamento in profondità mediante i pali trivellati. Di seguito si riportano alcuni stralci della documentazione progettuale reperita presso gli archivi dell'Ente.

COMUNE DI SMERILLO

(Provincia di Ascoli Piceno)

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

LAVORI DI ADEGUAMENTO E MESSA A NORMA

DELLA SCUOLA MATERNA

SITA IN LOC. SAN MARTINO AL FAGGIO

REGIONE MARCHE
SERVIZIO REGIONALE PER LA
P.P. E DIFESA DEL SUOLO
ASCOLI PICENO

ACQUISITO AGLI ATTI AI SENSI DELLA LEGGE
REGIONALE DEL 27-3-1997 N. 13 ART. 2

Ascoli Piceno, 1

20 AGO. 2001

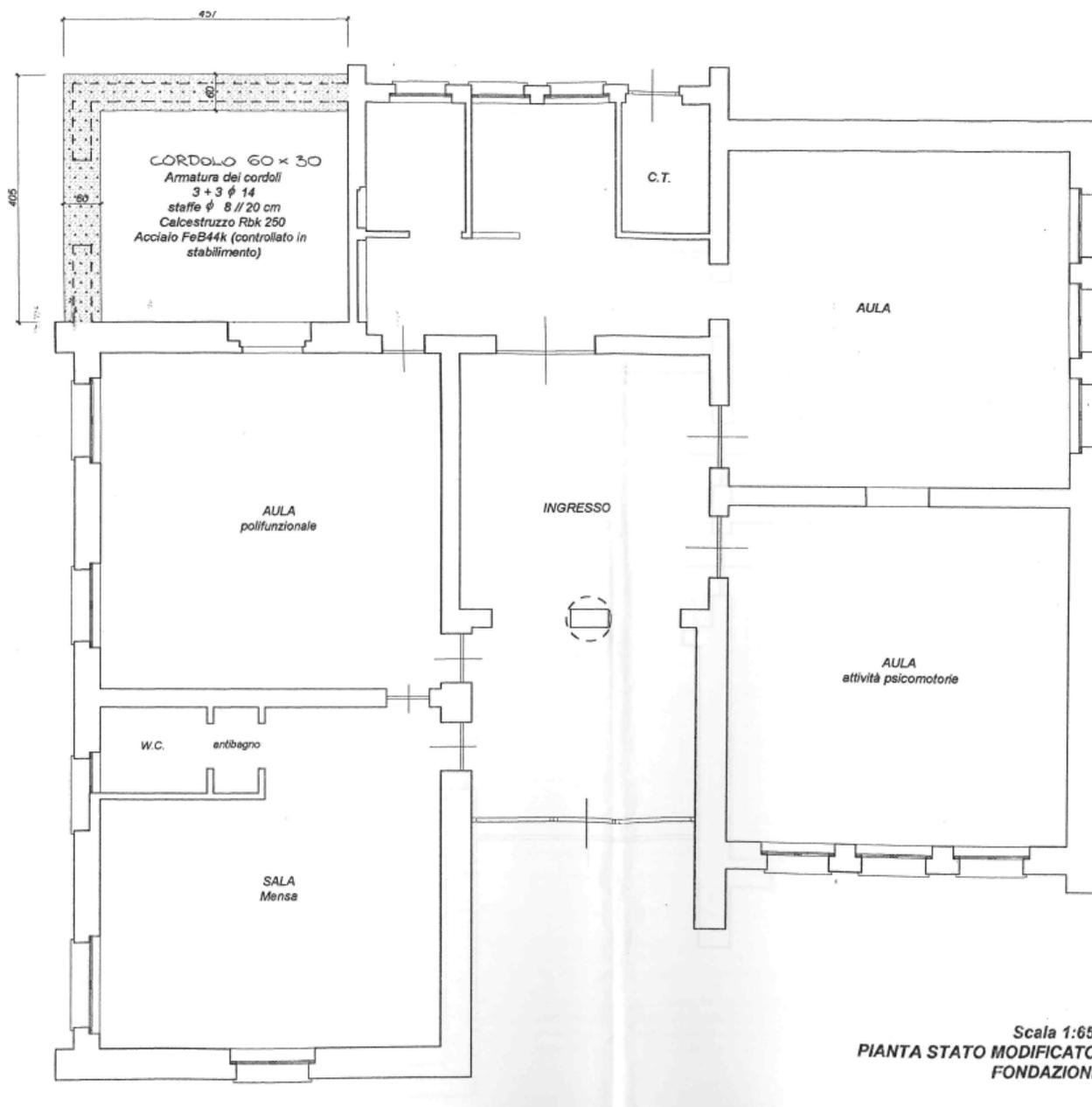
6504-18544



PROSPETTO SUD MODIFICATO

ESECUTIVI STRUTTURALI
E PARTICOLARI COSTRUTTIVI
DOTT. ARCH. GIULIANO COLTRINARI





5.2 Stato di conservazione delle strutture e vulnerabilità

Dai sopralluoghi effettuati si è evidenziato che l'edificio presenta già di per sé alcune vulnerabilità e delle carenze legate ad alcuni componenti edilizi e anche alla vetustà dell'immobile. Le **principali vulnerabilità** possono sintetizzarsi in:

- **Presenza di elementi spingenti:** la presenza di elementi spingenti va ad influire negativamente sull'attivazione di cinematismi di locali di collasso delle pareti perimetrali. Nell'edificio originario la copertura è realizzata con travetti varesi e tavella soprastante con orditura spingente. Per quanto concerne quest'ultima, dalle indagini effettuate non si evince la presenza di un cordolo sommitale.

- **Presenza di tavelline a spacco:** Il solaio di plafonatura presente per tutta l'estensione del corpo di fabbrica originario presenta una tavellina disposta nell'ala inferiore dei travetti tipo varese. Tale tavella è di spessore circa pari a 3cm e presenta anche alcune fessurazioni longitudinali. Vista l'assenza di un valido confinamento e contenimento la stessa risulta essere molto vulnerabile alle azioni orizzontali perché eventuali scorrimenti potrebbero portare al danneggiamento e al suo distacco.



Per quanto concerne le **carenze strutturali**, esse possono sintetizzarsi nei seguenti punti:

- **Muratura caotica e irregolare:** La muratura di alcune pareti è costituita da pietrame sbizzato a tessitura molto irregolare con giunti ad elevato spessore. In molteplici porzioni si rileva una malta di scarsa qualità. La presenza di diverse tipologie di muratura (in mattoni, in pietrame e in blocchi semipieni) rende il comportamento dinamico del complesso molto eterogeneo e non unitario, vista la differenza di rigidità/resistenza tra le varie murature.

- **Carenza dei collegamenti strutturali:** Dai sondaggi effettuati si è rilevato che non vi sono efficaci connessioni fra le murature portanti ortogonali di diversa tipologia, né tra le stesse e il solaio di piano o la copertura. Ciò fa venir meno il comportamento scatolare del fabbricato con i deficit che l'assenza dello stesso comporta.

Per quanto riguarda l'aspetto manutentivo, in generale l'edificio si presenta in un ottimo stato conservativo visti anche gli interventi intrapresi dall'Amministrazione nel corso degli anni che ne hanno permesso l'uso continuo e il mantenimento funzionale.

5.3 Campagna di indagini conoscitive e sondaggi

5.3.1 Indagini geologico-geotecniche

Per svolgere l'analisi di vulnerabilità sismica, ai fini della caratterizzazione geotecnica del terreno per l'identificazione della categoria di sottosuolo e topografica ci si è avvalsi della relazione tecnica redatta dal Dott. Geol. Matteo Pompei (allegata al progetto esecutivo).

Dalle indagini e dalla relazione geologica si evince una $V_{S,eq}$ pari a 578m/s è pertanto possibile assimilare il locale profilo stratigrafico alla **categoria "B"**: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.

A.	AMMASSI ROCCIOSI AFFIORANTI O TERRENI MOLTO RIGIDI CARATTERIZZATI DA VALORI DI VELOCITÀ DELLE ONDE DI TAGLIO SUPERIORI A 800 M/S, EVENTUALMENTE COMPREDENTI IN SUPERFICIE TERRENI DI CARATTERISTICHE MECCANICHE PIÙ SCADENTI CON SPESSORE MASSIMO PARI A 3 M.
B.	ROCCE TENERE E DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MOLTO ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MOLTO CONSISTENTI, 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.	DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 M, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA 180 M/S E 360 M/S.
D.	DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA SCARSAMENTE ADDENSATI O DI TERRENI A GRANA FINA SCARSAMENTE CONSISTENTI, CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 M, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA 100 E 180 M/S.
E.	TERRENI CON CARATTERISTICHE E VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE RICONDUCEBILI A QUELLE DEFINITE PER LE CATEGORIE C O D, CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO NON SUPERIORE A 30 M.

L'area d'intervento è posta su un'area sub-pianeggiante con un angolo medio di inclinazione di circa 3°. Pertanto, secondo la Tabella 3.2.IV del Cap.3.2 NTC2018, il sito è ascrivibile alla **Categoria Topografica – T1**.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

5.3.2 Indagini sulle strutture

La fase preliminare ha contemplato l'esecuzione di indagini in situ estese basate su indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali. Sono stati eseguiti saggi estesi, sia in superficie sia nello spessore murario mediante endoscopie, mirati alla conoscenza dei materiali e della morfologia interna della muratura, all'individuazione delle zone omogenee per materiali e tessitura muraria, dei dispositivi di collegamento trasversale e il grado di connessione agli incroci, oltre che dei fenomeni di degrado. Si sono quindi

identificate le tipologie di muratura principali alle quali si è fatto riferimento ai fini della determinazione delle proprietà meccaniche.

In particolare, sono stati eseguiti dei sondaggi alle ammorsature tra murature portanti ortogonali per capire il livello di ammorsamento tra le stesse; sono state demolite alcune piccole porzioni di plafonatura del solaio di sottotetto dalle quali si è potuto indagare la copertura e la tipologia del solaio stesso; sono state eseguite delle scalcinature sulle murature portanti interne completamente intonacate per comprendere la tipologia muraria. Da questa serie di analisi è emerso che le murature di differente tipologia non hanno alcun tipo di ammorsamento tra loro (le murature in mattoni non sono ammorsate con le murature in pietra), il solaio di plafonatura ha delle tavelline a spacco molto esili e vulnerabili, la copertura del corpo originario è spingente e non vi è alcun cordolo di piano. Dalle endoscopie è risultato che la muratura in pietrame presenta al suo interno delle cavità.

Le indagini e le prove estese hanno comunque permesso di poter **raggiungere il livello di conoscenza LC2 e l'impiego del relativo fattore di confidenza** con i conseguenti valori per i parametri meccanici desunti dalla tabella C8.5.I.

5.4 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Ai fini della conoscenza del fabbricato e per il raggiungimento del livello di conoscenza LC2 sono state eseguite delle prove estese. Si tratta di indagini visive, diffuse e sistematiche, accompagnate da approfondimenti locali che nel caso in esame si sono concretizzate nell'esecuzione di prove con martinetti piatti doppi e singolo, endoscopie e analisi della malta. I risultati di tali prove sono riportati nei certificati rilasciati dal laboratorio LATEMA. Dal livello di conoscenza raggiunto, viste le indagini eseguite sui paramenti murari e rilevati gli spessori, in considerazione di quanto previsto dalle Norme tecniche per le costruzioni e dalla relativa Circolare, i parametri meccanici delle murature vengono desunti dalla tabella C8.5.I. L'impiego di tali parametri è reso possibile avendo ricondotto le tipologie murarie dell'edificio in oggetto alle tipologie di cui alla tab. C8.5.I e C8.5.II della circolare esplicativa. Di seguito vengono descritte le tipologie utilizzate ed i relativi parametri meccanici, distinte per i rispettivi piani dell'edificio.

5.4.1 Muratura di pietrame disordinato

La muratura di pietrame disordinato in questione è costituita da elementi lapidei di forma irregolare con giunti di malta di elevato spessore. Le caratteristiche meccaniche della stessa sono desunte dalla tabella C8.5.I della circolare 21 gennaio 2019 n.7. In conseguenza

del livello di conoscenza raggiunto, i valori adottati per i parametri meccanici della stessa sono i seguenti:

- Resistenza media a compressione f	1,50 MPa
- Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0	0,025 MPa
- Modulo di elasticità normale E	870 MPa
- Modulo di elasticità tangenziale G	290 MPa
- Peso specifico medio w	19 KN/m³

5.4.2 Muratura di mattoni pieni e malta di calce

La muratura di mattoni in questione è costituita da mattoni pieni a pasta gialla delle dimensioni di circa 25x5x12.5cm con giunti di malta di medio spessore. La muratura si presenta regolare e priva di rimaneggiamenti. Le caratteristiche meccaniche della stessa sono desunte dalla tabella C8.5.I della circolare 21 gennaio 2019 n.7. In conseguenza del livello di conoscenza raggiunto, i valori adottati per i parametri meccanici della stessa sono i seguenti:

- Resistenza media a compressione f	3,45 MPa
- Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0	0,090 MPa
- Modulo di elasticità normale E	1500 MPa
- Modulo di elasticità tangenziale G	500 MPa
- Peso specifico medio w	18 KN/m³

Tale tipologia muraria e i relativi parametri sono adottati per le murature indicate nella planimetria seguente e campite con la rossa. Nel seguito sono mostrate anche foto della muratura stessa.

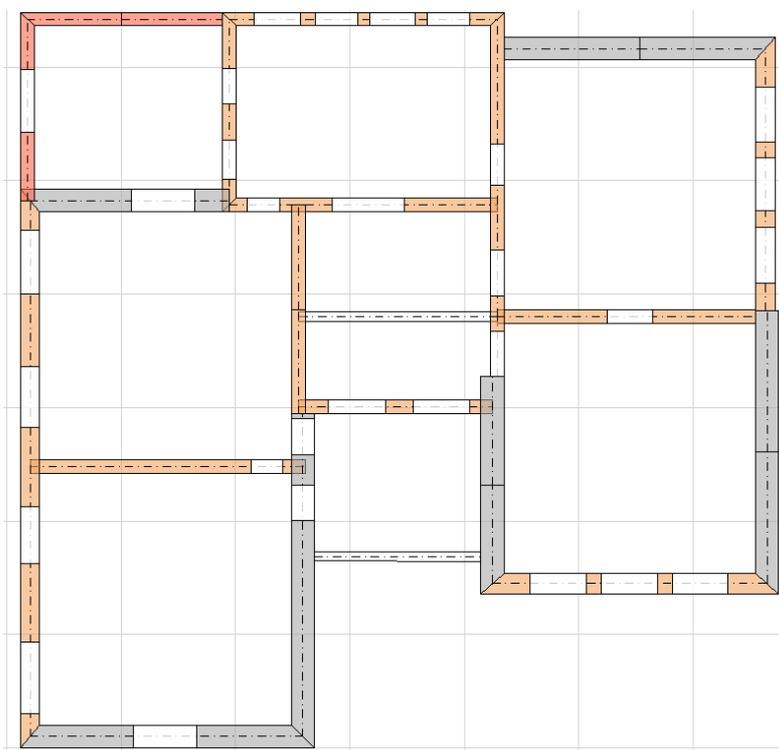
5.4.3 Muratura di blocchi in laterizio semipieni

La muratura in questione è quella delle due pareti perimetrali dell'ampliamento realizzato negli anni 2000. La muratura si presenta regolare e priva di rimaneggiamenti. Le caratteristiche meccaniche della stessa sono desunte dalla tabella C8.5.I della circolare 21 gennaio 2019 n.7. In conseguenza del livello di conoscenza raggiunto, i valori adottati per i parametri meccanici della stessa sono i seguenti:

- Resistenza media a compressione f	6,50 MPa
--	-----------------

- Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali τ_0 **0,125 MPa**
- Modulo di elasticità normale **E** **4550 MPa**
- Modulo di elasticità tangenziale **G** **1138 MPa**
- Peso specifico medio **w** **15 KN/m³**

Tale tipologia muraria e i relativi parametri sono adottati per le murature indicate nella planimetria seguente e campite con la colorazione sotto riportata. Nel seguito sono mostrate anche foto della muratura stessa.



Rosso=Blocchi semipieni – Grigio=Pietrame – Arancione=Mattoni



Tipologie murarie

6. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Le azioni considerate ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato sono:

- Peso proprio degli elementi strutturali;
- Pesì proprio degli elementi non strutturali;
- Carichi variabili per ambienti destinati a scuola;
- Azione della neve;
- Azione sismica.

6.1 Analisi dei carichi

SOLAIO PLAFONATURA			
<u>TRAVETTI VARESE E TAVELLINA A SPACCO</u>			
TIPO CARICO	sp	kN/mc	KN/mq
TRAVETTI E TAVELLINA			1
TOTALE PESI PERMANENTI STRUTTURALI G1			1.0
TOTALE PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2			0
ACCIDENTALE $Q_{k_cat C2=}$			0

SOLAIO ATRIO INGRESSO			
<u>SOLETTA IN C.A.</u>			
TIPO CARICO	sp	kN/mc	KN/mq
SOLETTA IN C.A.	0.2	25	5
TOTALE PESI PERMANENTI STRUTTURALI G1			5.0
TOTALE PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2			0
ACCIDENTALE $Q_{k_cat C2=}$			0

COPERTURA CORPO ORIGINARIO			
TRAVETTI VARESE, TAVELLA E SOLETTA			
TIPO CARICO	sp	kN/mc	KN/mq
STRUTTURA			1.55
TOTALE PESI PERMANENTI STRUTTURALI G1			1.6
TEGOLE, LISCIATURA			0.7
TOTALE PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2			0.7
ACCIDENTALE Q_{k_cat} NEVE=			1.41

COPERTURA CORPO AMPLIAMENTO			
TRAVETTI PRECOMPRESSI, PIGNATTE, SOLETTA			
TIPO CARICO	sp	kN/mc	KN/mq
STRUTTURA			3
TOTALE PESI PERMANENTI STRUTTURALI G1			3.0
TEGOLE, LISCIATURA			0.7
TOTALE PESI PERMANENTI NON STRUTTURALI G2			0.7
ACCIDENTALE Q_{k_cat} NEVE=			1.41

Allo stato di progetto i carichi derivanti dai solai restano invariati.

6.2 Determinazione del carico da neve

Il valore caratteristico della neve al suolo viene determinato in funzione dell'altezza s.l.m. del sito. L'edificio è collocato in Zona II con un'altitudine di 500m s.l.m. e si ottiene dunque:

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

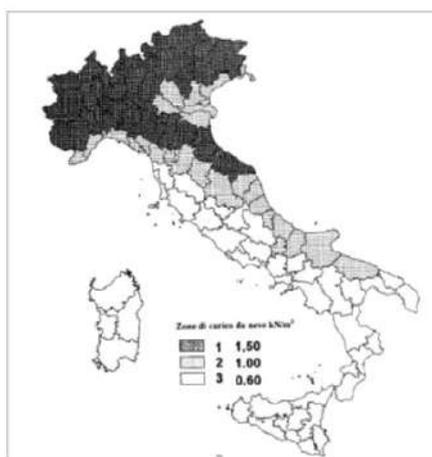
μ_i (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_T (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	500
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.77

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento dello stesso, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_T = 1$.



Coefficiente di esposizione

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

Presi unitari il coefficiente termico e di esposizione, il coefficiente di forma è pari a 0,8 in quanto l'inclinazione $0 \leq \alpha \leq 30^\circ$, per cui il carico di neve definitivo è pari a $0,8 \times 1.77 = 1.41$ KN/m².

6.3 Definizione dell'azione sismica

Ai fini della valutazione delle azioni sismiche è necessario definire, preliminarmente, alcuni parametri caratteristici dell'opera e del sito considerati:

- vita nominale (**VN**);
- classe d'uso e relativo coefficiente d'uso (**CU**);
- periodo di riferimento per l'azione sismica (**VR**);
- categoria di sottosuolo (**S**);
- condizioni topografiche (**T**).

La vita nominale da considerare è pari a:

$$\mathbf{VN=50 \text{ anni}}$$

Per classe d'uso si assume la Classe III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi); per cui il coefficiente d'uso risulta:

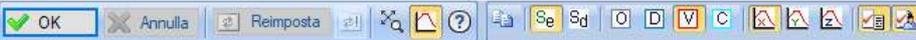
$$\mathbf{CU=1,5}$$

Ottenendo un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$\mathbf{VR=VN \cdot CU=75 \text{ anni}}$$

Inserendo all'interno del software AEDES PCM i dati sopra esposti e le coordinate geografiche del sito si ottiene lo spettro elastico allo SLV di seguito illustrato.

Azione Sismica



Sito Struttura Componenti

Ubicazione del sito

Longitudine: Latitudine:

Tipo di interpolazione: Media ponderata ([3] in §All. A) Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B:

Reticolo intorno al sito

Pericolosità sismica di base

T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)
30	0.058	2.490	0.280
50	0.073	2.467	0.290
72	0.085	2.467	0.307
101	0.098	2.468	0.320
140	0.112	2.458	0.320
201	0.129	2.458	0.330
475	0.179	2.476	0.340
975	0.231	2.508	0.350
2475	0.314	2.548	0.360

Risposta sismica locale

Approccio semplificato secondo Normativa

Approccio rigoroso con Analisi RSL

Categoria di sottosuolo:

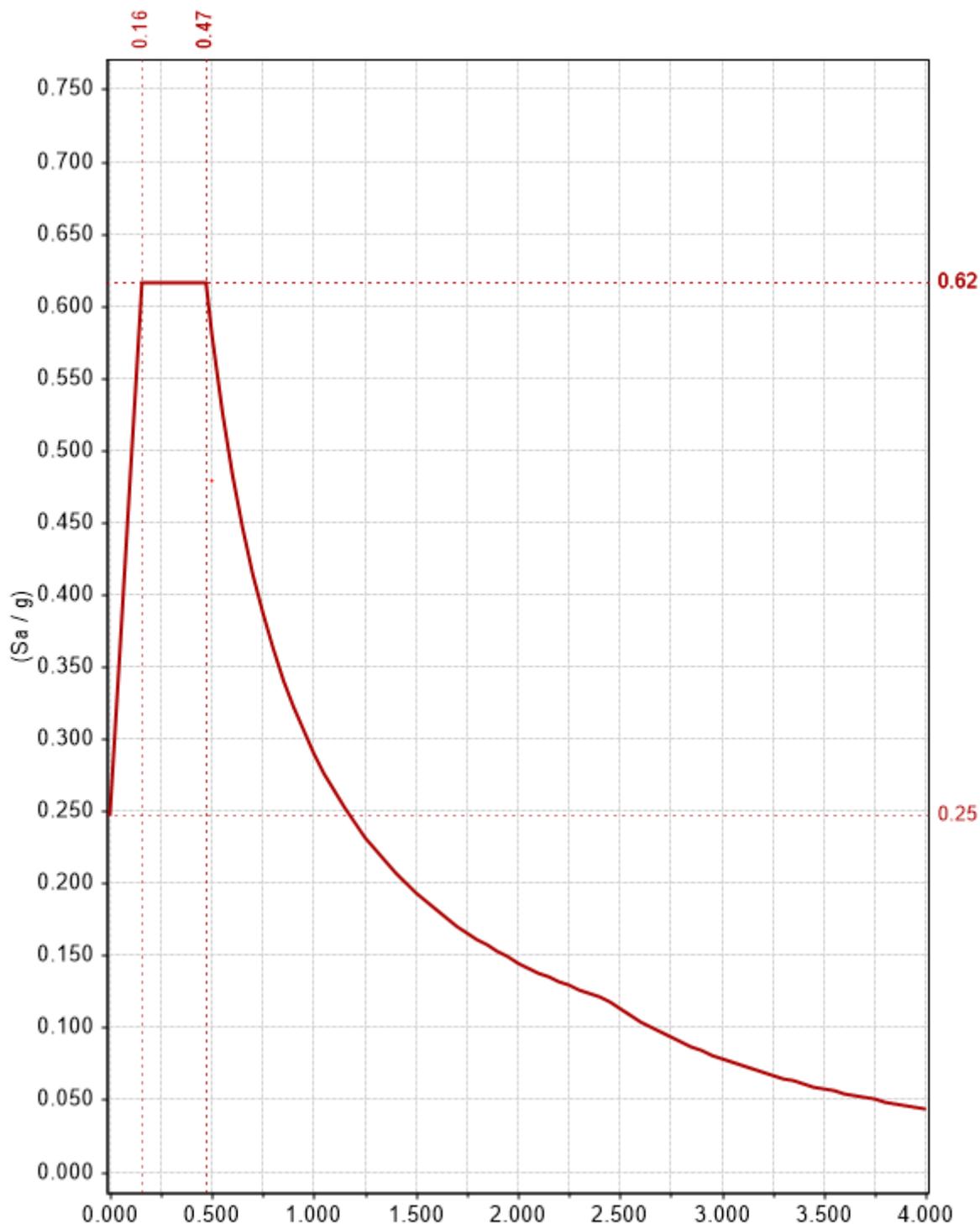
Categoria topografica:

Quota sito/Altezza rilievo: [$0 \leq (h/H) \leq 1$]

Amplificazione topografica S_T : (§3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F,o	T,C (sec)	a,max (g)	F,v	T,C (sec)
30	0.070	2.490	0.397	0.058	0.810	0.150
50	0.088	2.467	0.409	0.073	0.900	0.150
72	0.102	2.467	0.428	0.085	0.971	0.150
101	0.118	2.468	0.442	0.098	1.043	0.150
140	0.134	2.458	0.442	0.112	1.111	0.150
201	0.155	2.458	0.453	0.129	1.192	0.150
475	0.215	2.476	0.464	0.179	1.414	0.150
975	0.270	2.508	0.475	0.231	1.627	0.150
2475	0.339	2.548	0.486	0.314	1.928	0.150

T,R (anni)	Orizzontale			Verticale		
	a,max (g)	F,o	T,C (sec)	a,max (g)	F,v	T,C (sec)



7. MODELLO DI CALCOLO E CRITERI DI ANALISI

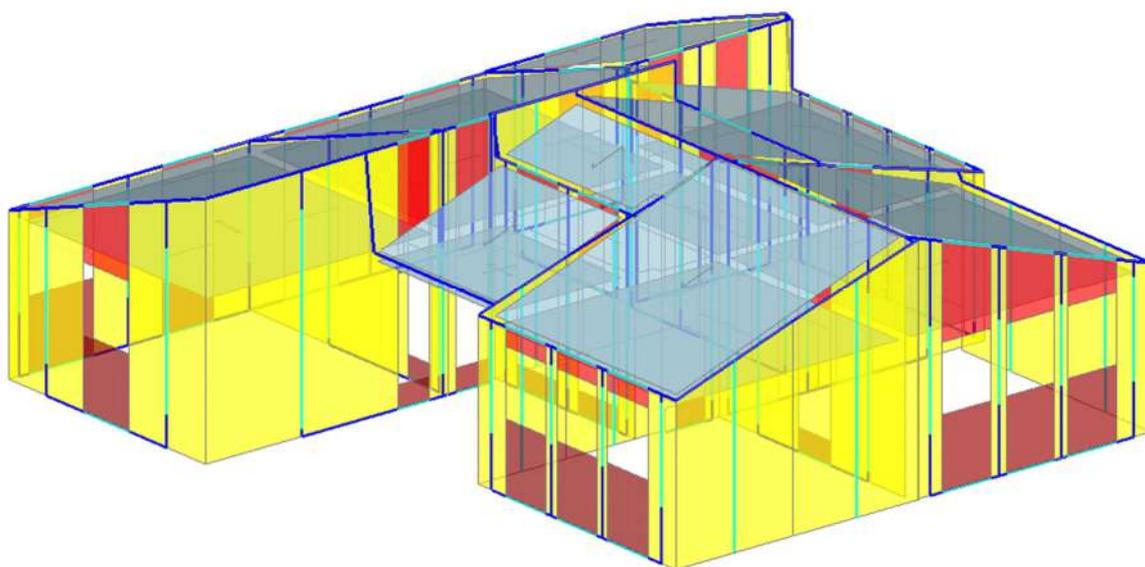
7.1 Modello di calcolo

La modellazione, le relative verifiche e la ricerca dei parametri di sollecitazione sono state fatte secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. In particolare, per la verifica di

vulnerabilità sismica e per l'adeguamento dei cinematismi locali di collasso è stato utilizzato il seguente programma di calcolo di cui il sottoscritto è utente registrato e licenziato: **AEDES PCM** versione 2020.1.1.0 (codice licenza: HOOLRLGSN). Il software è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di edifici in muratura per i quali ne consente la modellazione tridimensionale. Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità dei codici utilizzati, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

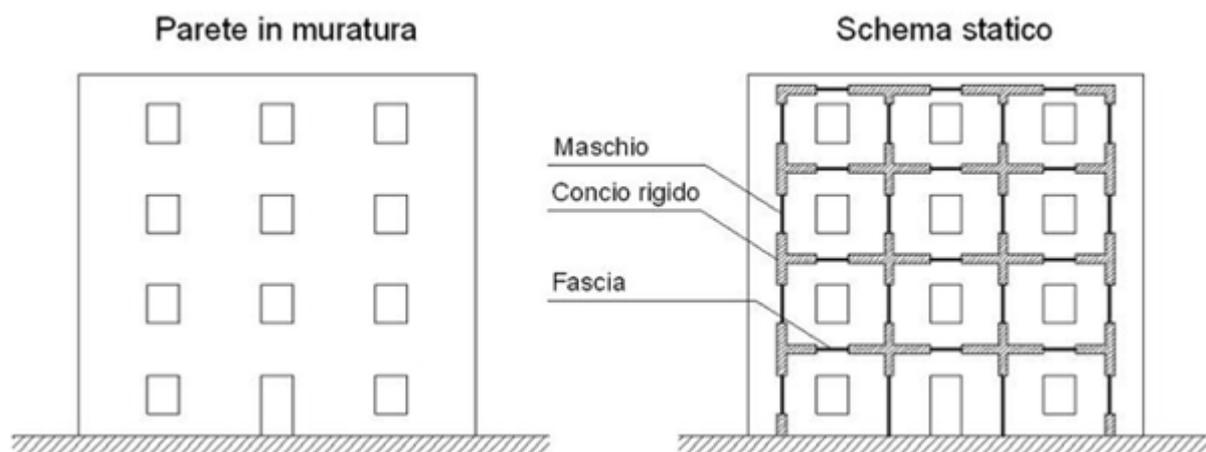


Modello architettonico



Modello strutturale

La modellazione della struttura viene effettuata con il metodo degli elementi finiti mediante un assemblaggio di telai piani. In questa modellazione, definita a telaio equivalente, ogni telaio rappresenta un paramento murario verticale. Le aste verticali sono i maschi murari, quelle orizzontali le fasce di piano. Il modello strutturale così ottenuto rappresenta in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidità effettiva, attraverso elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.



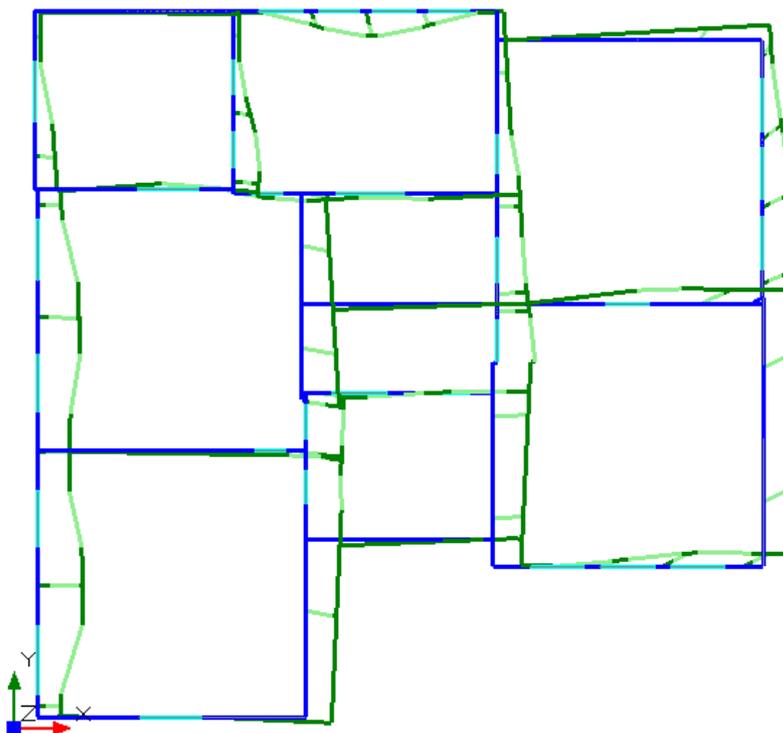
7.2 [Criteri di analisi](#)

Lo stato limite nei confronti del quale viene eseguita la verifica è quello dello SLV (Salvaguardia della Vita), per il quale si richiede che il fabbricato abbia caratteristiche di resistenza e deformabilità tali per cui, se sottoposto all'azione sismica afferente allo stato limite indagato, esso, pur danneggiandosi, rimanga sufficientemente lontano da situazioni di collasso ed abbia ancora delle residue resistenze alle azioni orizzontali.

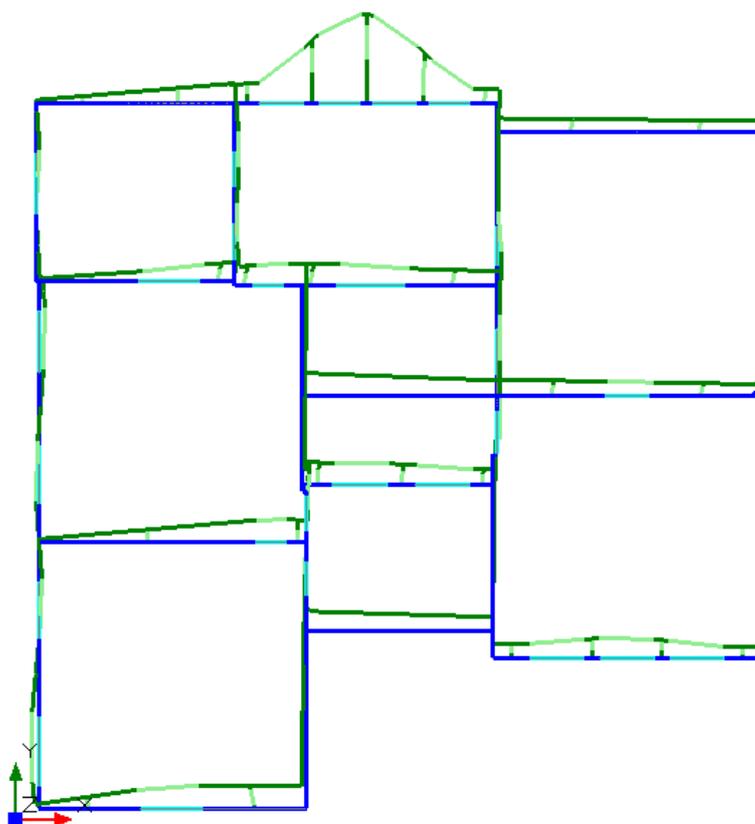
Viene effettuata l'analisi modale per la verifica dei modi di vibrare, ovvero per comprendere i modi di vibrare e valutare possibili effetti torsionali. L'analisi permette di stabilire la risposta della struttura in vibrazione libera non smorzata e di determinare i modi e le frequenze proprie di vibrare.

8. ANALISI MODALE

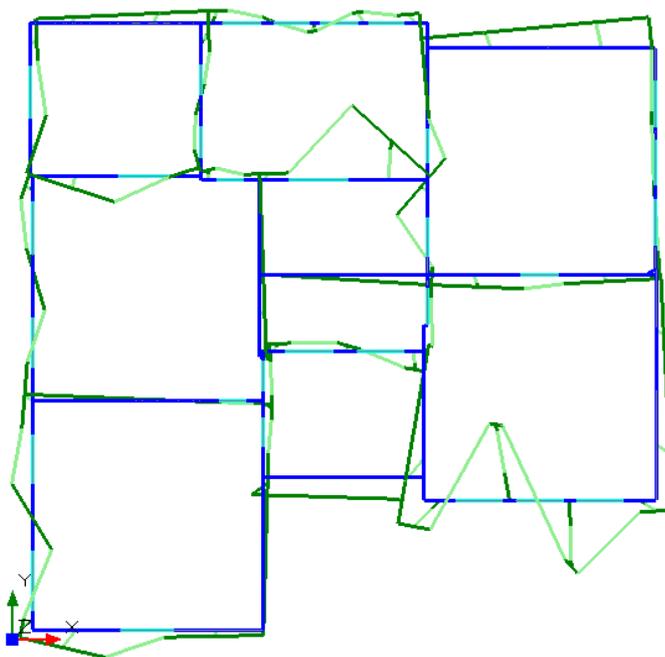
Di seguito si riportano i modi di vibrare principali dell'edificio. Dall'analisi dei modi principali di vibrare lungo le direzioni trasversale e longitudinale (X e Y), non emerge una componente torsionale significativa che possa dar luogo a sensibili squilibri tra posizione del centro di massa e di rigidità. La forma dell'edificio risulta quindi compatta e la distribuzione interna delle murature è pressoché uniforme.



Modo di vibrare dir. X; $T = 0.185''$



Modo di vibrare dir. Y; $T = 0.193''$



Modo di vibrare torsionale– T= 0.048''

9. ANALISI STATICA NON SISMICA

L'analisi statica non sismica prevede il calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate dal software in analisi statica non sismica, finalizzate alle verifiche di sicurezza di edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

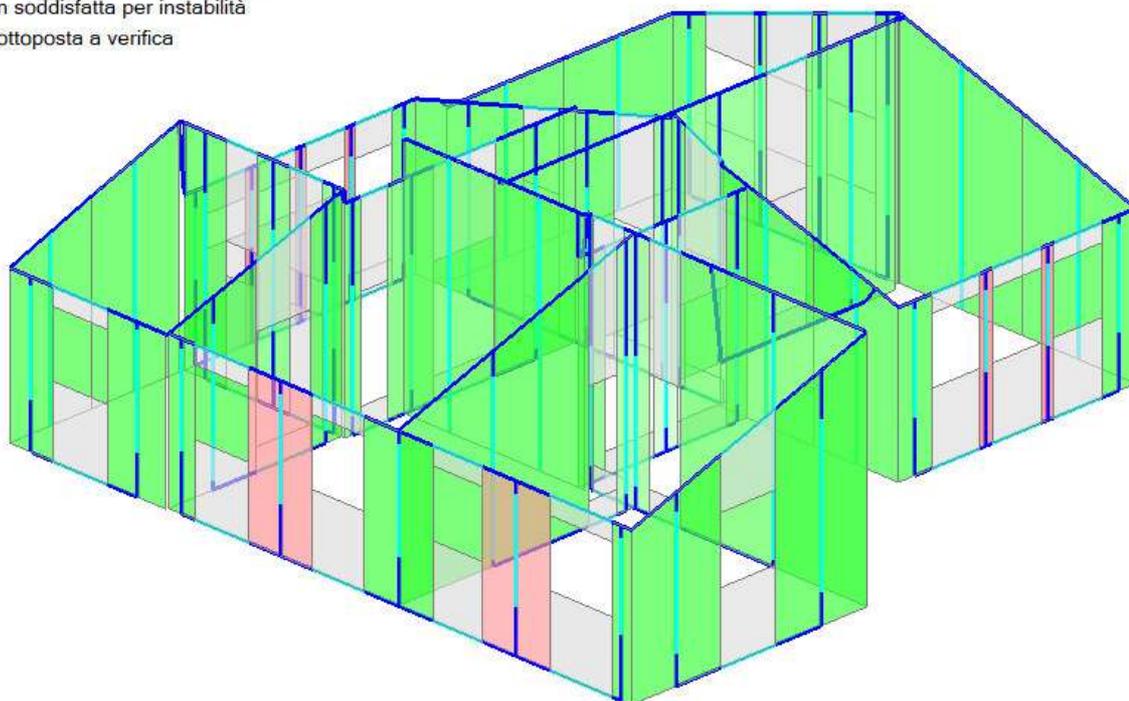
$$\gamma G_1 * G_{,1} + \gamma G_2 * G_{,2} + \gamma P * P + \gamma Q_1 * Q_{k,1} + \gamma Q_2 * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma Q_3 * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare $Q_{k,1}$ è l'azione variabile dominante, mentre $Q_{k,2}, Q_{k,3}, \dots$, sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili $Q_{k,j}$ vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in analisi statica non sismica.

Per quanto concerne il caso in esame vengono condotte le analisi statica non sismica dello stato di fatto e dello stato di progetto. Come è possibile osservare dai coefficienti di cui alle immagini che seguono, grazie agli interventi di cui alla presente le verifiche allo stato di fatto risultano tutte soddisfatte.

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



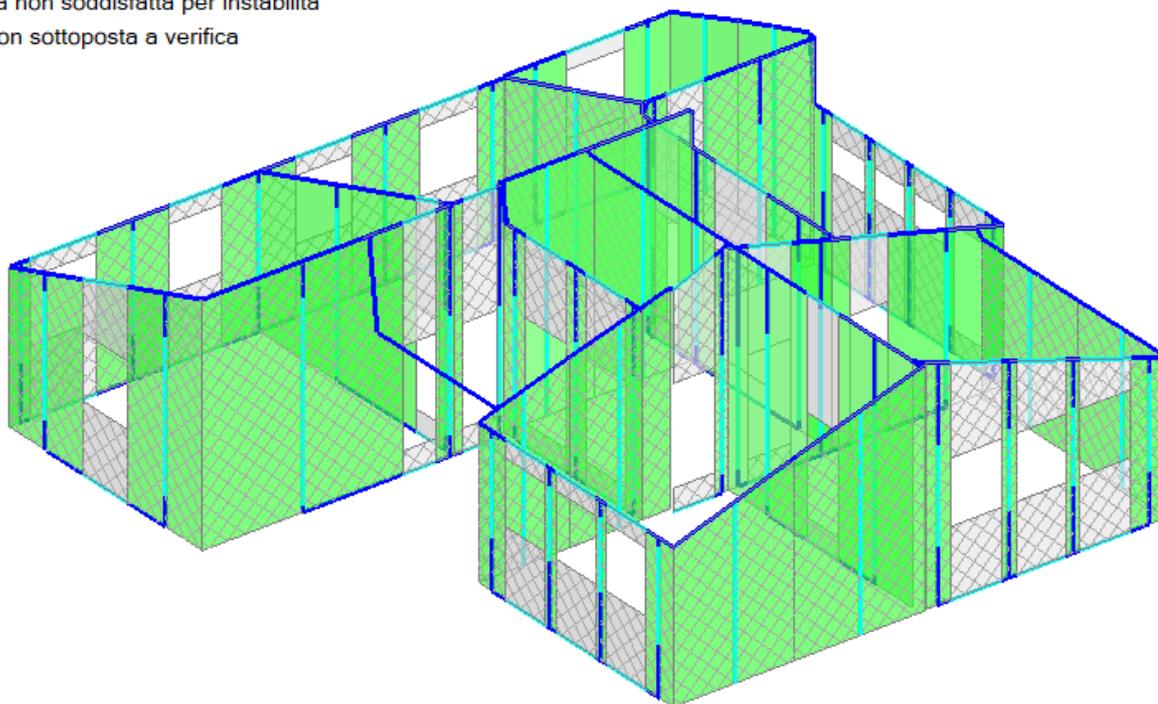
Analisi statica non sismica dello stato di fatto

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifica di Resistenza (RES)		
	CCC 1 / 19	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	0.988	98.1%
Taglio sconnimento [§4.5.6]	2.398	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	1.664	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	0.298	87.0%

Coefficienti di sicurezza analisi statica non sismica

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



Analisi statica non sismica dello stato di progetto

Analisi Statica Lineare, NON Sismica (D.M.17.1.2018)

Analisi Statica Lineare NON Sismica [§4.5.5]		
Verifiche di sicurezza per Edifici in Muratura		
SLU di salvaguardia della Vita (SLV)		
Verifica di Resistenza (RES)		
	CCC 1 / 19	
Pressofless. complanare [§4.5.6]	1.574	100%
Taglio scorcimento [§4.5.6]	2.751	100%
Taglio fessuraz. diag. [§4.5.6]	2.069	100%
Pressofless. ortogonale (da modello 3D)	3.670	100%

Coefficienti di sicurezza analisi statica non sismica

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

10. ANALISI SISMICA DELLE STRUTTURE

10.1 Regolarità in pianta e in elevazione

CONDIZIONI DI REGOLARITA' [§7.2.1 – NTC 2018]

REGOLARITA' IN PIANTA:

- a) La configurazione in pianta deve essere compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità.
- b) Il rapporto tra lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta deve essere < 4 .

Considerando un rettangolo con lati paralleli agli assi XY, si ha:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 16.16
- Dimensione minore in pianta (m) = 15.81
- Rapporto tra le due dimensioni = 1.02 < 4

c) Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25% della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione.

Parametri di riferimento per eseguite i controlli su eventuali rientri o sporgenze:

- Dimensione maggiore in pianta (m) = 16.16
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $\leq 25\%$ di 16.16 = 4.04
- Dimensione minore in pianta (m) = 15.81
 - corrispondente limitazione su rientri e sporgenze: $\leq 25\%$ di 15.81 = 3.95

d) Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti: **NO**

REGOLARITA' IN ALTEZZA:

e) Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione: **NO**

L'edificio ha 1 solo piano: le condizioni f) e h) sono influenti. Dalle valutazioni di cui sopra si può constatare che il corpo è un edificio **non regolare in pianta e non regolare in elevazione.**

10.2 Analisi statica non lineare corpo A

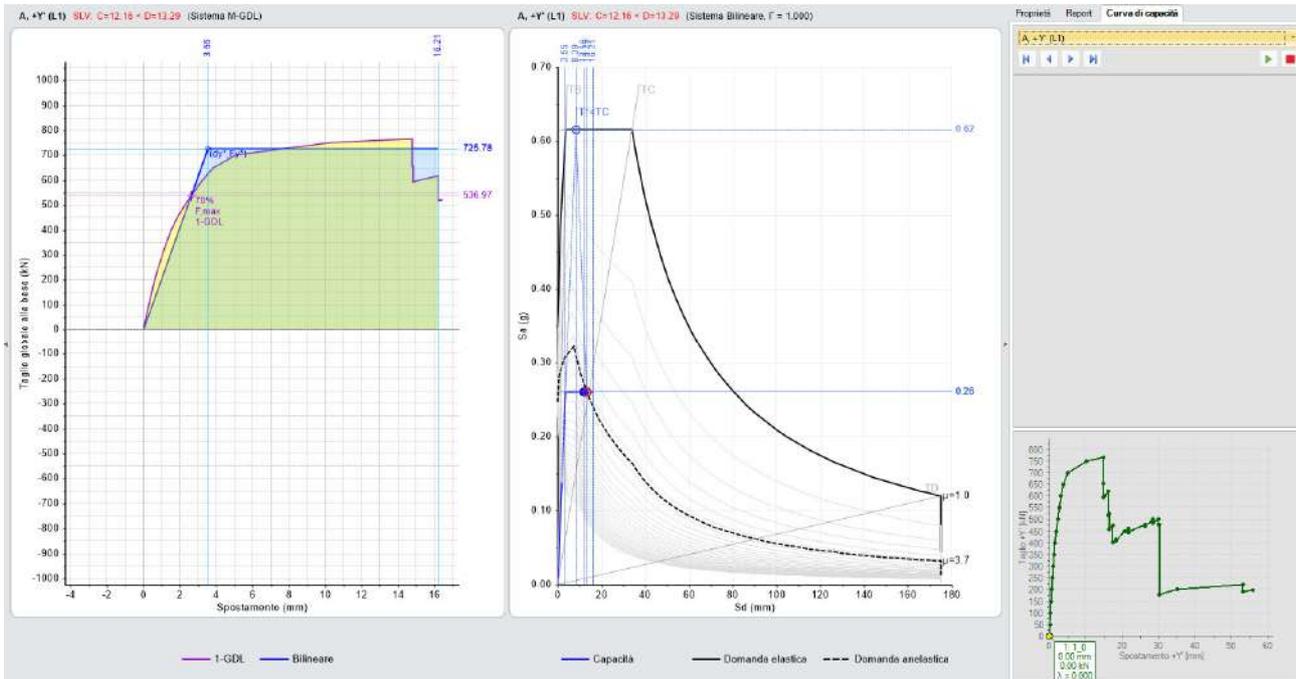
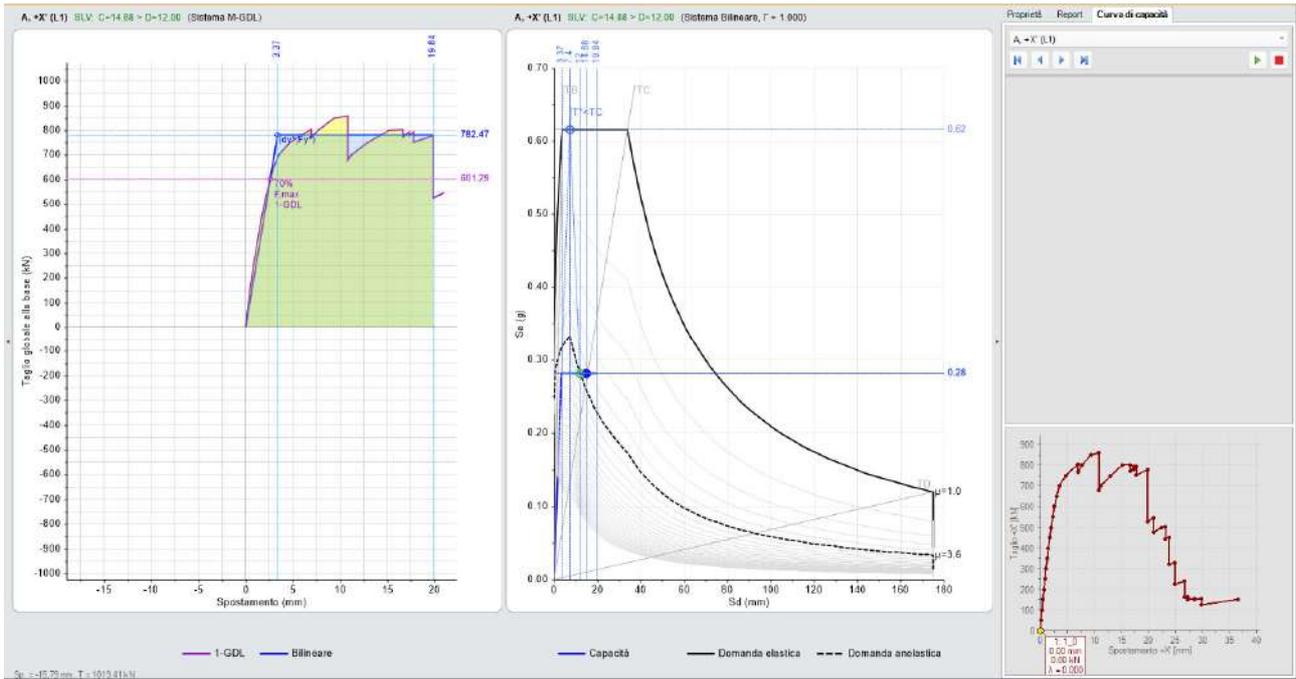
Al fine di valutare la vulnerabilità sismica del corpo A è stata effettuata un'analisi statica non lineare. Le distribuzioni considerate sono del tipo:

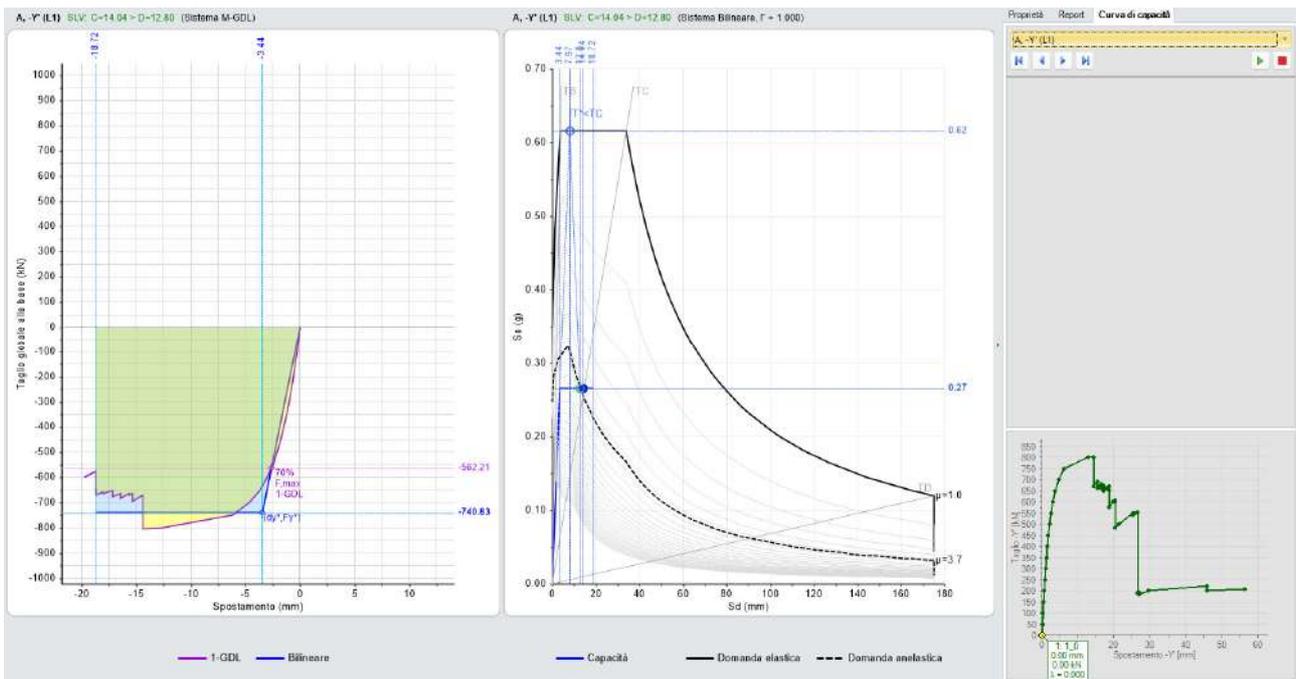
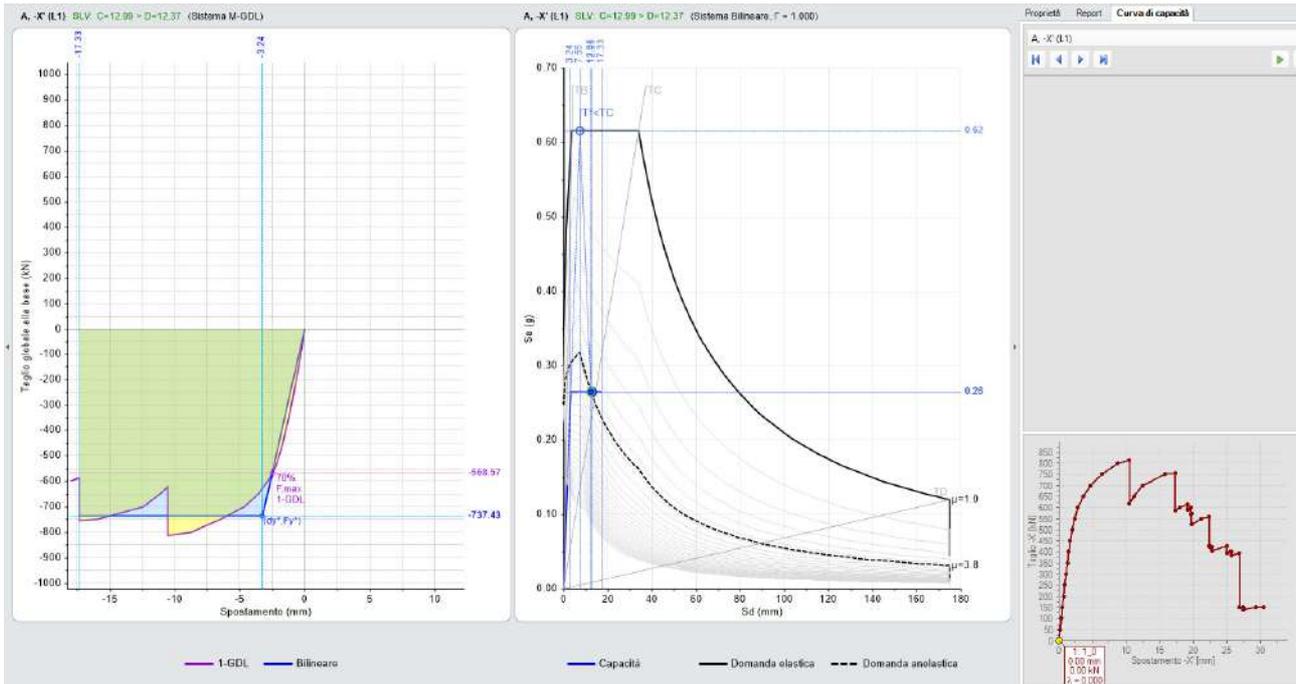
- Distribuzione con forze proporzionali alle forze statiche;
- Distribuzione con forze proporzionali alle masse;

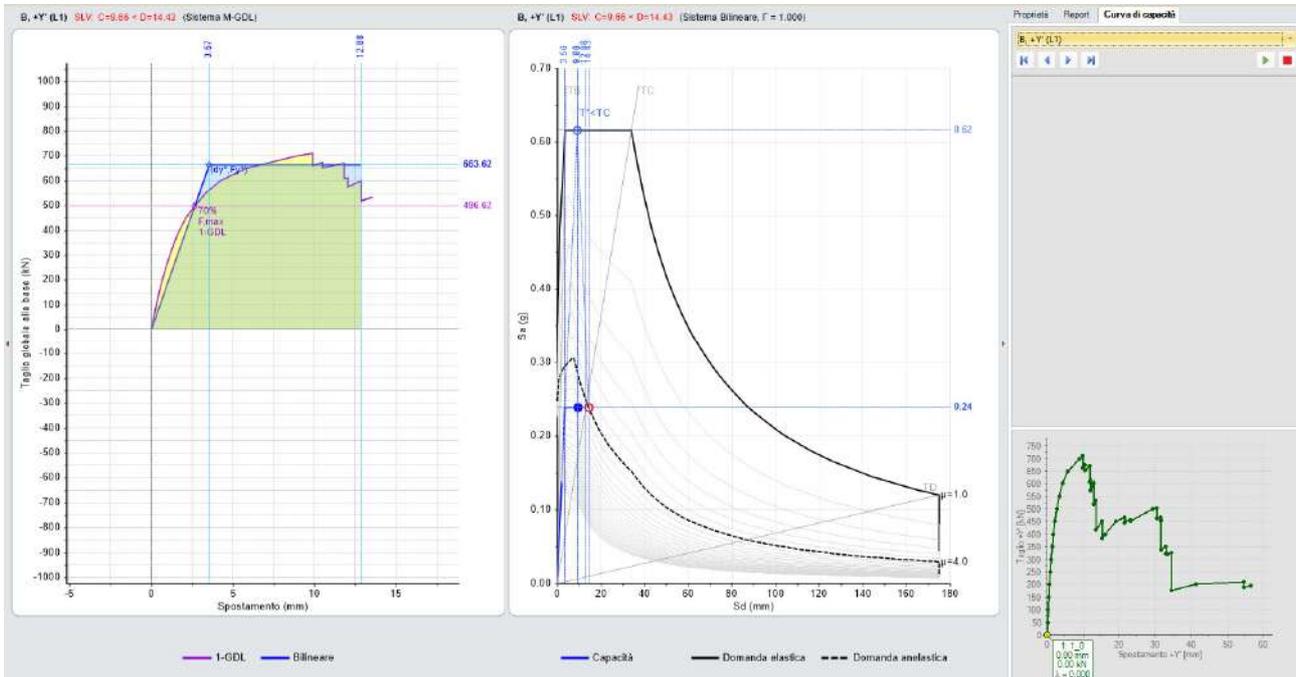
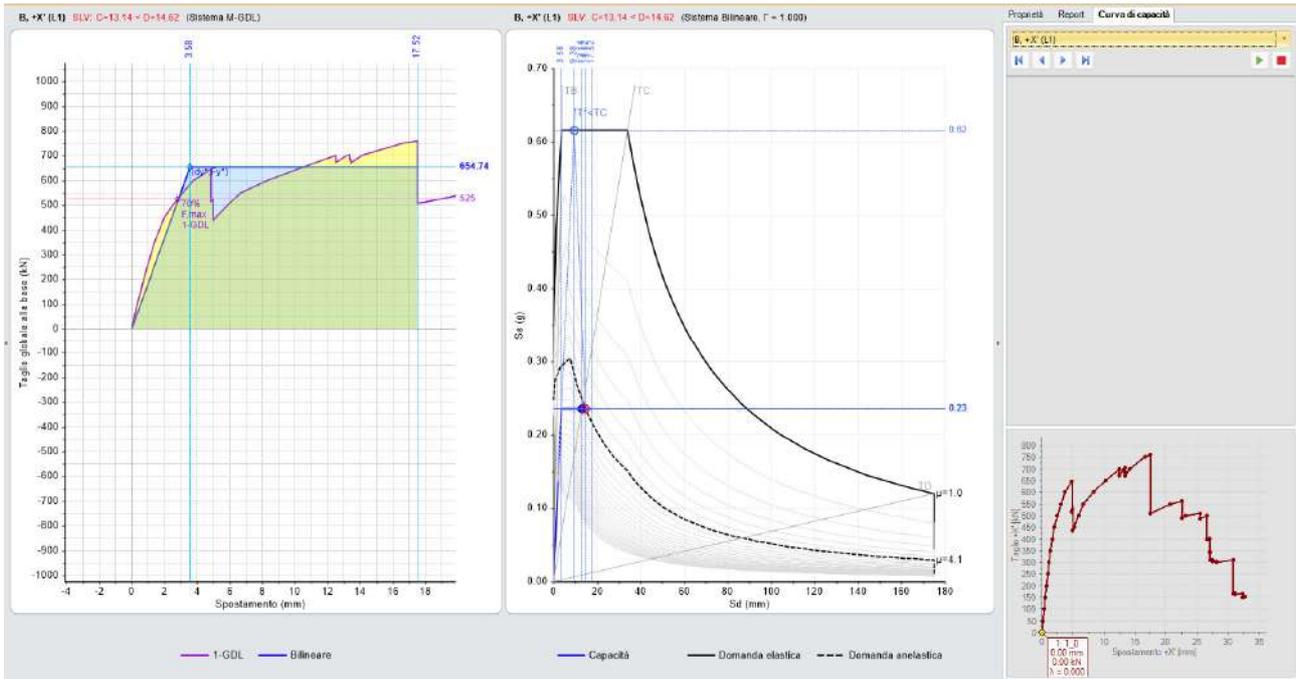
The screenshot shows the 'Parametri di Calcolo' window with the following settings:

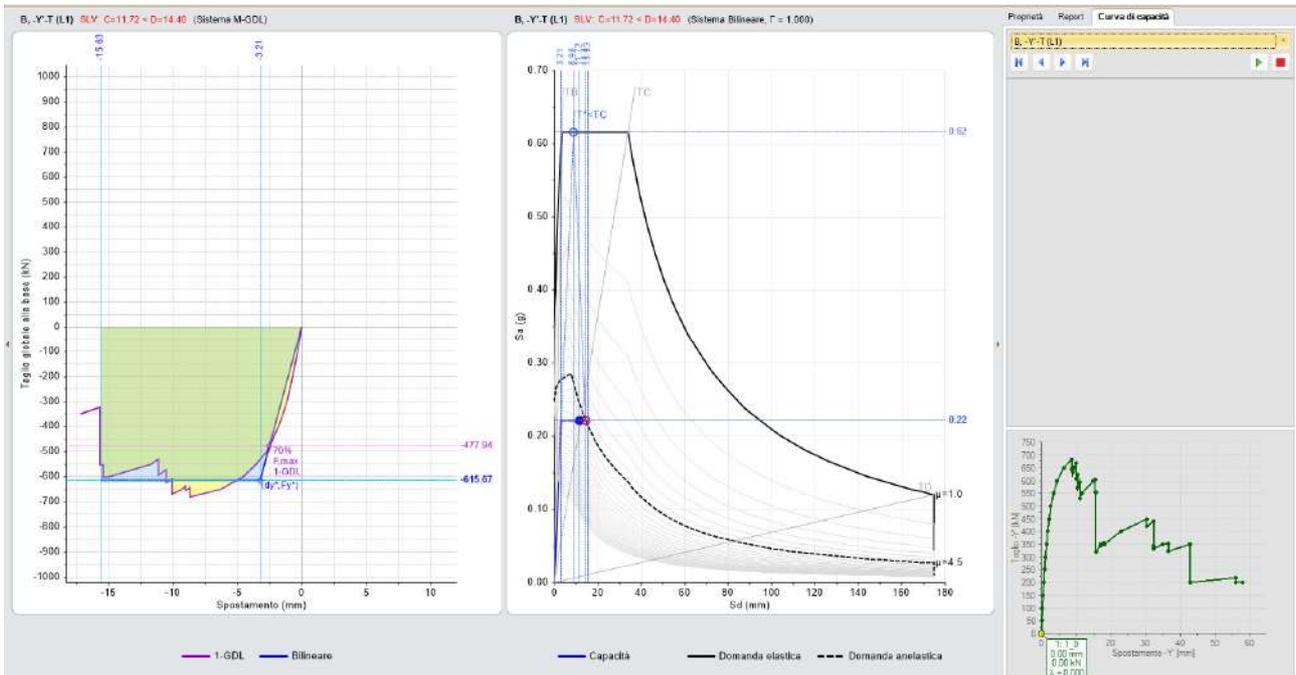
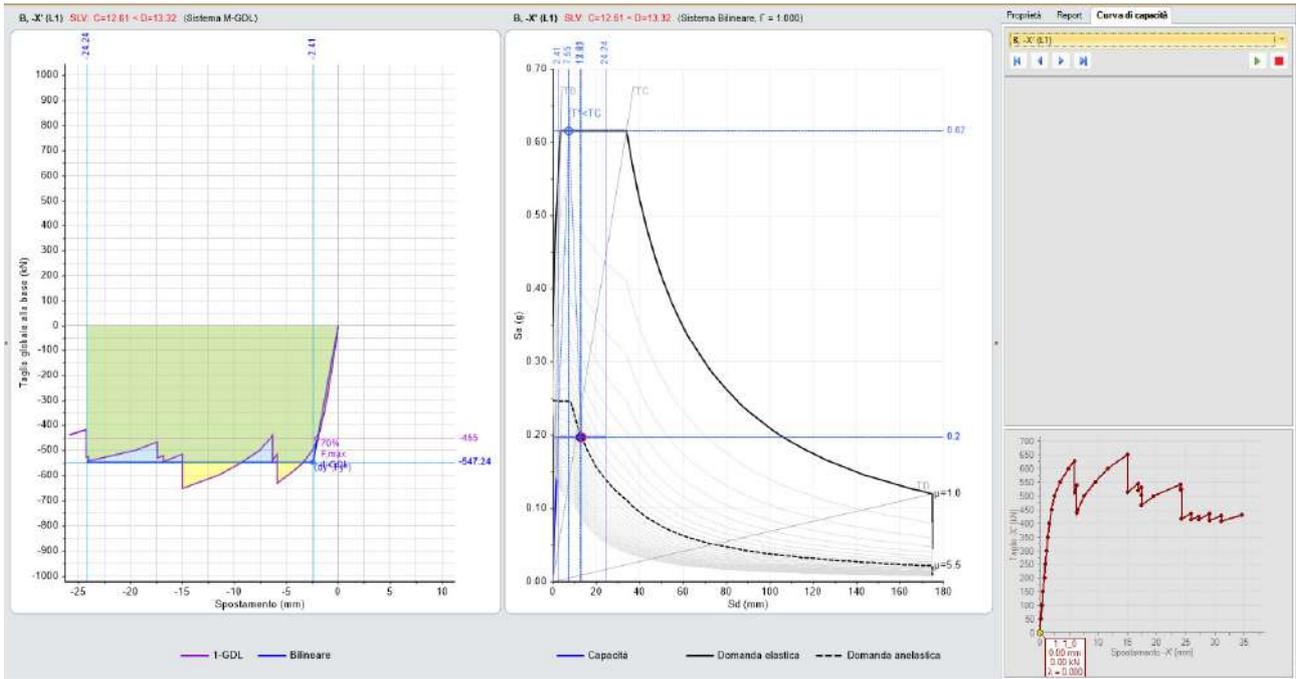
- Distribuzioni di forze:**
 - Gruppo 1: distribuzioni principali**
 - (A) **Lineare:** proporzionale alle forze statiche
 - (B) **Unimodale:** forze corrispondenti al primo modo di vibrare
 - (C) **Dinamica:** corrispondente alle forze in analisi dinamica lineare
 - Gruppo 2: distribuzioni secondarie**
 - (D) **Multimodale:** corrispondente ad una forma modale equivalente
 - (E) **Uniforme:** forze proporzionali alle masse
 - (F) **Unimodale adattiva**
 - (G) **Dinamica adattiva**
 - (H) **Multimodale adattiva**
- Nelle distribuzioni Dinamiche (C, G) considerare le forze da:**
 - spettro elastico
 - spettro di progetto
- Fattore di partecipazione modale:**
 - $\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$
 - $\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2}$
 - $\Gamma = 1.00$ nella distribuzione di forze Uniforme (E)
- Incremento di taglio. Direzione di analisi:**
 - Incremento di taglio (kN): 50.00
 - Direzione e verso di analisi:
 - + X'
 - + Y'
 - X'
 - Y'
- Eccentricità accidentale:**
 - Curve senza momento torcente aggiuntivo
 - Curve con momento torcente aggiuntivo
- Analisi bidirezionale:**
 - Curve senza combinazione direzionale
 - Curve con combinazione direzionale
- Sisma verticale:**
 - Curve senza componente verticale
 - Curve con componente verticale
- Punto di controllo:**
 - Baricentro del piano (n° piani = 1)
 - Baricentro del piano con spostamento maggiore nel modo di vibrare principale nella direzione di analisi
 - Nodi

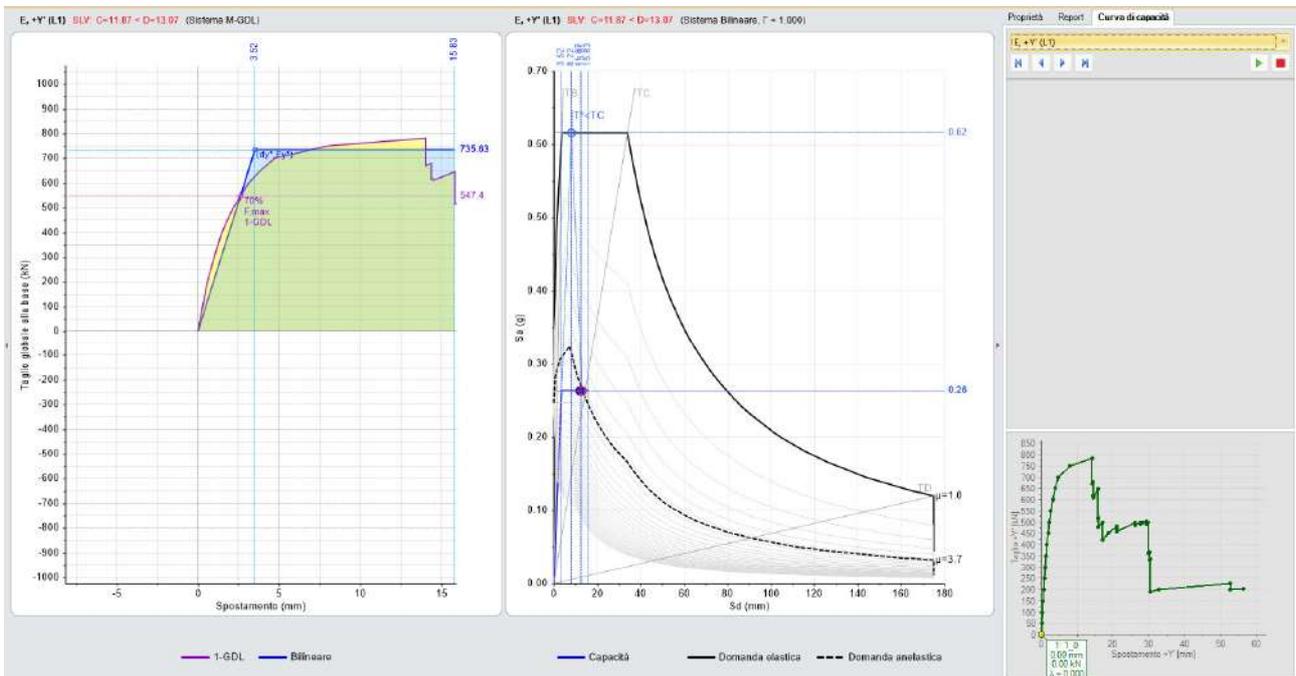
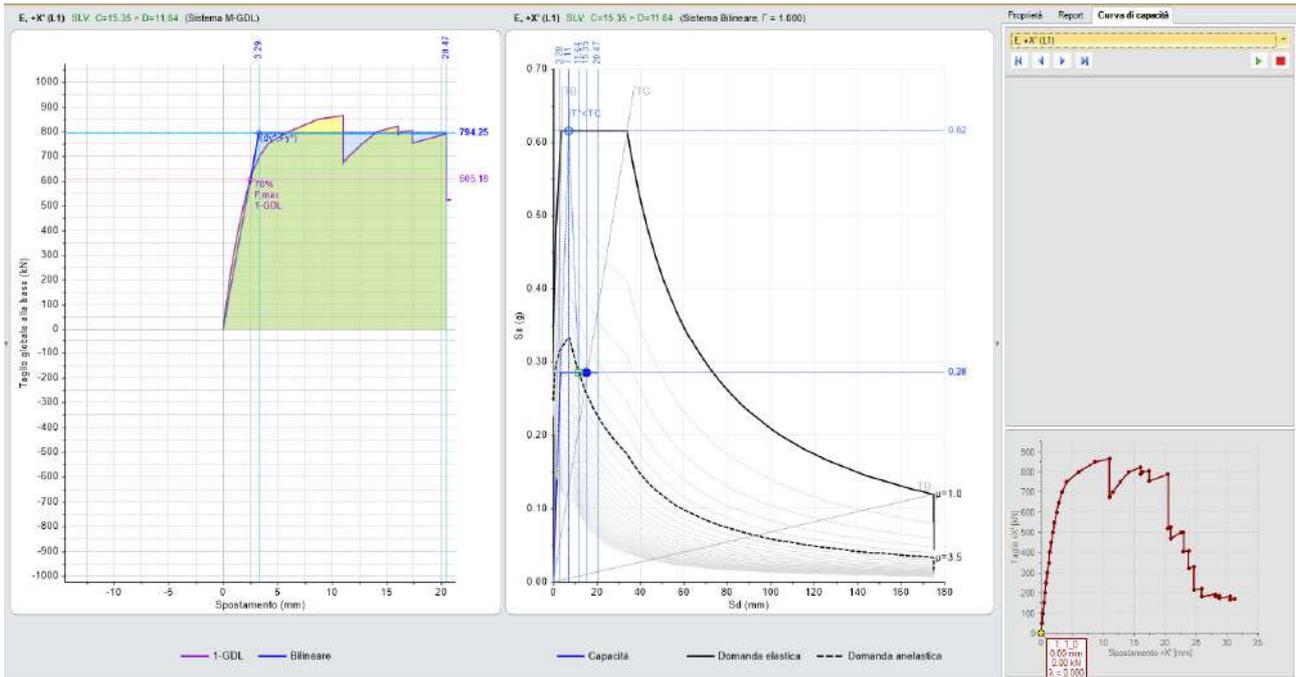
Dalle analisi statiche non lineari si ottengono i seguenti risultati e le relative 72 curve in termini di Forza espressa in KN e spostamento espresso in millimetri. Si riportano di seguito solamente le curve nelle due direzioni principali, senza momento torcente aggiuntivo e senza combinazione direzionale per non appesantire la trattazione. Per il dettaglio dei risultati di tutte le curve si rimanda all'allegato listato di calcolo.

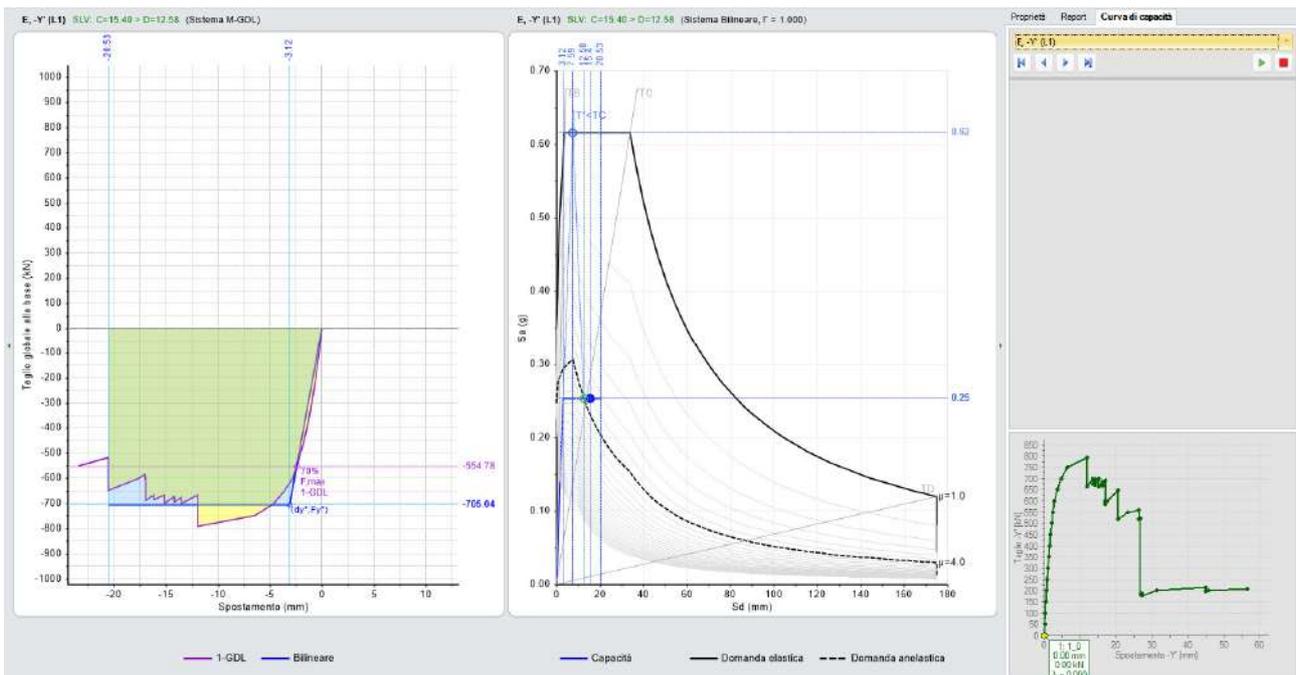
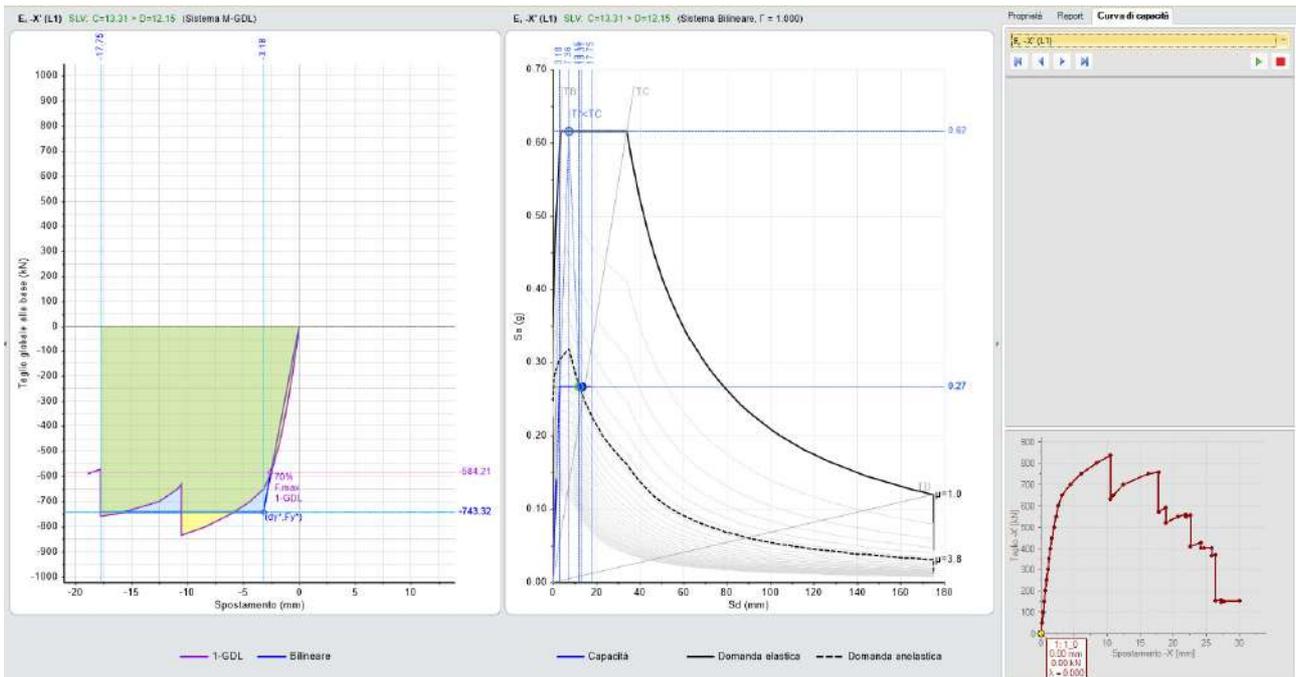






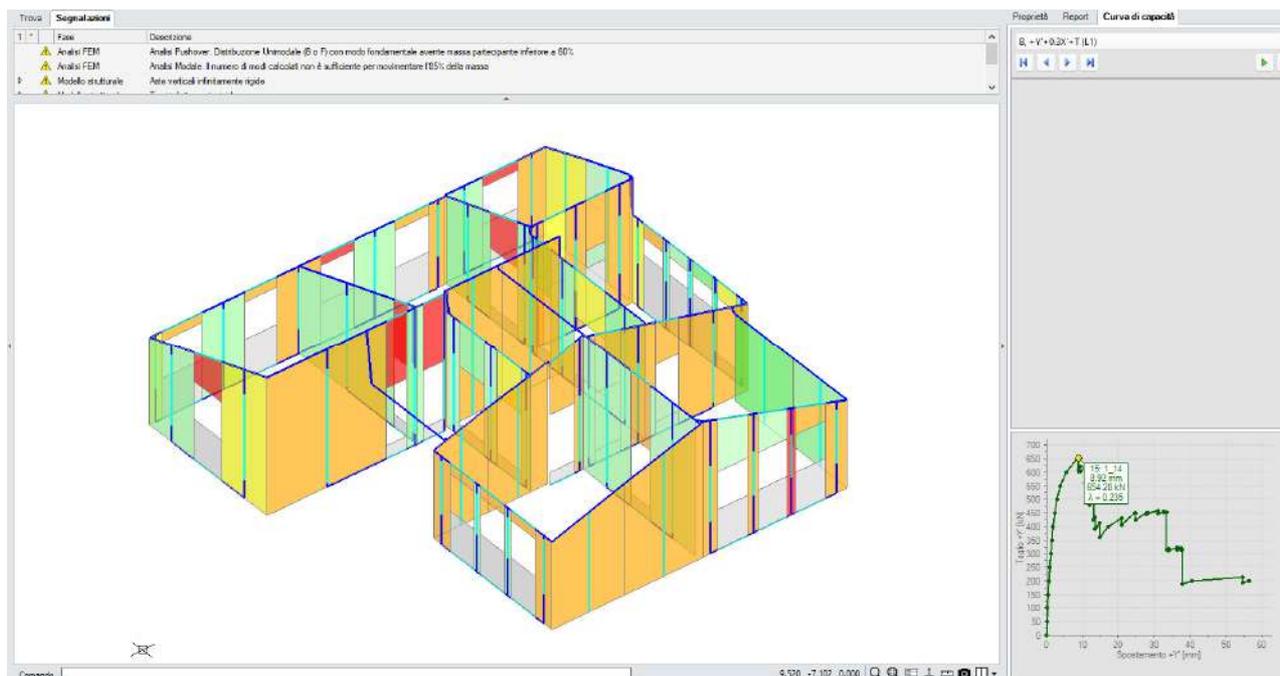






Dagli indicatori di rischio il corpo presenta degli indicatori di rischio allo SLV pari a $\zeta_{PGA}(\text{SLV})=0.478$ dato dalle distribuzioni di forze **B+X-0.3Y T+** e **B+X+0.3Y T+**

La curva da cui si ottiene tale indice penalizzante è mostrata nelle schermate acquisite nel software di calcolo.



11. SINTESI DELLE VERIFICHE E DELLE VALUTAZIONI DI SICUREZZA ALLO STATO DI FATTO

11.1 Sintesi delle verifiche

Visti

- i numerosi sopralluoghi effettuati per la valutazione visiva dell'edificio;
- le analisi statiche e sismiche condotte;
- l'indagine geologica;
- la campagna indagini di caratterizzazione meccanica – report indagini conformi al livello di conoscenza raggiunto;

si afferma che allo stato attuale l'edificio non presenta uno stato di vulnerabilità sismica e statica che ne compromette il normale utilizzo rispetto alle destinazioni d'uso attuali.

Il livello di sicurezza dell'edificio allo stato di fatto è pari a:

$$\zeta_{PGA}(SLV) = 0.478$$

12. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO SISMICO

Come espresso in premessa, l'intervento viene condotto rispettando i canoni e i criteri dettati dalle Norme Tecniche per le Costruzioni e dalla relativa circolare esplicativa per gli interventi di miglioramento sismico. Gli interventi sulle strutture, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono stati valutati nell'ambito del quadro generale della

conservazione del complesso e sulla base delle risorse finanziarie disponibili. Gli interventi da attuare sono rivolti principalmente a singole parti della costruzione, contenendo così l'estensione ed il numero, senza andare ad alterare significativamente l'originale distribuzione delle rigidezze negli elementi e contenendo i costi viste le limitate risorse messe a disposizione. Inoltre, gli stessi vanno a sanare le principali vulnerabilità riscontrate nella costruzione in maniera tale da calare l'intervento sulle effettive necessità che ha il sistema strutturale. Oltre ad intervenire localmente sull'eliminazione delle vulnerabilità, è previsto un intervento di consolidamento delle strutture murarie principali, per far sì che la costruzione nel suo complesso possa trarne i massimi benefici, mitigandone l'impatto.

Gli interventi sono sinteticamente descritti nell'elenco che segue:

- **Intervento di soффondazione dell'intero complesso** che a seguito delle indagini geologiche risulta non poggiante su terreno di buone caratteristiche meccaniche. Tale intervento sarà realizzato mediante pali trivellati in c.a. e cordoli sommitali da ambo i lati delle pareti portanti e opportunamente ancorati ad esse;
- **Inserimento di cordolo metallico sommitale e tiranti** con capichiave a piastra esterna nelle due direzioni principali dell'edificio, per l'adeguamento dei cinematismi locali di collasso delle pareti perimetrali e per il miglioramento del comportamento d'insieme del fabbricato;

Per quanto riguarda gli interventi volti ad incrementare la resistenza degli elementi murari essi possono essere distinti come segue:

- **Riparazione localizzata di tutte le lesioni** rinvenute con materiali laterizi e malte a rispondenti all'esistente;
- **Ricostruzione della compagine muraria in corrispondenza di rimaneggiamenti** avvenuti nel tempo, quali chiusura di nicchie e cavità, riammorsatura di vecchie chiusure mal eseguite mediante scuci-cuci qualora le stesse vengano rinvenute a seguito della rimozione completa dell'intonaco;
- **Miglioramento della qualità muraria delle pareti interne** mediante scalcinatura dell'intonaco ed esecuzione di interventi di scuci-cuci per il ripristino delle parti ammalorate.

- **Applicazione di intonaco armato costituito da** malta premiscelata bicomponente fibrorinforzata ad elevata duttilità composta da calce idraulica naturale.

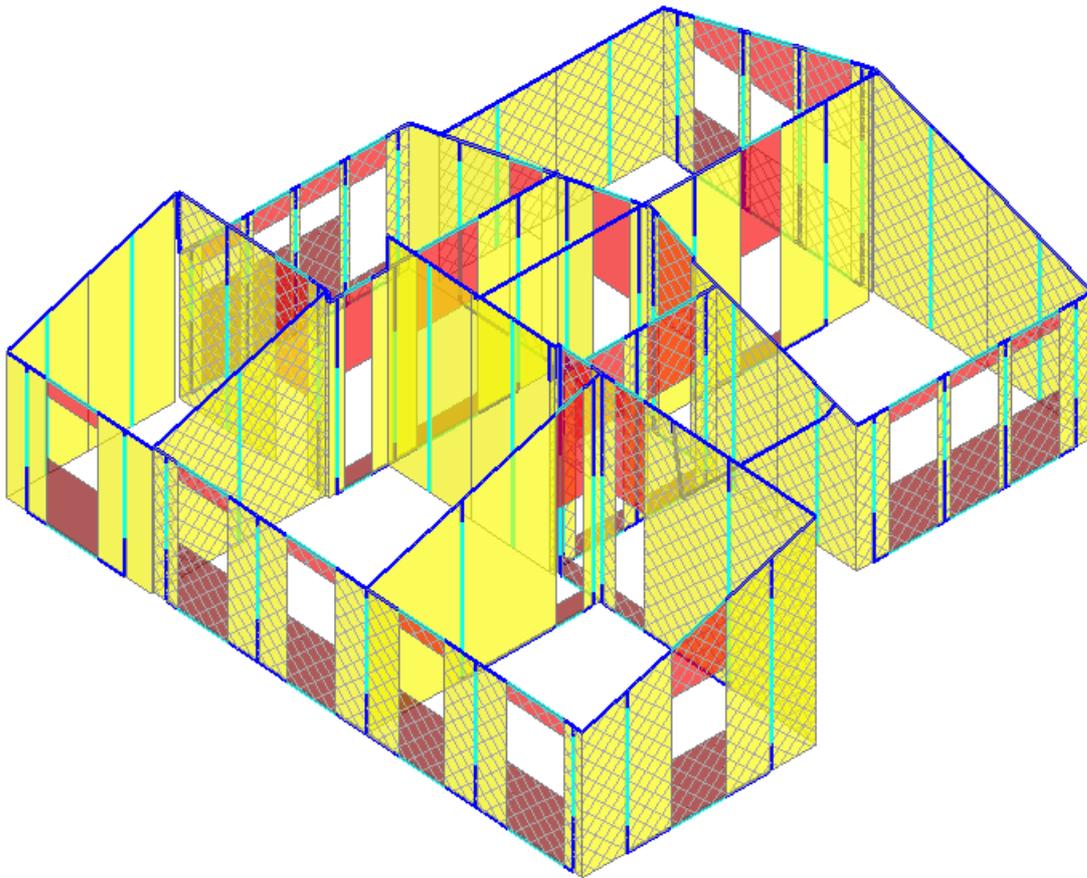
Di quest'ultimo intervento, il software ne tiene conto andando ad applicare ai parametri meccanici delle murature sulle quali si interviene i coefficienti migliorativi previsti dalla Circolare 21 gennaio 2018, n.7 e riportati nella tabella che segue.

Tabella C8.5.II -Coefficienti correttivi massimi da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato; ristilatura armata con connessione dei paramenti.

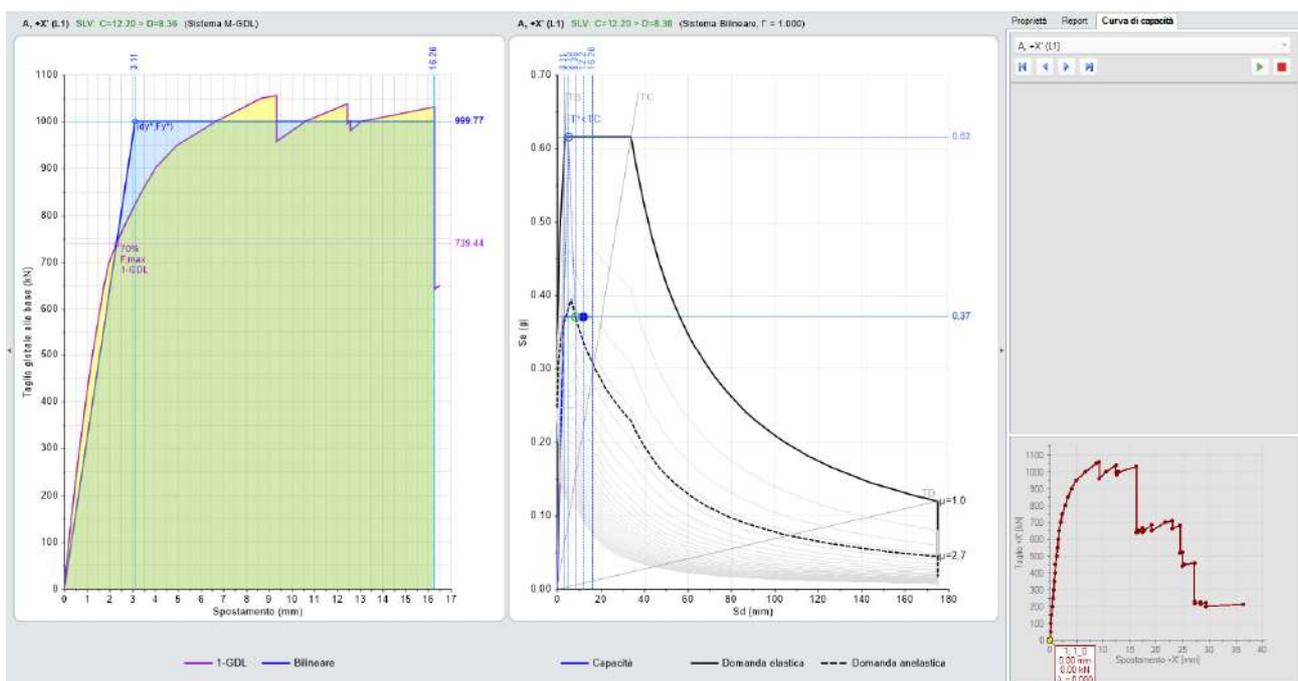
Tipologia di muratura	Stato di fatto			Interventi di consolidamento			
	Malta buona	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Iniezione di miscele leganti (*)	Intonacoarmato (**)	Ristilatura armata con connessione dei paramenti (**)	Massimo coefficiente complessivo
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	1,3	1,5	2	2,5	1,6	3,5
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo	1,4	1,2	1,5	1,7	2,0	1,5	3,0
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	1,1	1,3	1,5	1,5	1,4	2,4
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,5	1,2	1,3	1,4	1,7	1,1	2,0
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.,)	1,6	-	1,2	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura a blocchi lapidei squadriati	1,2	-	1,2	1,2	1,2	-	1,4
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	(***)	-	1,3 (****)	1,2	1,5	1,2	1,8
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es: doppio UNI foratura ≤40%)	1,2	-	-	-	1,3	-	1,3

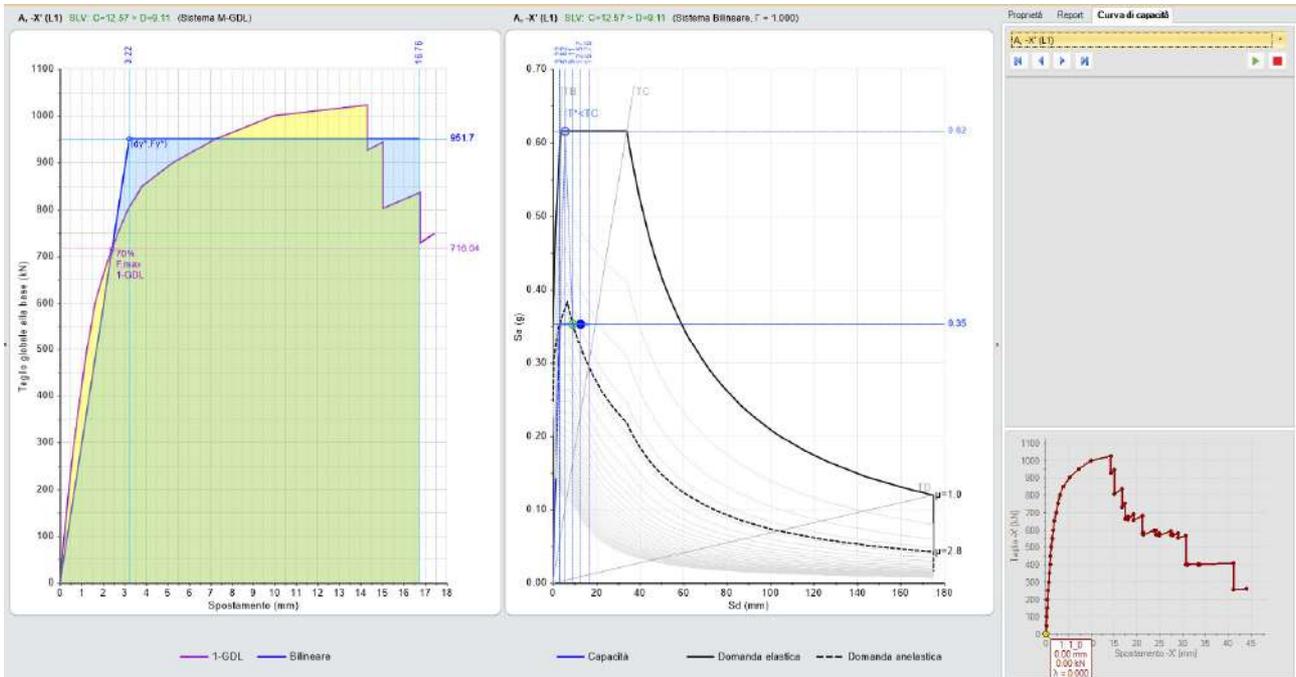
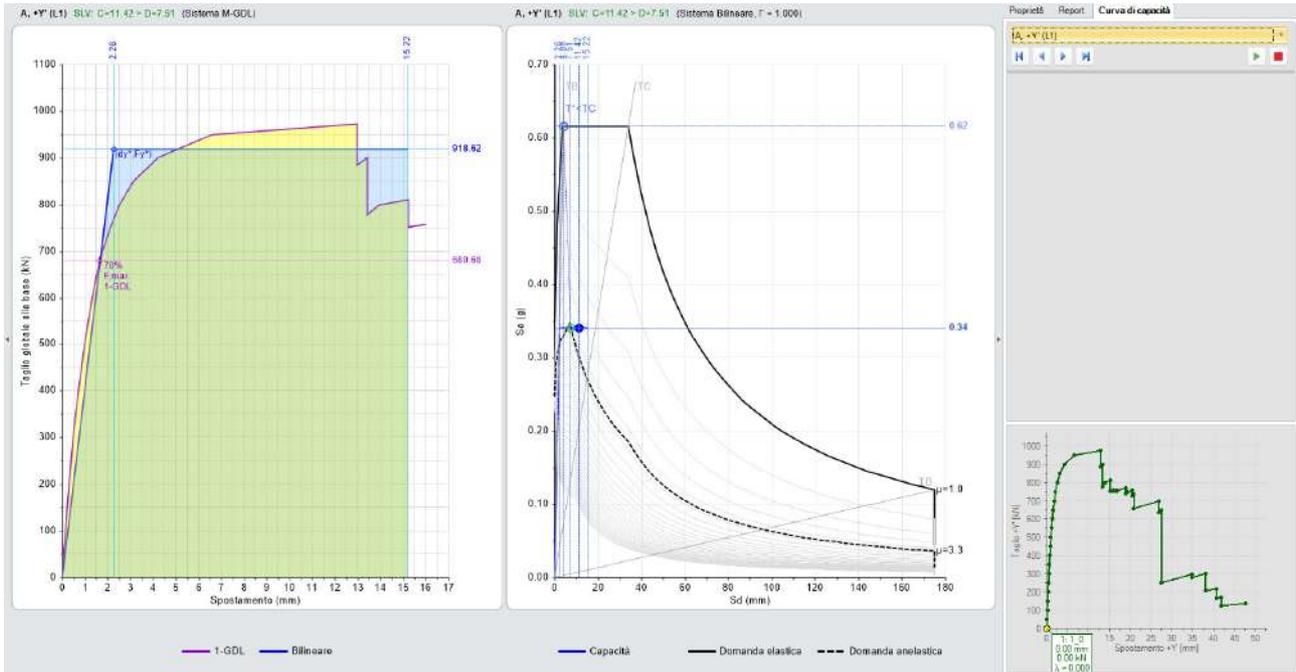
In linea con quanto sopra detto l'intervento non è esteso all'intero edificio ma è mirato e punta a mitigare le vulnerabilità riscontrate nell'edificio. In particolare, dallo stato di fatto risulta che la struttura ha una ridotta capacità in direzione longitudinale per via della presenza di murature con scarsa resistenza all'azione sismica. A seguito di tale considerazione, l'intervento di applicazione dell'intonaco armato delle murature viene applicato alle murature in pietrame caotico e disposte prevalentemente nella direzione di cui sopra. Con l'esecuzione di tali interventi il progetto mira al raggiungimento della massima riduzione della vulnerabilità sismica rilevata nella costruzione. In linea con i principi dettati dalle NTC 2018 l'intervento è qualificabile come intervento di miglioramento sismico **avendo ottenuto un incremento $\zeta_E > 0.1$** .

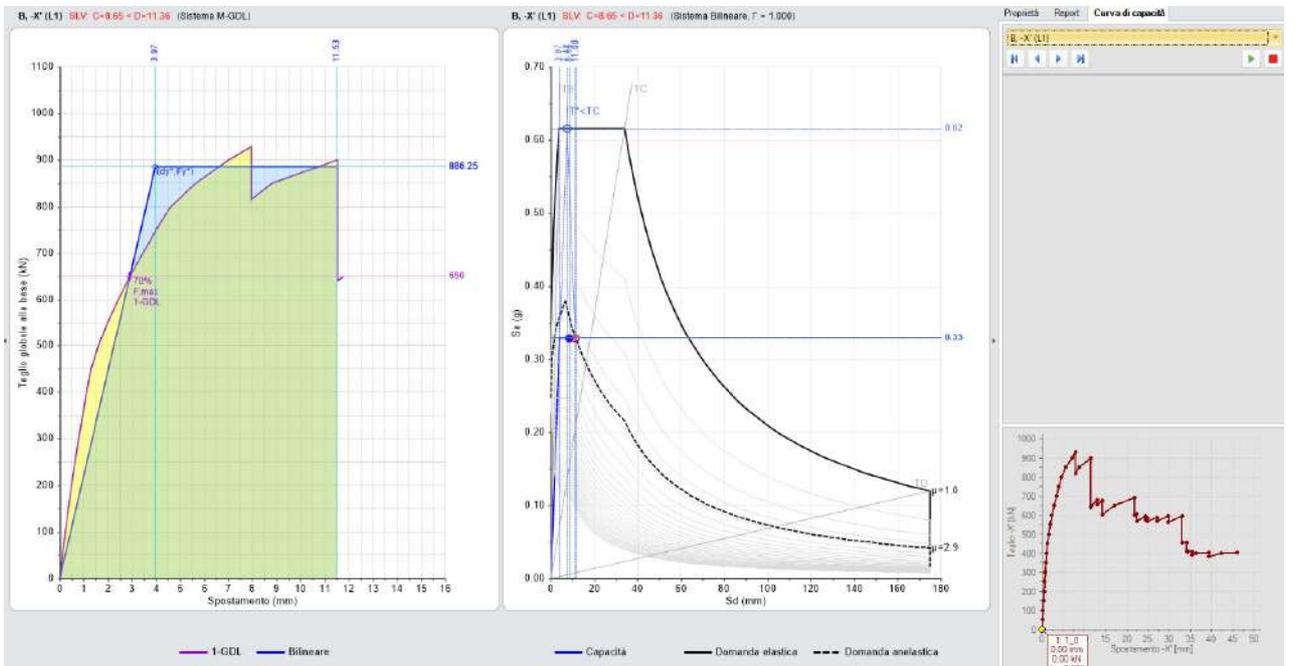
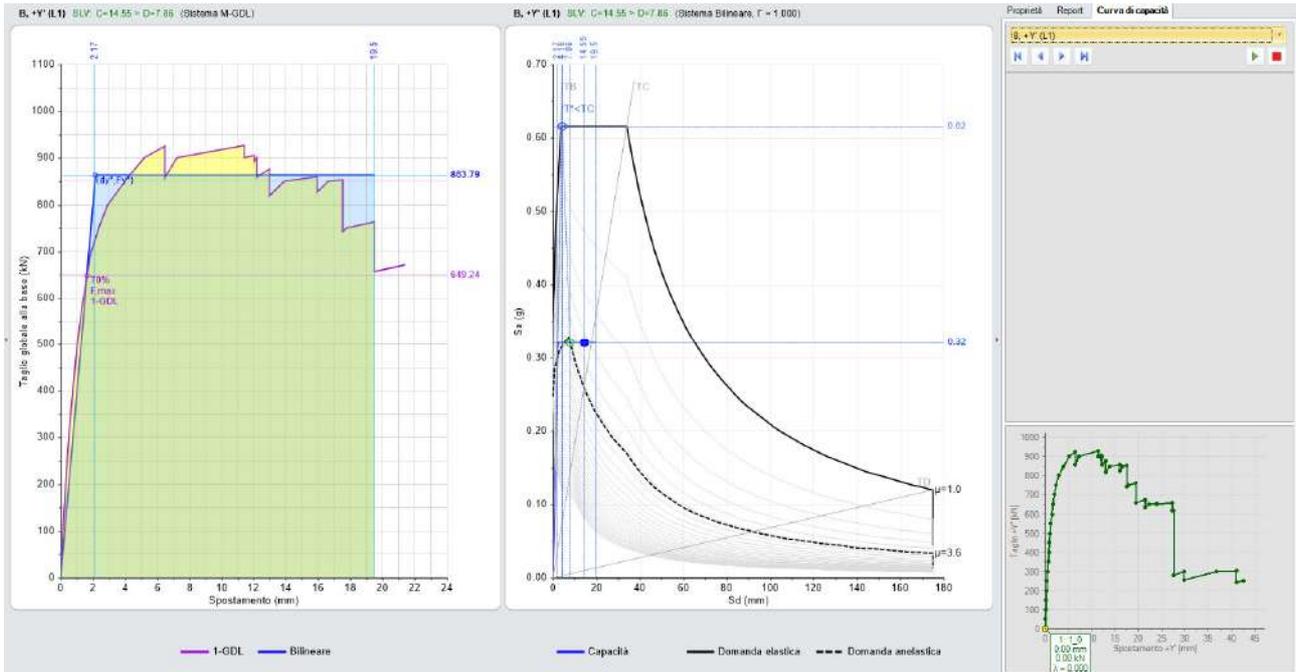
Di seguito si riportano le valutazioni condotte mediante analisi sismica statica non lineare e mediante analisi cinematica lineare.

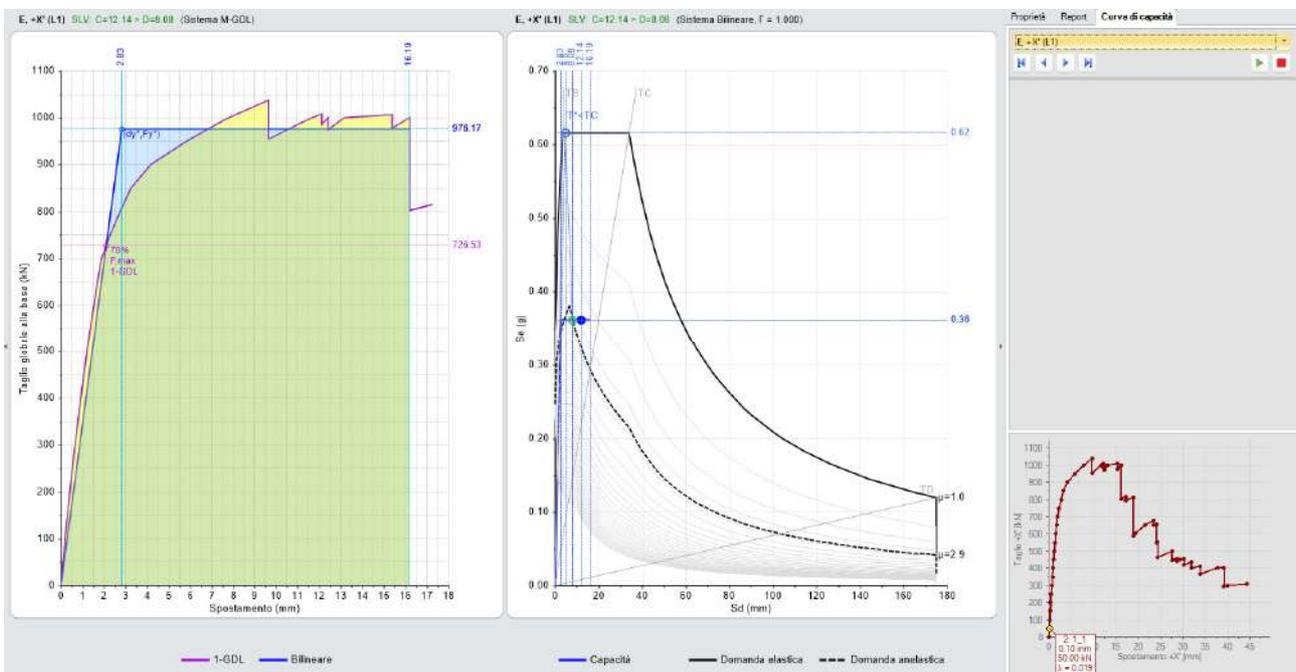
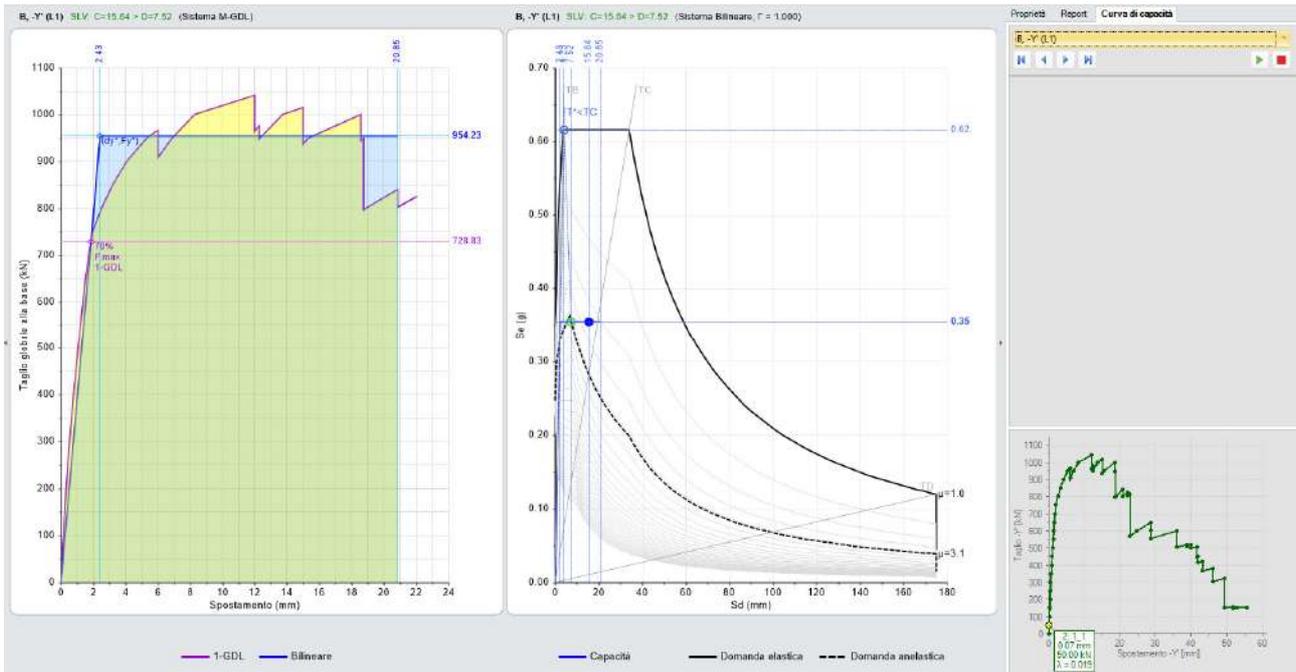


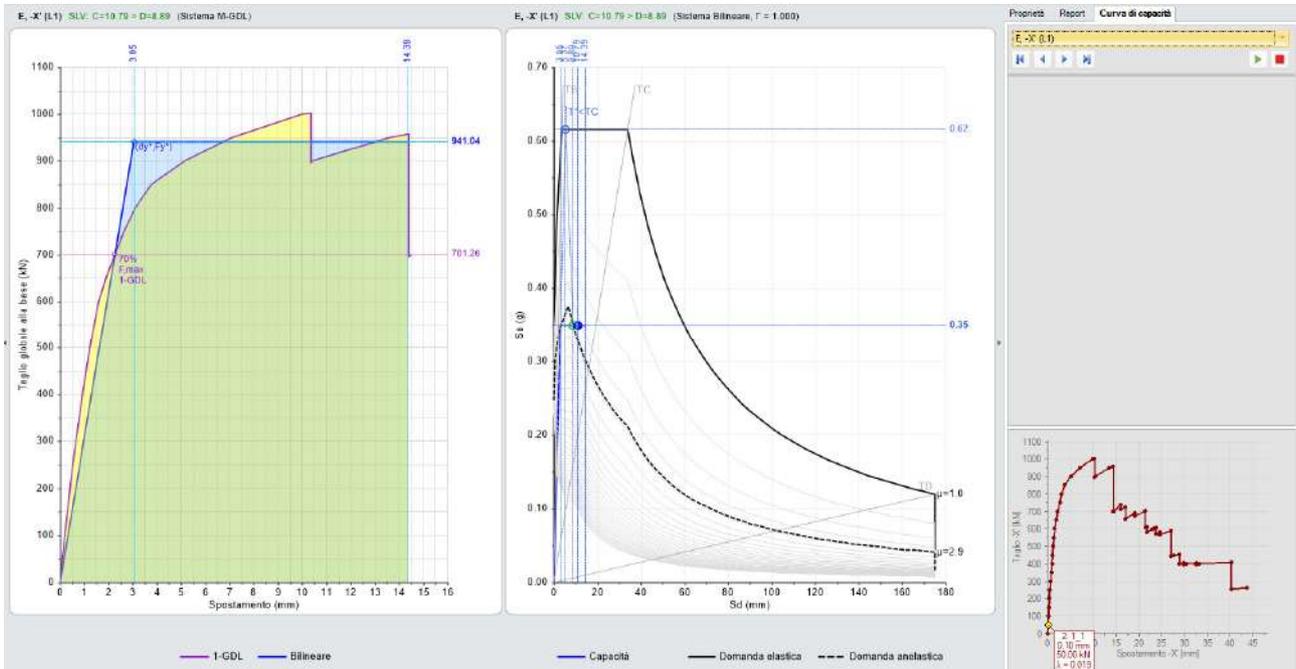
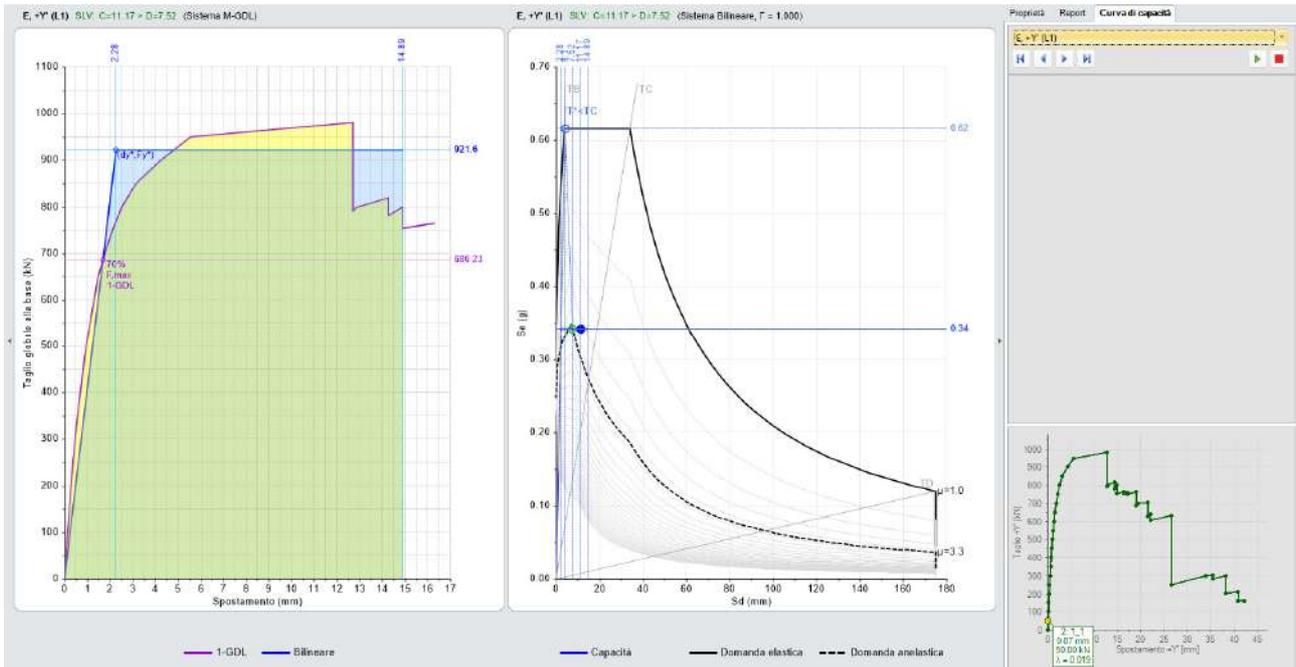
Modello strutturale con intervento di rinforzo strutturale

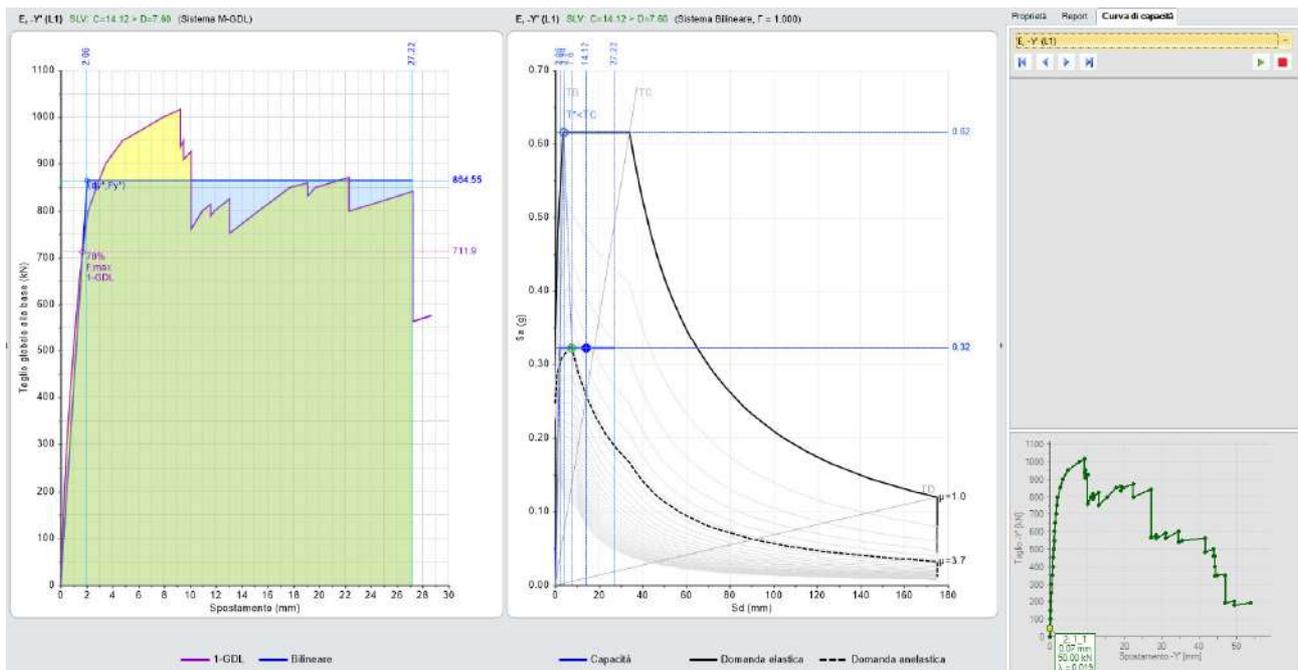












13. SINTESI DELLE VERIFICHE E DELLE VALUTAZIONI DI SICUREZZA ALLO STATO DI PROGETTO

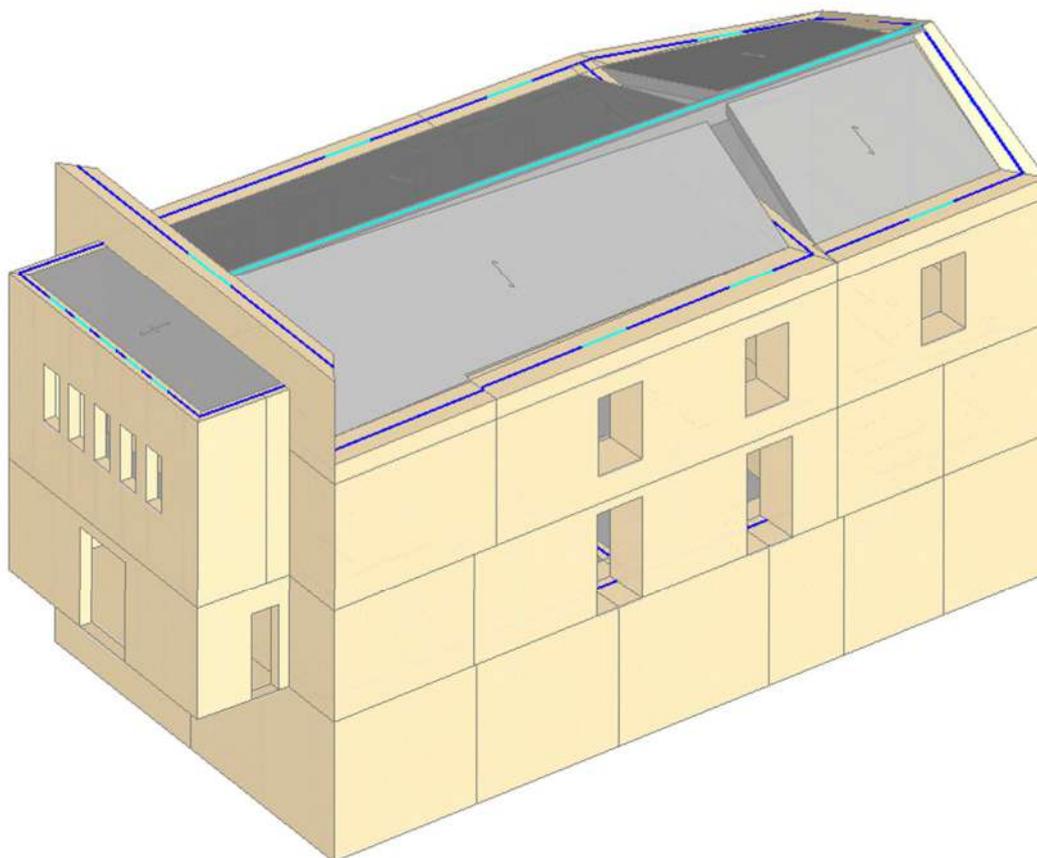
A seguito di tutto quanto espresso nel capitolo precedente, visti i risultati ottenuti dalle analisi condotte si può affermare che il livello di sicurezza dell'edificio allo stato di progetto è pari a:

$$\zeta_{PGA}(SLV)=0.854$$

pertanto, ai sensi delle NTC 2018 l'edificio risulta migliorato sismicamente.

14. ADEGUAMENTO DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO

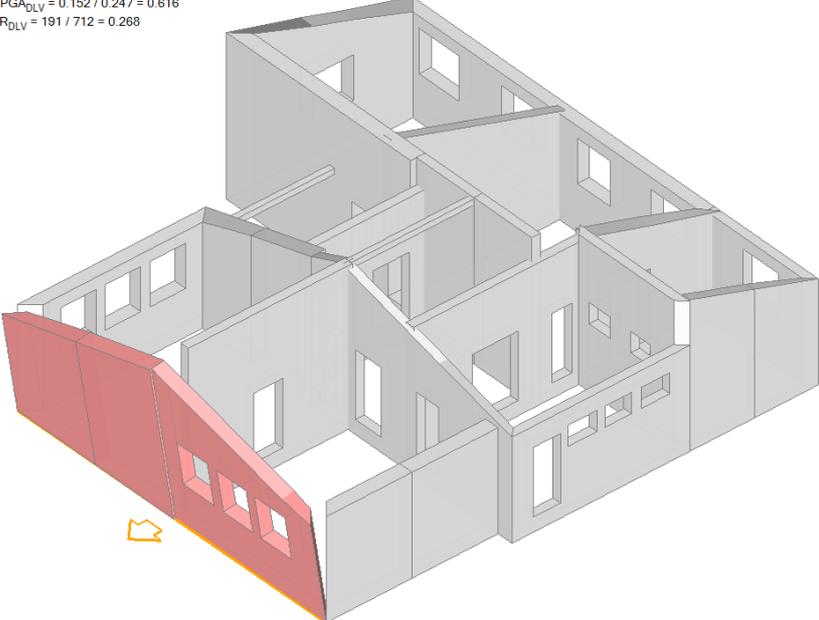
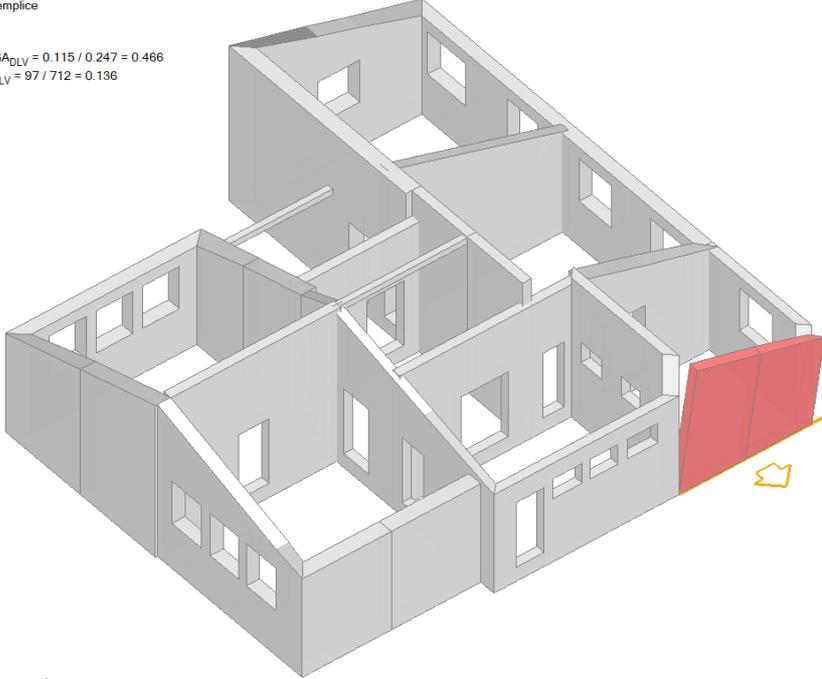
L'adeguamento dei meccanismi di collasso fuori dal piano della sola porzione muraria sommitale oggetto del seguente intervento è stato effettuato calcolando la forza necessaria a scongiurare il ribaltamento semplice delle stesse, applicata a livello di piano dove saranno poi installati i presidi e verificando che tale azione sia accettabile per le catene, per le piastre di ancoraggio e che le stesse non producano fenomeni di schiacciamento e punzonamento locale della muratura. Il livello di conoscenza raggiunto è LC2.



Modello architettonico

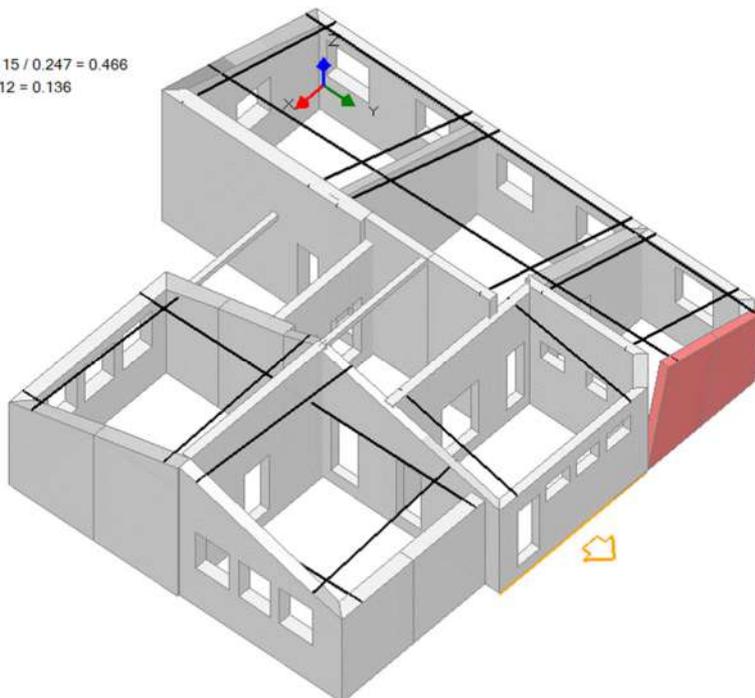
14.1 Analisi cinematica – stato di fatto

Lo studio è stato condotto ponendo la cerniera alle quote dei vari impalcati e calcolando le forze necessarie a trattenere il cinematismo, applicate alla quota di inserimento dei presidi. Il software conduce in automatico le verifiche di strutturali relative sia all'acciaio che alla muratura. Nelle fasi di verifica e ai fini del calcolo, vengono trascurate le verifiche a punzonamento della muratura perché tale meccanismo di rottura avviene solamente se la catena non è posizionata in corrispondenza dei solai di interpiano o in adiacenza alle pareti di spina. Nel caso in esame, le catene sono sempre poste in adiacenza a pareti di spina o in prossimità del solaio di copertura. I presidi sono costituiti da catene $\varnothing 20$ S275 con capichave costituiti da piastre $400 \times 250 \times 10$ poste dietro al cappotto termico esterno. Si riportano di seguito i cinematismi analizzati:

CINEMATISMO	IMMAGINE
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Cinematismo n°1</p>	<p>01. Cinematismo Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.103$</p> <p>■ SLV $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.152 / 0.247 = 0.616$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 191 / 712 = 0.268$</p> 
<p style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);">Cinematismo n°2</p>	<p>03. Cinematismo Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.071$</p> <p>■ SLV $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.115 / 0.247 = 0.466$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 97 / 712 = 0.136$</p> 

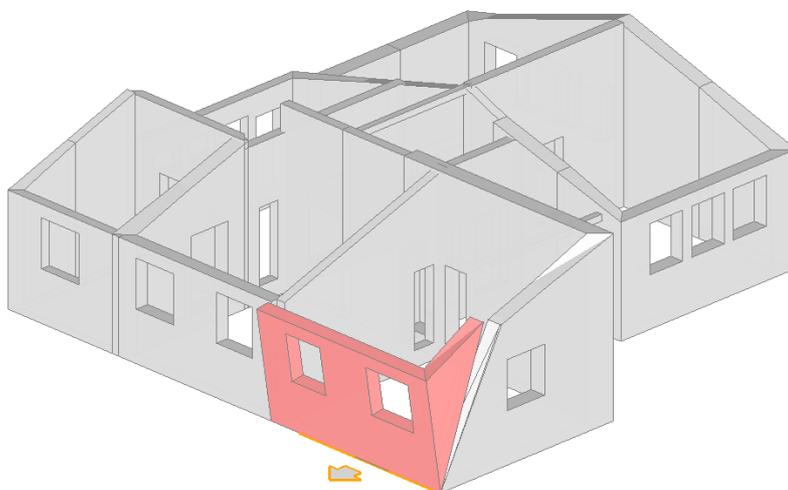
Cinematismo n°3

03. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_g = 0.072$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.115 / 0.247 = 0.466$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 97 / 712 = 0.136$



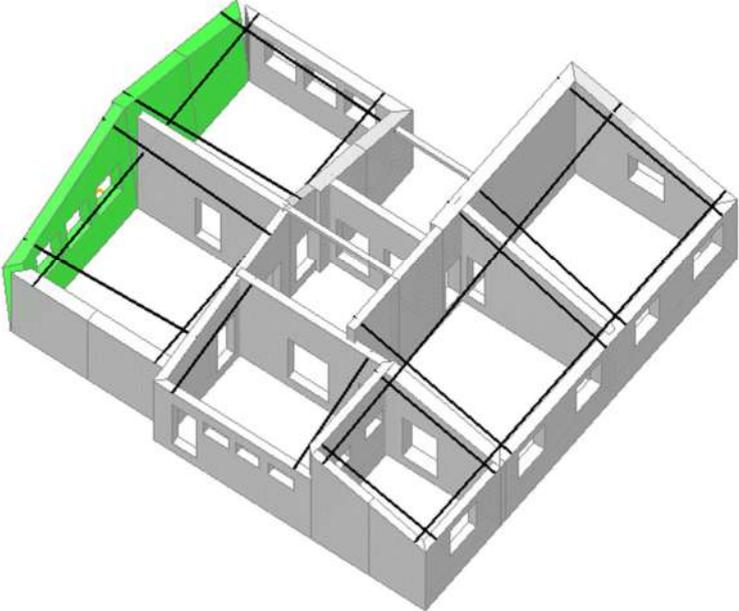
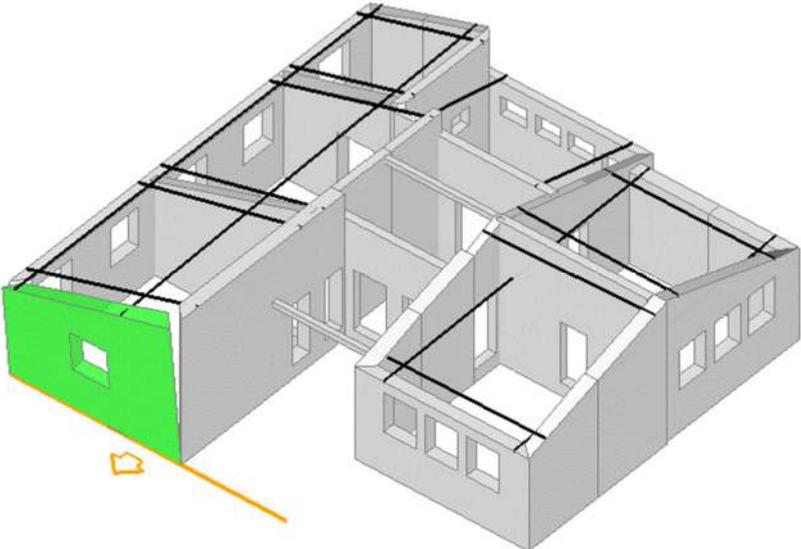
Cinematismo n°4

04. Cinematismo
 Ribaltamento semplice
 $\alpha_g = 0.088$
 ■ SLV
 $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.144 / 0.247 = 0.583$
 $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 165 / 712 = 0.232$



14.2 Analisi cinematica – stato di progetto

Vengono riportate i coefficienti di sicurezza dei cinematismi a seguito dell'inserimento dei presidi antiribaltamento (catene e cordoli) poste nella loro posizione effettiva. Per le verifiche strutturali relative si rimanda all'allegato listato di calcolo.

CINEMATISMO	IMMAGINE
<p>Cinematismo n°1</p>	<p>01. Cinematismo Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.372$ ■ SLV $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.339 / 0.247 = 1.373$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$</p> 
<p>Cinematismo n°2</p>	<p>02. Cinematismo Ribaltamento semplice $\alpha_0 = 0.335$ ■ SLV $PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.339 / 0.247 = 1.373$ $TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$</p> 

Cinematismo n°3

03. Cinematismo

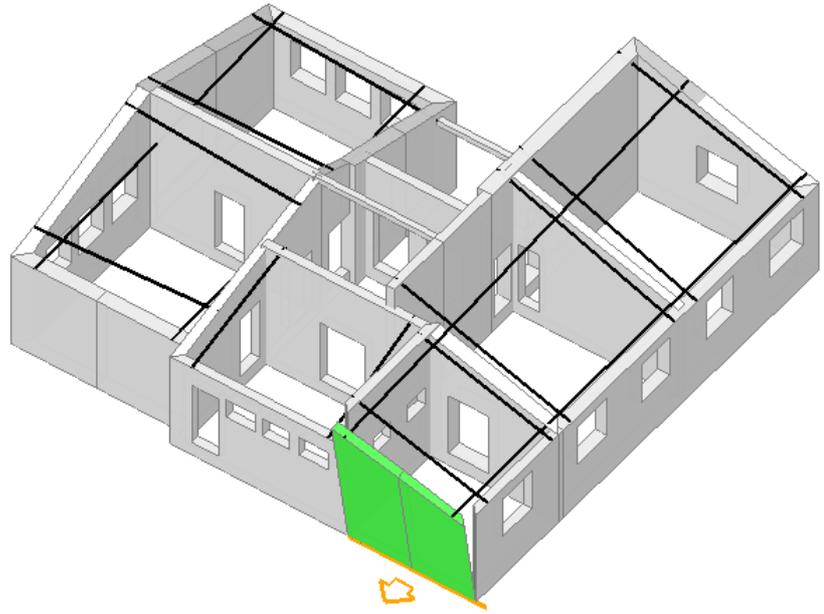
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.490$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.339 / 0.247 = 1.373$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



Cinematismo n°4

04. Cinematismo

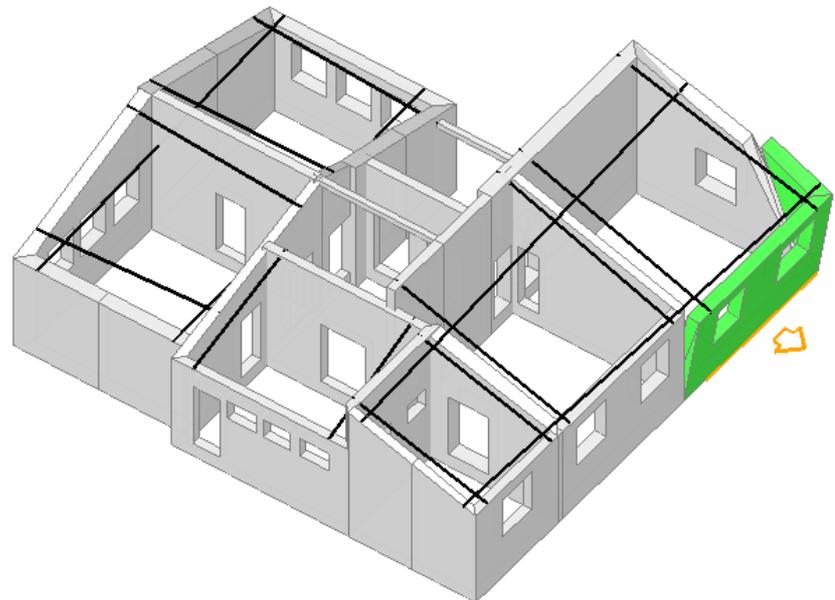
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.295$$

■ SLV

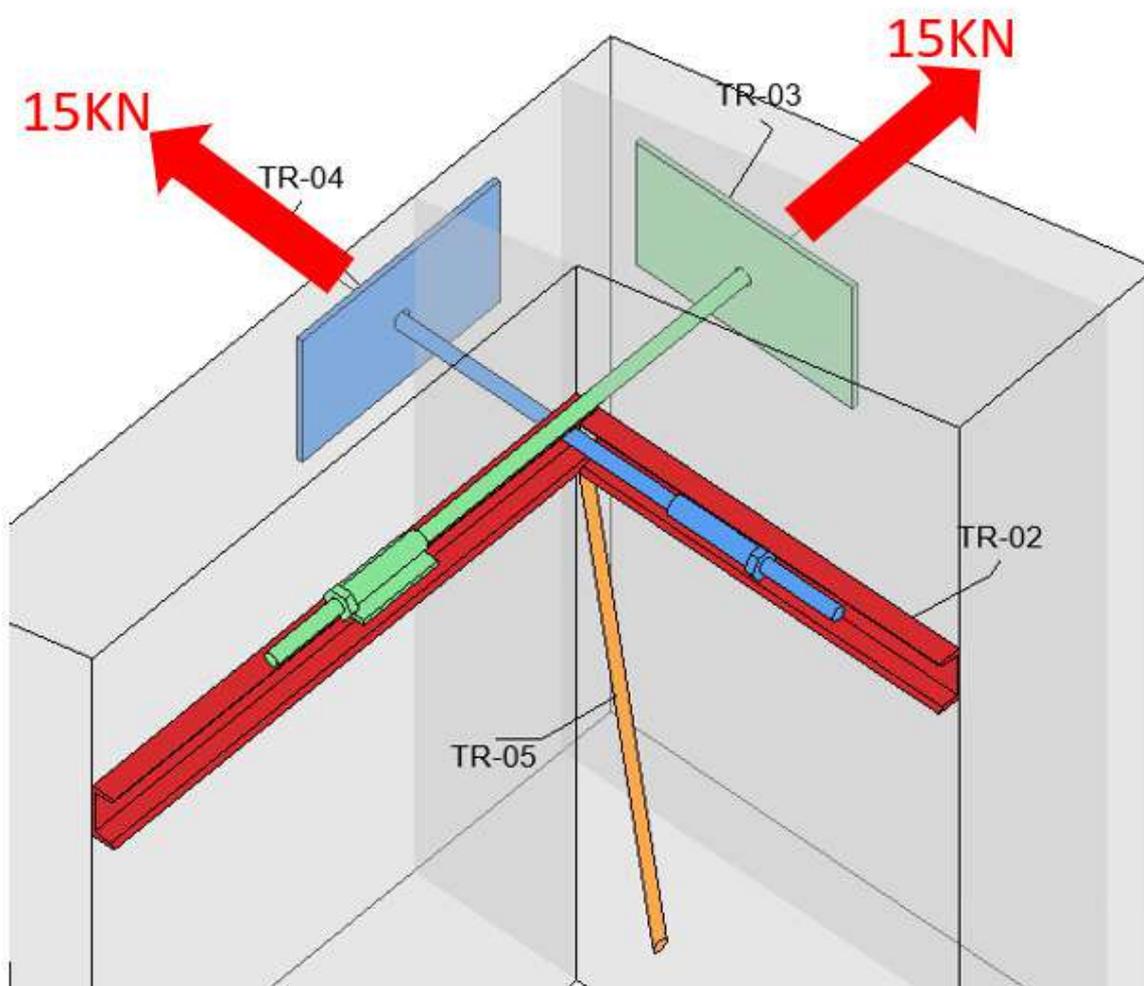
$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.339 / 0.247 = 1.373$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$

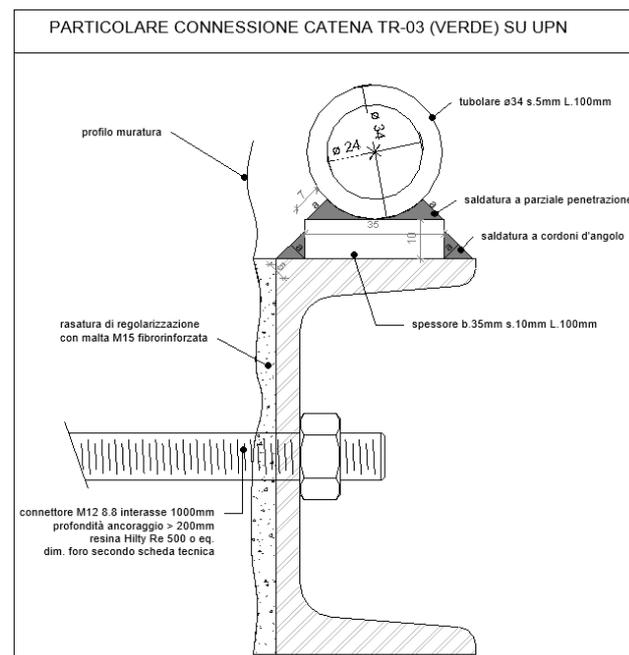


14.3 Progetto e verifica presidi antiribaltamento

Per le verifiche delle piastre 250x400x20mm e della muratura si rimanda all'allegato listato di calcolo perché il software esegue in autonomia le verifiche a flessione della piastra, a trazione della barra, a punzonamento e penetrazione della muratura. Qui di seguito si riportano le verifiche relative al cordolo sul quale il sistema barra-capochiave va a collegarsi e i relativi connettori di ancoraggio alla muratura e la muratura sulla quale i connettori scaricano poi la forza derivante dalle barre. Il sistema barra-capochiave a piastra si ancora al cordolo perimetrale sommitale mediante una saldatura a cordoni d'angolo di sezione di gola $\alpha=5\text{mm}$, come nel particolare di connessione. La forza massima che sollecita il sistema e che deriva dall'attivazione dei cinematismi locali di collasso è pari a 15KN. I materiali di piastre, barre, cordolo e connettori sono di seguito descritti.



Particolare incrocio d'angolo cordolo sommitale



14.3.1 Materiali

Acciaio per carpenteria CLASSE DI ESECUZIONE EXC3 UNI 1090

Classe dell'acciaio per carpenteria: S275JR

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} \geq 430$ MPa

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k} \geq 275$ MPa

14.3.2 Verifica cordolo UPN

Il cordolo UPN 100 S275 viene sollecitato a trazione dalla forza trasmessa dal sistema barra-capochiave. La forza di trazione è pari a 15KN. Di seguito si riporta la verifica.

Sezioni aperte = verifica di resistenza a trazione - compressione			
$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0$	N_{Ed} = azione assiale di calcolo $N_{t,Rd} = N_{pl,Rd}$ (resistenza plastica della sezione lorda)	$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$	A = sezione lorda f_{yk} = tensione caratteristica di snervamento γ_{M0} = coefficiente di sicurezza
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	N = <input type="text" value="15"/> [kN]		
Scelta del profilo	<input type="text" value="UPN 100"/>		
Classe dell'acciaio	<input type="text" value="S275JO - S275JR - S275J2"/>		
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.2.1 e 4.2.4.1.2.2 NTC 2018)			
N_{Ed} =	15.00 [kN]	$N_{Ed} / N_{t,Rd}$ =	0.13 ■
$N_{t,Rd}$ =	117.86 [kN]		Verifica soddisfatta

14.3.3 Verifica bulloni E muratura

Ai fini della verifica degli ancoraggi del cordolo alla parete, a favore di sicurezza si considerano efficaci solamente i primi 3 connettori M.12 classe 8.8. Gli stessi vengono verificati a taglio e la muratura in pietrame viene verificata a rifollamento.

VERIFICA BULLONI A TAGLIO	
F	15 kN
n° bulloni	3
A _{res}	84.3 mm ²
f _{tb}	800 N/mm ²
γ _{M2}	1.25
F _{v,Ed}	5 kN
F _{v,Rd}	32.37 kN
$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}$	
VERIFICA	

Per la verifica della muratura si adotta come resistenza a compressione il valore di 1,50Mpa, pari al minimo previsto dalle attuali normative, abbattuto del fattore di confidenza FC=1,20 relativo al livello di conosce limitato LC2. La superficie di contatto è pari alla semi-superficie complessiva del foro.

Tmax = Nmax = 15 kN– *Taglio sollecitante massimo*

Fres = fcd*Ares = fcd* π*r*L*3/FC = 1,50 Mpa*π*7*200*3/1,20= 16,50 kN – *Taglio resistente*

Fres > Tmax VERIFICA SODDISFATTA

14.3.4 Verifica saldature

La saldatura che si verifica è quella a cordone d'angolo che collega lo spessore d'acciaio all'UPN.

UNIONE A TRAZIONE - cordoni paralleli all'azione															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>INPUT</th> <th>VERIFICA (NTC 2018)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Definizione dell'azione di trazione</td> <td>Metodo direzionale EN10210 - S275 H/NH/NLH</td> </tr> <tr> <td>N = 15000 [N]</td> <td>$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ 25.98 < 404.71 Verificato</td> </tr> <tr> <td>Definizione della geometria dell'unione</td> <td>Metodo semplificato EN10210 - S275 H/NH/NLH</td> </tr> <tr> <td>l₁ = 100 [mm]</td> <td>$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 75.00 < 1168.29 Verificato</td> </tr> <tr> <td>a_w = 5 [mm]</td> <td></td> </tr> <tr> <td>A_w = 500 [mm²]</td> <td></td> </tr> </tbody> </table>	INPUT	VERIFICA (NTC 2018)	Definizione dell'azione di trazione	Metodo direzionale EN10210 - S275 H/NH/NLH	N = 15000 [N]	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ 25.98 < 404.71 Verificato	Definizione della geometria dell'unione	Metodo semplificato EN10210 - S275 H/NH/NLH	l ₁ = 100 [mm]	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 75.00 < 1168.29 Verificato	a _w = 5 [mm]		A _w = 500 [mm ²]	
	INPUT	VERIFICA (NTC 2018)													
Definizione dell'azione di trazione	Metodo direzionale EN10210 - S275 H/NH/NLH														
N = 15000 [N]	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ 25.98 < 404.71 Verificato														
Definizione della geometria dell'unione	Metodo semplificato EN10210 - S275 H/NH/NLH														
l ₁ = 100 [mm]	$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$ 75.00 < 1168.29 Verificato														
a _w = 5 [mm]															
A _w = 500 [mm ²]															
<table border="1"> <thead> <tr> <th>OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>τ_v = 15 [N/mm²] Agente sui cordoni paralleli all'azione</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Torna al Menu Principale</td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;">Torna al Menu Sollecitazioni di trazione</td> </tr> </tbody> </table>		OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura	τ _v = 15 [N/mm ²] Agente sui cordoni paralleli all'azione	Torna al Menu Principale	Torna al Menu Sollecitazioni di trazione										
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura															
τ _v = 15 [N/mm ²] Agente sui cordoni paralleli all'azione															
Torna al Menu Principale															
Torna al Menu Sollecitazioni di trazione															

15. VERIFICA STATICA – COPERTURA ESISTENTE

Ai fini della valutazione della sicurezza statica complessiva dell'immobile, vi è da valutare solamente l'idoneità del solaio di copertura sul quale non si interviene per i motivi di seguito indicati. L'idoneità della copertura è stata determinata mediante un'analisi statica partendo dai carichi ad essa afferenti e verificando che siano sopportabili per la struttura della stessa. Ai fini della conoscenza del solaio di copertura del corpo originario, grazie ai sondaggi fatti nel solaio di plafonatura di piano, si è determinato che lo stesso è costituito da travetti prefabbricati tipo Varese.

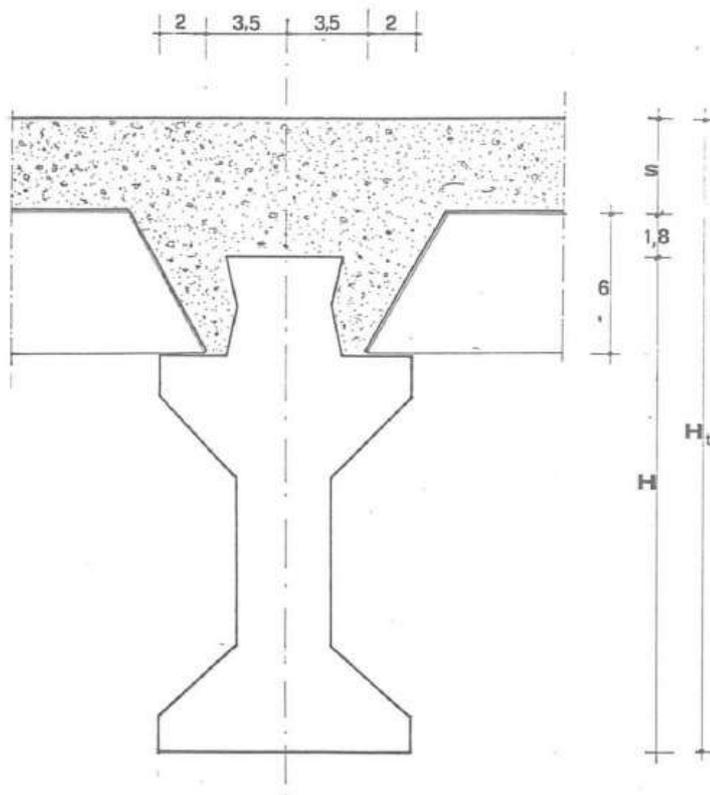
Nello stato di fatto i carichi gravanti sulla copertura, oltre al peso proprio ($G1=1.55\text{KN/mq}$), sono quelli non strutturali ($G2=0.70\text{KN/mq}$), e quelli dovuti ai carichi variabili per la neve ($Q_k=1.41\text{KN/mq}$). Per la verifica si considera una fascia di 100cm (pari all'interasse), mentre la larghezza è pari a 5.80m metri. Il momento sollecitante massimo Med,max , secondo la combinazione di carico fondamentale (NTC 2018 par. 2.5.3) e secondo lo schema statico di trave semi-incastrata alle estremità sono rispettivamente pari a:

$$Med,max = 10.52\text{KNm}$$

TAB. V. — Travi normali, Varese, tipo 21, $\sigma_c = 1400 \text{ kg/cm}^2$, Ω , sez. ferro teso in mezzaria; Ω' , sez. ferro teso agli estremi; ω , sez. ferro piegato; y , distanza asse neutro a lembo compresso (mezzaria); y_i , distanza asse neutro lembo compresso (estremi); J_i , momento ideale d'inerzia della sez. in mezzaria; σ_b , sollecitaz. di compressione nella soletta; σ_{bi} , sollecitaz. agli estremi.

Luce netta m	Sez. ferro nella trave			Mezzaria				Estremi		
	Ω cm ²	ω cm ²	Ω' cm ²	y cm	J_i cm ⁴	M_{max} ammisibile kg cm	σ_b kg/cm ²	y_i cm	$-M_{max}$ ammisibile kg cm	σ_{bi} kg/cm ²
3,00	0,95	0,38	0,66	2,32	3.760	27.570	17,0	4,24	16.100	37,8
3,25	1,15	0,38	0,66	2,55	4.480	33.240	18,9	4,24	16.210	37,8
3,50	1,27	0,50	0,88	2,70	4.910	36.620	20,1	4,70	21.860	43,0
3,75	1,51	0,50	0,88	2,95	5.750	43.360	22,3	4,70	22.150	43,0
4,00	1,77	0,64	1,14	3,18	6.580	50.640	24,5	5,07	27.020	47,5
4,25	1,91	0,64	1,27	3,30	7.090	54.550	25,4	5,41	31.900	51,9
4,50	2,21	0,79	1,43	3,52	8.080	62.900	26,5	5,64	36.840	55,0
4,75	2,36	0,79	1,57	3,63	8.560	67.030	28,4	5,83	39.320	57,5
5,00	2,69	0,95	1,74	3,85	9.600	76.140	30,6	6,02	44.180	60,2
5,25	3,03	1,13	2,08	4,06	10.650	85.470	32,6	6,40	50.800	65,9
5,50	3,39	1,13	2,26	4,30	11.710	95.250	35,0	6,55	55.640	68,2
5,75	3,80	1,33	2,46	4,39	12.310	100.720	35,9	6,70	58.320	70,0
6,00	3,98	1,32	2,46	4,60	13.440	111.550	38,2	6,70	62.600	70,0

Dalla bibliografia reperita, si possono dedurre le caratteristiche costruttive di travi varese tipo 21, le relative armature e i relativi momenti resistenti. Quest'ultimo è pari a 111.550kgcm ovvero 11.16KNm, maggiore dell'azione sollecitante.



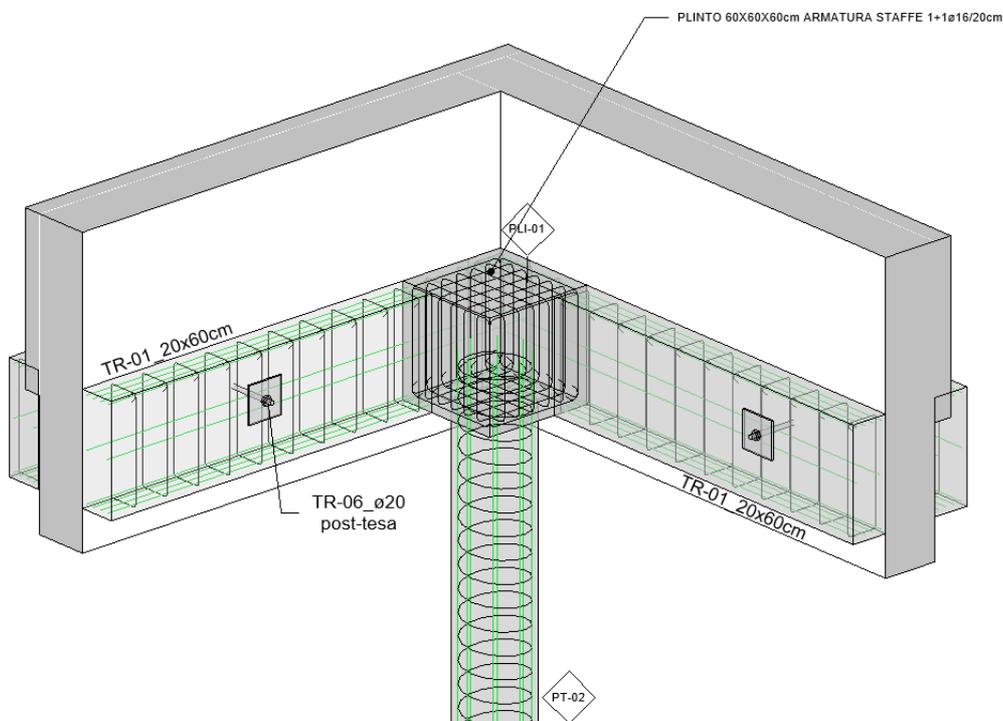
Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

16. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

16.1 Descrizione dell'intervento di consolidamento fondale

La progettazione è basata sui dati geologici e geotecnici ricavati dalla relazione redatta dal Dott. Geol. Matteo Pompei. Dai sopralluoghi effettuati l'edificio non presenta danni dovuti a problemi di cedimenti o geotecnici di altra natura e inoltre, nella costruzione non sono presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni ed è stato accertato che dissesti della stessa natura non si sono prodotti neppure in precedenza. Tuttavia, la configurazione attuale delle fondazioni e del piano basamentale delle stesse è stata indagata mediante indagine diretta con escavatore. A riconferma di quanto appurato dall'indagine geologica, è emerso che nella zona nord della scuola il terreno di buone caratteristiche meccaniche è quasi affiorante ma nella zona sud, anche a seguito di raggiungimento di una quota di scavo di -2m dal p.c., il terreno risulta ancora di scarsa qualità e prevalentemente di riporto. Tutte queste indagini hanno comportato la scelta di adottare un sistema che permettesse alla scuola di avere una nuova struttura fondale in grado di trasmettere le sollecitazioni allo strato di terreno idoneo a sopportare i carichi di progetto. Tale sistema strutturale è composto da pali trivellati in c.a. del diametro

di 40cm posti ad interasse variabile di circa 3m, di lunghezza pari a 4 metri nella parte dove il substrato è affiorante e di lunghezza pari a 7m dove il substrato è più profondo. Il trasferimento del carico dalle murature ai pali è affidato a doppi cordoli in c.a. delle dimensioni 20x60cm che affiancano le murature stesse e alle quali sono collegati.



Schema strutturale consolidamento fondale



Sezione geologica

16.2 Parametri geotecnici e caratteristiche dei materiali

I parametri geotecnici impiegati per il calcolo e la verifica del sistema fondale sono stati desunti dalla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Matteo Pompei e sono di seguito riportati.

Depositi di riporto (limi-sabbiosi da prof. 0.50 m a prof. 5.00 m)		Parametri di campagna			Parametri medi ρ_0					
		P.1	P.2	P.3	media ρ_0	U. M.		U. M.		
Peso Volume	γ	1.87	1.87	1.89	γ_M	1.88	g/cm ³	#	18.44	kN/m ³
Angolo d'attrito	φ'	22.9	22.7	24.8	φ'_M	23.5	gradi	#	23.5	gradi
Coazione non drenata	C_u	0.26	0.25	0.23	C_{uM}	0.25	kg/cm ²	#	24.5	kPa
Modulo edometrico	E_{ed}	36.1	35.6	40.8	E_{edM}	37.5	kg/cm ²	#	3.68	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.35	0.35	0.34	ν	0.35		#	0.35	

Depositi eluvio-colluviali (sabbie da prof. 3.90 m a prof. 5.90 m)		Parametri di campagna / Bibliografia		Parametri medi ρ_0					
		P.2	P.3	media ρ_0	U. M.		U. M.		
Peso Volume	γ	2.17	2.14	γ_M	2.15	g/cm ³	#	21.08	kN/m ³
Angolo d'attrito	φ'	27.2	26.8	φ'_M	27.0	gradi	#	27.0	gradi
Coazione drenata	c'	≈ 0		c'_M	≈ 0	kg/cm ²	#	≈ 0	kPa
Modulo edometrico	E_{ed}	71.0	60.0	E_{edM}	68.5	kg/cm ²	#	6.72	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.33	0.34	ν	0.335		#	0.335	

SUBSTRATO

Depositi del substrato (arenarie da prof. 5.90 m)		Bibliografia e Microzonazione Sismica	Parametri medi ρ_0					
			media ρ_0	U. M.		U. M.		
Peso Volume	γ	2.05	γ_M	2.05	g/cm ³	#	20.10	kN/m ³
Angolo d'attrito	φ'	30	φ'_M	30.0	gradi	#	30.0	gradi
Coazione drenata	c'	0.20	c'_M	0.20	kg/cm ²		19.6	kPa
Modulo edometrico	E_{ed}	280	E_{edM}	280	kg/cm ²	#	27.4	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0.30	ν	0.30		#	0.30	

Dai parametri medi riportati nella relazione geologica, sono stati ricavati i parametri caratteristici dell'angolo di attrito e della coazione, determinati secondo la probabilità di non superamento del 5% corrispondente, per una distribuzione di tipo gaussiano, a un valore X equivalente a -1.645. Tale parametro va applicato alle seguenti formulazioni da cui una deviazione standard esplicitata nella forma a 3 variabili:

$$\begin{aligned}\dot{\varphi}k &= \dot{\varphi}m \cdot (1 + X V \varphi) = \dot{\varphi}m \cdot (1 - 1,645 \times V \varphi^0) \\ \dot{c}k &= \dot{c}m \cdot (1 + X V \varphi) = \dot{c}m \cdot (1 - 1,645 \times V c^0)\end{aligned}$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N t_i^2}{N} - \left(\bar{t}\right)^2}$$

dove il pedice "m" indica il parametro medio, il pedice "k" indica il valore caratteristico, mentre l'indice "V" è il coefficiente di variazione assunto pari a 0,1. Dall'applicazione di tale formulazione si ottengono i valori caratteristici dei parametri meccanici del terreno per i quali si rimanda all'allegato listato di calcolo.

I materiali impiegati per la realizzazione dei pali e dei cordoli sono invece di seguito elencati.

Calcestruzzo per opere di fondazione

Per tutte le opere in c.a. di fondazione, si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "**C 25/30**" ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- modulo elastico E 31447 N/mm²
- res. cil. compressione f_{ck} = 0.83xR_{ck} = 24.9 N/mm²
- coeff. materiale γ_c 1.5
- res. progetto s.l.u. f_{cd} = f_{ck}/γ_c = 16.6 N/mm²
- tens. max s.l.u. = 0.85 f_{cd} = 14.11 N/mm²
- classe di esposizione XC2 – R apporto acqua/cemento $\leq 0,6$
- minimo contenuto in cemento 300 kg/mc
- Classe di consistenza S4 – Diametro massimo inerti 25 mm
- Copriferro minimo 30 mm

Acciaio per armature

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** controllate in stabilimento, pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- modulo elastico E =210000 N/mm²

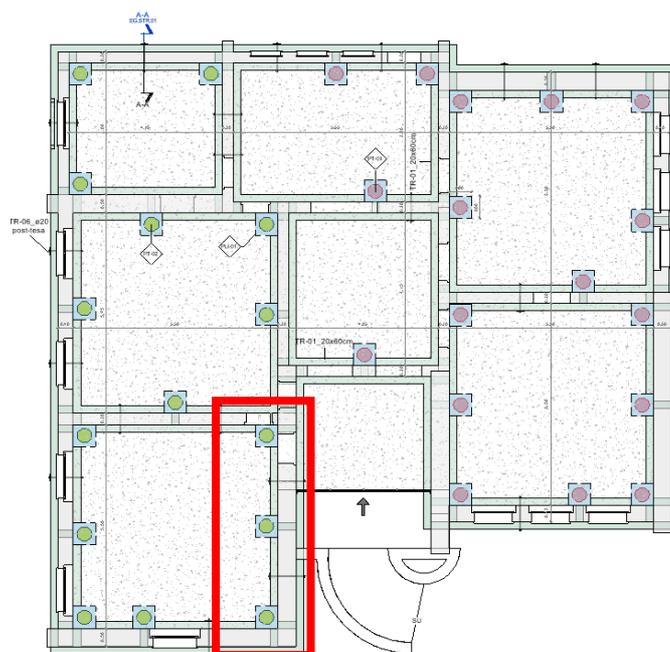
- resistenza. trazione f_{tk} (min)	= 540	N/mm ²
- snervamento f_{yk} (min)	= 450	N/mm ²
- Allungamento minimo a rottura	= 7.5%	
- rapporto minimo f_t/f_y	= 1.15	
- rapporto massimo f_t/f_y	= 1.35	
- coeff. materiale γ_s	= 1.15	
- res. progetto s.l.u. $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	= 391.3	N/mm ²

Le armature da porsi in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto di fusione.

16.3 Calcolo e verifica del sistema fondale

16.3.1 Pali trivellati

I pali vengono calcolati considerando il carico afferente agli stessi che deriva dal peso dei cordoli, dalle murature soprastanti e dalla copertura, secondo la combinazione di carico fondamentale (NTC 2018 par. 2.5.3). Il sistema di pali e cordoli maggiormente caricato è quello individuato nella planimetria che segue.



Il maggior carico deriva dal fatto che la muratura sostenuta dai pali è dello spessore maggiore tra le presenti, è la maggiore in estensione di altezza perché raggiunge il colmo

e sostiene la copertura (a falda). L'area afferente ai 3 pali sottoposti a verifica è quella individuata in rosso ed è delle dimensioni di 7mX3.5m (a favore di sicurezza). I carichi da essa derivanti sono i seguenti:

- Muratura di pietrame caotico G2 : $7.35m \times 0.50m \times 5.50m \times 19KN/m^3 = 270KN$
- Solaio di copertura G2: $17mq \times (1.55+0.7)KN/mq \times 1/\cos 16^\circ = 40KN$
- Solaio di plafonatura G2: $17mq \times 1.00KN/mq = 17KN$
- Solaio di copertura Qk_neve: $17mq \times 1.41KN/mq \times 1/\cos 16^\circ = 25KN$
- Soletta in c.a. atrio ingresso G2: $((3.5m \times 3.65m)/2) \times 5KN/mq = 32KN$
- Cordoli in c.a. G2: $2 \times (7m+2.6) \times 0.2 \times 0.6m \times 25KN/m^3 = 58KN$

Totale carichi permanenti non strutturali: G2= 417 KN;

Totale carichi variabili: Qk_neve= 25 KN;

Secondo la combinazione di carico fondamentale il carico complessivo che grava sui 3 pali indagati è pari a 663KN e pertanto si considera che ogni palo sia soggetto ad un carico di circa 221KN. La verifica viene condotta utilizzando il seguente programma di calcolo di cui il sottoscritto è utente registrato e licenziato: **AZTEC** versione 14.01b (codice licenza: AIU3845TR). Il software è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture di fondazione per le quali ne consente la modellazione tridimensionale. Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità dei codici utilizzati, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare, bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c. La capacità portante di un palo viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$QT = QP + QL - WP$$

dove:

QT portanza totale del palo

QP portanza di base del palo

QL portanza per attrito laterale del palo

WP peso proprio del palo

e le due componenti QP e QL sono calcolate in modo indipendente fra loro. Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo QA applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

$$QA = Q_p / \eta_p + Q_l / \eta_l - W_p$$

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$QP = AP(cN'c + qN'q)$$

dove AP è l'area portante efficace della punta del palo, c'è la coesione, q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo, γ è il peso di volume del terreno, D è il diametro del palo ed i coefficienti N'c N'q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità. Nel caso specifico viene utilizzata la formulazione di Hansen con i corrispondenti fattori correttivi per la profondità e la forma. Il parametro η che compare nell'espressione assume il valore pari a 1 nell'utilizzo della formulazione di Hansen.

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_L = \int_s \tau_a dS$$

dove τ_a a è dato dalla relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \operatorname{tg} \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, γ è il peso di volume del terreno, z è la generica quota a partire dalla testa del palo, L e P sono rispettivamente la lunghezza ed il perimetro del palo, K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo. Per la determinazione di K_s per pali trivellati in argille consistenti, si ricorre alla relazione suggerita da Fleming et al. (1985)

$$K_s = (1 + K_0) / 2 \text{ dove}$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \text{ per terreni normal-consolidati}$$

A livello normativo, con riferimento alle azioni elementari prima determinate per il calcolo della resistenza del palo si considera l'approccio progettuale 2 (A1+M1+R3), stabilito al par. 6.2.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018.

Il calcolo viene eseguito per tutte e due le tipologie di pali i quali vengono realizzati in due differenti stratigrafie. Il carico che viene applicato resta però lo stesso a favore di sicurezza. Dalle verifiche condotte col software di cui sopra e secondo la teoria riportata alle righe precedenti i pali hanno una capacità portante di progetto rispettivamente pari a 290KN (pali da 5 metri) e 375KN (pali da 7 metri). Entrambe le portanze sono superiori all'azione sollecitante di progetto e pertanto la verifica risulta soddisfatta. Per le ulteriori verifiche si rimanda allegato listato di calcolo.

Verifica 1 (Top Screenshot):

N°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FSv	FSvmin	T [kN]	Td [kN]	FSo	FSomin
1	Piastra 1	221.00	376.35	1.703	1.703 (1)	0.00	39.86	100.000	100.000 (1)

Indice palo con fattore di sicurezza minimo: 1 1 1 1

Comb. 1 / 1 - A1-M1-R3

Somma Portanza laterale: 218.0 [kN] Efficienza palificata: 1.00

Portanza laterale del gruppo: 218.0 [kN]

Verifica 2 (Bottom Screenshot):

N°	Oggetto	N [kN]	Pd [kN]	FSv	FSvmin	T [kN]	Td [kN]	FSo	FSomin
1	Piastra 1	221.00	288.30	1.305	1.305 (1)	0.00	68.95	100.000	100.000 (1)

Indice palo con fattore di sicurezza minimo: 1 1 1 1

Comb. 1 / 1 - A1-M1-R3

Somma Portanza laterale: 147.8 [kN] Efficienza palificata: 1.00

Portanza laterale del gruppo: 147.8 [kN]

16.3.2 Cordoli di collegamento

Il calcolo dei cordoli viene eseguito ipotizzando lo schema statico si trave semplicemente appoggiata, i cui appoggi sono costituiti dai pali di fondazione. Il carico è quello derivante dalle strutture soprastanti e descritto in precedenza. Il carico distribuito che ne deriva e per la luce di 5 metri tra i pali è pari a 133KN/m, che per lo schema adottato di trave semplicemente appoggiata di lunghezza 2,50m corrisponde un momento massimo sollecitante di 104KNm e un taglio massimo di 167KN. L'armatura dei cordoli scelta è 4+4ø16 superiori e inferiori e 2ø12 di parete con staffe ø8/20cm. Tale armatura è superiore ai minimi

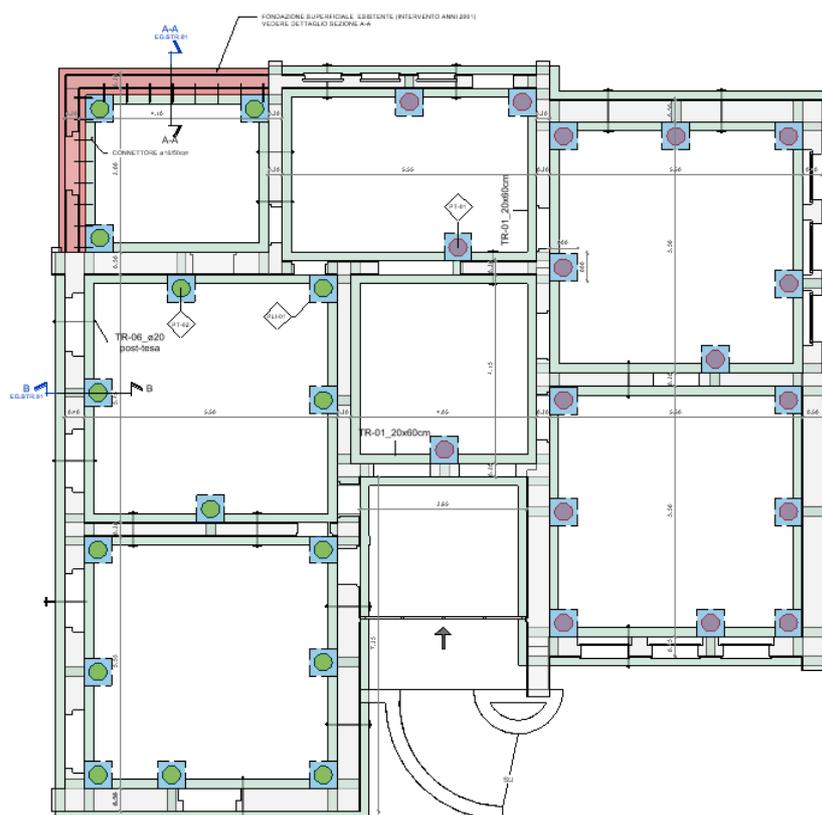
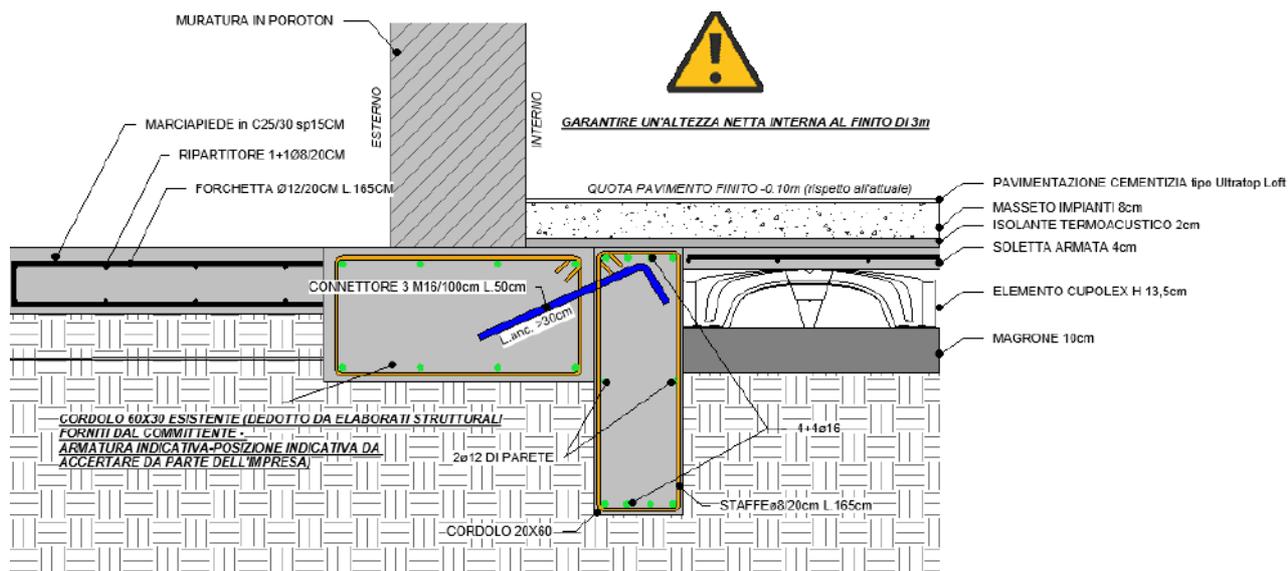
previsti dal par. 7.2.5 delle NTC 2018. Le sollecitazioni di taglio e momento sono sostenute da due cordoli, pertanto quelle afferente a ciascun cordolo sono pari a $M_{max} = 52 \text{ KNm}$ e $V_{,max}=83\text{KN}$. Il calcolo del momento resistente della sezione è condotto con il software VCA-SLU, mentre il taglio resistente è calcolato con foglio di calcolo excel secondo il par. ed è di seguito mostrato.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE		MATERIALI:	
Base sezione: b=	200 mm	CALCESTRUZZO	
Altezza sezione: h =	600 mm	Classe cls	C25/30
Copriferro: c =	30 mm	fck	25 Mpa
DATI ARMATURA		fcd	14 Mpa
Armatura Longitudinale		γ_c	1.5
Diametro armatura tesa=	16 mm	ACCIAIO	
N° barre tese =	4	fyk	450 Mpa
Diametro armatura compressa =	16 mm	fyd	391 Mpa
N° barre compresse =	4	γ_s	1.15
Armatura Trasversale		AZIONI	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	8 mm	N _{Ed} =	0.00 kN
Passo armatura a Taglio=	200 mm	V=	50.00 kN
N° bracci delle staffe=	2	γ_{Rd} =	1.50
Inclinazione staffe : α =	90 °	V _{Ed} = V * γ_{Rd} =	75.00 kN
Inclinazione puntone : θ =	45 °		
VERIFICA A TAGLIO (4.1.2.1.3.1/2 DM_14/01/2008)			
Resistenza sezioni non armate a taglio	V _{Rd}	71.43 kN	
$V_{Rd} = \{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$		OCCORRE ARMATURA A TAGLIO	
Resistenza sezioni armate a taglio			
Resistenza per rottura armatura a taglio	V _{Rsd}	100.85 kN	
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$			
Resistenza per sezioni armate a taglio	V _{Rcd}	363.38 kN	
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$			
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		SEZIONE VERIFICATA	
		100.85 kN	

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

16.3.3 Connettori ancoraggio cordolo ampliamento

Il calcolo dei connettori (blu in figura) che ancorano il nuovo cordolo al cordolo esistente dell'ampliamento (figura sotto) è effettuato considerando che il carico di 133Kn/m sia trasferito tramite i connettori. I connettori in progetto sono barre M16 8.8 ad un passo di 30cm che trasferiscono il carico per taglio-trazione-sfilamento. La verifica viene condotta considerando il carico di cui sopra ripartito su tre connettori, i quali vengono verificati a sfilamento, trazione e taglio.



VERIFICA CONNETTORI ANCORAGGIO CORDOLO			
RESISTENZE			
PARAMETRO	VALORE	U.M.	DESCRIZIONE
fbd	2.69	Mpa	Tensione di aderenza di progetto interfaccia cls-acciaio
fbk	4.04	Mpa	Tensione di aderenza caratteristica interfaccia cls-acciaio
fctk	2.56	Mpa	Resistenza a trazione caratteristica calcestruzzo
yc	1.5	-	Coeff. sicurezza calcestruzzo
fctd	1.71	Mpa	Resistenza a trazione di progetto calcestruzzo
fck	25	Mpa	Resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo
Ares M16	157	mmq	Area resistente connettore
L.anc	300	mm	Lunghezza ancoraggio connettore
øforo	18	mm	Diametro foro ancoraggio
°	24	°	Inclinazione ancoraggio
n2	0.7	-	Coeff. per condizioni di cattivo ancoraggio
Ym2	1.25	-	Coeff. di sicurezza per res. a taglio bulloni
Tres	60.29	KN	Taglio resistente connettore
Fres	90.43	KN	Resistenza a trazione massima connettore
Nres	45.67	KN	Resistenza a sfilamento massima connettore
SOLLECITAZIONI			
PARAMETRO	VALORE	U.M.	DESCRIZIONE
V	44.33	KN	Forza di verticale agente sul connettore
Td	40.50	KN	Forza di taglio agente sul connettore secondo inclinazione
Nd	18.02	KN	Forza di sfilamento agente sul connettore secondo inclinazione
VERIFICA $T_d < T_{res}$			SODDISFATTA
VERIFICA $N_d < \min(N_{res}; F_{res})$			SODDISFATTA

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.