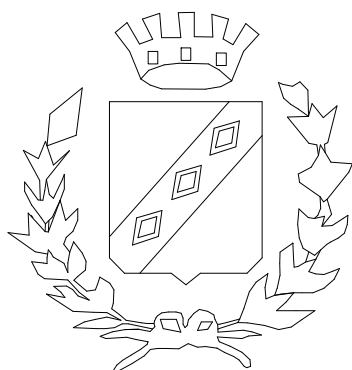




STEP ENGINEERING

VIA PERSICETANA VECCHIA 28/A - 40132 - BOLOGNA - TEL. 051/6417170

COMUNE DI CASTEL MAGGIORE



Miglioramento sismico Scuola elementare "Filippo Bassi" Via Gramsci, 175 PROGETTO ESECUTIVO

**Il Progettista
Ing. VITO MARCHIONNA**

il Committente

**Il Collaboratore di progetto
Geom. STEFANO MINUTIELLO**

Pareri Enti competenti

**oggetto : Illustrazione sintetica degli elementi essenziali
del progetto strutturale**

data : Maggio 2017

EL S13

ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Premessa

La presente relazione viene redatta sulla base delle indicazioni riportate nella Deliberazione della Giunta Regionale 26 settembre 2011 n. 1373.

L'edificio è utilizzato come scuola elementare e si compone di un piano interrato, un piano rialzato/terra, un piano primo ed un piano secondo, come meglio precisato di seguito.

Nella presente relazione vengono illustrati i criteri di calcolo e le scelte progettuali relativi all'edificio in esame.

a) descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche geologiche, morfologiche e idrogeologiche del sito oggetto di intervento:

L'edificio è ubicato in un'area urbanizzata in via Gramsci n. 175 a Castel Maggiore. Il terreno di sedime è pianeggiante, ed è costituito oltre che dallo strato superficiale dello spessore di circa 1 m che risente delle variazioni stagionali, da strati sottostanti costituiti principalmente da terreni di natura argillose-limose con caratteristiche meccaniche che aumentano con la profondità.

Per la determinazione delle caratteristiche del terreno si è utilizzata la relazione geologica eseguita dal Dott. Casadio, allegata.

Di seguito si riportano le stratigrafie ottenute dalle due prove penetrometriche effettuate:

Prova n.1

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	0.60	Sabbie
0.60	2.20	Argille sabbiose molto compatte
2.20	3.20	Argille limose e sabbiose molto compatte
3.20	9.60	Argilla con livelli di sabbia compatta
9.60	12.60	Sabbie
12.60	13.60	Limo sabbioso
13.60	14.80	Sabbie limose

Prova n.2

Prof. Strato (m)		Descrizione
0.00	1.00	Terreno vegetale
1.00	3.40	Argille sabbiose
3.40	5.60	Argille compatte
5.60	9.60	Argille sabbiose e limose molto compatte
9.60	10.60	Limo
10.60	13.40	Sabbie
13.40	15.00	Limo sabbioso

Dove la prova n. 1 è stata effettuata in vicinanza del corpo aule e la n. 2 in corrispondenza del corpo palestra

Non si sono evidenziate particolari problematiche per la natura del terreno.

b) descrizione generale della struttura:

Stato di fatto

L'edificio, costruito nel 1913, è composto da due corpi collegati tra loro. Un corpo ospita la mensa e le aule (denominato in seguito corpo aule) e l'altro ospita la palestra e le altre aule dell'edificio (denominato in seguito corpo palestra).

Il corpo meno recente (corpo aule) è costituito da un piano interrato, due piani fuori terra e sottotetto praticabile, la copertura è a due falde uguali.

La struttura verticale è costituita da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce di vari spessori (da due a quattro teste), Le sole murature interne del piano secondo (sottotetto) sono in mattoni tipo doppio UNI del tipo Bolognese (lunghezza 28 cm) con spessori da una a due teste.

I solai sono in travetti di calcestruzzo e alleggerimento in polistirolo. Il solaio di copertura è in legno.

L'altro corpo (corpo palestra) è costituito da due piani fuori terra , più una limitata zona interrata adibita a due locali tecnici, la copertura è a quattro falde.

La struttura verticale è costituita principalmente da pareti portanti in muratura di mattoni pieni con malta di calce da due a tre teste di spessore, sono presenti, inoltre, delle piccole zone con muratura in mattoni doppio UNI, come per il corpo aule e in laterizio tipo poroton.

Il solaio è a due quote diverse, la parte centrale, più alta, è costituita da 12 travi in calcestruzzo armato su cui insiste una soletta piena ed è irrigidito da un cordolo perimetrale. Il solaio a quota minore è in latero-cemento.

La copertura nella zona centrale è costituita da una struttura a travi reticolari metalliche e lamiera. In corrispondenza del corrente inferiore delle travi reticolari di copertura è presente una struttura costituita da travi a T in acciaio, portante una pannellatura sandwich di coibentazione non ispezionabile, nascosta a sua volta da un controsoffitto in quadroni 60x60.

Il corpo palestra è stato ricostruito nel 1944 a seguito di distruzione dello stesso per bombardamento. Sempre nello stesso corpo nel 2005 è stata eseguita, a cura dell'ing. Migliaccio, un'analisi delle strutture complessiva, sfociata negli interventi di rinforzo laddove necessitava, consistenti nel consolidamento delle travi in cemento armato del solaio di copertura della palestra, di luce consistente, nell'introduzioni di alcune nuove pareti portanti e di elementi metallici a rinforzo delle murature del piano primo, sulla palestra, il tutto come meglio indicato negli elaborati grafici.

Nel 1991 il corpo aule ha subito un intervento con il quale si è proceduto alla realizzazione di nuovi solai in cemento armato con alleggerimento in polistirolo, a sostituzione della funzione portante dei solai esistenti che però non sono stati demoliti, ma sono stati utilizzati come casseri, previo introduzione di pannelli in polistirolo tra i due corpi per renderli indipendenti strutturalmente.

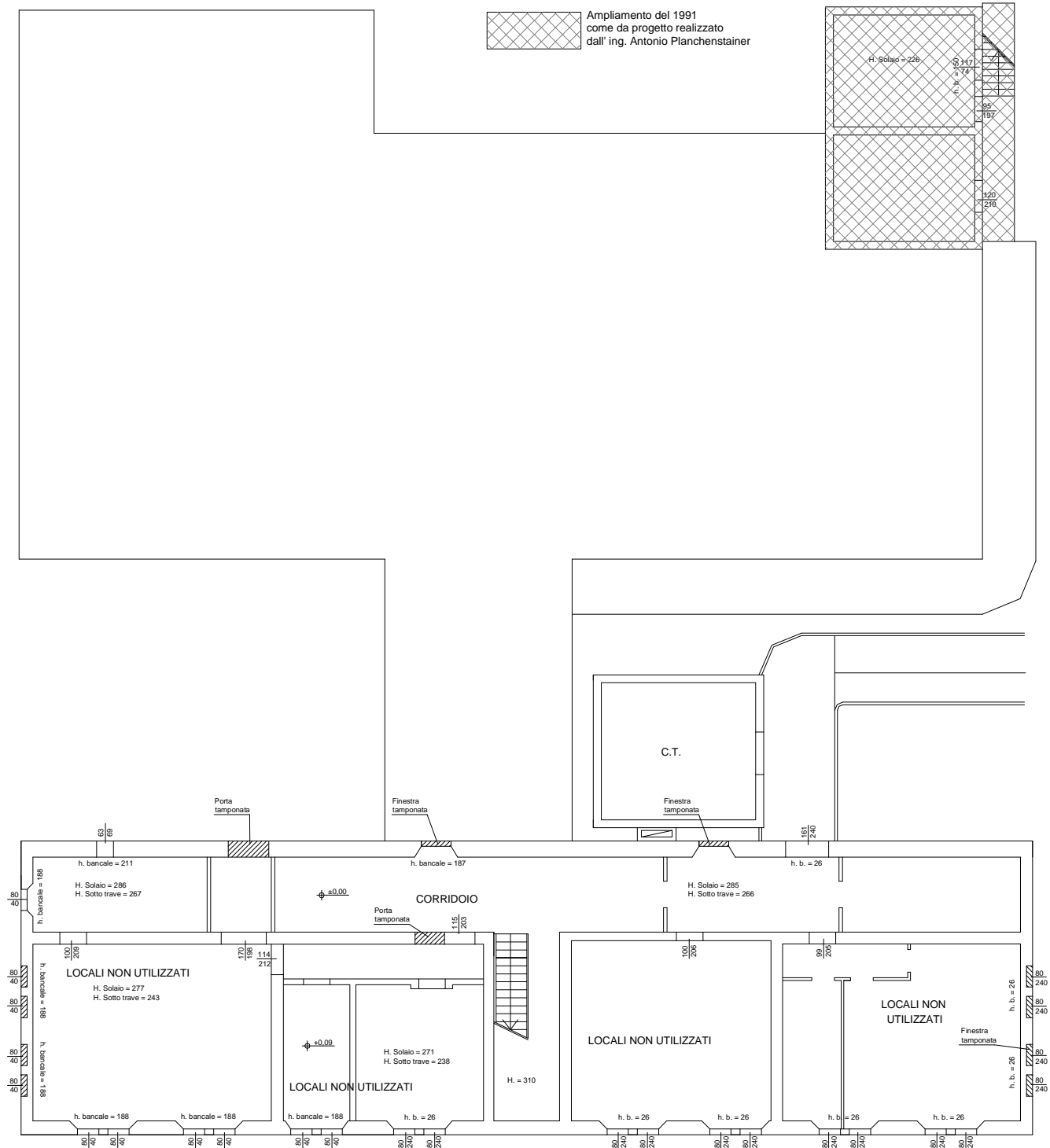
Il suddetto solaio preesistente ai vari piani è costituito da nervature in cemento armato di sezione 15x30 cm, con passo variabile da 1.30 a 2.30 m circa, che scaricano direttamente sulle murature, e sovrastante soletta dello spessore di circa 6 cm.

Non è stato reperito invece, nessun progetto sulla copertura il legno del corpo aule e sulle sottostanti pareti interne in mattoni tipo doppio UNI, di tipologia diversa rispetto alle restanti murature del corpo aule (muratura in mattoni pieni e malta di calce).

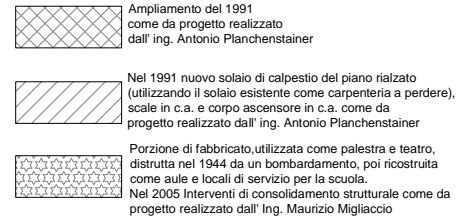
Di seguito si riportano le piante dell'edificio.

EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

PIANTA PIANO SEMINTERRATO



PIANTA PIANO RIALZATO



EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913



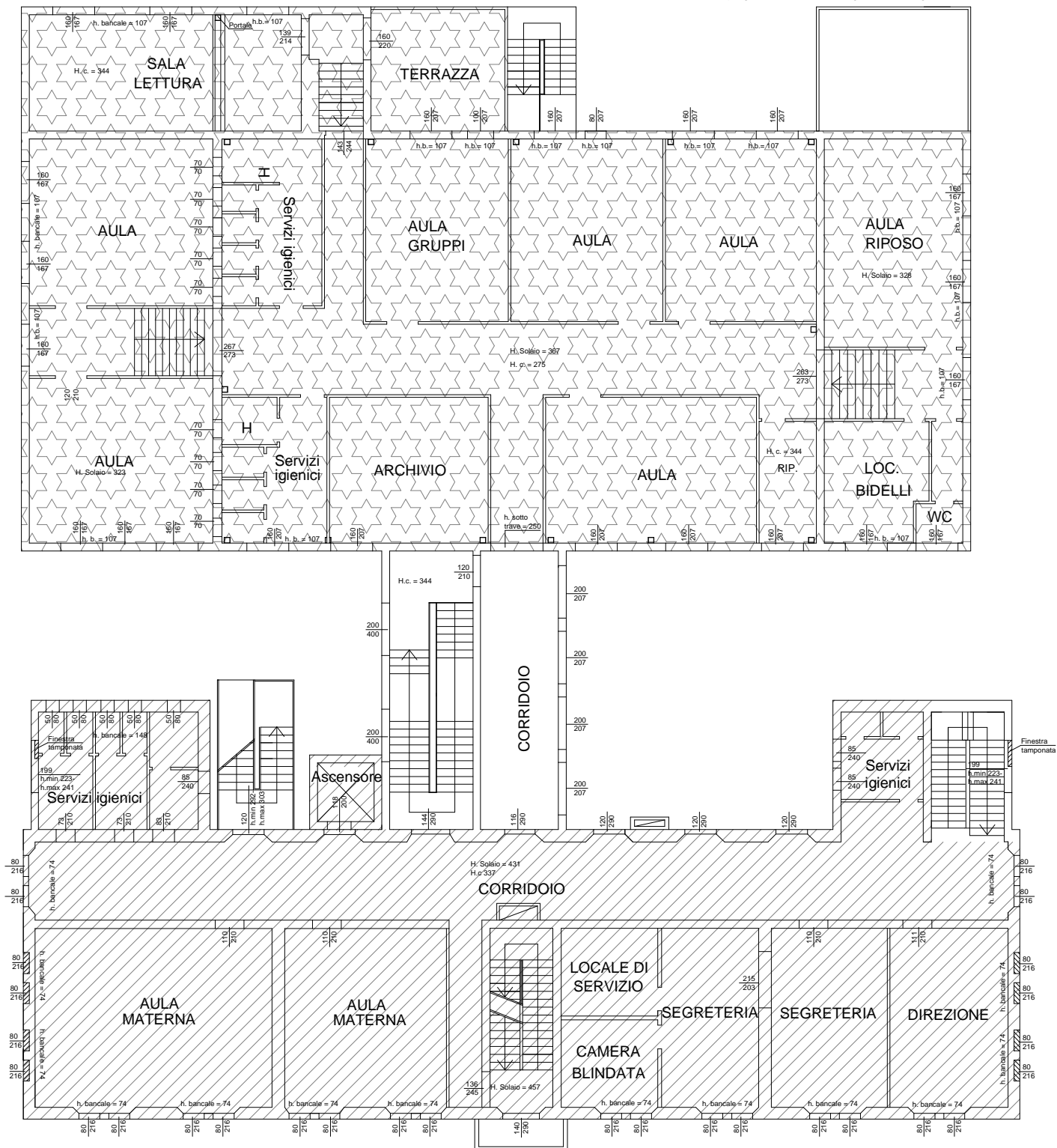
Nel 1991 nuovo solaio di calpestio del piano primo (utilizzando il solaio esistente come carpenteria a perdere), scale in c.a. e corpo ascensore in c.a. come da progetto realizzato dall' Ing. Antonio Planchenstainer



Porzione di fabbricato, utilizzata come palestra e teatro, distrutta nel 1944 da un bombardamento, poi ricostruita come aule e locali di servizio per la scuola.

Nel 2005 Interventi di consolidamento strutturale come da progetto realizzato dall' Ing. Maurizio Migliaccio

PIANTA PIANO PRIMO



EDIFICIO COSTRUITO NEL 1913

PIANTA COPERTURA

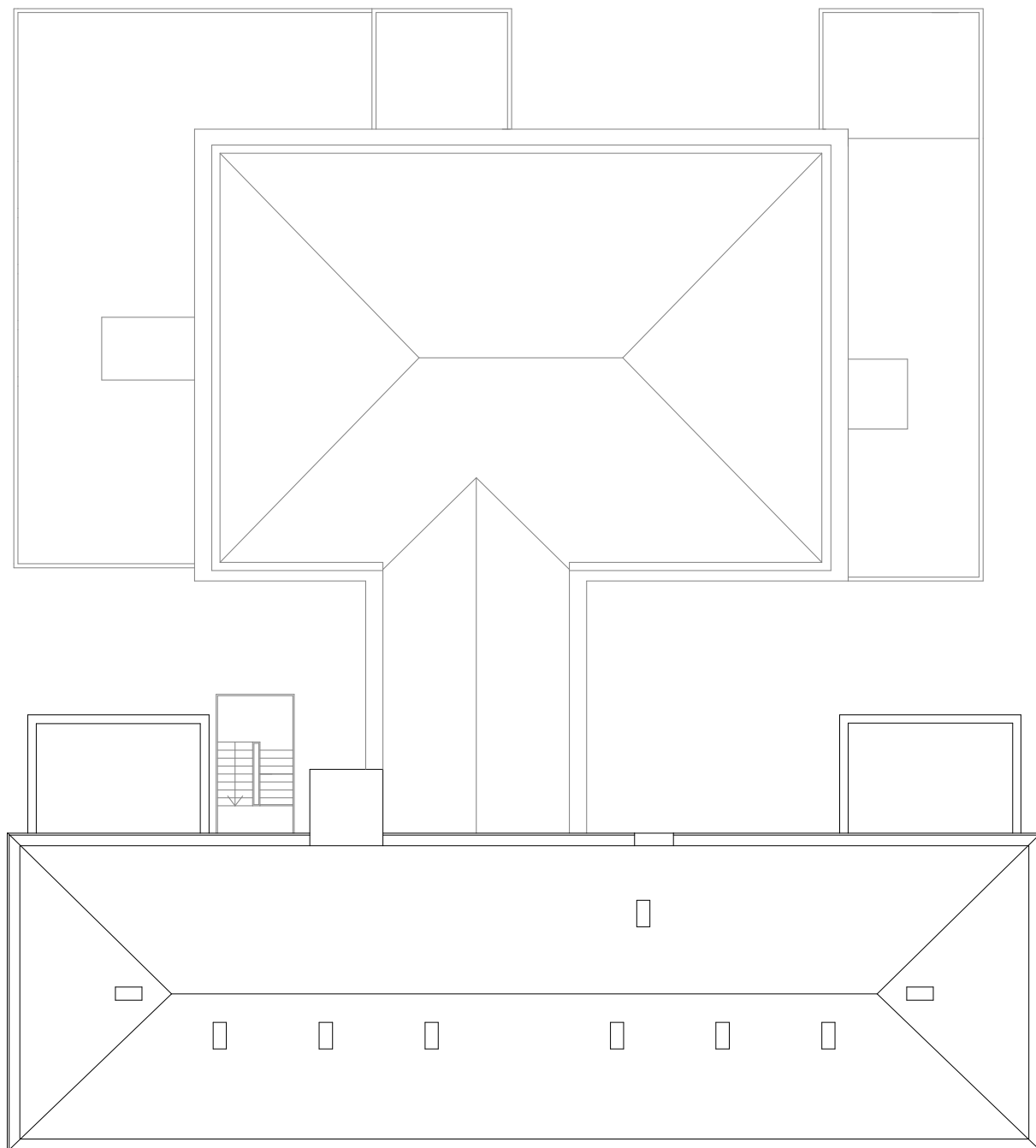


Foto del 1913



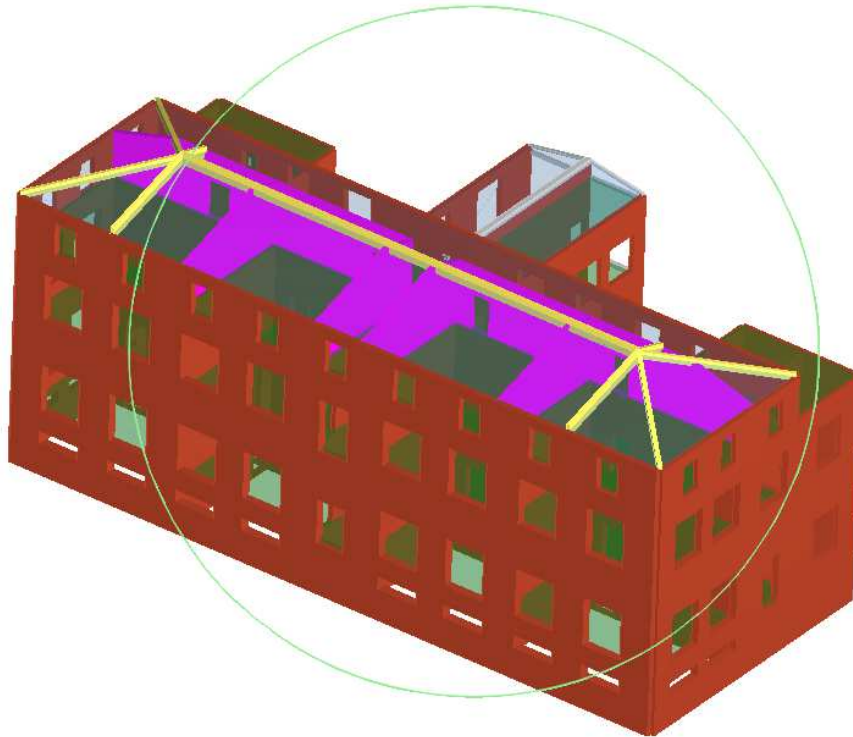
L'edificio sopra descritto, per la conformazione strutturale, sia in pianta che in altezza e per la diversa epoca di costruzione (corpo palestra ricostruito interamente nel 1945), si può considerare costituito da due unità strutturali, pertanto le analisi sia nello stato di fatto che di progetto sono state eseguite su due schemi indipendenti.

Nello stato di fatto si sono utilizzati gli schemi seguenti.

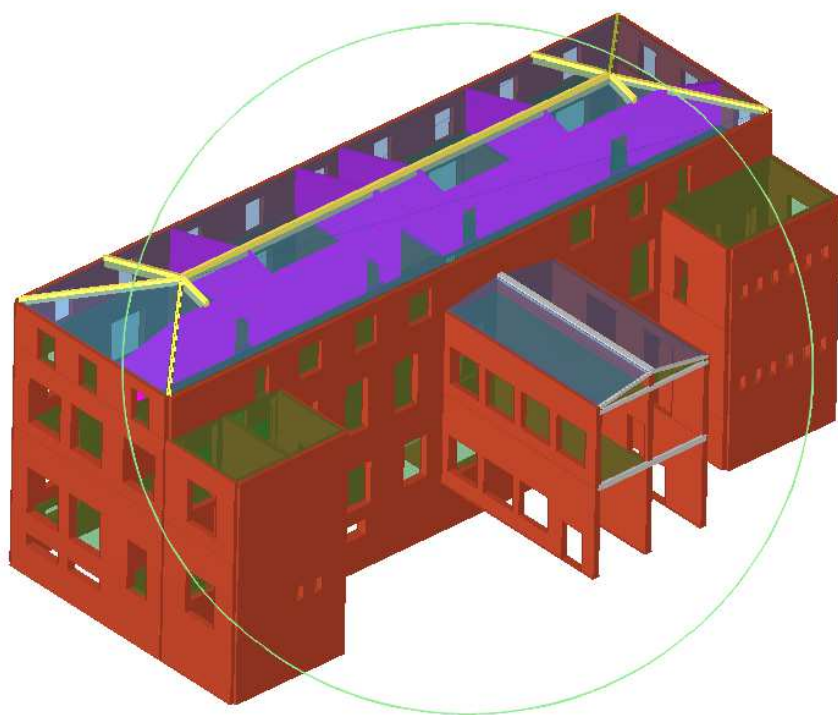
Corpo aule

Descrizione del modello

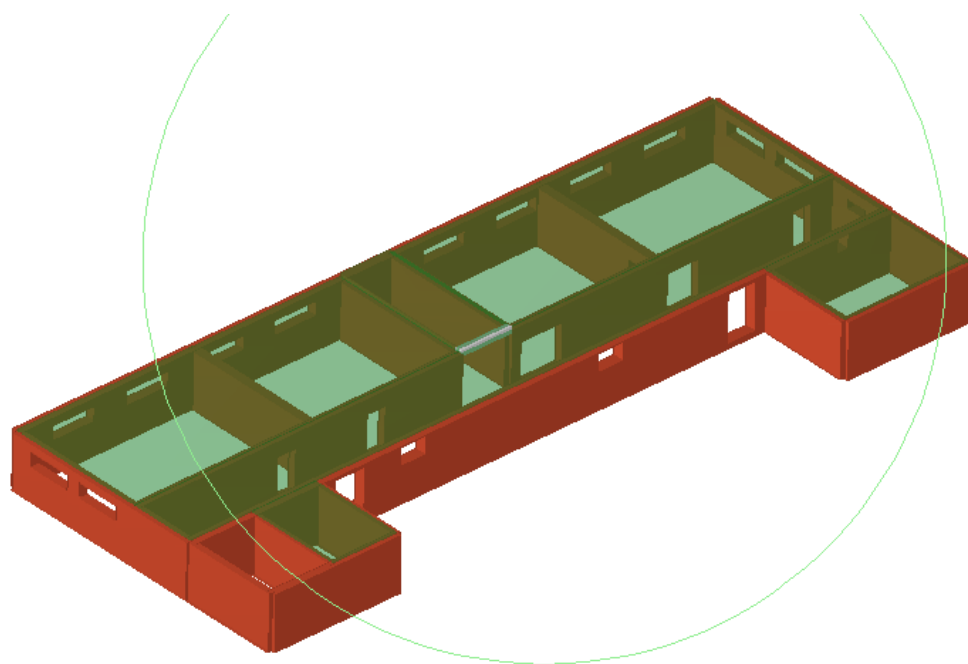
Vista anteriore



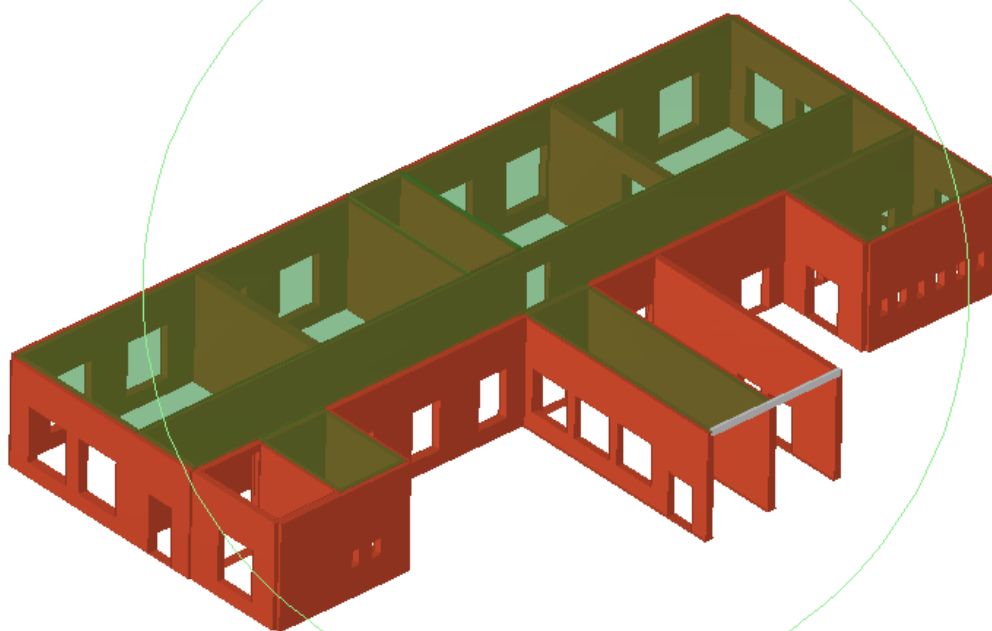
Vista posteriore



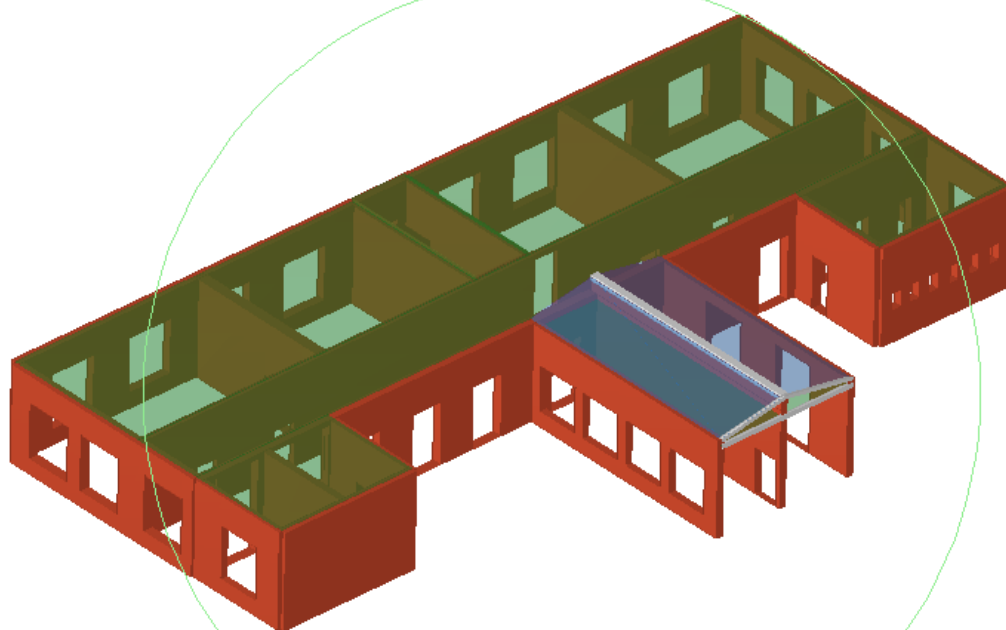
livello 1 piano seminterrato



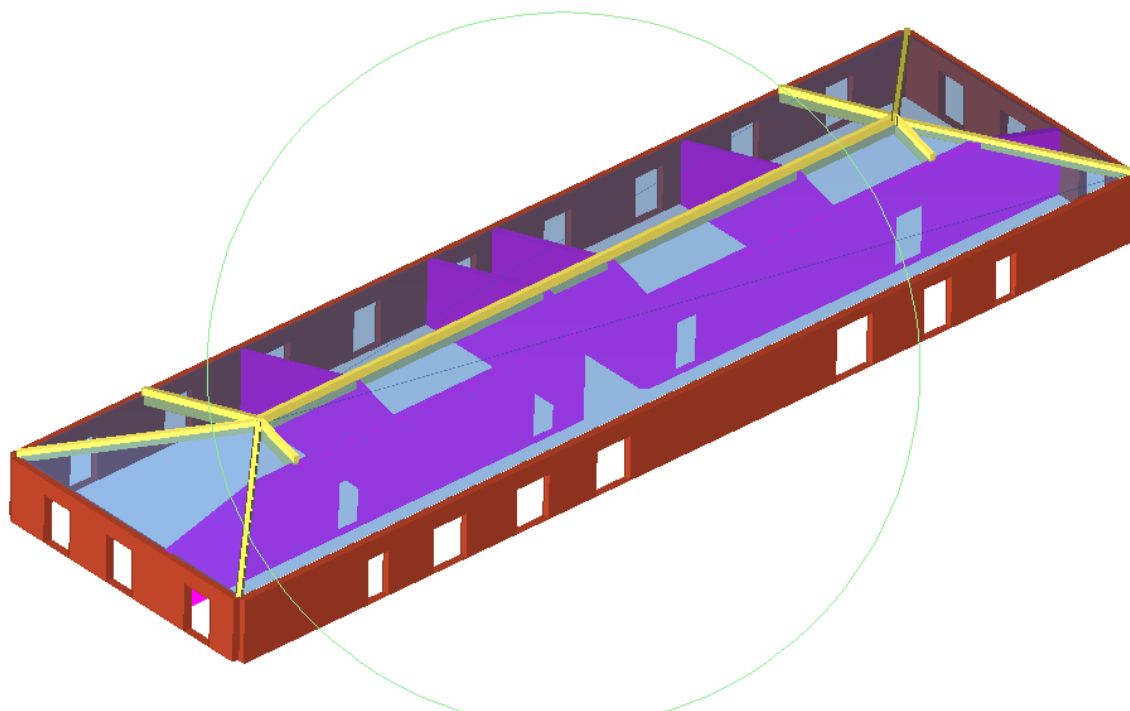
livello 2 piano rialzato



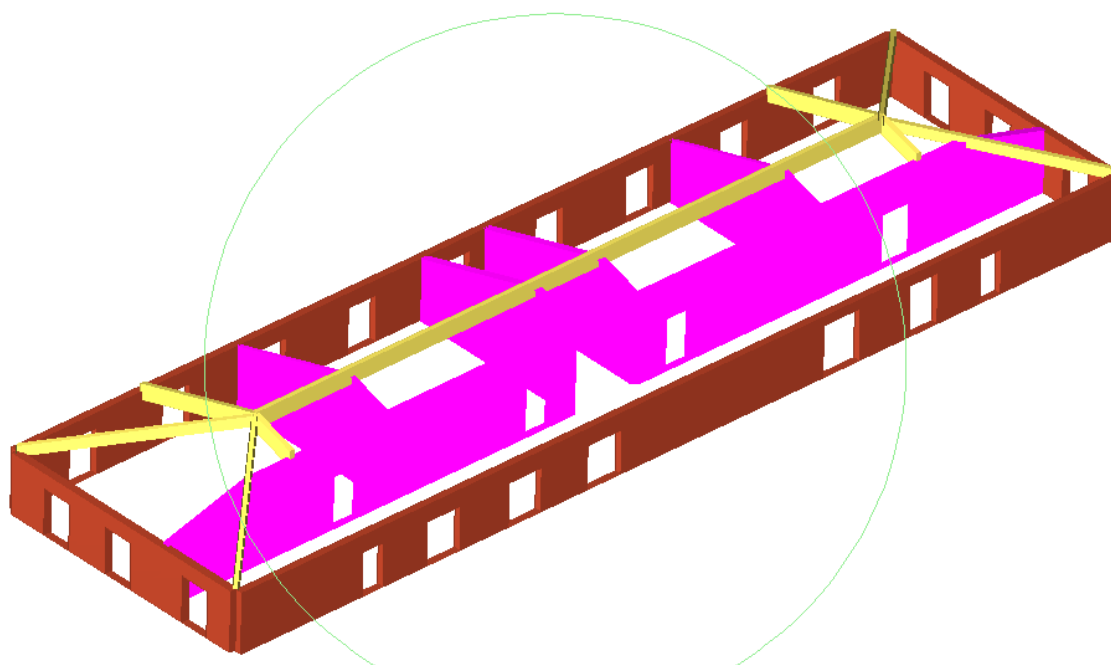
livello 3 piano primo



livello 4 piano secondo (sottotetto)



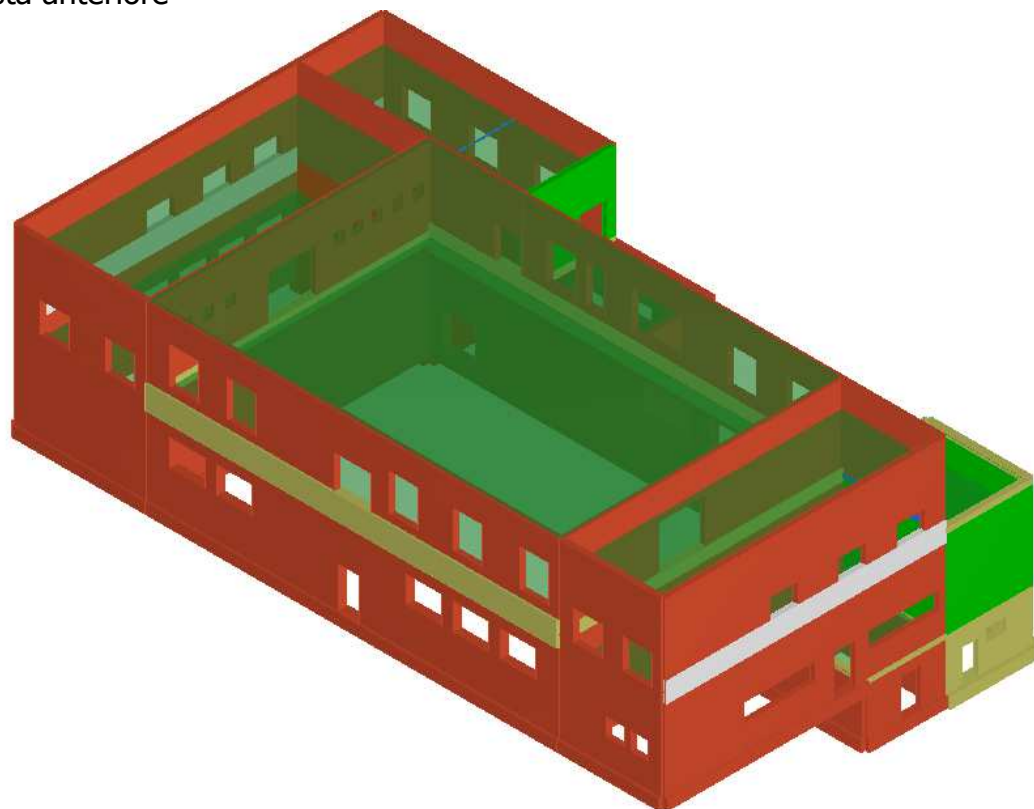
livello 4 piano secondo (sottotetto) senza falde



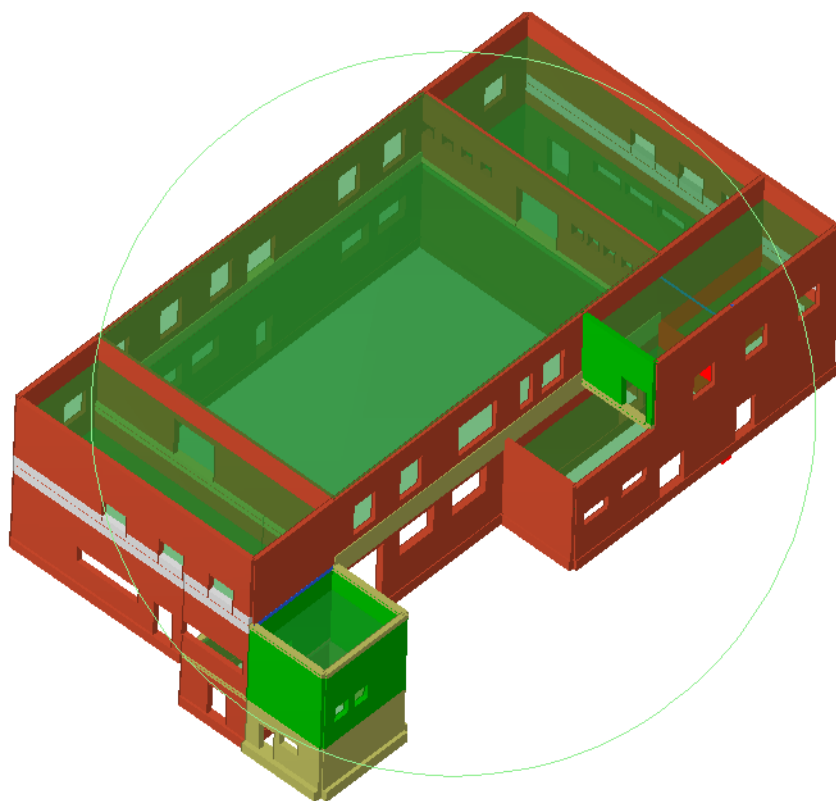
Corpo palestra

Descrizione del modello

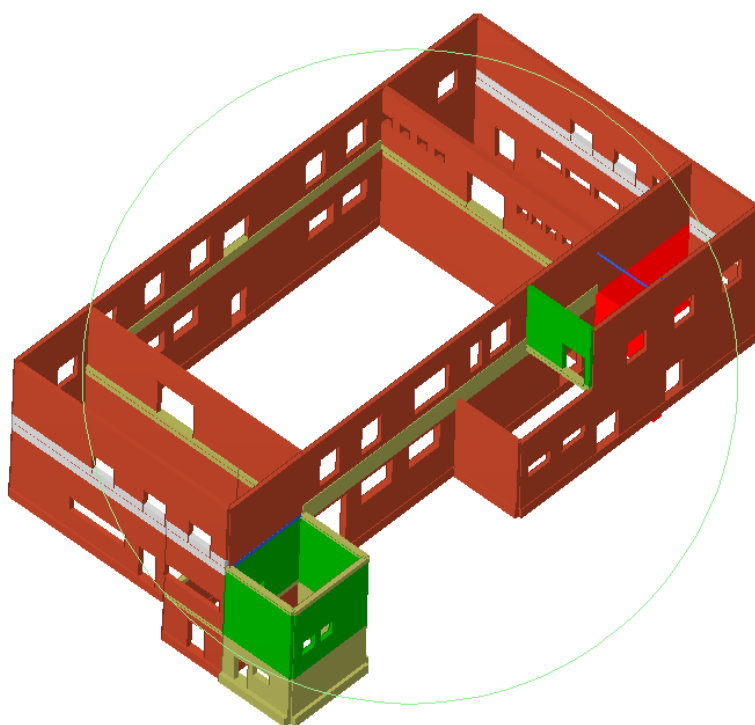
Vista anteriore



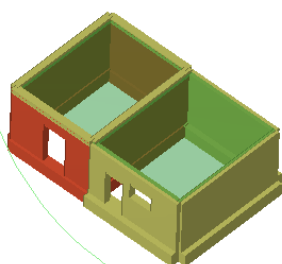
vista posteriore



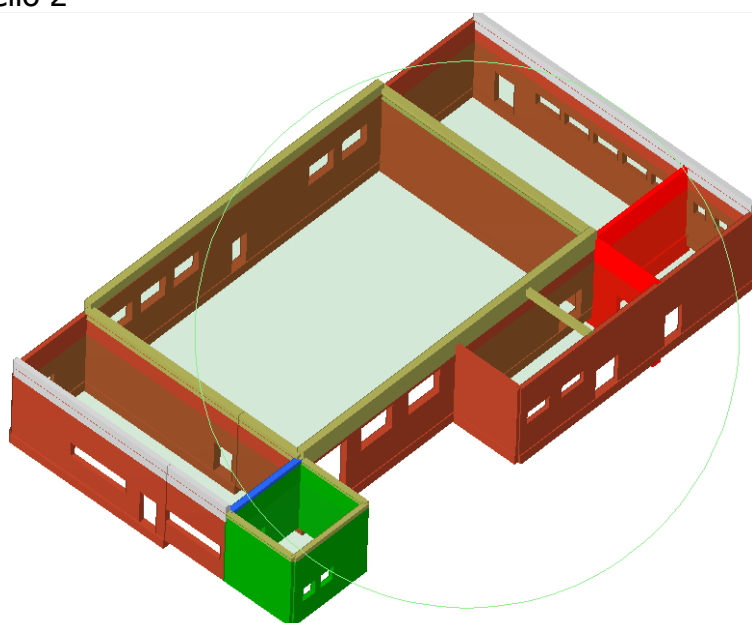
Vista posteriore senza solai



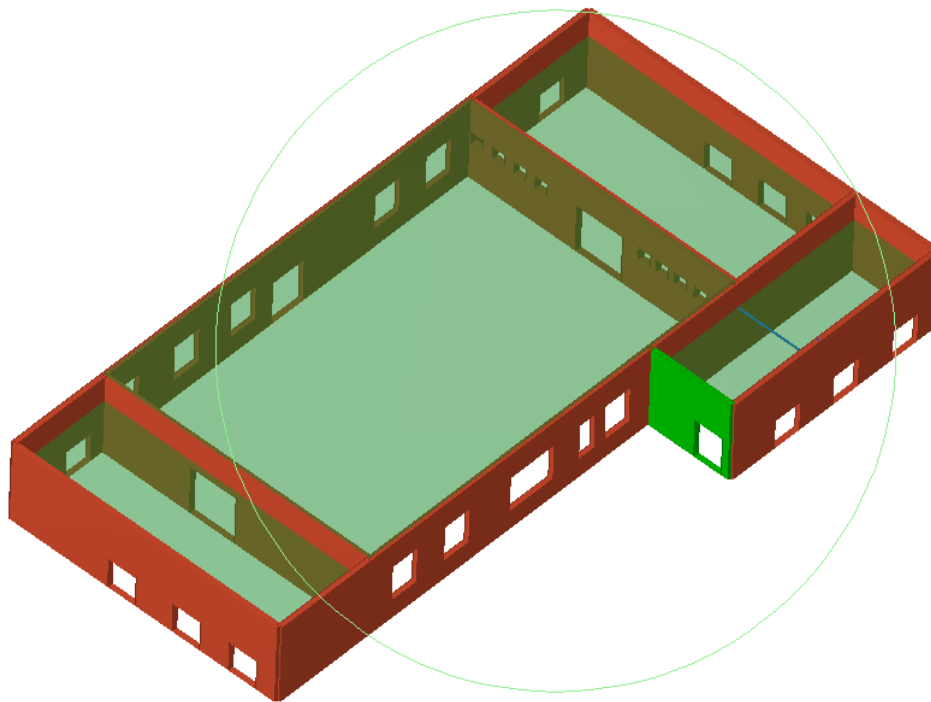
livello 1



livello 2



livello 3



Progetto

Di seguito si riportano in dettaglio gli interventi previsti.

Tali interventi scaturiscono dalle analisi dello stato di fatto e dalla individuazione delle pareti maggiormente vulnerabili, sia alle azioni sismiche sull'edificio globale, sia dalle analisi dei meccanismi locali, come meglio riportato nel punto J) analisi delle configurazioni deformate, per le analisi globali a cui si fa riferimento alle considerazioni di seguito riportate.

Infatti dalle analisi dei diagrammi con l'indicazione dei pannelli che vanno in crisi per le varie sollecitazioni, emerge, per il corpo palestra, che le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione y (lato corto dell'edificio), risultano quelle in corrispondenza del piano terra, (vedi comb. 7, 17) e del piano primo (vedi comb. 5), per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte che delimitano aperture che non si possono chiudere con muratura portante per il rispetto dei parametri illuminanti/ventilanti. Nell'altra direzione (direzione x), risultano più danneggiate le pareti indicate nelle comb. 9 e 1, sempre per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte.

La scelta di adottare le cerchiature, come sistema di consolidamento strutturale, nasce quindi dalla presenza degli elementi murari di dimensioni ridotte e dalla impossibilità della chiusura delle finestre, con muratura portante, per non variare i parametri illuminanti/ventilanti esistenti che sono già inferiori al riferimento, normalmente adottato, di 1/8 della superficie in pianta dei relativi locali.

Tale soluzione oltre a migliorare il comportamento strutturale dell'edificio sotto le azioni sismiche, comporta anche dei benefici sul comportamento delle murature ai carichi verticali, poiché risultano verificati gli elementi che nello stato di fatto

non risultano verificati.

Andando ad agire sulle pareti maggiormente danneggiate con delle cerchiature, quindi, (riportate in grigio) delle aperture esistenti e chiudendo due aperture in corrispondenza della parete di delimitazione dei servizi igienici del piano primo (vedi comb. 5), aumenta la resistenza complessiva della struttura poiché viene a mancare la penalizzazione degli elementi che si sono rinforzati.

Mentre per il corpo aule, dall'analisi dei diagrammi, emerge che le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione y (lato corto dell'edificio), risultano le due perimetrali e le pareti perimetrali, della parte di collegamento con il corpo palestra, in corrispondenza del piano terra, (vedi comb. 24, 23), sempre per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte che delimitano aperture che non si possono chiudere con muratura portante per il rispetto dei parametri illuminanti/ventilanti e per non alterare i prospetti storici. Nell'altra direzione (direzione x), risultano più danneggiate le pareti indicate nelle comb. 15 e 12.

Dalle analisi dei diagrammi di progetto, si veda ad esempio la comb. 17, l'inserimento del controvento in copertura, rende più uniforme la deformata dell'edificio nella direzione y (lato corpo), rispetto allo stato di fatto e di conseguenza una migliore distribuzione delle azioni sismiche tra i setti murari. Inoltre la cerchiatura delle aperture esistenti previste in progetto (vedi comb. 5 e 17), aumenta la resistenza complessiva della struttura, poiché viene a mancare la penalizzazione degli elementi che si sono rinforzati.

Anche in questo caso, l'inserimento delle cerchiature, oltre ad aumentare la resistenza alle azioni sismiche, aumenta la resistenza ai carichi verticali delle pareti, problema non raro in edifici esistenti con un buon numero di piani ed aggravato dalla presenza di numerose aperture.

Per i due corpi, l'inserimento delle catene, dei controventi ed, in generale, degli elementi metallici previsti in progetto, aumenta anche la resistenza all'attivazione dei meccanismi locali, poiché da valori di PGA piuttosto basse, per alcune pareti dello stato di fatto per entrambi i corpi, si passa a valori di PGA maggiori di quelle di riferimento per le nuove costruzioni, per il sito e la struttura in oggetto.

Inoltre il controvento previsto in corrispondenza della copertura del corpo aule, migliora in modo considerevole, il collegamento delle travi in legno esistenti, con le murature, l'inserimento, poi, di piastre ad L, collegate con bulloni e barre filettate, sia alle travi in legno che alle murature, va a migliorare la diffusione del carico concentrato (reazione d'appoggio) trasferito dalle travi alle murature, in special modo derivante dal carico accidentale, con grande beneficio, specialmente per la muratura ad una testa presente in tale piano.

Gli altri principali interventi scaturiscono dalle seguenti considerazioni:

-Si andrà a realizzare un giunto strutturale, idoneo per le azioni sismiche, in modo tale da evitare interazioni dei due corpi (corpo aule e corpo palestra) che hanno risposta sismica diversa sia per configurazione strutturale in pianta ed in altezza, che per epoca di costruzione, poiché, come evidenziato nell'analisi storica, il corpo palestra è stato interamente ricostruito nel 1941.

-Si andrà a rendere solidale il vano ascensore (con pareti in c.a.) , con la struttura del corpo aule, per eliminare il martellamento tra tali corpi. A tal fine, verranno inseriti degli elementi metallici di collegamento, come meglio indicato negli elaborati grafici allegati al presente progetto.

Tale vano ascensore è stato opportunamente schematizzato nel modello di calcolo di progetto.

Si precisa, infine, che negli schemi di progetto, non sono state inserite le due scale di sicurezza esterne in acciaio, poiché di rigidità tale da non determinare interazioni dannose per l'edificio in oggetto.

Inoltre non è stato inserito il vano di accesso al corpo aule, poiché quasi interamente finestrato e del tutto ininfluente sul comportamento sismico complessivo di tale corpo, oltre che ad essere di difficile schematizzazione, avendo un'altezza di molto inferiore a quella di piano.

I nuovi interventi strutturali previsti sono:

Corpo palestra

Gli interventi previsti ed analizzati in tale corpo sono costituiti da:

- inserimento di cerchiature con profilati in acciaio, in corrispondenza delle pareti perimetrali ed interne;
- inserimento di catene, con elementi metallici, per irrigidire il solaio e per una miglior collegamento delle pareti presenti al piano;
- chiusura con muratura portante di alcune aperture, per aumentare la rigidezza di tali pareti.

La copertura con travi reticolari è stata considerata mediante solaio non rigido nella zona interessata da tale copertura.

Corpo aule

Gli interventi previsti ed analizzati in tale corpo sono costituiti da:

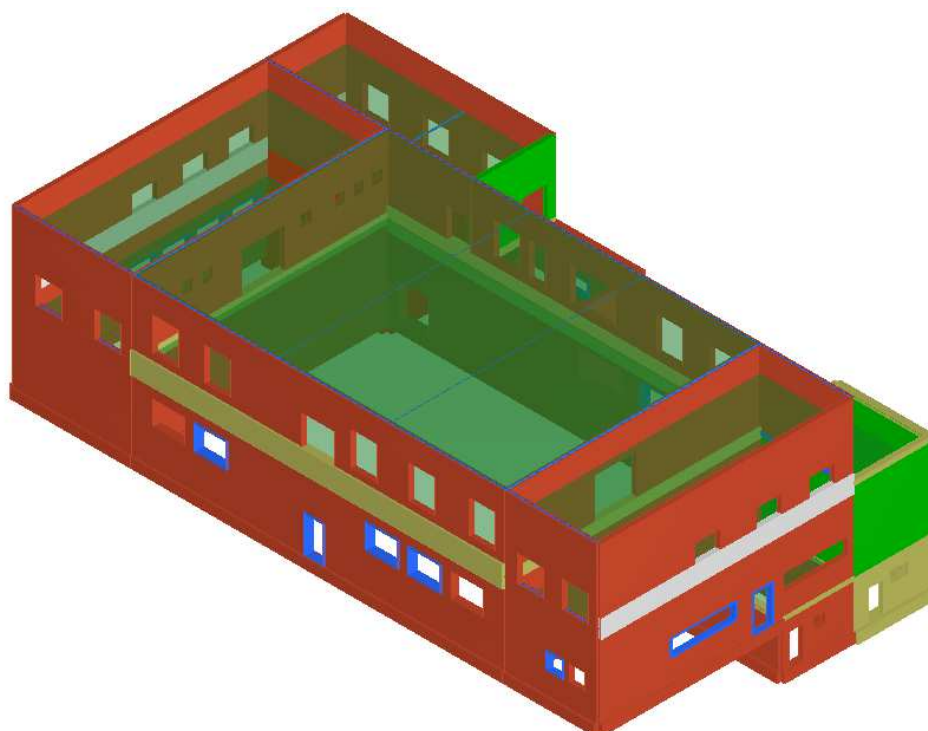
- inserimento di cerchiature con profilati in acciaio, in corrispondenza delle pareti perimetrali ed interne;
- creazione di un giunto strutturale tra il corpo in oggetto ed il corpo palestra, mediante il taglio delle tre pareti in adiacenza al corpo palestra ed inserimento di una parete in muratura armata, a chiudere la scatola muraria, tale giunto interesserà anche i solai e la copertura; la nuova parete verrà collegata alle murature esistente da piastre metalliche e cuciture armate, come indicato negli elaborati grafici;
- collegamento, ai vari piani ed in copertura, del vano ascensore con le murature dell'edificio, mediante profilati metallici, per rendere solidali i due corpi ed evitare, in questo modo, fenomeni di martellamento a seguito delle azioni sismiche;
- inserimento di struttura di controvento in copertura, con elementi metallici, per irrigidire il solaio e per una miglior collegamento delle pareti presenti al piano;
- esecuzione di muratura, in mattoni doppio UNI simili agli esistenti, in corrispondenza della parete centrale nella zona occupata dalla scala interna, di collegamento dei due tratti della parete stessa;
- riposizionamento delle catene esistenti al piano sottotetto, con installazione di nuove piastre di collegamento alle murature trasversali;
- installazione di trave in acciaio, in corrispondenza della copertura, a collegare la parete del prospetto posteriore con la parete interna;
- chiusura di una finestra con muratura portante per aumentare la rigidezza della relativa parete.

Gli interventi sopra descritti sono stati schematizzati nei seguenti schemi di progetto:

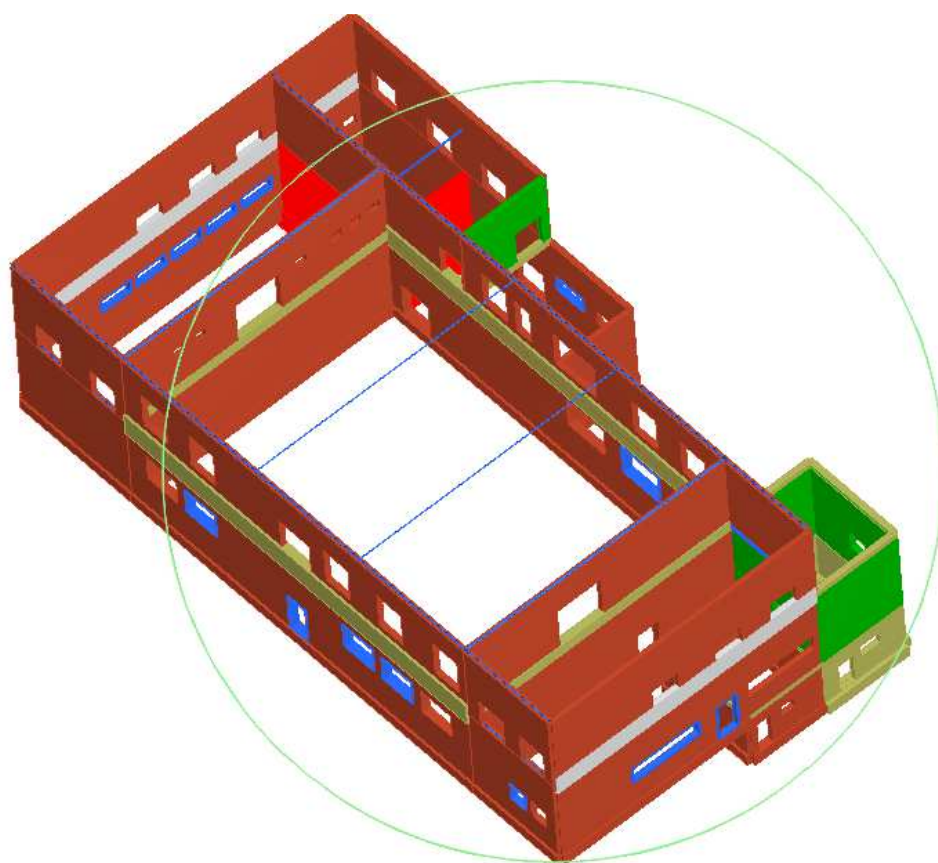
Corpo palestra

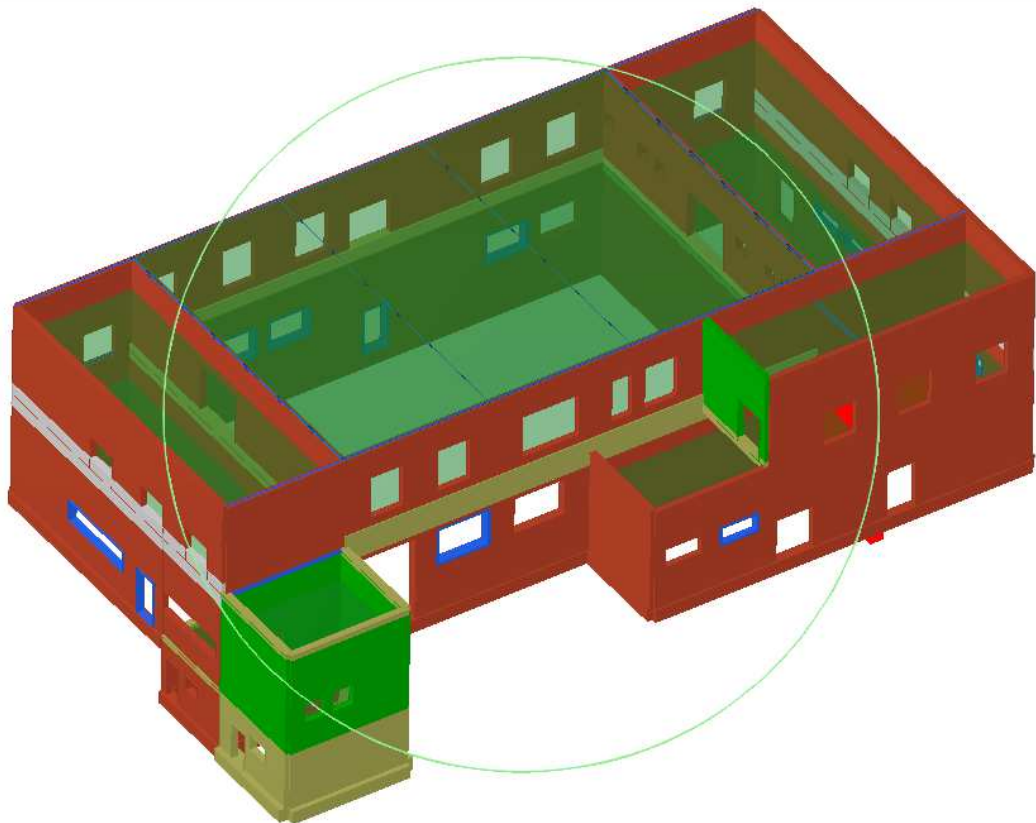
Descrizione del modello

Vista anteriore

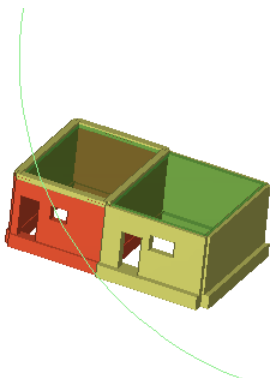


struttura senza solai

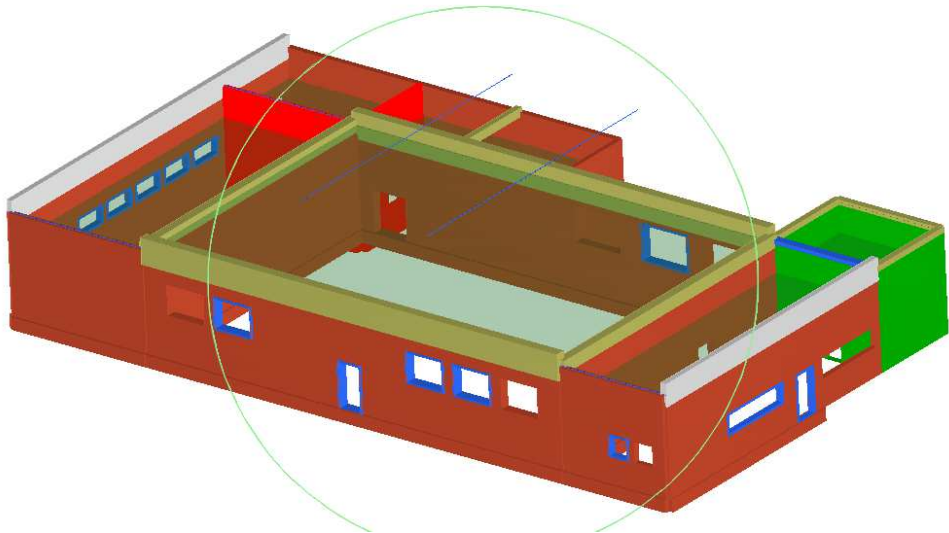




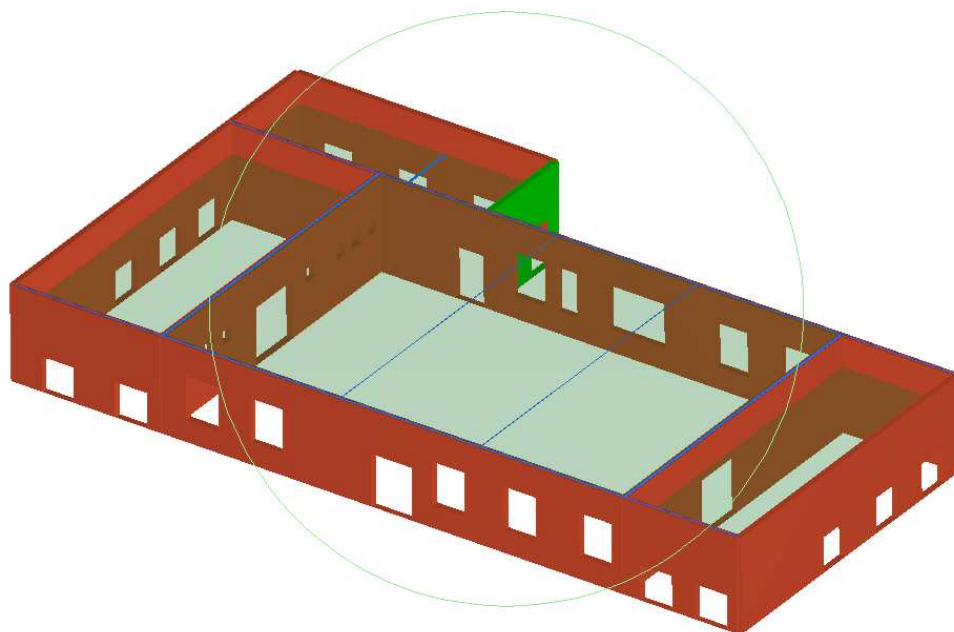
livello 1



livello 2



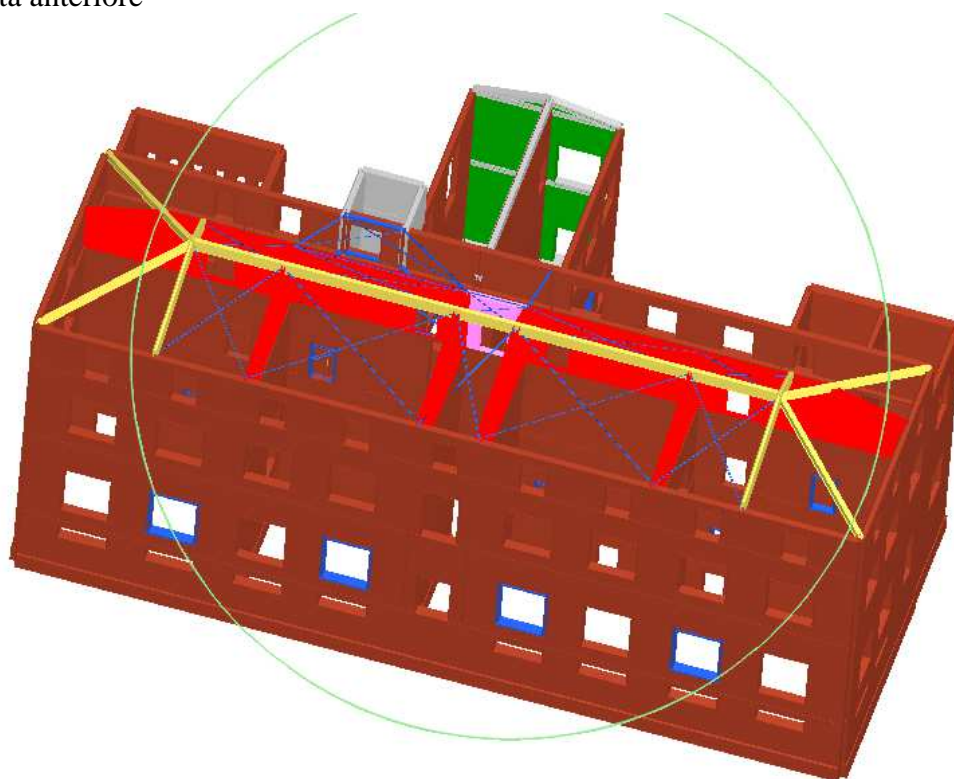
livello 3



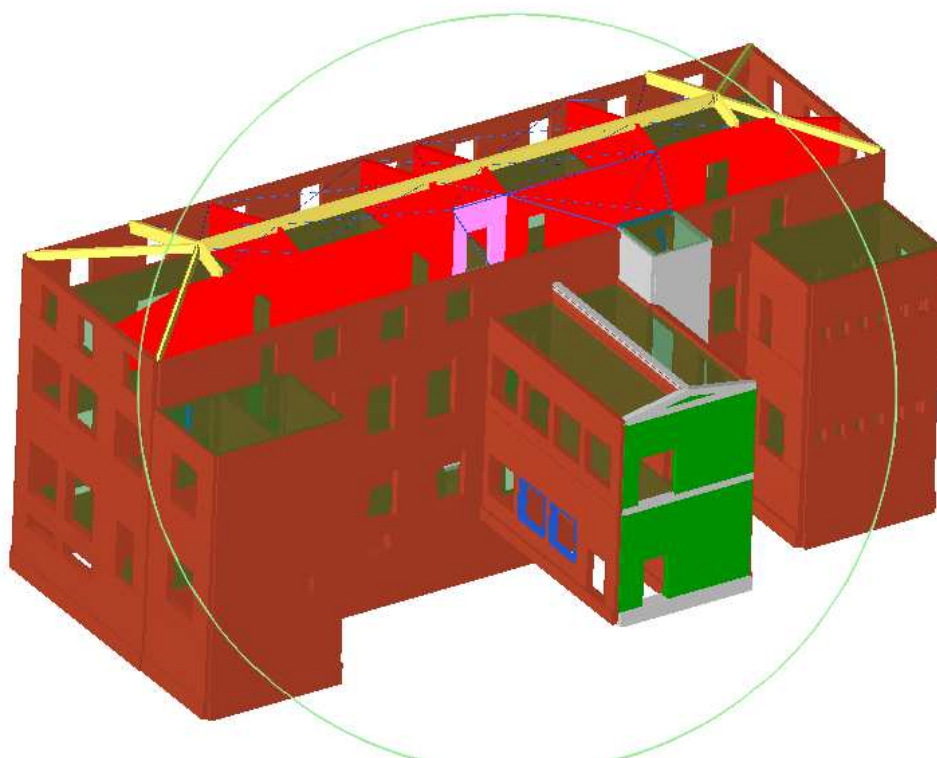
Corpo aule

Descrizione del modello

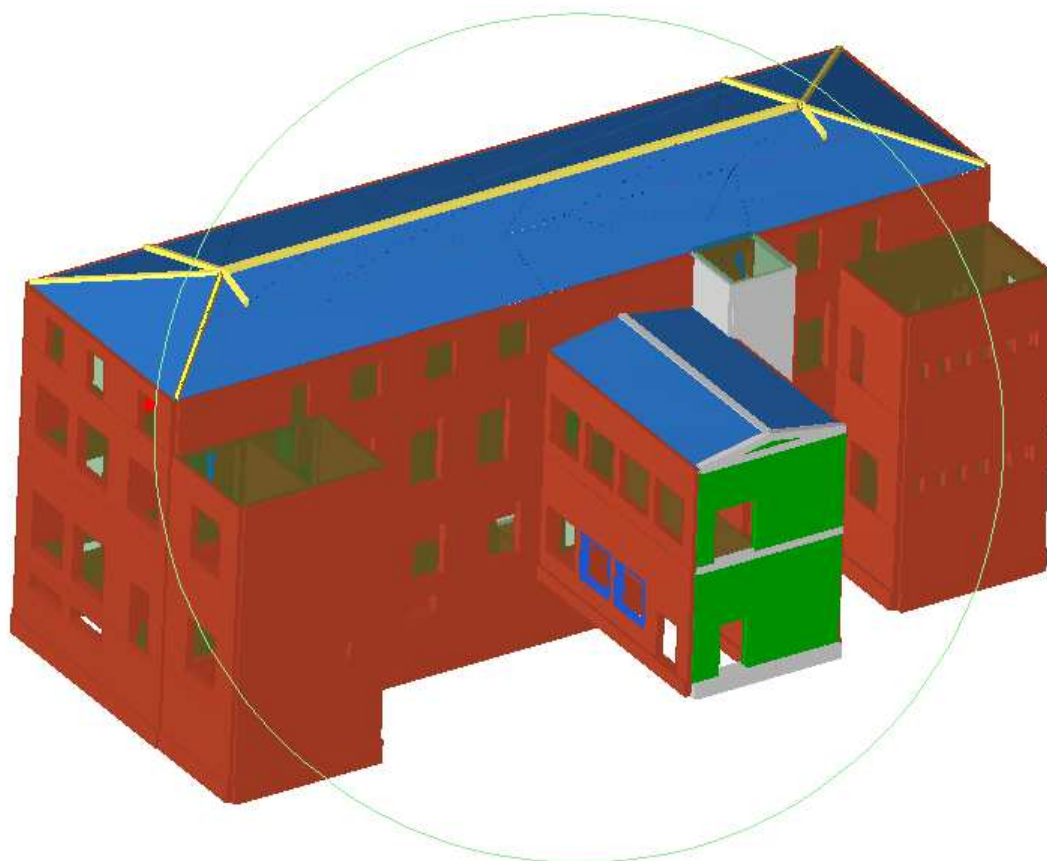
Vista anteriore



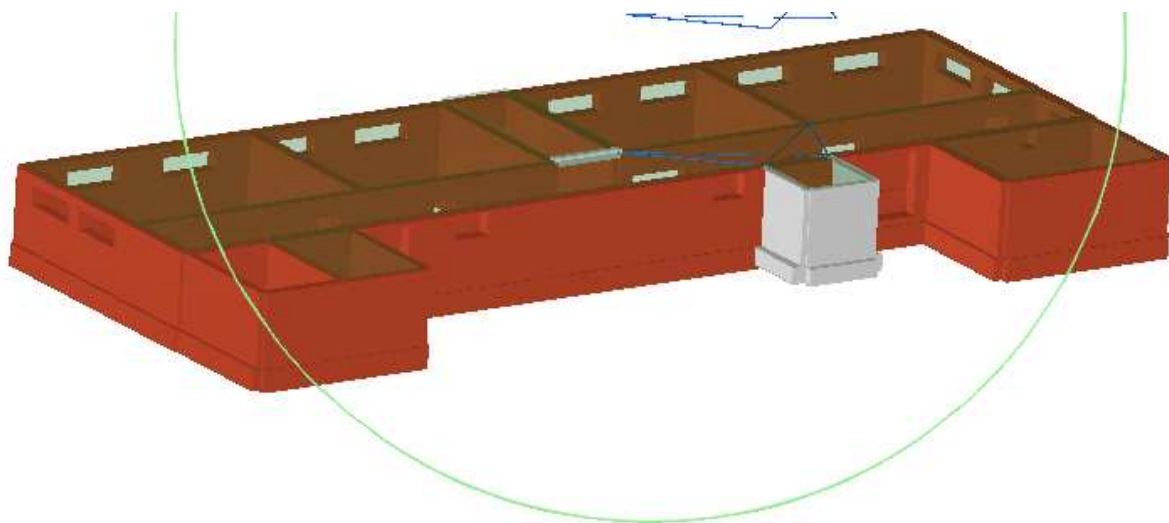
vista posteriore



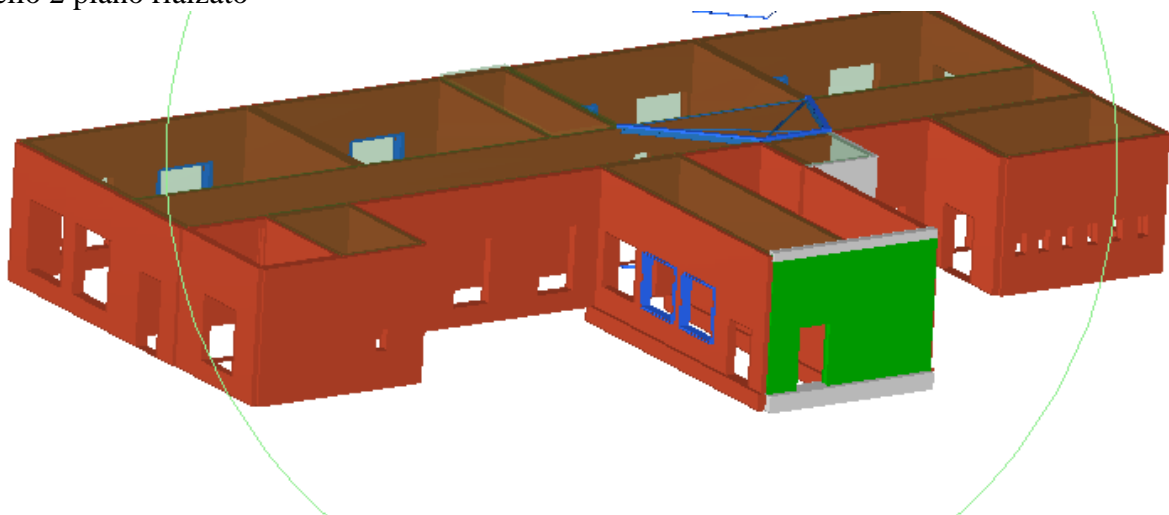
vista posteriore con copertura



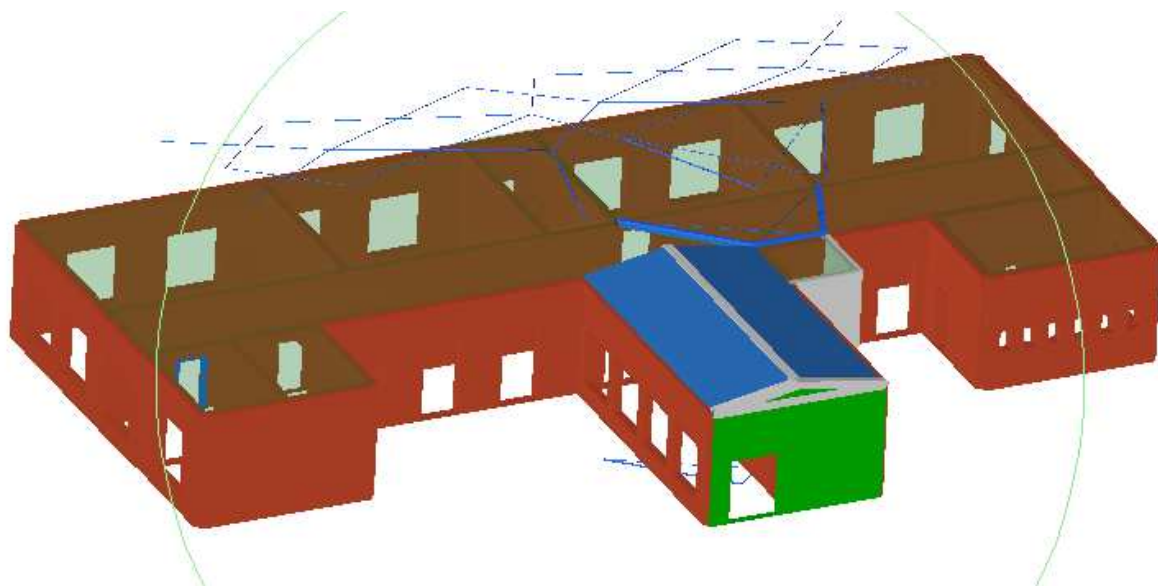
livello 1 piano seminterrato



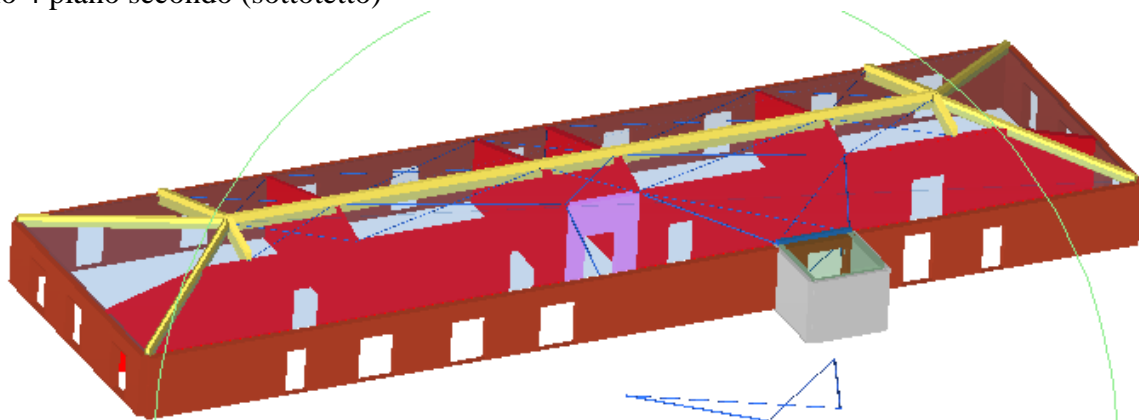
Livello 2 piano rialzato



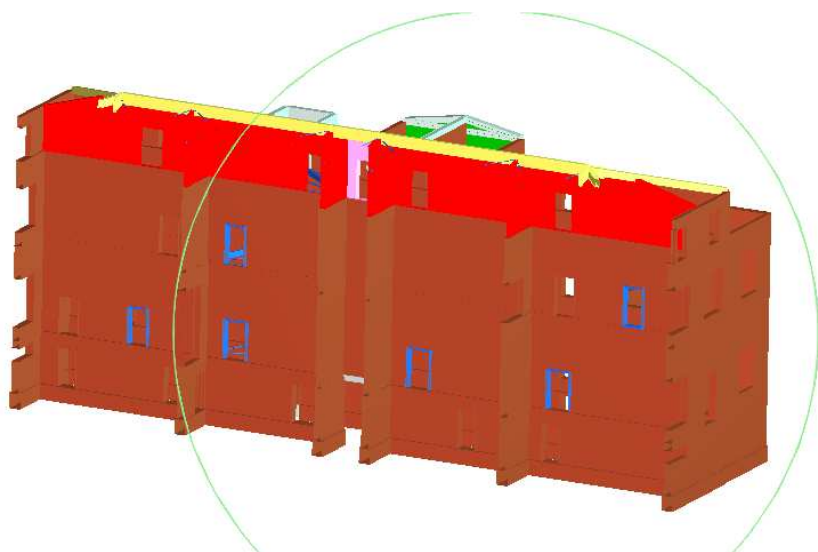
livello 3 piano primo



livello 4 piano secondo (sottotetto)



sezione lato lungo



**c) normativa tecnica e riferimenti tecnici
utilizzati:**

STRUTTURA

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

OPCM 3274 d.d. 20/03/2003 - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", e successive modifiche e integrazioni (OPCM 3431 03/05/05).

Norme tecniche per le Costruzioni - D.M. 14/01/2008

Norme di cui è consentita l'applicazione ai sensi del cap. 12 del D.M. 14 gennaio 2008:

UNI EN 1990: 2004 - Eurocodice 1 - Criteri generali di progettazione strutturale.

UNI ENV 1991-1-1: 2004; -1-2; 1-3; 1.5 ; UNI ENV 1991-2-4: 1997 - Azioni sulla struttura.

Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo.

UNI ENV 1992-1-1 Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio.

UNI ENV 1993-1-1 - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.

UNI EN 206-1/2001 - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità. Servizio Tecnico Centrale del Ministero dei Lavori Pubblici - "Linee Guida sul calcestruzzo strutturale" -

Circ. MIN.LL.PP. N.11951 del 14 febbraio 1992 - Circolare illustrativa della legge N. 1086.

D.M. 14 febbraio 1992 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale, precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. MIN.LL.PP. N.37406 del 24 giugno 1993 - Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche di cui al D.M. 14 febbraio 1992.

D.M. 9 gennaio 1996 - Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

Circ. Min. LL.PP. 15.10.1996 n.252 AA.GG./S.T.C. - Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per il calcolo e l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al D.M. 09.01.1996.

TERRENI E FONDAZIONI

D.M. 11 marzo 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.

Circ. MIN.LL.PP. N.30483 del 24 settembre 1988 - Istruzioni 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.

CARICHI E SOVRACCARICHI

D.M. 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi

Circ. MIN.LL.PP. N.156AA.GG./STC del 4 luglio 1996 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 16.1.1996 - Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche

Circ. Min. LL.PP. 10.4.1997, n. 65 - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative alle costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16 gennaio 1996

Norme tecniche per le Costruzioni – D.M. 14/01/2008

d) definizione dei parametri di progetto:

Il calcolo delle sollecitazioni e la loro combinazione è stato eseguito seguendo le indicazioni delle NT secondo l'APPROCCIO 2

VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La costruzione in oggetto è definita dalla seguente tipologia (p.to 2.4 delle NT):

Vita della struttura	
Tipo	Opere (35-50) 35 - 50 anni
Vita nominale(anni)	50.0
Classe d'uso	Classe III
Coefficiente d'uso	1.500
Periodo di riferimento(anni)	75.000
Stato limite di esercizio - SLD	PVR=63.0%
Stato limite ultimo - SLV	PVR=10.0%
Periodo di ritorno SLD(anni)	TR=75.4
Periodo di ritorno SLV(anni)	TR=711.8

e) **descrizione dei materiali e dei prodotti per uso strutturale, dei requisiti di resistenza meccanica e di durabilità considerati:**

Dalle indagini eseguite e dai documenti progettuali reperiti (il Comune di Castel Maggiore ha fornito le copie dei progetti dei vari interventi eseguiti nell'edificio con relative prove e collaudi dei suddetti interventi), si ritiene che si sia raggiunto almeno **un livello di conoscenza pari a LC1** (Conoscenza Limitata).

Si riporta quanto indicato dalla tabella C8A.1.1 e dal paragrafo C8A.1.A.4 della Circolare n.617 del 02/02/2009

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

C8A.1.A.4 Costruzioni in muratura: livelli di conoscenza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza secondo quanto segue:

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

Proprietà dei materiali

Si distinguono:

- Indagini in-situ limitate: servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle regole in vigore all'epoca della costruzione, e per individuare la tipologia della muratura (in Tabella C8A.2.1 sono riportate alcune tipologie più ricorrenti). Sono basate su esami visivi della superficie muraria. Tali esami visivi sono condotti dopo la rimozione di una zona di intonaco di almeno 1m x 1m, al fine di individuare forma e dimensione dei blocchi di cui è costituita, eseguita preferibilmente in corrispondenza degli angoli, al fine di verificare anche le ammorsature tra le pareti murarie. E' da valutare, anche in maniera approssimata, la compattezza della malta. Importante è anche valutare la capacità degli elementi murari di assumere un comportamento monolitico in presenza delle azioni, tenendo conto della qualità della connessione interna e trasversale attraverso saggi localizzati, che interessino lo spessore murario.
- Indagini in-situ estese: le indagini di cui al punto precedente sono effettuate in maniera estesa e sistematica, con saggi superficiali ed interni per ogni tipo di muratura presente. Prove con martinetto piatto doppio e prove di caratterizzazione della malta (tipo di legante, tipo di aggregato, rapporto legante/aggregato, etc.), e eventualmente di pietre e/o mattoni (caratteristiche fisiche e meccaniche) consentono di individuare la tipologia della muratura (si veda la Tabella C8A.2.1 per le tipologie più ricorrenti). È opportuna una prova per ogni tipo di muratura presente. Metodi di prova non distruttivi (prove soniche, prove sclerometriche, penetrometriche per la malta, etc.) possono essere impiegati a complemento delle prove richieste. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

- Indagini in-situ esaustive: servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. In aggiunta alle verifiche visive, ai saggi interni ed alle prove di cui ai punti precedenti, si effettua una ulteriore serie di prove sperimentali che, per numero e qualità, siano tali da consentire di valutare le caratteristiche meccaniche della muratura. La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio (su elementi non disturbati prelevati dalle strutture dell'edificio). Le prove possono in generale comprendere prove di compressione diagonale su pannelli o prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in completa sostituzione di quelli sopra descritti. Qualora esista una chiara, comprovata corrispondenza tipologica per materiali, pezzatura dei conci, dettagli costruttivi, in sostituzione delle prove sulla costruzione oggetto di studio possono essere utilizzate prove eseguite su altre costruzioni presenti nella stessa zona. Le Regioni potranno, tenendo conto delle specificità costruttive del proprio territorio, definire zone omogenee a cui riferirsi a tal fine.

Dettagli costruttivi

Si distinguono:

- Verifiche in-situ limitate: sono basate su rilievi di tipo visivo effettuati ricorrendo, generalmente, a rimozione dell'intonaco e 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. I dettagli costruttivi di cui ai punti a) e b) possono essere valutati anche sulla base di una conoscenza appropriata delle tipologie dei solai e della muratura. In assenza di un rilievo diretto, o di dati sufficientemente attendibili, è opportuno assumere, nelle successive fasi di modellazione, analisi e verifiche, le ipotesi più cautelative.
- Verifiche in-situ estese ed esaustive: 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. L'esame degli elementi di cui ai punti da a) ad f) è opportuno sia esteso in modo sistematico all'intero edificio.

Si precisa che si sono reperiti i disegni delle strutture di progetto e si è eseguito il rilievo completo della struttura esistente atto a descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e ad individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

Per i dettagli costruttivi si sono controllati i dettagli strutturali completi disponibili con verifiche in situ, tenendo conto della ripetibilità degli elementi strutturali.

Pertanto per la verifica sismica il **fattore di confidenza adottato risulta pari a FC 1.35**

Si è eseguita un'analisi statica non lineare, conformemente a quanto previsto dalla sopra riportata tabella C8A.1.1 per il livello di conoscenza LC1

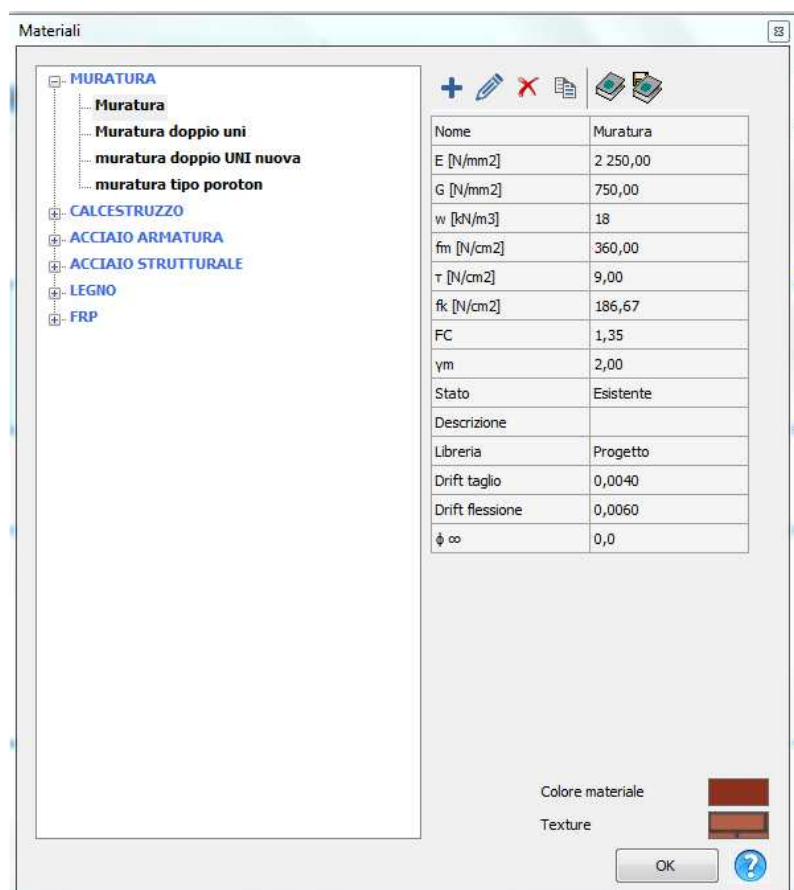
MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Materiali corpo aule

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m (f _k) [N/cm ²]	T/f _{vm0} [N/cm ²]
Muratura	2 250,00	750,00	18	f _m 266,67	6,67
Muratura doppio uni	4 500,00	1 350,00	12	f _m 296,30	22,22
muratura tipo poroton (nuova muratura)	6 200,00	2 480,00	12	f _k 620,20	28,57
muratura doppio UNI (nuova muratura)	7 000,00	2 800,00	12	f _k 700,00	28,57


Dove si precisa che le nuove murature in poroton e in doppio UNI sopra indica, saranno realizzate rispettivamente per realizzare la parete in muratura armata in corrispondenza del nuovo giunto strutturale e in corrispondenza del vano scale al piano secondo del corpo aule




Proprietà materiale Modifica

Tipo: **Muratura**

Nome: Muratura

Colore materiale: 

Texture: 

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☒ Definizione utente



Tipo legame

Turnsek/Cacovic

E [N/mm ²]	2250
G [N/mm ²]	750
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	360
τ [N/cm ²]	9
f _k [N/cm ²]	186,67
FC	1,35
γ _m	2
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Descrizione:

Libreria: Progetto

Normativa  OK Annulla 

Parametri Modifica



Tipo muratura: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Livello conoscenza: -- Limitate indagini -- LC1

FC: 1,35

	f _m [N/cm ²]	t ₀ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Minimo tabellare	240,00	6,00	1 500,00	500,00	18

Normativa Italiana

Normativa  OK Annulla 

Parametri migliorativi Modifica

Tipo muratura: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Livello conoscenza

☒ Malta buona 1,5 ☐ Ricorsi o listature -



☐ Connessione trasversale Diatoni artificiali 1,3 ☐ Iniezioni di miscele leganti 1,5

☐ Intonaco armato 1,5 ☐ Giunti sottili (< 10 mm) 1,5

☐ Nucleo scadente e/o ampio 0,7 ☐ Altro

Nessuno

Normativa Italiana


Normativa  OK Annulla 


Materiali


MURATURA

- Muratura
 - Muratura doppio uni
 - muratura doppio UNI nuova
 - muratura tipo poroton
- CALCESTRUZZO
- ACCIAIO ARMATURA
- ACCIAIO STRUTTURALE
- LEGNO
- FRP

Nome	Muratura doppio uni
E [N/mm ²]	4 500,00
G [N/mm ²]	1 350,00
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	400,00
τ [N/cm ²]	30,00
f _k [N/cm ²]	207,41
FC	1,35
γ _m	2,00
Stato	Esistente
Descrizione	
Libreria	Progetto
Drift taglio	0,0040
Drift flessione	0,0060
φ ∞	0,0

Colore materiale 


Texture 


OK 

Proprietà materiale

Tipo **Muratura**

Nome

Colore materiale 

Texture 

E [N/mm ²]	4500
G [N/mm ²]	1350
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	400
τ [N/cm ²]	30
f _k [N/cm ²]	207,41
FC	1,35
γ _m	2
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Descrizione

Libreria **Progetto**

Condizione del materiale


☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata


☒ Definizione utente

Tipo legame

Turnsek/Cacovic

Normativa 

OK

Annulla 

Tipo muratura: Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)

Livello conoscenza: -- Limitate indagini -- LC1

FC: 1,35

	f_m [N/cm ²]	t_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Minimo tabellare	400,00	30,00	4 500,00	1 350,00	12


Normativa Italiana


Normativa OK Annulla ?

Materiali

- MURATURA
 - Muratura
 - Muratura doppio uni
 - muratura doppio UNI nuova**
 - muratura tipo poroton
- CALCESTRUZZO
- ACCIAIO ARMATURA
- ACCIAIO STRUTTURALE
- LEGNO
- FRP

Nome	muratura doppio UNI...
E [N/mm ²]	7 000,00
G [N/mm ²]	2 800,00
w [kN/m ³]	12
f_m [N/cm ²]	1 000,00
f_{m0} [N/cm ²]	28,57
f_{vlim} [N/mm ²]	0,3
f_k [N/cm ²]	700,00
γ_m	3,00
Stato	Nuovo
Descrizione	
Libreria	Progetto
Drift taglio	0,0040
Drift flessione	0,0080
ϕ_{∞}	0,0

Colore materiale: 


Texture: 


OK ?

Proprietà materiale Modifica

Tipo **Muratura**

Nome

Colore materiale 

Texture 

Condizione del materiale

☐ Esistente ☒ Nuovo


☒ Rigidezza fessurata

☐ Definizione utente

Tipo legame

E [N/mm ²]	7000
G [N/mm ²]	2800
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	1000
f _{vm0} [N/cm ²]	28,57
f _{vlm} [N/mm ²]	0,3
f _k [N/cm ²]	700
γ _m	3
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,008

Descrizione

Libreria [Progetto](#) 

Definizione parametri muratura ?


fbk [N/mm²]

f_{vlm} [N/mm²]

Tipo malta

Tipo blocco

w [kN/m³]



Materiali

MURATURA

Muratura

Muratura doppio uni

muratura doppio UNI nuova

muratura tipo poroton

CALCESTRUZZO

ACCIAIO ARMATURA

ACCIAIO STRUTTURALE

LEGNO

FRP

+

✗

Nome	muratura tipo poroton
E [N/mm ²]	6 200,00
G [N/mm ²]	2 480,00
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	886,00
f _{vm0} [N/cm ²]	28,57
f _{vlm} [N/mm ²]	0,3
f _k [N/cm ²]	620,20
γ _m	3,00
Stato	Nuovo
Descrizione	
Libreria	Progetto
Drift taglio	0,0040
Drift flessione	0,0080
φ ∞	0,0

Colore materiale

Texture

OK

?

Proprietà materiale

Tipo

Muratura

Nome

muratura tipo poroton

Colore materiale

Texture

E [N/mm ²]	6200
G [N/mm ²]	2480
w [kN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	886
f _{vm0} [N/cm ²]	28,57
f _{vlm} [N/mm ²]	0,3
f _k [N/cm ²]	620,2
γ _m	3
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,008

Descrizione

Libreria

Progetto

Condizione del materiale

Esistente

Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Definizione utente

Tipo legame

Mohr/Coulomb

Parametri muratura

Normativa

OK

Annulla

?

Definizione parametri muratura

fbk 10,0 [N/mm²]
 fvlim 0,3 [N/mm²]
 Tipo malta M15
 Tipo blocco Laterizio ...
 w 12 [kN/m³]

OK Annulla ?

MATERIALI Corpo palestra

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	T/f _m 0 [N/cm ²]
Muratura	2 250,00	750,00	18	266,67	6,67
Muratura doppio uni	4 550,00	1 137,50	15	370,37	17,78
muratura tipo poroton	4 500,00	1 350,00	12	296,30	22,22

Materiali

MURATURA
 Muratura
 Muratura doppio uni
 muratura tipo poroton

CALCESTRUZZO
ACCIAIO ARMATURA
ACCIAIO STRUTTURALE
LEGNO
FRP

Nome Muratura
 E [N/mm²] 2 250,00
 G [N/mm²] 750,00
 w [kN/m³] 18
 f_m [N/cm²] 360,00
 τ [N/cm²] 9,00
 f_k [N/cm²] 186,67
 FC 1,35
 γ_m 2,00
 Stato Esistente
 Descrizione
 Libreria Progetto
 Drift taglio 0,0040
 Drift flessione 0,0060
 φ ∞ 0,0


Colore materiale
 Texture


OK ?

Proprietà materiale Modifica

Tipo **Muratura**

Nome

Colore materiale 

Texture 

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Definizione utente

Tipo legame



Parametri muratura

Parametri di miglioramento

E [N/mm ²]	2250
G [N/mm ²]	750
w [kN/m ³]	18
f _m [N/cm ²]	360
τ [N/cm ²]	9
f _k [N/cm ²]	186,67
FC	1,35
γ _m	2
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Descrizione

Libreria **Progetto**

Normativa  OK Annulla 



Tipo muratura

Livello conoscenza

FC

	f _m [N/cm ²]	t ₀ [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
Minimo tabellare	<input type="text" value="240,00"/>	<input type="text" value="6,00"/>	<input type="text" value="1 500,00"/>	<input type="text" value="500,00"/>	<input type="text" value="18"/>

Normativa Italiana

Normativa  OK Annulla 

Parametri migliorativi

Tipo muratura **Muratura in mattoni pieni e malta di calce**

Livello conoscenza

☒ Malta buona ☐ Ricorsi o listature



☐ Connessione trasversale Diatoni artificiali ☐ Iniezioni di miscele leganti

☐ Intonaco armato ☐ Giunti sottili (< 10 mm)

☐ Nucleo scadente e/o ampio ☐ Altro

Nessuno

Normativa Italiana

Normativa  OK Annulla 


Materiali


MURATURA

- Muratura
 - Muratura doppio uni
 - muratura tipo poroton
- CALCESTRUZZO
- ACCIAIO ARMATURA
- ACCIAIO STRUTTURALE
- LEGNO
- FRP

Nome: Muratura doppio uni

E [N/mm ²]	4 550,00
G [N/mm ²]	1 137,50
w [dN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	500,00
τ [N/cm ²]	24,00
f _k [N/cm ²]	259,26
FC	1,35
ym	2,00
Stato	Esistente
Descrizione	
Libreria	Progetto
Drift taglio	0,0040
Drift flessione	0,0060
φ ∞	0,0

Colore materiale: 


Texture: 


OK ?

Proprietà materiale

Tipo: **Muratura**

Nome: Muratura doppio uni

Colore materiale: 

Texture: 

Condizione del materiale

☒ Esistente ☐ Nuovo

☒ Rigidezza fessurata

☐ Definizione utente

Tipo legame: Turnsek/Cacovic


Parametri muratura

Parametri di miglioramento

E [N/mm ²]	4550
G [N/mm ²]	1137,5
w [dN/m ³]	15
f _m [N/cm ²]	500
τ [N/cm ²]	24
f _k [N/cm ²]	259,26
FC	1,35
ym	2
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Descrizione:

Libreria: Progetto

Normativa  OK Annulla ?

Tipo muratura: Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI)

Livello conoscenza: -- Limitate indagini -- LC1

FC: 1,35

Minimo tabellare:

	f_m [N/cm ²]	t_0 [N/cm ²]	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	w [kN/m ³]
	500,00	24,00	4 550,00	1 137,50	15

Normativa Italiana

Normativa OK Annulla

Materiali

- MURATURA
 - Muratura
 - Muratura doppio uni
 - muratura tipo poroton**
 - CALCESTRUZZO
 - ACCIAIO ARMATURA
 - ACCIAIO STRUTTURALE
 - LEGNO
 - FRP

Nome: muratura tipo poroton

E [N/mm ²]	4 500,00
G [N/mm ²]	1 350,00
w [kN/m ³]	12
f_m [N/cm ²]	400,00
τ [N/cm ²]	30,00
f_k [N/cm ²]	207,41
FC	1,35
γ_m	2,00
Stato	Esistente
Descrizione	
Libreria	Progetto
Drift taglio	0,0040
Drift flessione	0,0060
ϕ_∞	0,0

Colore materiale:

Texture:

OK

Proprietà materiale

Modifica

Tipo

Muratura

Nome

muratura tipo poroton

Colore materiale

Texture

Condizione del materiale

Esistente

Nuovo

Rigidità fessurata

Definizione utente

Tipo legame

Turnsek/Cacovic

Parametri muratura

Parametri di miglioramento

E [N/mm ²]	4500
G [N/mm ²]	1350
w [dN/m ³]	12
f _m [N/cm ²]	400
τ [N/cm ²]	30
f _k [N/cm ²]	207,41
FC	1,35
γ _m	2
Drift taglio	0,004
Drift flessione	0,006

Descrizione

Libreria

Progetto

Normativa

OK

Annulla

?

Tipo muratura

Muratura in blocchi laterizi forati (perc. foratura < 45%)

Livello conoscenza

-- Limitate indagini -- LC1

FC

1,35

Minimo tabellare

f_m [N/cm²]

400,00

t₀ [N/cm²]

30,00

E [N/mm²]

4 500,00

G [N/mm²]

1 350,00

w [dN/m³]

12

Normativa Italiana

Normativa

OK

Annulla

?

Come anche riportato nella relazione conclusiva delle verifiche dello stato di fatto, si precisa che le verifiche sulle murature sono state eseguite sia tenendo conto delle eccentricità previste dalle “NTC08” tramite programma di calcolo, sia con la pressione media senza considerare l’eccentricità.

Per la verifica ai carichi verticali delle murature si è considerato un coefficiente di sicurezza pari a 2 in considerazione che si tratta di edificio esistente, sulla scorta di quanto indicato dal parere del CTS (Comitato Tecnico Scientifico –Legge Regionale n.19/2008 e D.G.R. n.1776/2013) n. 122 del 14 aprile del 2016 nella seduta n.47 in merito all’obbligo di adeguamento nei confronti dei carichi statici, in occasione di interventi di miglioramento sulla costruzione, della Regione Emilia Romagna.

Tale parere, facendo riferimento anche al parere n.6 seduta n. 4 del 27 luglio 2010 sulle “verifiche tecniche: problematiche correlate e decisioni conseguenti”, riporta le seguenti ulteriori riflessioni, per quanto concerne la problematica specifica dell’adeguamento nei confronti delle azioni statiche in occasione di un intervento di miglioramento sismico:

1. In merito agli elementi/meccanismi da sottoporre a verifica, *“il progetto e la valutazione della sicurezza dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme”* (§ 8.4.2 delle NTC-08). In generale, dunque, non è richiesta la verifica di tutti gli elementi/meccanismi che non sono interessati da modifiche di comportamento (per effetto dell'intervento in progetto) e che non svolgono ruolo primario nel comportamento strutturale d'assieme (quali ad es., in linea di massima, le verifiche nei confronti dei carichi statici dei solai non coinvolti nell'intervento). Inoltre, *“dall'obbligatorietà della verifica è normalmente esclusa la situazione determinata da una variazione delle azioni che interviene a seguito di una revisione della normativa, per la parte che definisce l'entità delle azioni, o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano”* (§ C8.3 della Circ. n. 617 del 2.2.2009). Si intende che dovranno, in ogni caso, essere sottoposti a verifica gli elementi interessati da una o più delle situazioni elencate al § 8.3 delle NTC-08.
2. In merito ai modelli da adottare, sia nella determinazione della risposta che nella valutazione della capacità nei confronti dei diversi meccanismi di rottura (globali e locali, statici e sismici), si ricorda che *“nelle costruzioni esistenti le situazioni concretamente riscontrabili sono le più diverse ed è quindi impossibile prevedere regole specifiche per tutti i casi. Di conseguenza il modello per la valutazione della sicurezza dovrà essere definito e giustificato dal progettista, caso per caso, in relazione al comportamento strutturale attendibile, tenendo conto delle indicazioni generali...”* (§ 8.5 delle NTC-08)

Si intende che il tecnico incaricato (vds. parere rif. n. 6 del CTS), *pur con le necessarie cautele, nel “definire e giustificare di volta in volta” il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili, al fine di evitare giudizi eccessivamente prudenti, ingiustificati allarmismi ed interventi di adeguamento di costo significativo e, in alcuni casi, di dubbia efficacia. In particolare, si evidenziano: (a) la frequente necessità di mettere in conto la collaborazione tra strutture di diverse tipologie al fine di stimare la capacità nei confronti dell'azione sismica; (b) l'opportunità di effettuare apposite prove sperimentali e/o ricorrere a formulazioni analitiche appropriate, purché di comprovata validità, per ovviare a modelli di stima della capacità, anche nei confronti delle azioni gravitazionali, calibrati sulle nuove costruzioni e sulle moderne tecnologie costruttive ma che, per le costruzioni esistenti, potrebbero risultare particolarmente penalizzanti.*

3. In merito alla definizione/adozione dei coefficienti di sicurezza, si ricorda che *“la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse” (§ 8.2 delle NTC-08). Inoltre, “per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico-strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di γ_G adeguatamente motivati” (§ 8.5.5 delle NTC-08).*
4. In merito alle decisioni da adottare a valle di una verifica non pienamente soddisfacente, si evidenzia che (vds. parere rif. n. 6 del CTS), *“nell'ammettere che nelle costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto per le nuove costruzioni, la norma introduce l'importante ed innovativo concetto di “limitazioni e/o cautele nell'uso”. Per le azioni controllate dall'uomo, si ammette quindi la possibilità, nell'ambito di una determinata destinazione d'uso, di diversificare le “reali condizioni d'uso” adattandole alle capacità della struttura”.*

Da quanto sopra riportato ne deriva che il tecnico incaricato nel definire e giustificare il modello per la valutazione della sicurezza, debba considerare tutte le risorse disponibili per evitare interventi non necessari e costosi. **Per le costruzioni esistenti è accettabile un livello di sicurezza inferiore a quello richiesto dalle nuove costruzioni.**

Per i coefficienti di sicurezza, essendo le murature già realizzate, vengono a mancare, per la conoscenza delle proprietà meccaniche “le incertezze legate alla produzione e posa in opera”.

Inoltre, l'assenza di lesioni o di “sofferenze strutturali” nelle murature non mette in risalto alcuna evidente problematica strutturale dovuta ai carichi verticali nelle murature stesse.

Infine le murature, dai saggi eseguiti e dalla visione delle murature senza intonaco presenti nel piano seminterrato del corpo aule, risultano omogenee e ben eseguite.

In conseguenza di tutto quanto sopra riportato si ritiene adottabile un coefficiente di sicurezza pari a 2 per le verifiche delle murature ai carichi verticali, secondo i relativi criteri delle NTC-08.

Si tenga inoltre presente che nel presente caso, per le caratteristiche meccaniche delle murature, sono stati adottati i valori minimi della tabella

Dalle verifiche eseguite nello stato di fatto, è risultato che con riferimento alla pressione media le pressioni sulle murature risultano accettabili, fatta eccezione per 7 pannelli (parete 4 el. 112 e 113, 114 parete 6 el. 167 e parete 3 el. 77, 78 e 74, si veda elaborato EL. VS06/B), di dimensioni ridotte, del corpo palestra.

Tenendo invece conto delle eccentricità più pannelli murari (22) non risultano verificati, come si evince dalla relazione delle verifiche numeriche EL. VS06/B.

Nel presente progetto sono previsti degli interventi di consolidamento dei 6 pannelli sopra richiamati e gli opportuni consolidamenti degli altri pannelli murari che non risultano verificati con i criteri delle NTC-08.

Per la verifica ai carichi verticali dei solai del corpo aule, interamente ricostruiti nel 1991, per i materiali si è fatto riferimento alle caratteristiche dei materiali indicati nel relativo progetto e alle prove di laboratorio eseguite durante la costruzione ed allegate al certificato di collaudo, (prove riportate nell'elaborato EL. VS06/B).

Per l'armatura, pertanto, si è adottato un fattore di confidenza $FC=1$, mentre per il calcestruzzo, presentando questo una maggiore aleatorietà, si è considerato un R_{ck} pari a 25 N/mm², invece di 30 N/mm² di progetto ed un fattore di confidenza pari a $FC=1.35$ (LC1)

Tale procedura trova giustificazione in quanto espresso nel parere n. 20 del CTS della seduta n.7 del 28 marzo 2011

In tale parere vengono riportati a titolo esemplificativo e non esaustivo alcuni dei criteri di cui tener conto nella definizione dei LC-FC:

- *Il livello di conoscenza, finalizzato alla caratterizzazione meccanica dei materiali, dovrà basarsi sulla documentazione esistente, sulle verifiche visive in situ e sulle eventuali indagini sperimentali, prestando particolare attenzione in presenza di degrado dei materiali.*
- *Nel caso di strutture in c.a. risulta opportuno ricordare la diversa aleatorietà delle proprietà meccaniche dei due materiali che lo compongono (calcestruzzo e acciaio) e quindi dei percorsi per la definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza.*
- *È da considerare inoltre la frequente necessità di limitare il numero del prelievo di barre, data la notevole invasività dell'operazione, nonché la buona "stabilità" di comportamento meccanico dell'acciaio in quanto prodotto industrializzato. **Per le strutture più recenti, ad esempio, le caratteristiche dell'acciaio sono già accertate presso lo stabilimento di produzione, conseguentemente se si dispone delle certificazioni del materiale in esame, il Progettista, previa opportuna valutazione, potrebbe ritenere superflua l'esecuzione di parte o di tutti i prelievi di barre d'armatura e relative prove di laboratorio così come indicati nella Circolare 617/2009.***
- *Nella pianificazione del percorso atto a definire il LC, nonché nella interpretazione dei risultati, occorre tener conto delle omogeneità costruttive, in termini di tipologia, periodo di realizzazione, produttore-costruttore, etc.*
- *Le definizioni dei FC devono essere opportunamente calibrati anche in funzione della cautela o dell'audacia con cui vengono assunti i valori delle proprietà meccaniche di partenza a cui sono applicati.*
- ***Infine si evidenzia che i fattori di confidenza si applicano in modo diverso in funzione dei modelli impiegati per la valutazione della sicurezza e possono essere diversificati per le specifiche verifiche di sicurezza condotte o meccanismi esaminati.***

Pertanto per le verifiche ai carichi verticali si sono adottati i seguenti valori per i materiali:

-calcestruzzo solai $R_{bk} = 25$ N/mm² (da progetto 30 N/mm²) ed $FC=1.35$ e $\gamma_c = 1.5$;

-armatura FeB44k $f_y = 430$ N/mm² ed $FC=1$ e $\gamma_s = 1.15$;

-legno lamellare di copertura GL24h

Per il legno lamellare di copertura non si sono reperiti disegni progettuali, ma nel certificato di collaudo si fa riferimento a:

La copertura dell'edificio è caratterizzata da una struttura in legno lamellare per una superficie di circa mq.450.

Dalla relazione di calcolo dell'Ing. Remigio Cisotto dell'Ordine degli Ingegneri di Brescia, si rileva che le tensioni riscontrate sono inferiori a quelle ammissibili per la flessione (140 kg/cmq.), per il taglio trasversale (12 kg/cmq.) e per il taglio longitudinale (9 kg/cmq.).

Si ritiene che tali valori sono sicuramente compatibili con la tipologia GL24h adottato nelle verifiche.

Riepilogando per le verifiche sismiche e per le verifiche delle murature ai carichi verticali si è adottato un livello di conoscenza LC1 ed un fattore di confidenza $FC = 1.35$, mentre per le verifiche dei solai ai carichi verticali, si è utilizzato un $FC=1.35$ per il calcestruzzo (ulteriormente penalizzato avendo utilizzato un $R_{cm} = 25$ N/mm², contro un valore di progetto pari a $R_{ck} = 30$ N/mm²) ed $FC=1$ per l'acciaio, sulla scorta dei certificati sui materiali acquisiti e per la copertura in legno del corpo aule, un $FC=1$ considerando un legno lamellare del tipo GL24h.

Per il corpo palestra si è fatto riferimento alle indagini ed analisi eseguite nel 2005 dall'Ing. Migliaccio, che hanno portato al consolidamento del solaio di copertura della palestra ed altri interventi minori e alla prova di carico del suddetto solaio, di luce maggiore, riportata nell'elaborato EL. VS06/B.

A tal riguardo si fa rilevare quanto riportato nel parere del CTS n.122, sopra riportato, che recita che *in generale non è richiesta la verifica di tutti gli elementi/meccanismi che non sono interessati da modifiche di comportamento (per effetto dell'intervento in progetto) e che non svolgono ruolo primario nel comportamento strutturale d'insieme (quali ad es., in linea di massima, le verifiche nei confronti dei carichi statici dei solai non coinvolti dall'intervento).*

f) illustrazione dei criteri di progettazione e di modellazione:

Criteri di calcolo utilizzati e ipotesi alla base dei modelli considerati

Come previsto dal capitolo 8 delle NTC08 e precisamente al punto 8.3 "VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA", di seguito riportato:

"La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal Progettista di concerto con il Committente.

Le Verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

Nel presente progetto, in accordo con il Committente, la progettazione degli interventi e la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento ai soli SLU, rispetto alla condizione di salvaguardia della vita (SLV).

I meccanismi di tipo globale sono stati investigati mediante analisi non lineare su modello tridimensionale dell'intero edificio mediante il programma di calcolo 3MURI della S.T.A. DATA
Ipotesi a base del modello

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

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

Gli orizzontamenti, sono modellati con elementi solaio a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Per i meccanismi locali è stata utilizzata l'analisi cinematica lineare sempre mediante il programma 3MURI della S.T.A. DATA

Il modello di calcolo, con la schematizzazione e le semplificazioni effettuate, (per la copertura, il programma permette la relativa schematizzazione), si ritiene sia in grado di rappresentare la realtà del fabbricato.

Spettro utilizzato.

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella "Tabella 1" (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche 14 gennaio 2008 .

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato(TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla "Classe del suolo" e dalla "categoria topografica" (vedere tabella).

SLV	SLD	SLO
-----	-----	-----

SLV	SLD	SLO
-----	-----	-----

Ag [m/s ²]	1,90	0,72	0,58
F ₀	2,48	2,48	2,50
T _c * [s]	0,29	0,28	0,27
T _r	712,00	75,00	45,00

Ss	1,41	1,50	1,50
T _b [s]	0,15	0,15	0,15
T _c [s]	0,46	0,45	0,44
T _d [s]	2,37	1,89	1,84

83

Parametri del sito

Città

Longitudine

Latitudine

Vita nominale

Classi d'uso

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

Pulisci

	SLV	SLD	SLO
a _g	<input type="text" value="1,895"/>	<input type="text" value="0,723"/>	<input type="text" value="0,579"/>
F ₀	<input type="text" value="2,48"/>	<input type="text" value="2,48"/>	<input type="text" value="2,5"/>
T _c *	<input type="text" value="0,29"/>	<input type="text" value="0,28"/>	<input type="text" value="0,27"/>
T _R	<input type="text" value="712"/>	<input type="text" value="75"/>	<input type="text" value="45"/>

OK

Annulla

Carico sismico

NT08

Parametri di pericolosità sismica

Calcola

	SLV	SLD	SLO	
a_g	1,895	0,723	0,579	[m/s ²]
F_0	2,48	2,48	2,50	
T_c^*	0,29	0,28	0,27	[s]
T_R	712	75	45	

Classe suolo

C

	SLV	SLD	SLO	
S_S	1,41	1,50	1,50	
T_B	0,15	0,15	0,15	[s]
T_C	0,46	0,45	0,44	[s]
T_D	2,37	1,89	1,84	[s]

Categoria topografica

T1 S_T 1,0

OK Annulla ?

Si precisa che nella modellazione non sono state schematizzate le due scale esterne in acciaio, poiché di rigidità modesta rispetto alla struttura dell'edificio e quindi non in grado di provocare danni all'edificio stesso, inoltre non è stato schematizzato l'atrio di ingresso del corpo aule, poiché influente, essendo tra l'altro quasi interamente finestrato, sulla risposta sismica della struttura del corpo in oggetto ed essendo non modellabile avendo un'altezza di molto inferiore a quella del piano della restante parte dell'edificio.

Vincolamenti e schemi statici adottati

I vincolamenti interni e/o esterni considerati sono quelli propri dello schema di calcolo adottato descritto in precedenza.

g) indicazione delle principali combinazioni delle azioni in relazione agli SLU e SLE indagati, analisi dei carichi:

Le relazioni utilizzate per le verifiche sono le seguenti:

Stati limiti ultimi

Combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1}$$

Nella formula si è trascurato il termine delle deformazioni impresse.

Come azioni variabili si è considerato per il carico in copertura il valore del carico neve al suolo $q_s = 1,20 \text{ kN/m}^2$ per $as \leq 200 \text{ m}$ **Neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)**, mentre per il carico sul solaio del piano terra, il valore relativo alla **Categoria C1 scuole** con carico pari a $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$, e per i coefficienti si è assunto:

$$\gamma_G = 1,3$$

$$\gamma_Q = 1,5$$

Azioni sismiche

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1}$$

$\psi_{21}=0$ per il carico variabile neve (a quota $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)

$\psi_{21}=0.60$ per il carico accidentale valido per le scuole (categoria C)

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

$$G_1 + G_2 + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

Non previsti nel presente progetto.

Nelle combinazioni per SLE, vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

Dove G_1 = peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e Q_{k2}, Q_{k3}, \dots

azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

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

$$G1 + G2 + \sum \psi_{2j} \cdot Q_{Kj}$$

$\psi_{21}=0$ per il carico variabile neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)

ANALISI DEI CARICHI

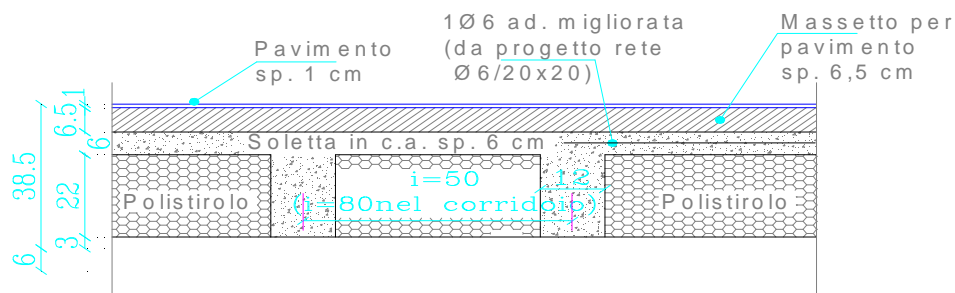
I carichi adottati sono i seguenti:

SOLAIO PIANO SEMINTERRATO CORPO AULE

Travetti interasse 0,5 m cls R_{ck} 25 armatura inferiore 2 ϕ 16 FeB44K

Altezza utile della sezione d: 26 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $0.35 \times 0.38 \times 0.22 \times 1/0.5 = 0.06$ KN/m²

Travetti $0.12 \times 0.22 \times 25.00 \times 1/0.5 = 1.32$ KN/m²

Peso proprio soletta in C.A. $0.06 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 1.50$ KN/m²

Peso proprio massetto e pavimento $0.075 \times 1 \times 1 \times 20.00 = 1.50$ KN/m²

Tot $q = 4.38$ KN/m²

Accidentali: scuola 300 kg/m² = 3.0 KN/m²

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0.06 \times 25 = 1.5$ kN/mq.

Nervatura 15×30 cm : $0.15 \times 0.3 \times 25/2.16 = 0.52$ kN/mq. dove 2.16 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

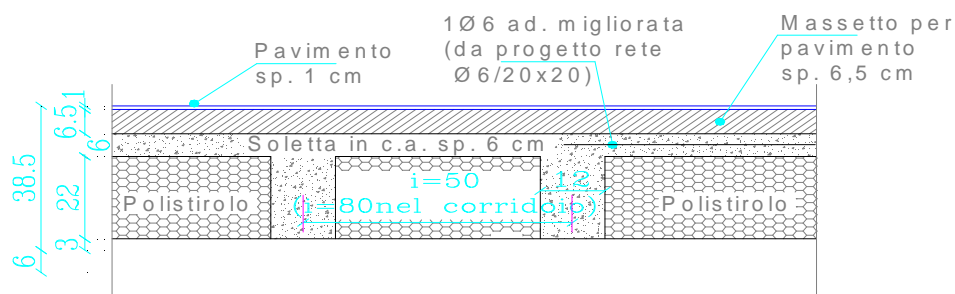
Qtot. = $4.38 + 1.5 + 0.52 = 6.40$ kN/mq.

SOLAIO CORRIDOIO PIANO SEMINTERRATO

Travetti interasse 0,8 m cls R_{ck} 25 armatura inferiore 2 ϕ 10 FeB44K

Altezza utile della sezione d: 26 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio polistirolo $0.35 \times 0.68 \times 0.22 \times 1/0.8 = 0.07 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0.12 \times 0.22 \times 25.00 \times 1/0.8 = 0.825 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0.06 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 1.50 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto e pavimento $0.075 \times 1 \times 1 \times 20.00 = 1.50 \text{ KN/m}^2$

Tot = 3.90 KN/m^2

Accidentali: scuola = 3.0 KN/m^2

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0.065 \times 25 = 1.63 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $15 \times 30 \text{ cm}$: $0.15 \times 0.3 \times 25 / 1.95 = 0.58 \text{ kN/mq.}$ dove 1.95 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

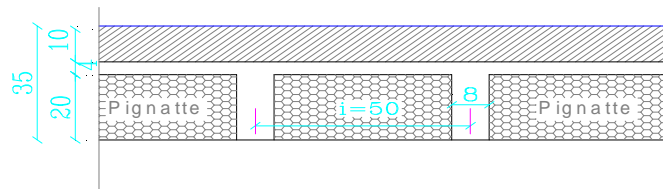
$Q_{tot.} = 3.90 + 1.63 + 0.58 = 6.11 \text{ kN/mq.}$

SOLAIO PIANO PRIMO COPERTURA ZONA SOTTOCENTRALE TERMICA

Travetti interasse 0,5 m cls R_{ck} 25 armatura inferiore 1 ϕ 12 + 1 ϕ 14 FeB44K

Altezza utile della sezione d: 22 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 8 cm



Analisi carichi

Peso proprio pignatte $6.00 \times 0,42 \times 0,20 \times 1/0.5 = 1,01 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,08 \times 0,20 \times 25.00 \times 1/0.5 = 0,80 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in c.a. $0,04 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto in argilla espansa pavimento $0,1 \times 1 \times 1 \times 8.00 = 0.80 \text{ KN/m}^2$

Guaina $= 0.08 \text{ KN/m}^2$

Tot = $3,77 \text{ KN/m}^2$

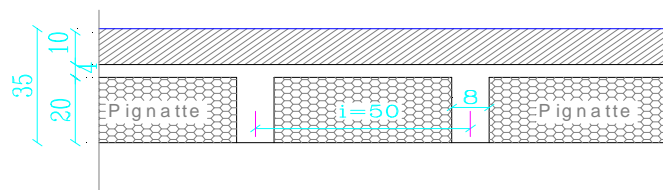
Accidentali: copertura = $1,2 \text{ KN/m}^2$

SOLAIO PIANO TERRA ZONA SOTTOCENTRALE TERMICA

Travetti interasse 0,5 m cls $R_{ck} 25$ armatura inferiore $1\phi 12 + 1\phi 14 \text{ FeB44K}$

Altezza utile della sezione d: 20 cm

Larghezza minima della sezione della trave $b_w : 8 \text{ cm}$



Analisi carichi

Peso proprio pignatte $600 \times 0,42 \times 0,20 \times 2 = 1,01 \text{ KN/m}^2$

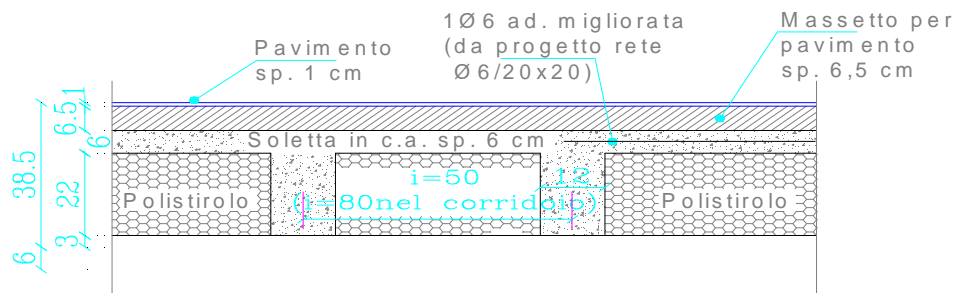
Travetti $0,08 \times 0,20 \times 2500 \times 2 = 80 \text{ kg/m}^2 = 0,80 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0,04 \times 1 \times 1 \times 2500 = 1,00 \text{ KN/m}^2$
 Peso proprio massetto e pavimento $0,1 \times 1 \times 1 \times 2000 = 200 \text{ kg/m}^2 = 2,00 \text{ KN/m}^2$
 Intonaco = $=0,30 \text{ KN/m}^2$
 Tot $481 \text{ kg/m}^2 = 5,11 \text{ KN/m}^2$

Accidentali: scuola $300 \text{ kg/m}^2 = 3,0 \text{ KN/m}^2$

SOLAIO PIANO PRIMO E SECONDO CORPO AULE

Travetti interasse 0,5 m cls $R_{ck} 25$ armatura inferiore $2\phi 16 \text{ FeB44K}$
 Altezza utile della sezione d: 22 cm
 Larghezza minima della sezione della trave $b_w: 12 \text{ cm}$



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $0,35 \times 0,38 \times 0,22 \times 2 = 0,06 \text{ KN/m}^2$
 Travetti $0,12 \times 0,22 \times 25,00 \times 1/0,5 = 1,32 \text{ KN/m}^2$
 Peso proprio soletta in C.A. $0,06 \times 1 \times 1 \times 25,00 = 1,50 \text{ KN/m}^2$
 Peso proprio massetto e pavimento $0,08 \times 1 \times 1 \times 20,00 = 1,60 \text{ KN/m}^2$

Tot = $4,48 \text{ KN/m}^2$

Accidentali: scuola = $3,0 \text{ KN/m}^2$

Solaio piano primo

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0,06 \times 25 = 1,5 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $15 \times 30 \text{ cm} : 0,15 \times 0,3 \times 25 / 2,16 = 0,52 \text{ kN/mq.}$ dove 2,16 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

Qtot. = $4,48 + 1,5 + 0,52 + 0,2 = 6,70 \text{ kN/mq.}$

Dove $0,20 \text{ kN/mq.}$ è il peso proprio del controsoffitto

Solaio piano secondo

Soletta: $0,06 \times 25 = 1,5 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $15 \times 35 \text{ cm}$: $0,15 \times 0,35 \times 25 / 1,30 = 1,02 \text{ kN/mq.}$ dove $1,30 \text{ m}$ è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

Dove $0,20 \text{ kN/mq.}$ è il peso proprio del controsoffitto

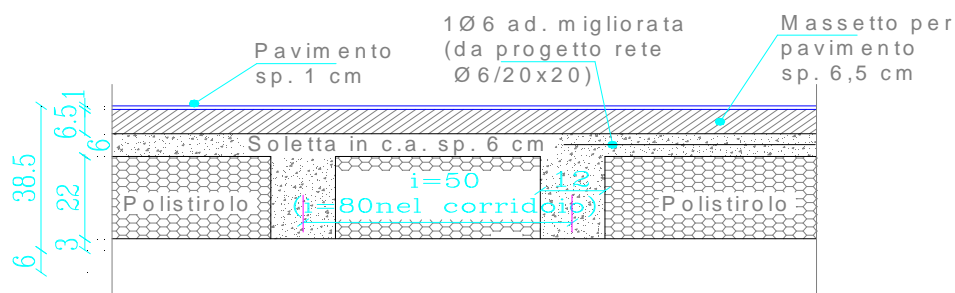
$$\mathbf{Qtot. = 4.48 + 1.5 + 1.02 + 0.20 = 7.20 \text{ kN/mq.}}$$

SOLAIO CORRIDOIO PIANO PRIMO CORPO AULE

Travetti interasse $0,8 \text{ m}$ cls $R_{ck} 25$ armatura inferiore $2\phi 10 \text{ FeB44K}$

Altezza utile della sezione d: 26 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $0,35 \times 0,42 \times 0,22 \times 1/0,8 = 0,04 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,12 \times 0,22 \times 25,00 \times 1/0,8 = 0,83 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0,06 \times 1 \times 1 \times 25,00 = 1,50 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto e pavimento $0,08 \times 1 \times 1 \times 20,00 = 1,60 \text{ KN/m}^2$

$$\text{Tot} = 3,97 \text{ KN/m}^2$$

Accidentali: scuola = $3,0 \text{ KN/m}^2$

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0,06 \times 25 = 1,5 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $15 \times 30 \text{ cm}$: $0,15 \times 0,3 \times 25 / 1,52 = 0,74 \text{ kN/mq.}$ dove $1,52 \text{ m}$ è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

$$\mathbf{Qtot. = 3.97 + 1.5 + 0.74 + 0.20 = 6.41 \text{ kN/mq.}}$$

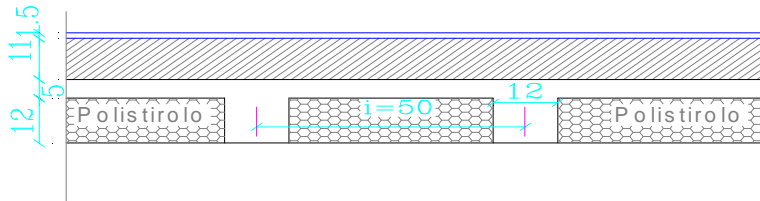
Dove $0,20 \text{ kN/mq.}$ è il peso proprio del controsoffitto

SOLAIO CORRIDOIO PIANO SECONDO

Travetti interasse 0,5 m cls R_{ck} 25 armatura inferiore 2ø10 FeB44K

Altezza utile della sezione d: 15 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $35 \times 0,38 \times 0,12 \times 2 = 0,04 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,12 \times 0,12 \times 25,00 \times 1/0,5 = 0,72 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0,05 \times 1 \times 1 \times 25,00 = 1,25 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto e pavimento $0,125 \times 1 \times 1 \times 20,00 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tot = $4,51 \text{ KN/m}^2$

Accidentali: scuola = $3,0 \text{ KN/m}^2$

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0,05 \times 25 = 1,25 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $10 \times 25 \text{ cm}$: $0,10 \times 0,25 \times 25 / 2,15 = 0,29 \text{ kN/mq.}$ dove 2.15 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

$Q_{tot} = 4,51 + 1,25 + 0,29 + 0,20 = 6,25 \text{ kN/mq.}$

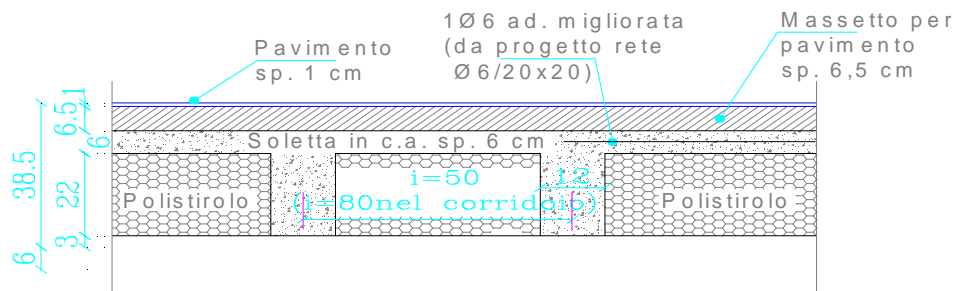
Dove 0.20 kN/mq. è il peso proprio del controsoffitto

SOLAIO BAGNI calpestio piano primo e piano rialzato CORPO AULE

Travetti interasse 0,5 m cls R_{ck} 25 armatura inferiore 2 ø16 FeB44K

Altezza utile della sezione d: 26 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $0.35 \times 0.38 \times 0.22 \times 2 = 0.06 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0.12 \times 0.22 \times 25.00 \times 1/0.5 = 1.32 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0.06 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 1.50 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto e pavimento $0.08 \times 1 \times 1 \times 20.00 = 1.60 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio tramezzature (per elementi divisorii con $2.00 < G \leq 3.00 \text{ kN/m}$): 1.20 KN/m^2

Tot = 5.68 KN/m^2

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0.05 \times 25 = 1.25 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $10 \times 25 \text{ cm}$: $0.10 \times 0.25 \times 25 / 2.15 = 0.29 \text{ kN/mq.}$ dove 2.15 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

Qtot. = $5.68 + 1.25 + 0.29 + 0.20 = 7.42 \text{ kN/mq.}$

Dove 0.20 kN/mq. è il peso proprio del controsoffitto

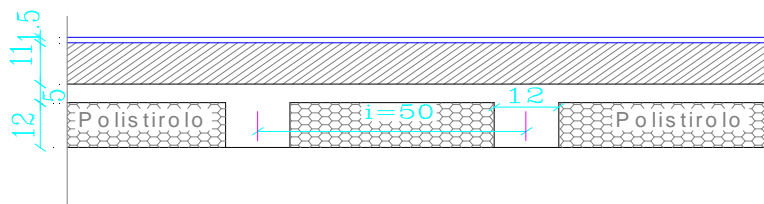
Accidentali: scuola = 3.0 KN/m^2

**SOLAIO CALPESTIO PIANO SECONDO –CORPI AGGETTANTI FRONTE POSTERIORE
CORPO AULE**

Travetti 12 cm interasse 0,5 m cls $R_{ck} 25$ armatura inferiore $2\phi 16 \text{ FeB44K}$

Altezza utile della sezione d: 15 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 12 cm



Analisi carichi

Peso proprio alleggerimento in polistirolo $35 \times 0,38 \times 0,12 \times 2 = 0,04 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,12 \times 0,12 \times 25,00 \times 1/0,5 = 0,72 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in C.A. $0,05 \times 1 \times 1 \times 25,00 = 1,25 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto e pavimento $0,125 \times 1 \times 1 \times 20,00 = 2,50 \text{ KN/m}^2$

Tot = $4,51 \text{ KN/m}^2$

Per la verifica ai carichi verticali delle murature e per le analisi sismiche, si è considerato anche il carico permanente dovuto al solaio preesistente utilizzato come cassero durante i lavori del 1991 di realizzazione dei nuovi solai.

Soletta: $0,05 \times 25 = 1,25 \text{ kN/mq.}$

Nervatura $10 \times 25 \text{ cm} : 0,10 \times 0,25 \times 25 / 2,15 = 0,29 \text{ kN/mq.}$ dove 2.15 m è l'interasse medio delle nervatura

Carico totale da considerare nello schema di calcolo

Qtot. = $4,51 + 1,25 + 0,29 + 0,20 = 6,25 \text{ kN/mq.}$

Dove $0,20 \text{ kN/mq.}$ è il peso proprio del controsoffitto

Accidentali: scuola = $3,0 \text{ KN/m}^2$

Solai corpo palestra

SOLAIO PIANO PRIMO

Travetti interasse 0,6 m Altezza utile della sezione d: 18 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 10 cm

Analisi carichi

Peso proprio pignatte $6,00 \times 0,50 \times 0,16 \times 1/0,6 = 0,80 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,10 \times 0,16 \times 25,00 \times 1/0,6 = 0,69 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in c.a. $0,04 \times 1 \times 1 \times 25,00 = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto + pavimento $0,05 \times 1 \times 1 \times 20,00 = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Intonaco = $0,20 \text{ KN/m}^2$

Controsoffitto = $0,20 \text{ KN/m}^2$

Tot = $3,89 \text{ KN/m}^2$

Accidentali: scuola = $3,0 \text{ KN/m}^2$

SOLAIO COPERTURA

Travetti interasse 0,6 m Altezza utile della sezione d: 18 cm

Larghezza minima della sezione della trave b_w : 10 cm

Analisi carichi

Peso proprio pignatte $6.00 \times 0,50 \times 0,16 \times 1/0.6 = 0,80 \text{ KN/m}^2$

Travetti $0,10 \times 0,16 \times 25.00 \times 1/0.6 = 0,69 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in c.a. $0,04 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 1,00 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto pendenza $0,10 \times 1 \times 1 \times 8.00 = 0.80 \text{ KN/m}^2$

Intonaco $= 0.20 \text{ KN/m}^2$

Controsoffitto $= 0.20 \text{ KN/m}^2$

Guaina $= 0.08 \text{ KN/m}^2$

Tot = 3,75 KN/m²

Accidentali: neve = 1.2 KN/m^2

SOLAIO COPERTURA CON TRAVI RETICOLARI

Analisi carichi

Peso proprio travetti a t 60X6 reggi pannelli sandwich = $0,06 \text{ KN/m}^2$

pannelli sandwich = $0,11 \text{ KN/m}^2$

Peso Travi Reticolari $21.98 \times 12/2.14 = 1,23 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio lamiera grecata = 0.10 KN/m^2

Controsoffitto $= 0.20 \text{ KN/m}^2$

Tot = 1,70 KN/m²

Accidentali: neve = 1.2 KN/m^2

SOLAIO COPERTURA ZONA PALESTRA

Analisi carichi

Travi $0,30 \times 0,65 \times 25.00 \times 1/1.73 = 2,81 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio soletta in c.a. $0,20 \times 1 \times 1 \times 25.00 = 5,00 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio massetto + pavimento $0,05 \times 1 \times 1 \times 20.00 = 1.00 \text{ KN/m}^2$

Intonaco $= 0.20 \text{ KN/m}^2$

Tramezzature $(0.88 \times 3.67 \times 110)/22.68 \times 15.40 = 1.02 \text{ KN/m}^2$

Peso proprio rinforzo in profilati metallici $= 0.65 \text{ KN/m}^2$

Tot = 10,68 KN/m²

Accidentali: scuola = 3.0 KN/m^2

-Il valore della neve è ottenuto come indicato nelle NTC 2008-

3.4 AZIONI DELLA NEVE

3.4.1 CARICO NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \quad (3.3.7)$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al successivo § 3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

$\alpha = 0^\circ$ (inclinazione falda) -----> coefficiente di forma 0,8

Categoria topografica T1 pianeggiante

Altitudine sito <200 m. slm

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$\begin{aligned} q_{sk} &= 1,50 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\ q_{sk} &= 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (3.3.9)$$

32

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti in Tab. 3.4.I. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

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

3.4.4 COEFFICIENTE TERMICO

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, 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 $C_t = 1$.

3.4.5.1 Coefficiente di forma per le coperture

In generale verranno usati i coefficienti di forma per il carico neve contenuti nel presente paragrafo, dove vengono indicati i relativi valori nominali essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

I valori del coefficiente di forma μ_i , riportati in Tab. 3.4.II si riferiscono alle coperture ad una o due falde.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Avendo considerato il coefficiente di esposizione e termico pari ad 1, il coeff. di forma pari a 0,8, in funzione della q_{sk} trovata-----> $q_{neve} = 1,2 \text{ kN/m}^2$

Coefficienti maggiorativi carichi

Si sono applicati i seguenti coefficienti

- Peso Proprio $\gamma_G = 1,3$
- permanente solai $\gamma_G = 1,3$
- accidentale solai con $\gamma_Q = 1,5$

h) indicazione motivata del metodo di analisi seguito per l'esecuzione della stessa:

Al fine di eseguire le dovute verifiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa [D.M. 14 gennaio 2008 p. 7.3.4.1.], le condizioni di carico che devono essere esaminate sono di due tipi:

- Distribuzione di forze proporzionale alle masse

$$F_i = \frac{m_i}{\sum_i m_i}$$

- Distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrare.

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio del 20% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.

Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

Corpo aule

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0	4	10
2	+X	1° modo	0,0	4	10
3	-X	Masse	0,0	4	143
4	-X	1° modo	0,0	4	143
5	+Y	Masse	0,0	4	114
6	+Y	1° modo	0,0	4	114
7	-Y	Masse	0,0	4	114
8	-Y	1° modo	0,0	4	114
9	+X	Masse	108,3	4	10
10	+X	Masse	-108,3	4	10
11	+X	1° modo	108,3	4	10
12	+X	1° modo	-108,3	4	10
13	-X	Masse	108,3	4	114
14	-X	Masse	-108,3	4	114
15	-X	1° modo	108,3	4	114
16	-X	1° modo	-108,3	4	10
17	+Y	Masse	187,8	4	114
18	+Y	Masse	-187,8	4	114
19	+Y	1° modo	187,8	4	114
20	+Y	1° modo	-187,8	4	114
21	-Y	Masse	187,8	4	114
22	-Y	Masse	-187,8	4	114
23	-Y	1° modo	187,8	4	114
24	-Y	1° modo	-187,8	4	114

Corpo palestra

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Masse	0,0	3	35
2	+X	1° modo	0,0	3	35
3	-X	Masse	0,0	3	35
4	-X	1° modo	0,0	3	35
5	+Y	Masse	0,0	3	12

6	+Y	1° modo	0,0	3	12
7	-Y	Masse	0,0	3	12
8	-Y	1° modo	0,0	3	12
9	+X	Masse	101,8	3	35
10	+X	Masse	-101,8	3	35
11	+X	1° modo	101,8	3	35
12	+X	1° modo	-101,8	3	35
13	-X	Masse	101,8	3	35
14	-X	Masse	-101,8	3	35
15	-X	1° modo	101,8	3	35
16	-X	1° modo	-101,8	3	35
17	+Y	Masse	179,6	3	12
18	+Y	Masse	-179,6	3	12
19	+Y	1° modo	179,6	3	12
20	+Y	1° modo	-179,6	3	12
21	-Y	Masse	179,6	3	12
22	-Y	Masse	-179,6	3	12
23	-Y	1° modo	179,6	3	12
24	-Y	1° modo	-179,6	3	12

i) criteri di verifica agli stati limite indagati, in presenza di azione sismica:

Avendo eseguita un'analisi statica non lineare, le verifiche vengono eseguite sia per lo SLV che per lo SLD, mediante il controllo degli spostamenti ed un controllo sul decadimento della curva Push-over di un valore pari al 20% di quello massimo. Il tutto come meglio riportato in precedenza.

Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti

Si applica quanto riportato nel punto delle NTC08 7.2.3 CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI "SECONDARI" ED ELEMENTI NON STRUTTURALI.

E più precisamente "con l'esclusione dei soli tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm, gli elementi costruttivi senza funzione strutturale il cui danneggiamento può provocare danni a persone, devono essere verificati, insieme alle loro connessioni alla struttura, per l'azione sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite considerati."

Nel presente caso sono presenti tramezzi con spessore non superiore ai 100 mm, concentrati nel corpo palestra, di delimitazione delle aule esistenti al piano primo, Pertanto non risultano necessarie le conseguenti verifiche. **Si precisa, comunque, che tali tramezzi sono stati oggetto d'intervento nel 2005 a seguito dell'esecuzione del progetto dell' Ing. Migliaccio, più volte citato in precedenza, con il quale tale tramezzi sono stati collegamenti alla muratura portante.**

Gli impianti principali presenti sono tali da non generare azioni di una certa rilevanza sulle strutture che li sostengono, sono pertanto superflue le relative verifiche di resistenza.

Fondazioni

Nel presente progetto non sono previsti interventi sulle fondazioni esistenti, poiché, pur avendo che le pressioni trasmesse al terreno risultano piuttosto elevate, ma non inusuali per edifici simili, non

sono presenti vistose lesioni sulle murature imputabili a cedimenti fondali, ne deriva che l'edificio si è assestato sotto gli attuali carichi esistenti.

In conclusione, per le fondazioni, attualmente non si ravvisano problemi di ordine statico, poiché il terreno si è consolidato e adeguato ai carichi presenti.

Si precisa che, comunque, le pressioni sul terreno dovute al sisma, risultano inferiori a quelle ottenute dal relativo calcolo allo SLV con i parametri e coefficienti previsti dalla normativa, di seguito riportati.

E' in previsione la realizzazione di un'unica nuova fondazione, in corrispondenza della nuova muratura armata del corpo aule, prevista in corrispondenza del giunto di separazione con il corpo palestra.

Verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU)

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Sono stati considerati gli stessi stati limite ultimi di cui ai § 6.4.2.1 e 6.4.3.1. delle NTC08 e più precisamente:

Le verifiche sono state effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche sono state effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo l'**Approccio 2** :

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

Approccio 2:

è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali sia nelle verifiche geotecniche

(A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non è stato portato in conto.

Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

I valori degli spostamenti e delle distorsioni sono compatibili con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto della condizione $E_d \leq C_d$ (6.2.7)

dove E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni e C_d è il prescritto valore limite dell'effetto delle azioni.

Giunti strutturali

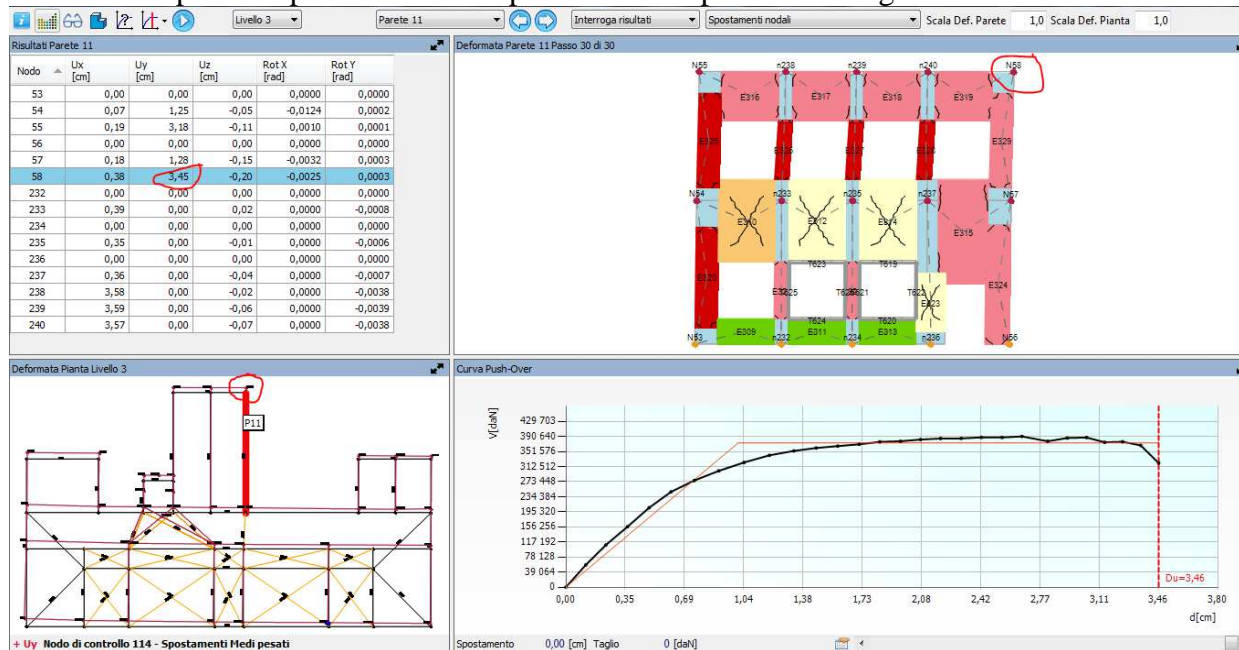
Tra il corpo aule ed il corpo palestra sarà realizzato un giunto strutturale di 15 cm, sufficiente per i movimenti dovuti al sisma.

Infatti, con tale valore viene rispettato il punto § 7.2.2.: la distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g \leq 1$.

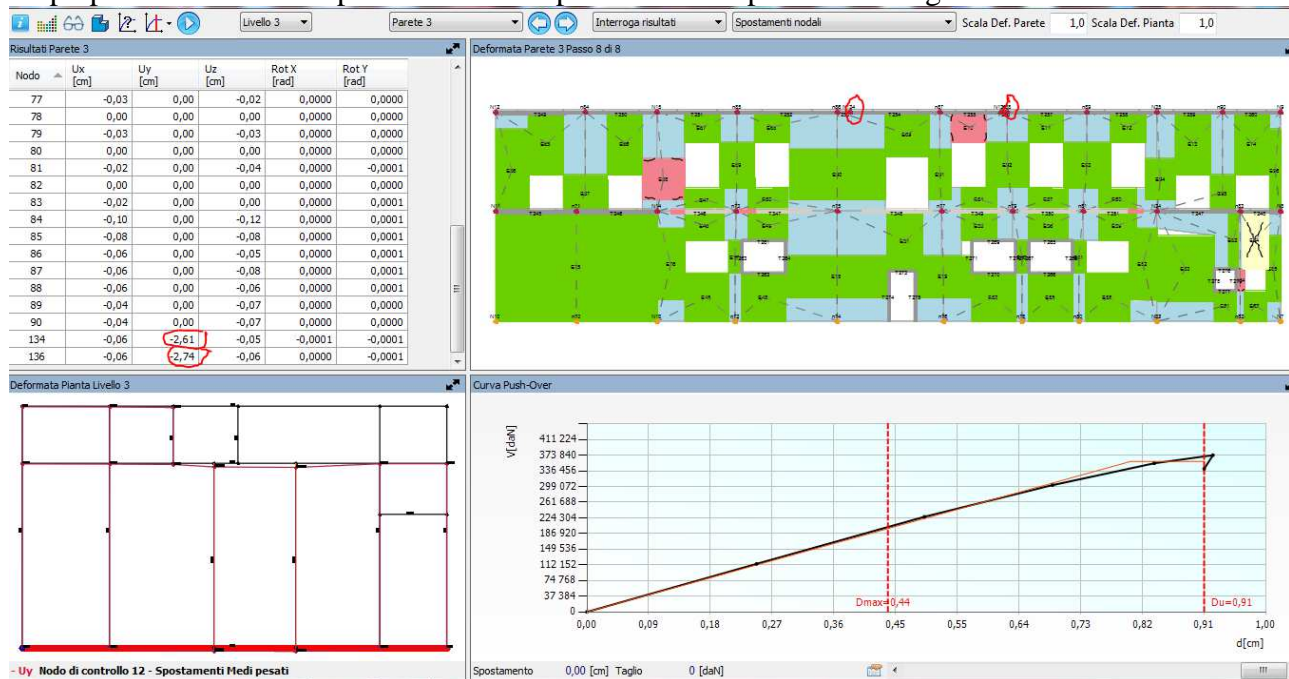
Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S / 0,5g$.

Nel caso in oggetto considerando gli spostamenti massimi ottenuti dall'analisi statica non lineare (§ 7.3.4) si ha:

Comb.20 corpo aule spostamento max parete in corrispondenza del giunto 3.45 cm



corpo palestra comb. 23 spostamento max parete in corrispondenza del giunto 2.74 cm



Gli spostamenti massimi in corrispondenza del giunto, calcolati con gli schemi strutturali dei due corpi, hanno una somma pari a 6.19 cm inferiore a quello sopra determinato (15 cm) che pertanto si adotterà per la sua ampiezza.

Calcolando invece lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, con la stima di $1/100$ dell'altezza della costruzione moltiplicata per $ag \cdot S / 0,5g$.

$$ag \cdot S / 0,5g = 1.895 \cdot 1.41 / (0.5 \cdot 9.81) = 0.5447$$

$$H_{max} = 11.50 \text{ m}$$

$$\text{Ampiezza giunto} (1/100 \cdot 1150 \cdot 0.5447) \cdot 2 = 6.3 \cdot 2 = 12.6 \text{ cm}$$

Anche tale valore risulta inferiore ai 15 cm che si adotterà come giunto.

j) rappresentazione delle configurazioni deformate e delle caratteristiche di sollecitazione e delle verifiche delle strutture più significative:

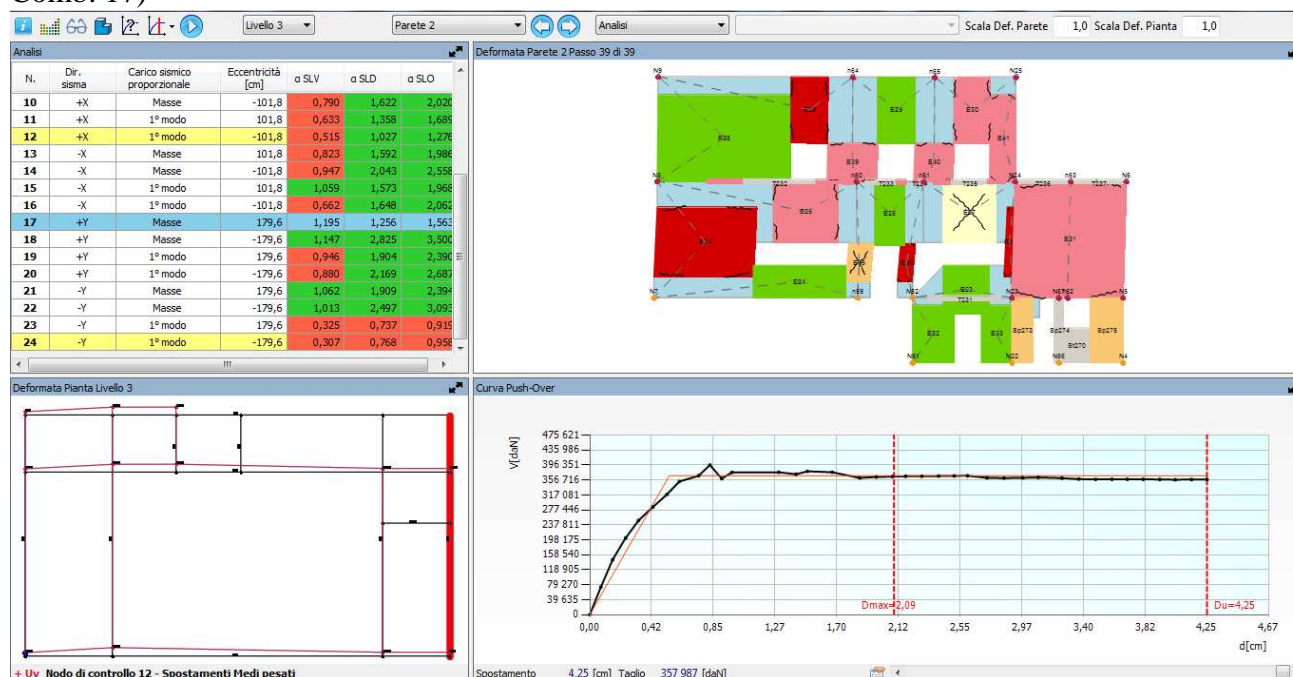
Di seguito si riportano i risultati grafici delle deformazioni e dei danneggiamenti degli elementi murari principali.

Stato di fatto corpo palestra

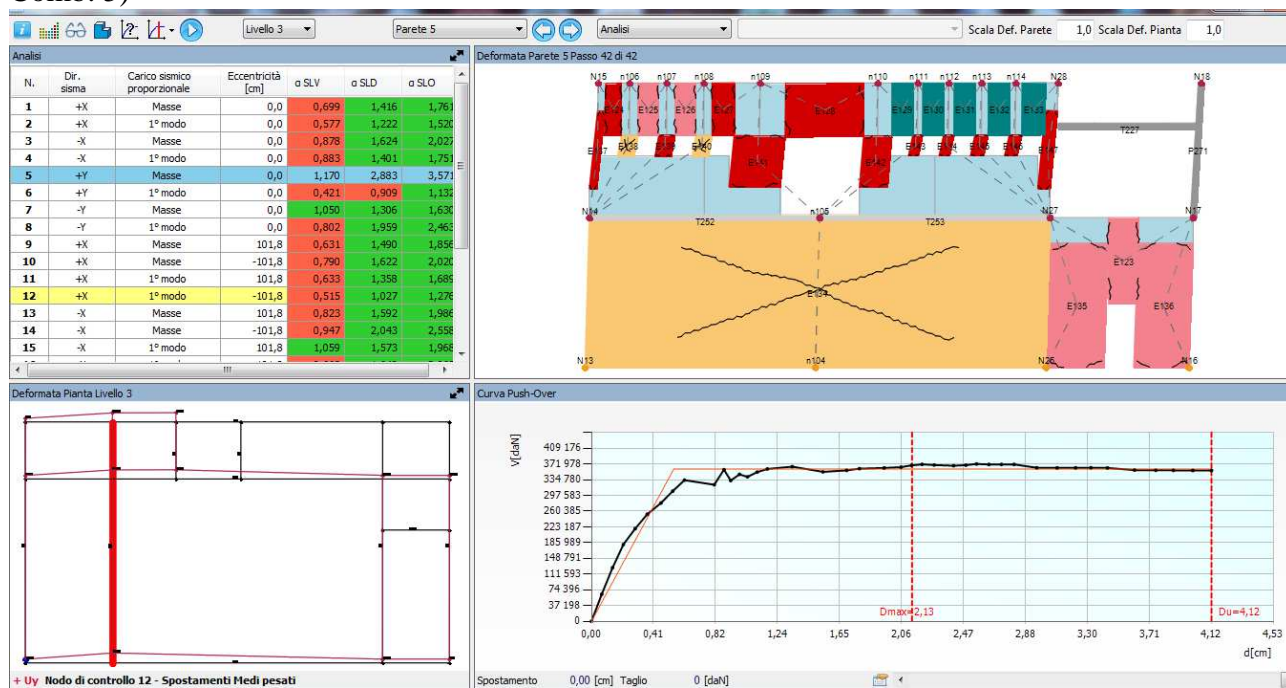
Combinazione 7)



Comb. 17)



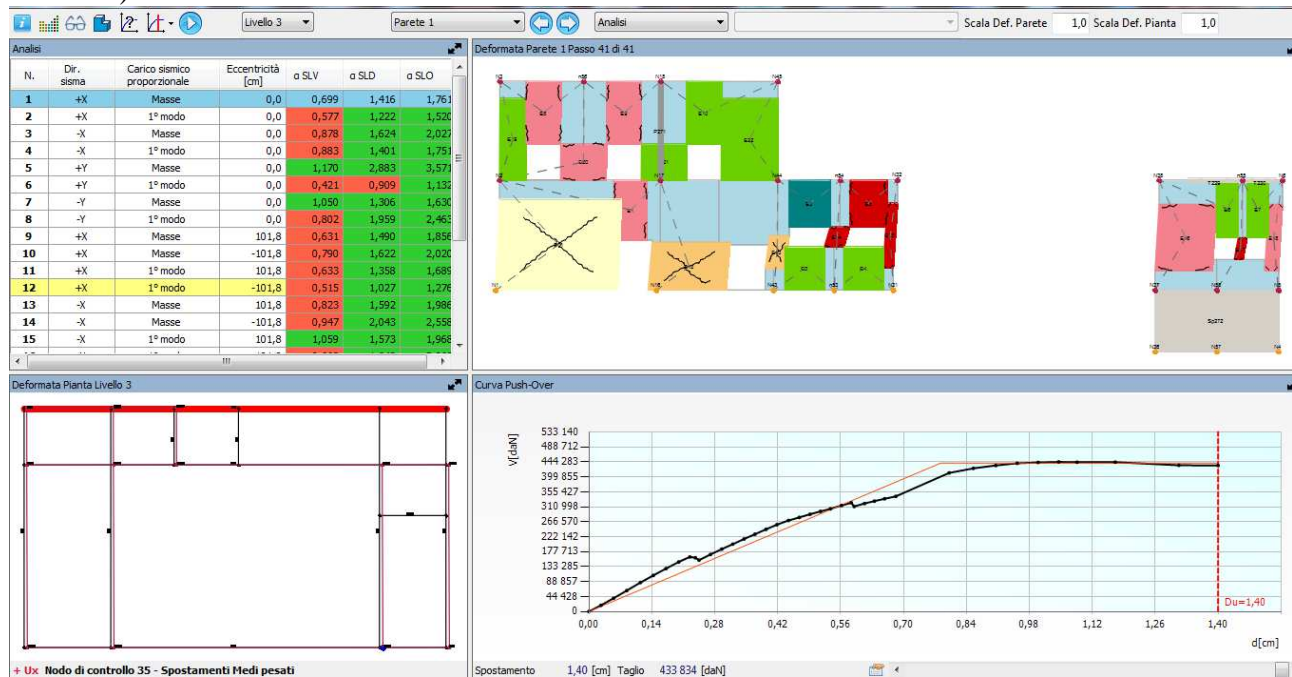
Comb. 5)



Combinazione 9)



Comb. 1)



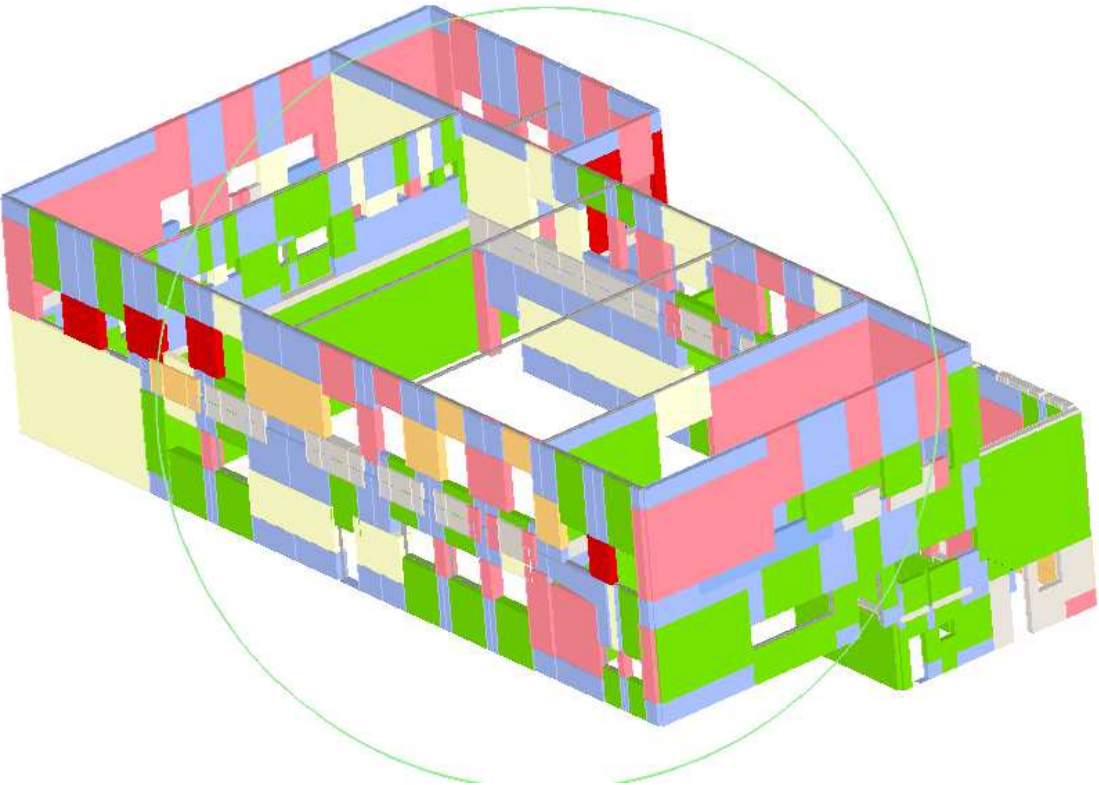
Da tali diagrammi e negli altri riportati nella relazione di calcolo relativa, emerge che le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione y (lato corto dell'edificio), risultano quelle in corrispondenza del piano terra, (vedi comb. 7, 17) e del piano primo (vedi comb. 5), per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte che delimitano aperture che non si possono chiudere con muratura portante per il rispetto dei parametri illuminanti/ventilanti. Nell'altra direzione (direzione x), risultano più danneggiate le pareti indicate nelle sopra riportate comb. 9 e 1, sempre per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte.

Progetto

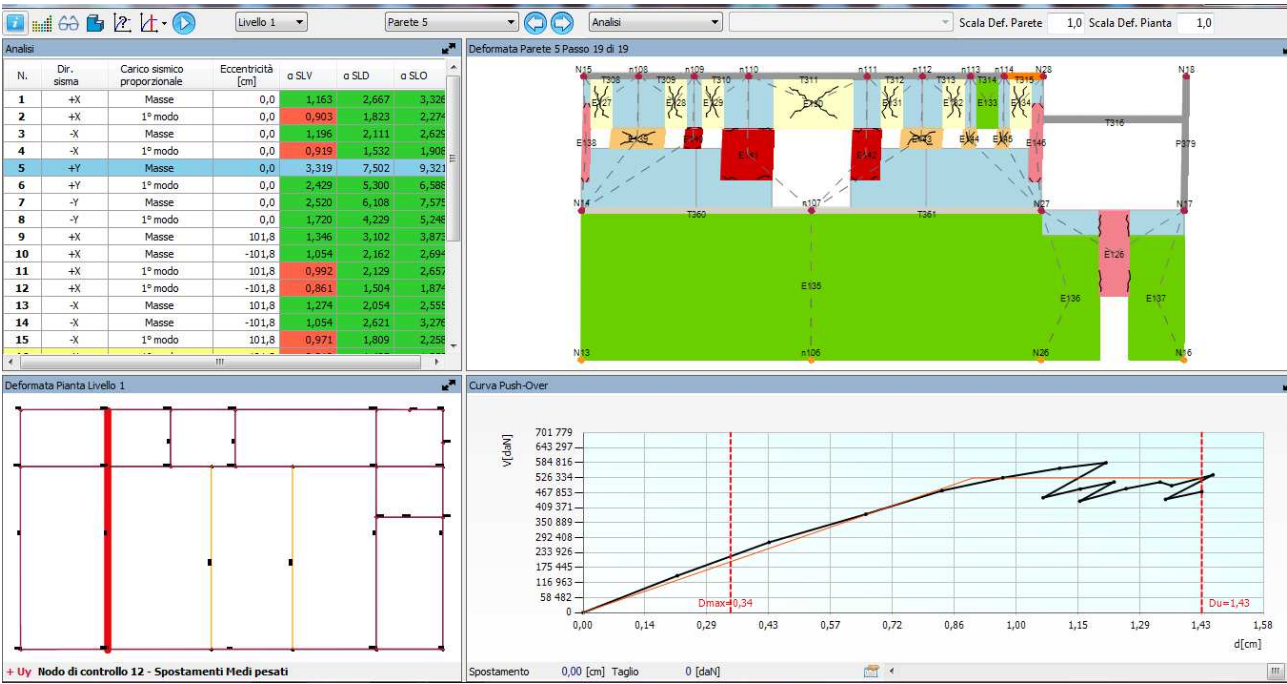
Comb. 1



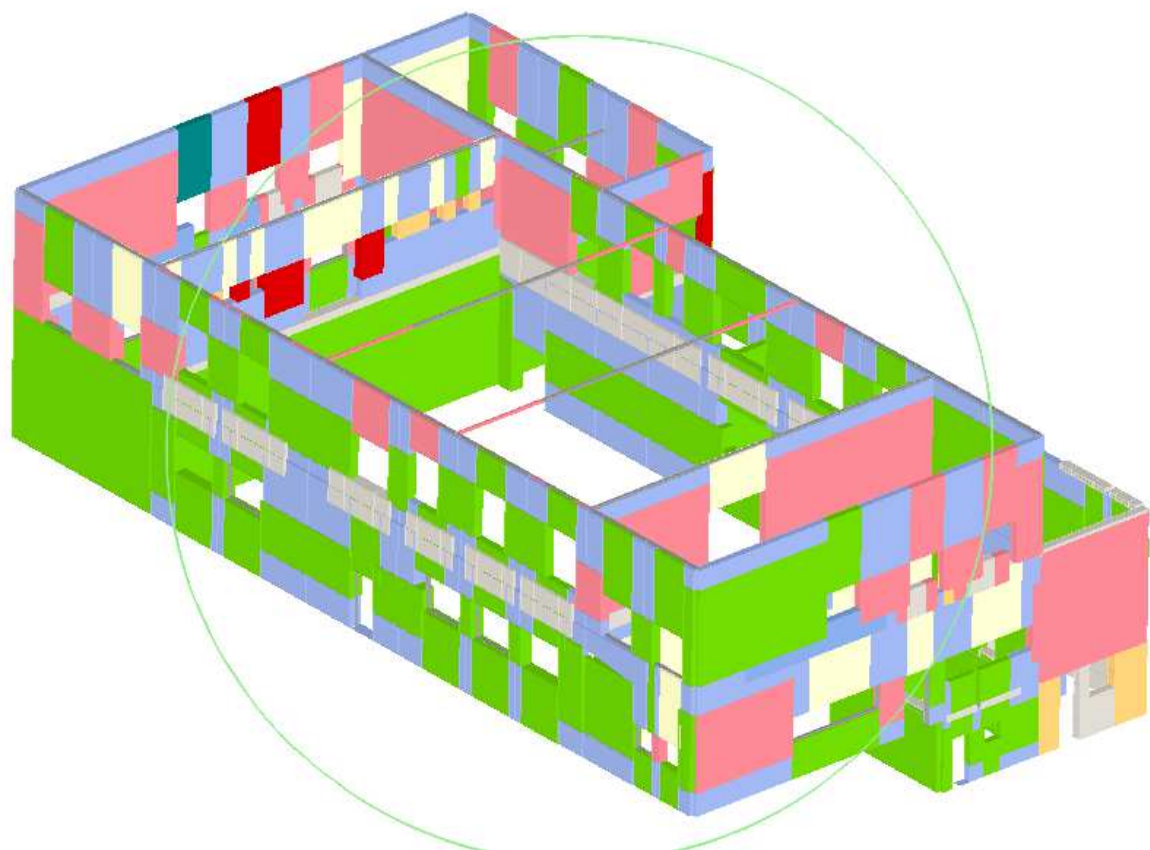
comb.1 3d



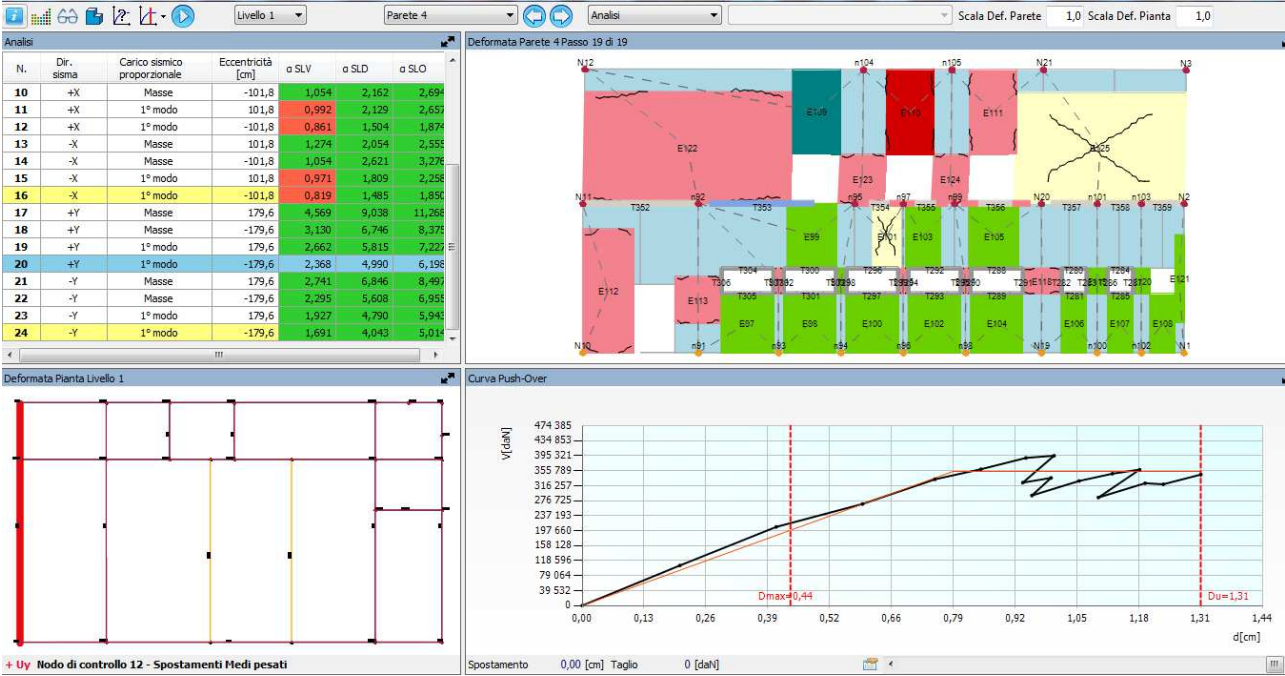
Comb.5



Comb. 5 3d



Comb.20



Comb. 9

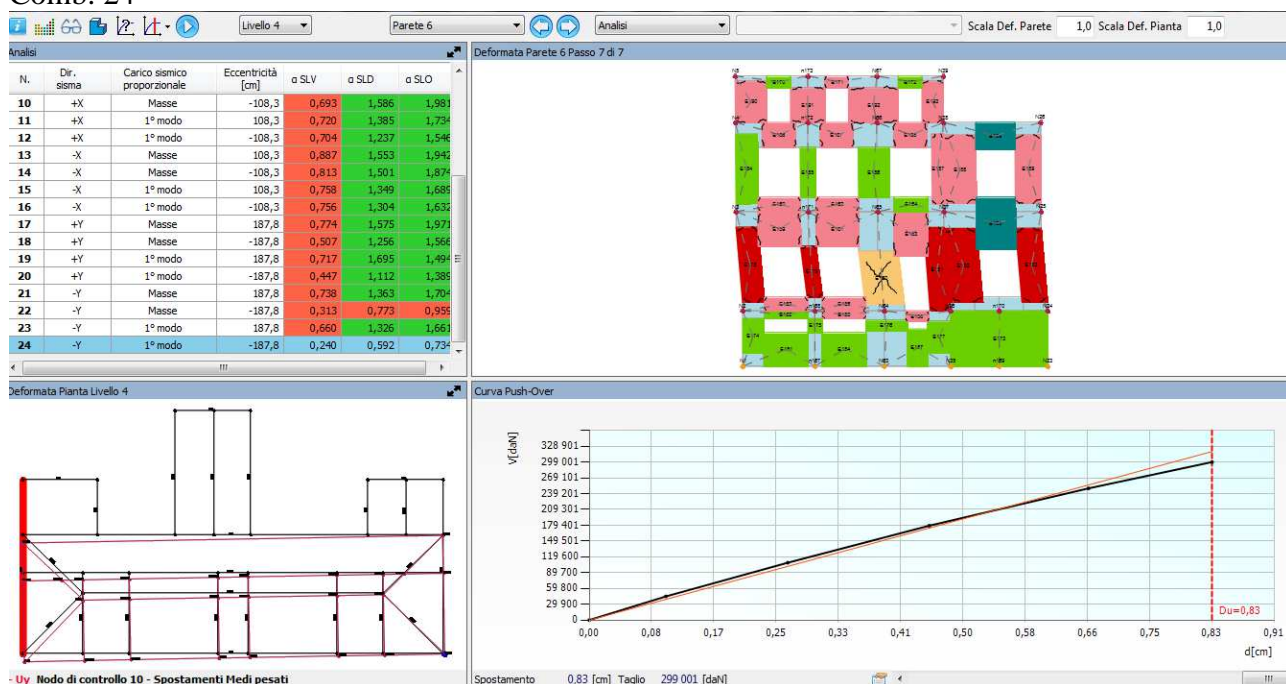


Come evidenziato nei diagrammi sopra riportati, andando ad agire sulle pareti maggiormente danneggiate con delle cerchiature (riportate in grigio) delle aperture esistenti e chiudendo due aperture in corrispondenza della parete di delimitazione dei servizi igienici del piano primo (vedi comb. 5), aumenta la resistenza complessiva della struttura, aumentando gli step di calcolo poiché viene a mancare la penalizzazione degli elementi che si sono rinforzati.

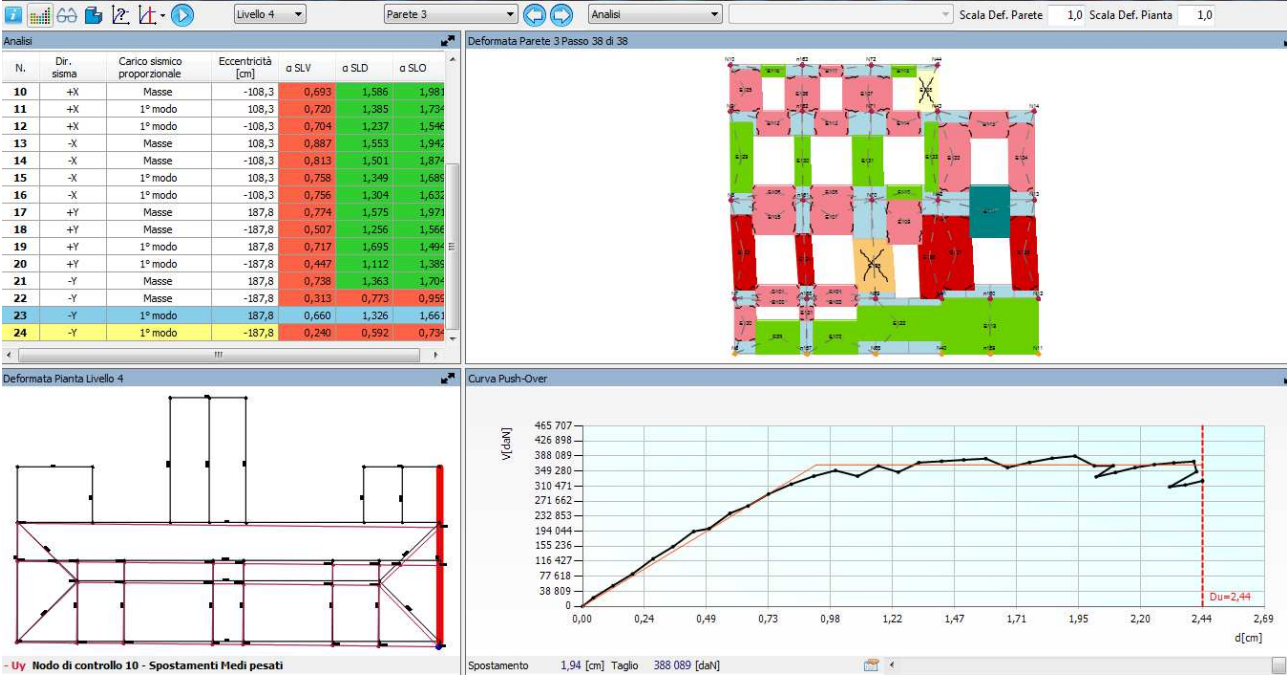
Corpo aule

Stato di fatto

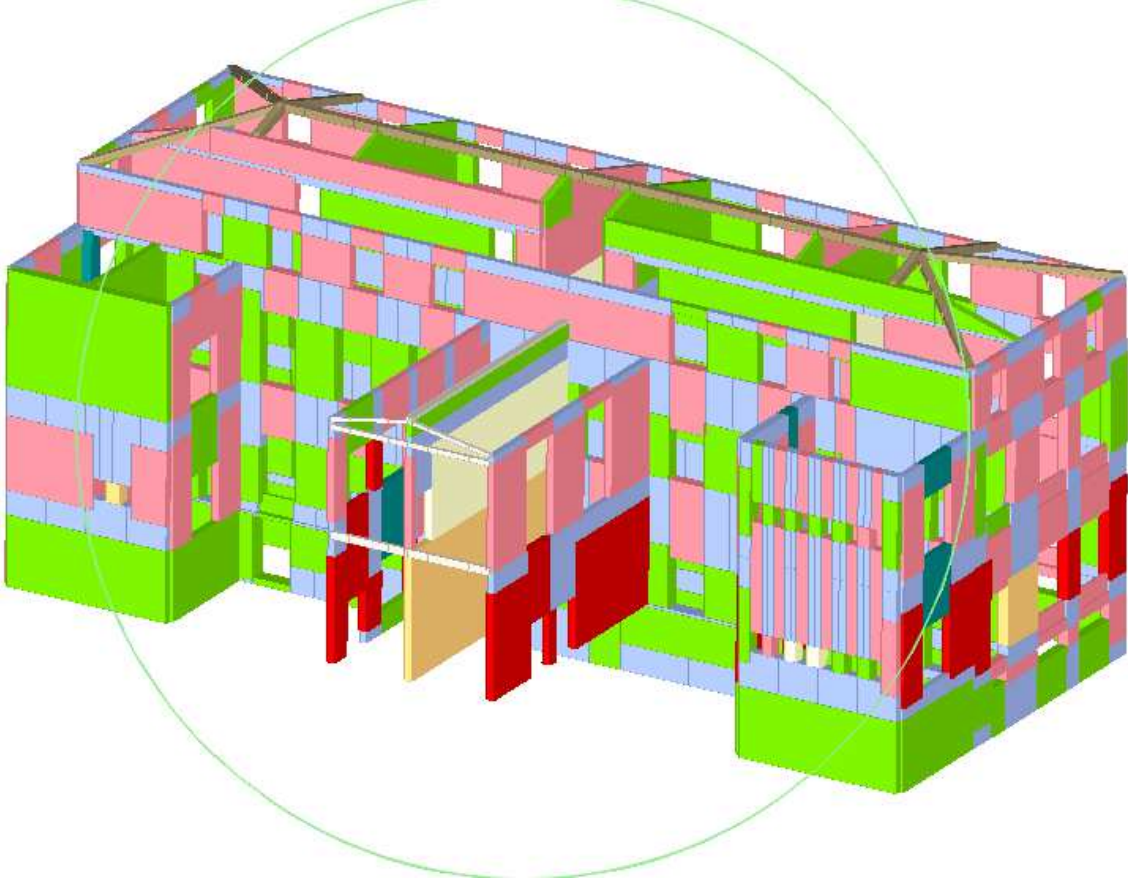
Comb. 24



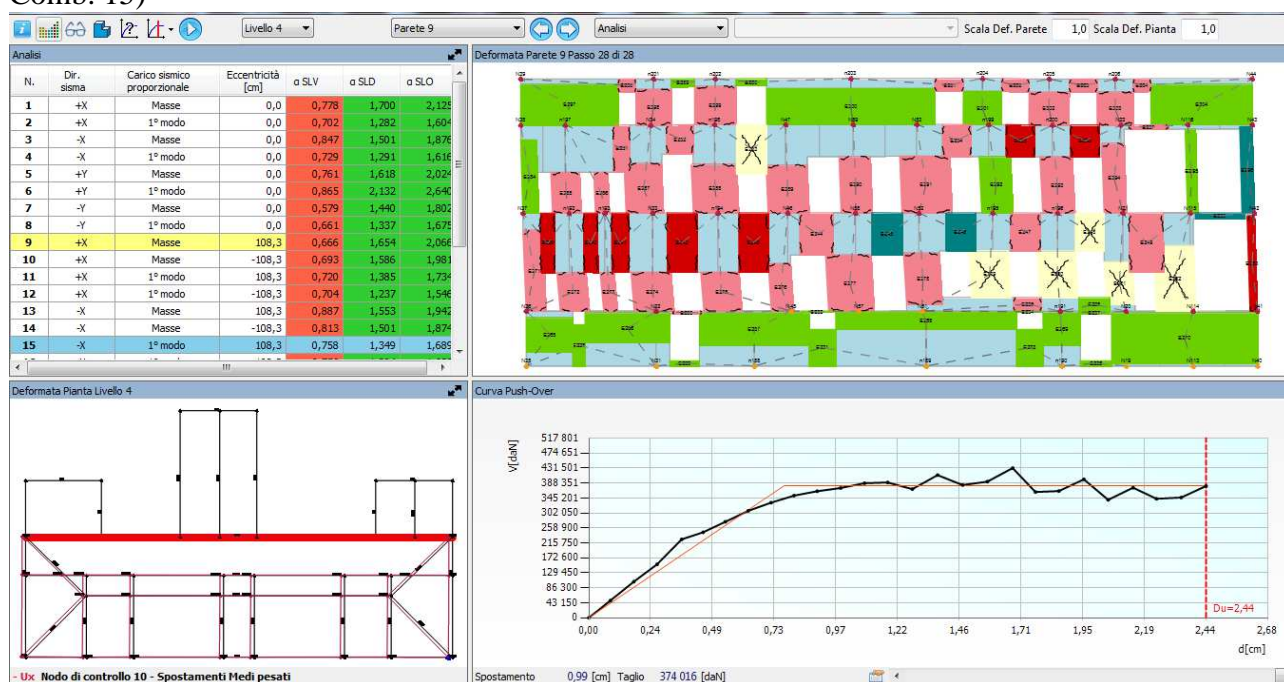
Comb. 23



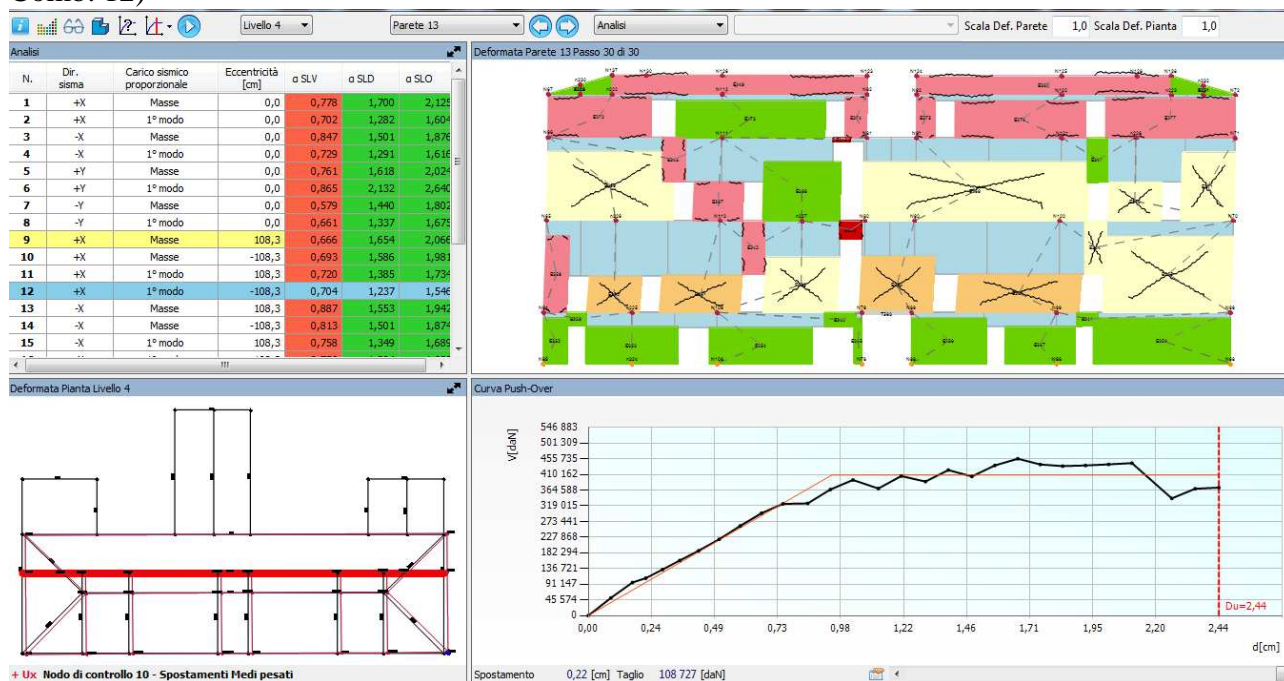
Comb.21



Comb. 15)



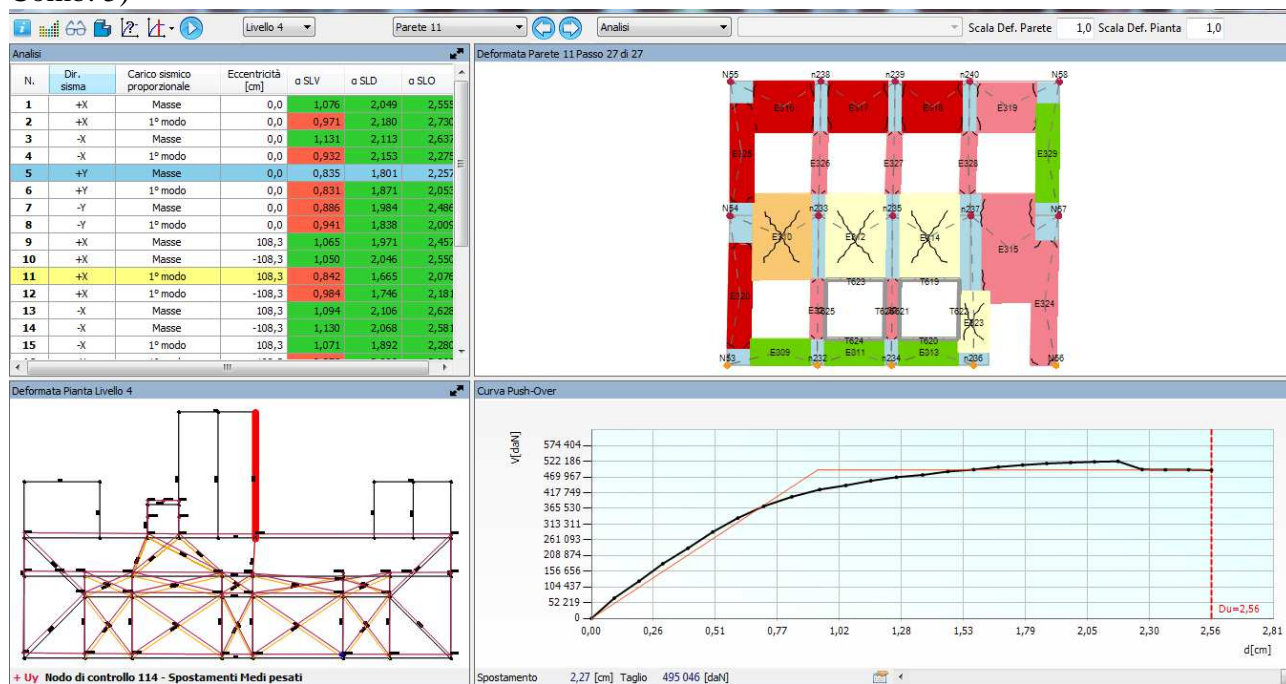
Comb. 12)



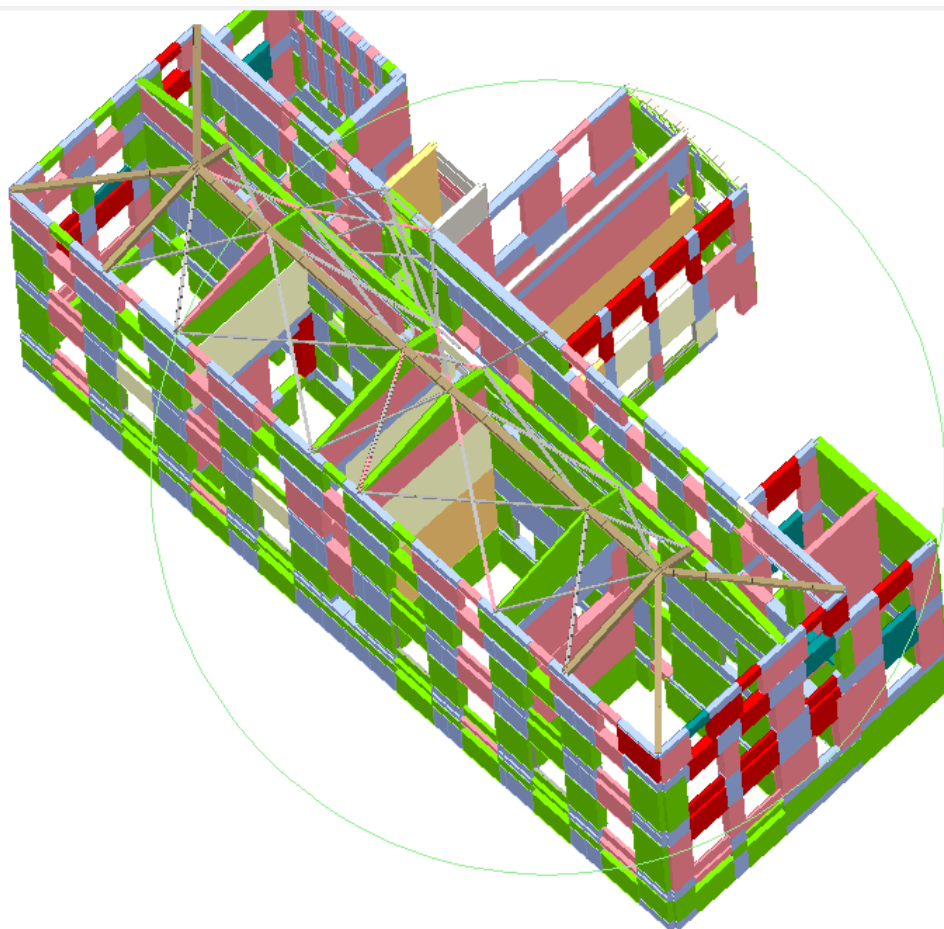
Dall'analisi dei diagrammi sopra riportati e degli altri della relazione di calcolo relativa, emerge che le pareti più danneggiate dal sisma nella direzione y (lato corto dell'edificio), risultano le due perimetrali e le pareti perimetrali, della parte di collegamento con il corpo palestra, in corrispondenza del piano terra, (vedi comb. 24, 23) per la presenza di elementi murari di dimensioni ridotte che delimitano aperture che non si possono chiudere con muratura portante per il rispetto dei parametri illuminanti/ventilanti e per non alterare i prospetti storici. Nell'altra direzione (direzione x), risultano più danneggiate le pareti indicate nelle sopra riportate comb. 15 e 12.

Progetto

Comb. 5)



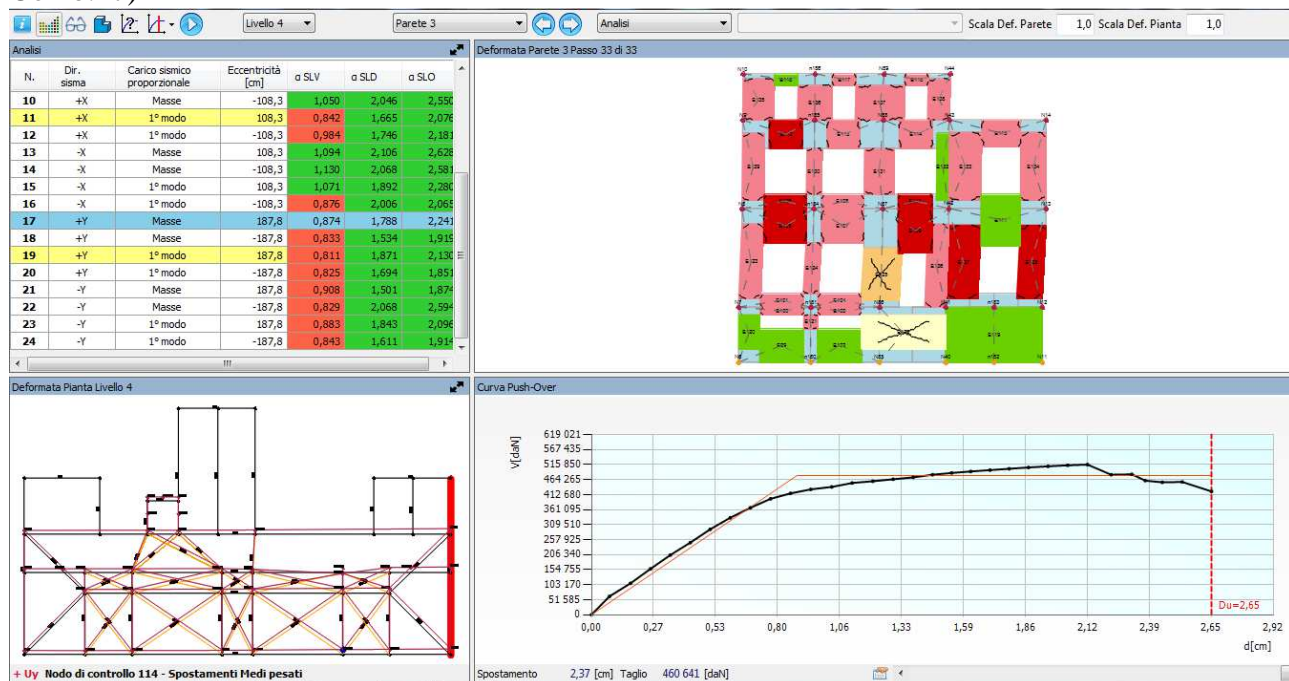
Comb. 5)



Comb. 13)



Comb.17)



Dalle analisi dei digrammi di progetto, si veda ad esempio la comb. 17 sopra riportata, l'inserimento del controvento in copertura, rende più uniforme la deformata dell'edificio nella direzione y (lato corpo), rispetto allo stato di fatto e di conseguenza una migliore distribuzione delle azioni sismiche tra i setti murari. Inoltre la cerchiatura delle aperture esistenti previste in progetto (vedi comb. 5 e 17), aumenta la resistenza complessiva della

struttura, aumentando gli step di calcolo poiché viene a mancare la penalizzazione degli elementi che si sono rinforzati.

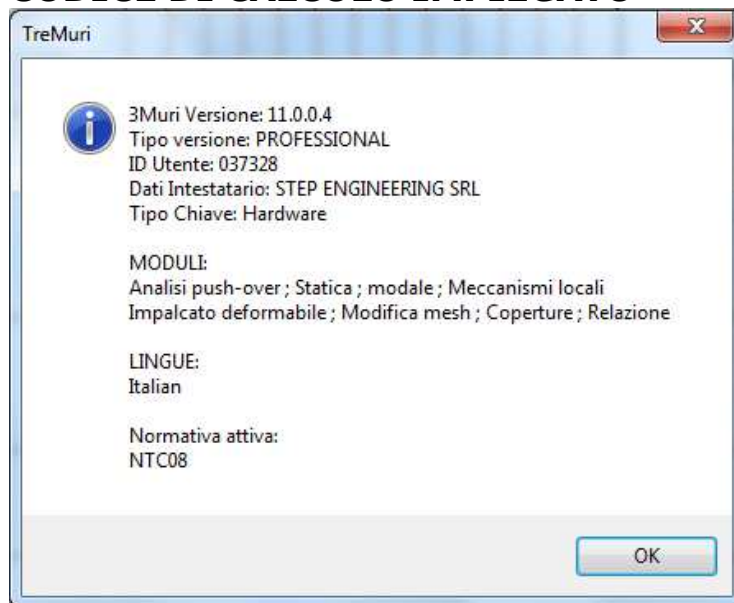
Legenda colori diagrammi



Si è eseguito l'analisi dei valori delle sollecitazioni e dei diagrammi delle deformazioni, dalla quale è risultato che questi sono compatibili con gli effetti derivanti dalle azioni sismiche e quindi corretti. **Per quanto sopra riportato, i risultati ottenuti sono accettabili.**

k) **caratteristiche e affidabilità del codice di calcolo:**

CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO



Il programma è stato testato dagli ideatori mediante numerose applicazioni su edifici colpiti da azioni sismiche, riscontrando un buon accordo tra i danneggiamenti e le rotture risultanti dalle analisi eseguite e quelle effettivamente conseguenti al sisma, pertanto si può ritenere che i risultati ottenibili dal programma siano affidabili.

l) **con riferimento alle strutture di fondazione:** sintesi delle massime pressioni attese, cedimenti e spostamenti assoluti/differenziali, distorsioni angolari, verifiche di stabilità terreno-fondazione eseguite:

Come già segnalato nei punti precedenti, nel presente progetto non sono previsti interventi sulle fondazioni esistenti, poiché, pur avendo che le pressioni trasmesse al terreno risultano piuttosto elevate, ma **non inusuali per edifici simili**, non sono presenti vistose lesioni sulle murature imputabili a cedimenti fondali, ne deriva che l'edificio si è assestato sotto gli attuali carichi esistenti.

Pertanto, per le fondazioni, attualmente non si ravvisano problemi di ordine statico, poiché il terreno si è consolidato e adeguato ai carichi presenti.

Si precisa che, comunque, le pressioni sul terreno dovute al sisma, risultano inferiori a quelle ottenute dal relativo calcolo allo SLV con i parametri e coefficienti previsti dalla normativa.

E' in previsione la realizzazione di un'unica nuova fondazione, in corrispondenza della nuova muratura armata del corpo aule, prevista in corrispondenza del giunto di separazione con il corpo palestra.

Per la nuova fondazione, le pressioni sul terreno danno luogo ad una risultante delle pressioni tali che risulta verificata la condizione $E_d \leq R_d$ per ogni stato limite considerato ($P_u=1.70$ kg/cmq., come riportato nella relazione geotecnica)

m) indicazione della categoria di intervento previsto e motivazione della scelta adottata.

L'intervento previsto rientra tra quelli configurabili come di miglioramento e deriva dal miglior rapporto costi/benefici in considerazione delle struttura in oggetto.

n) per la descrizione della struttura esistente e per gli interventi previsti in progetto, si veda quanto riportato al punto b).

o) per la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali si veda quanto riportato nel punto d).

p) per i risultati più significativi emersi dal confronto tra i livelli di sicurezza pre e post intervento, in condizioni statiche e sismiche si riportano di seguito il dettaglio delle verifiche sismiche e statiche.

Le strutture dell'edificio risultano idonee ai carichi verticali.

Per le azioni sismiche e per le murature soggette ai carichi verticali, di seguito si riportano i risultati riepilogativi ottenuti dalle analisi dello stato di fatto e di quello di progetto.

Corpo palestra stato di fatto Sismica

Verifica analisi														
N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	2,24	1,40	2,09	0,66	1,05	0,54	1,05	0,699	1,416	1,761
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	2,83	1,45	2,47	0,89	1,18	0,72	1,18	0,577	1,222	1,520
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	1,40	1,17	2,31	0,30	0,74	0,25	0,74	0,878	1,624	2,027
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	1,89	1,62	2,91	0,52	0,88	0,36	0,88	0,883	1,401	1,751
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	2,13	4,12	2,56	0,59	2,56	0,46	2,56	1,170	2,883	3,571
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	2,60	0,91	3,62	0,86	0,75	0,63	0,75	0,421	0,909	1,132
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	1,94	4,11	2,86	0,53	0,82	0,38	0,82	1,050	1,306	1,630
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	2,41	1,86	3,63	0,78	1,82	0,56	1,82	0,802	1,959	2,463
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	101,78	2,14	1,14	2,13	0,61	1,06	0,49	1,06	0,631	1,490	1,856
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-101,78	2,45	1,82	2,04	0,76	1,41	0,61	1,41	0,790	1,622	2,020
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	101,78	2,77	1,58	2,25	0,89	1,31	0,72	1,31	0,633	1,358	1,689
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-101,78	2,98	1,35	2,71	0,98	1,02	0,76	1,02	0,515	1,027	1,276
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	101,78	1,40	1,06	2,30	0,30	0,72	0,24	0,72	0,823	1,592	1,986
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-101,78	1,43	1,33	2,30	0,32	1,09	0,26	1,09	0,947	2,043	2,558
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	101,78	1,87	2,12	2,83	0,50	1,02	0,36	1,02	1,059	1,573	1,968
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-101,78	1,69	0,97	2,69	0,42	0,97	0,31	0,97	0,662	1,648	2,062
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	179,55	2,09	4,25	2,51	0,57	0,83	0,45	0,83	1,195	1,256	1,563
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-179,55	2,29	3,83	2,62	0,66	2,87	0,51	2,87	1,147	2,825	3,500
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	179,55	3,98	5,59	3,17	1,50	3,00	1,18	3,00	0,946	1,904	2,390
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-179,55	2,87	5,45	3,41	0,97	4,68	0,72	4,68	0,880	2,169	2,687
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	179,55	1,92	3,68	2,83	0,52	1,37	0,37	1,37	1,062	1,909	2,394
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-179,55	1,87	4,51	2,96	0,52	3,84	0,35	3,84	1,013	2,497	3,093
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	179,55	2,85	0,76	4,46	1,00	0,68	0,75	0,68	0,325	0,737	0,919
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-179,55	2,95	0,74	4,54	1,04	0,75	0,79	0,75	0,307	0,768	0,958

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Piano-Soil

Esci

Legenda colori

Verificato Non verificato Non converge a p.p. Analisi più gravosa

Corpo palestra progetto Sismica

Verifica analisi

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	0,86	1,14	1,33	0,23	0,99	0,19	0,99	1,163	2,667	3,326
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	1,21	1,03	1,94	0,26	0,73	0,21	0,73	0,903	1,823	2,274
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	0,94	1,27	1,51	0,23	0,69	0,18	0,69	1,196	2,111	2,629
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	1,24	1,10	2,11	0,26	0,56	0,21	0,56	0,919	1,532	1,908
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	0,34	1,43	0,38	0,14	1,21	0,11	1,21	3,319	7,502	9,321
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	0,44	1,33	0,55	0,18	1,08	0,14	1,08	2,429	5,300	6,588
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	0,32	0,89	0,42	0,13	0,85	0,11	0,85	2,520	6,108	7,575
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	0,43	0,79	0,63	0,17	0,79	0,14	0,79	1,720	4,229	5,248
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	101,78	0,81	1,42	1,22	0,25	1,25	0,20	1,25	1,346	3,102	3,873
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-101,78	0,96	1,05	1,54	0,23	0,74	0,18	0,74	1,054	2,162	2,694
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	101,78	1,13	1,12	1,74	0,26	0,88	0,21	0,88	0,992	2,129	2,657
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-101,78	1,29	1,04	2,20	0,26	0,57	0,21	0,57	0,861	1,504	1,874
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	101,78	0,91	1,37	1,48	0,22	0,63	0,18	0,63	1,274	2,054	2,555
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-101,78	0,97	1,06	1,56	0,23	1,06	0,18	1,06	1,054	2,621	3,276
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	101,78	1,21	1,16	2,05	0,25	0,73	0,20	0,73	0,971	1,809	2,258
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-101,78	1,28	0,95	2,22	0,26	0,56	0,21	0,56	0,819	1,485	1,850
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	179,55	0,36	2,52	0,38	0,15	1,77	0,12	1,77	4,569	9,038	11,268
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-179,55	0,33	1,34	0,41	0,13	1,03	0,11	1,03	3,130	6,746	8,375
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	179,55	0,46	1,52	0,50	0,19	1,24	0,15	1,24	2,662	5,815	7,227
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-179,55	0,44	1,31	0,56	0,18	1,00	0,14	1,00	2,368	4,990	6,198
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	179,55	0,33	1,00	0,39	0,14	1,03	0,11	1,03	2,741	6,846	8,497
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-179,55	0,31	0,77	0,46	0,13	0,76	0,10	0,76	2,295	5,608	6,955
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	179,55	0,44	0,91	0,55	0,18	0,92	0,15	0,92	1,927	4,790	5,943
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-179,55	0,40	0,73	0,64	0,16	0,69	0,13	0,69	1,691	4,043	5,014

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancela analisi

Piano-Soli

Esci

Legenda colori

Verificato Non verificato Non converge a p.p. Analisi più gravosa

Corpo palestra Statica murature stato di fatto

Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max
2	6	2,31	18,00
1	5	1,18	18,00
8	2	0,83	16,80
3	14	2,17	18,00
5	12	1,02	18,00
4	11	3,07	18,00
6	10	2,60	18,00
7	0	0,48	18,00
9	0	0,36	16,18
10	0	0,03	10,04

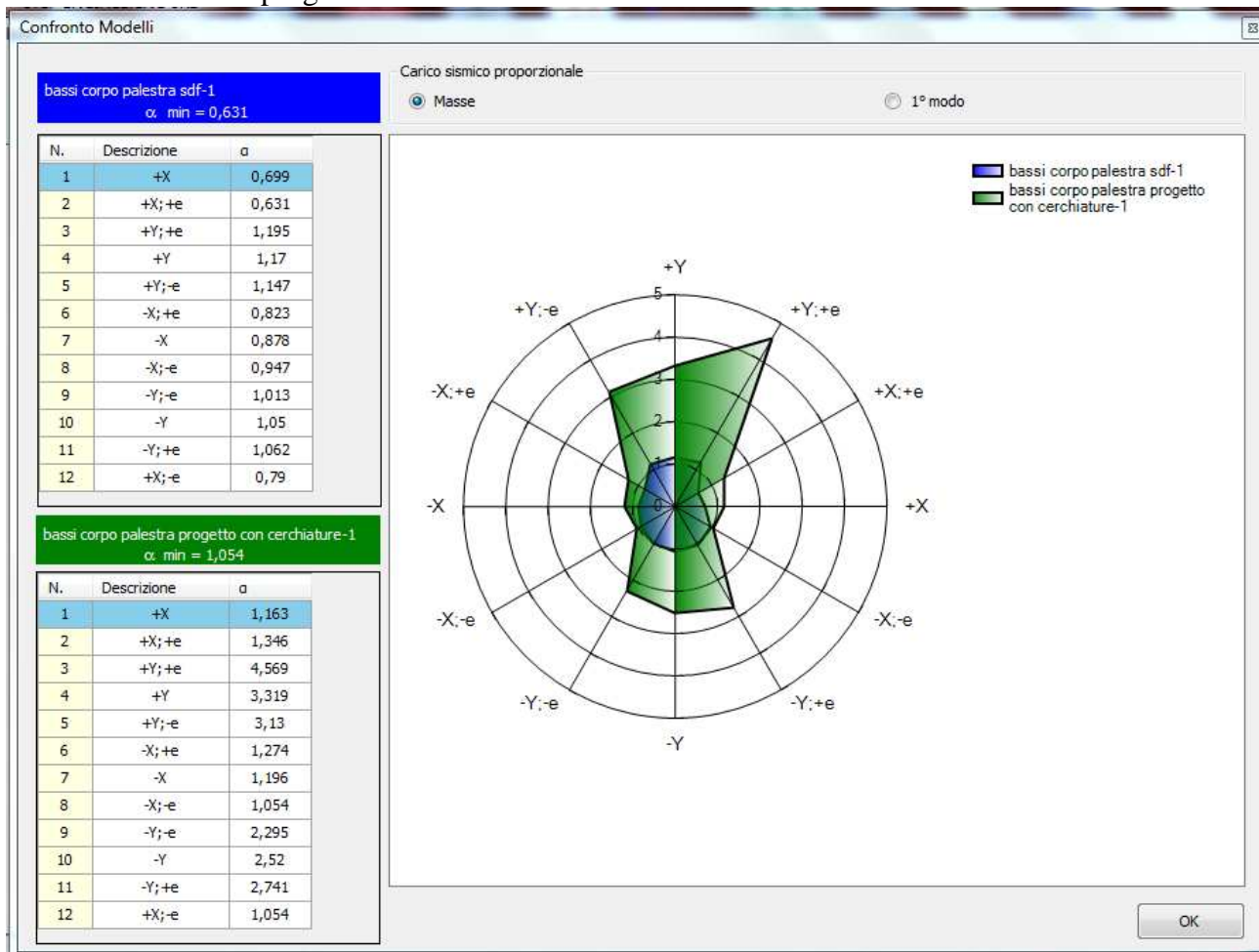
Corpo palestra Statica murature progetto

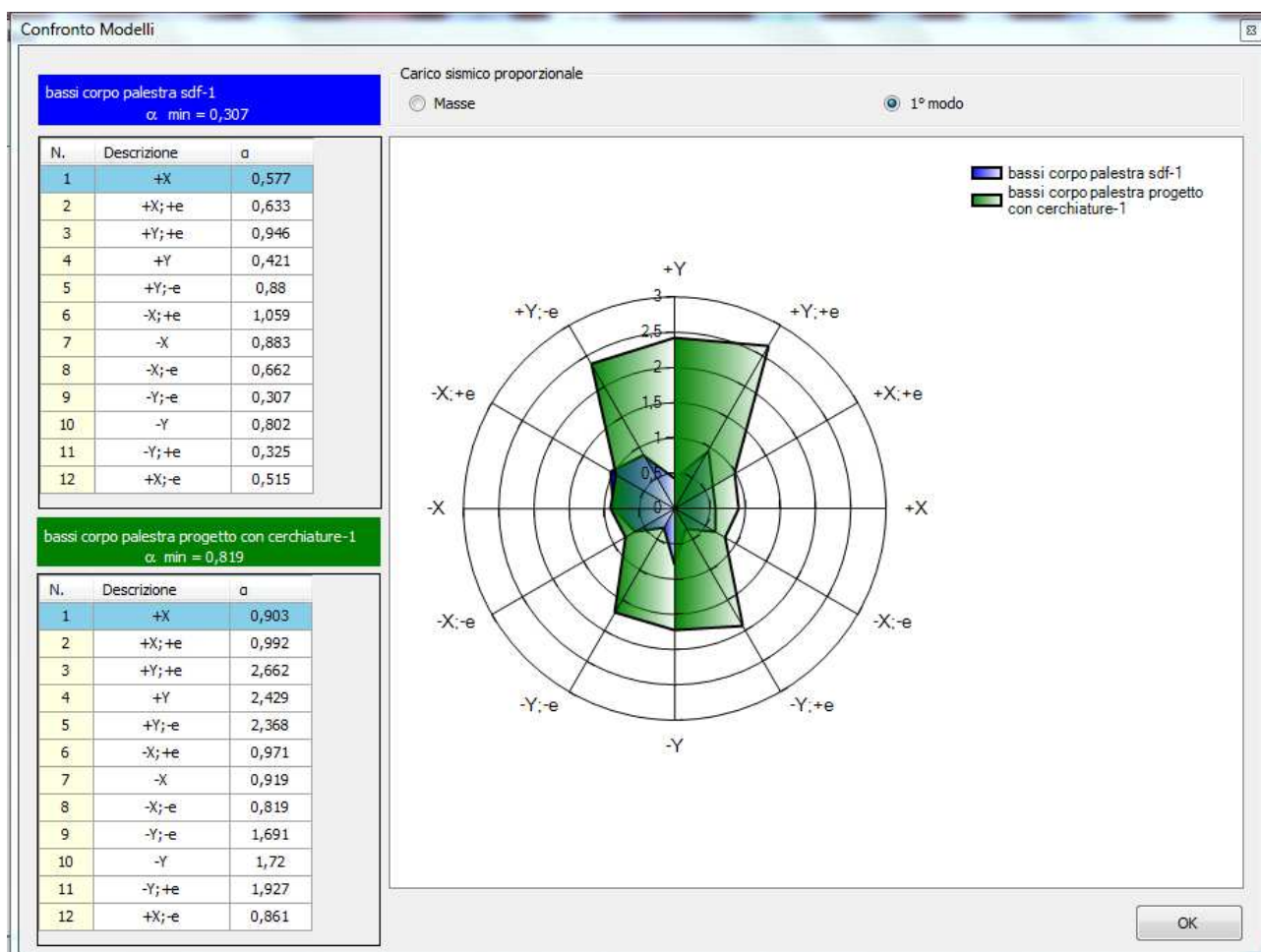
pianta			
Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max
3	8	0,76	18,00
6	7	0,94	18,00
2	5	0,56	18,00
1	5	0,60	18,00
8	2	0,62	16,80
4	12	0,70	18,00
5	10	0,95	18,00
7	0	0,41	18,00
9	0	0,38	16,18
10	0	0,03	10,04

Diagramma confronto complessivo strutture analizzate

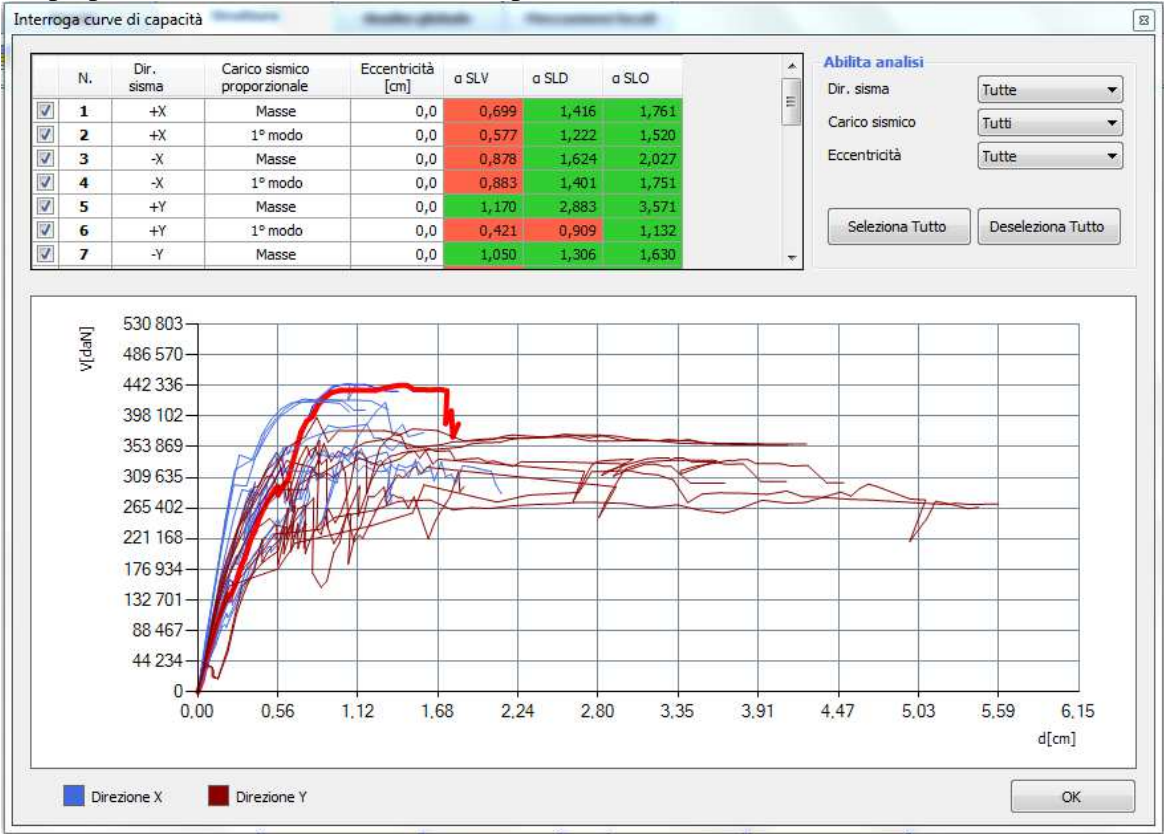
In blu struttura stato di fatto

In verde struttura di progetto

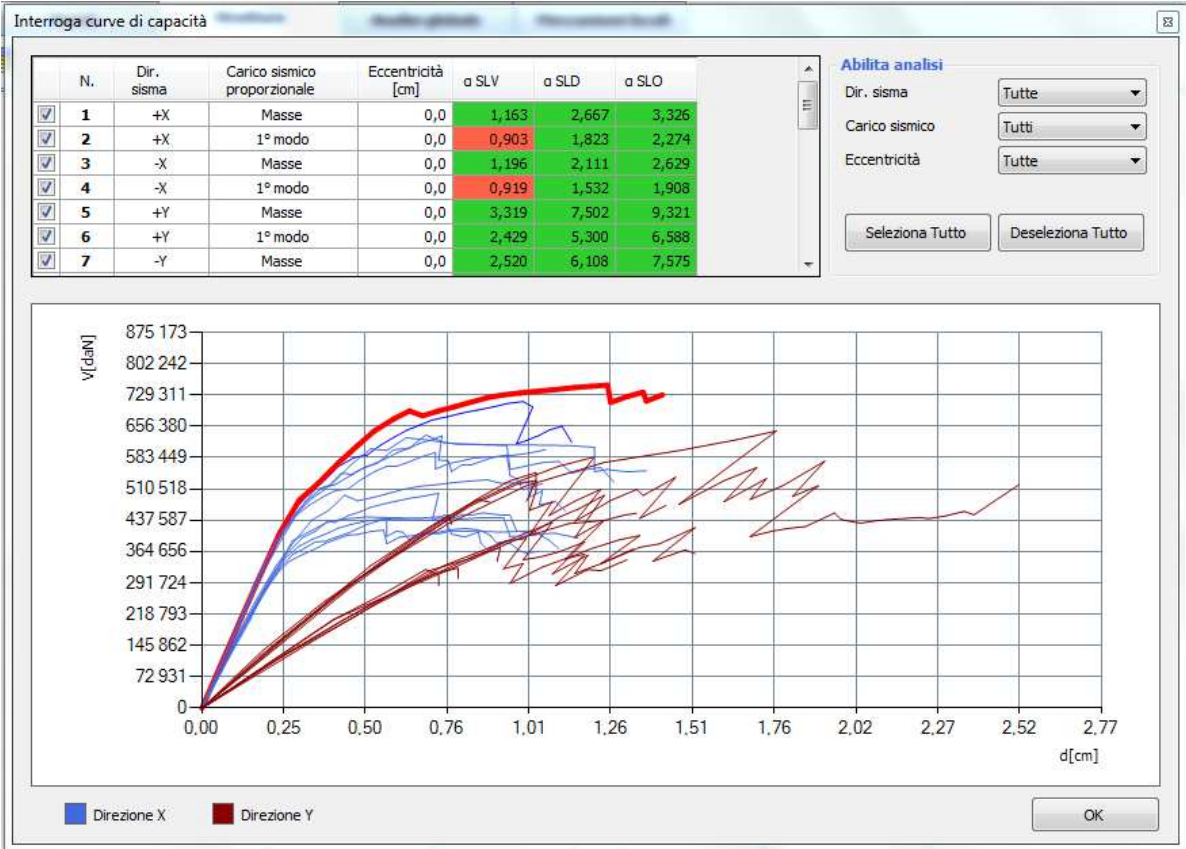




Corpo palestra stato di fatto Curve di capacità



Corpo palestra progetto Curve di capacità



Corpo aule stato di fatto Sismica

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	2,81	2,09	2,50	0,90	1,79	0,72	1,79	0,778	1,700	2,125
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	3,44	2,35	3,29	1,25	1,66	0,97	1,66	0,702	1,282	1,604
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	2,75	2,27	2,67	0,89	1,51	0,69	1,51	0,847	1,501	1,876
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	3,43	2,44	3,46	1,25	1,67	0,97	1,67	0,729	1,291	1,616
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	3,07	2,25	2,71	1,04	1,87	0,81	1,87	0,761	1,618	2,024
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	3,76	3,47	3,47	1,41	3,26	1,10	3,26	0,865	2,132	2,640
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	3,17	1,71	3,01	1,10	1,71	0,84	1,71	0,579	1,440	1,802
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	3,84	2,48	3,68	1,45	1,99	1,14	1,99	0,661	1,337	1,675
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	108,30	2,75	1,69	2,39	0,88	1,69	0,71	1,69	0,666	1,654	2,066
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-108,30	2,88	1,88	2,41	0,94	1,70	0,76	1,70	0,693	1,586	1,981
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	108,30	3,34	2,34	3,31	1,20	1,75	0,93	1,75	0,720	1,385	1,734
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-108,30	3,56	2,44	3,26	1,31	1,66	1,02	1,66	0,704	1,237	1,546
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	108,30	2,64	2,30	2,74	0,84	1,51	0,65	1,51	0,887	1,553	1,942
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-108,30	2,89	2,28	2,54	0,95	1,60	0,76	1,60	0,813	1,501	1,874
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	108,30	3,29	2,44	3,49	1,18	1,67	0,91	1,67	0,758	1,349	1,689
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-108,30	3,58	2,66	3,44	1,32	1,78	1,03	1,78	0,756	1,304	1,632
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	187,80	3,29	2,48	2,76	1,15	1,97	0,90	1,97	0,774	1,575	1,971
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-187,80	3,53	1,66	2,67	1,27	1,66	1,01	1,66	0,507	1,256	1,566
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	187,80	4,03	2,85	3,50	1,55	2,69	1,22	1,87	0,717	1,695	1,494
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-187,80	4,25	1,85	3,61	1,66	1,85	1,32	1,85	0,447	1,112	1,389
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	187,80	3,10	2,20	2,96	1,07	1,56	0,81	1,56	0,738	1,363	1,704
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-187,80	3,22	0,82	3,34	1,14	0,82	0,87	0,82	0,313	0,773	0,959
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	187,80	3,79	2,44	3,63	1,43	1,94	1,12	1,94	0,660	1,326	1,661
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-187,80	3,45	0,83	4,16	1,40	0,83	1,13	0,83	0,240	0,592	0,734

Legenda colori

■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Piano-Soil

Esci

Corpo aule progetto Sismica

N.	Inserisci in relazione	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	Dmax SLD [cm]	Du SLD [cm]	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	a SLV	a SLD	a SLO
1	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	0,00	2,26	2,48	1,71	0,75	1,77	0,60	1,77	1,076	2,049	2,555
2	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	0,00	2,91	2,82	2,19	1,00	2,50	0,80	2,50	0,971	2,180	2,730
3	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	0,00	2,16	2,53	1,75	0,70	1,75	0,56	1,75	1,131	2,113	2,637
4	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	0,00	2,86	2,64	2,28	0,96	2,42	0,78	1,99	0,932	2,153	2,275
5	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	0,00	3,13	2,56	2,76	1,08	2,17	0,84	2,17	0,835	1,801	2,257
6	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	0,00	3,85	3,62	3,61	1,46	2,84	1,15	2,47	0,831	1,871	2,053
7	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	0,00	2,67	2,32	2,60	0,85	2,05	0,67	2,05	0,886	1,984	2,486
8	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	0,00	3,45	3,28	3,19	1,25	2,48	0,97	2,13	0,941	1,838	2,009
9	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	108,30	2,09	2,27	1,77	0,66	1,54	0,53	1,54	1,065	1,971	2,457
10	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	Masse	-108,30	2,38	2,53	1,67	0,81	1,86	0,65	1,86	1,050	2,046	2,550
11	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	108,30	2,98	2,45	2,12	1,04	1,88	0,84	1,88	0,842	1,665	2,076
12	<input checked="" type="checkbox"/>	+X	1° modo	-108,30	3,14	3,09	2,21	1,11	2,11	0,90	2,11	0,984	1,746	2,181
13	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	108,30	2,19	2,45	1,73	0,71	1,77	0,57	1,77	1,094	2,106	2,628
14	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	Masse	-108,30	2,28	2,65	1,75	0,75	1,81	0,60	1,81	1,130	2,068	2,581
15	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	108,30	2,85	3,08	2,32	0,95	2,08	0,77	1,99	1,071	1,892	2,280
16	<input checked="" type="checkbox"/>	-X	1° modo	-108,30	3,12	2,69	2,31	1,09	2,45	0,88	1,97	0,876	2,006	2,065
17	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	187,80	3,08	2,65	2,84	1,06	2,12	0,82	2,12	0,874	1,788	2,241
18	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	Masse	-187,80	3,23	2,64	2,88	1,14	1,88	0,88	1,88	0,833	1,534	1,919
19	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	187,80	3,75	4,01	3,70	1,42	2,77	1,11	2,50	0,811	1,871	2,130
20	<input checked="" type="checkbox"/>	+Y	1° modo	-187,80	3,98	3,46	3,64	1,53	2,66	1,21	2,31	0,825	1,694	1,851
21	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	187,80	2,61	2,34	2,60	0,82	1,42	0,65	1,42	0,908	1,501	1,874
22	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	Masse	-187,80	2,72	2,20	2,70	0,88	2,20	0,68	2,20	0,829	2,068	2,594
23	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	187,80	3,27	2,86	3,29	1,17	2,35	0,90	2,11	0,883	1,843	2,096
24	<input checked="" type="checkbox"/>	-Y	1° modo	-187,80	3,43	2,86	3,30	1,25	2,14	0,97	2,02	0,843	1,611	1,914

Legenda colori

■ Verificato ■ Non verificato ■ Non converge a p.p. ■ Analisi più gravosa

Visualizza dettagli

Inserisci tutto in relazione

Cancella analisi

Piano-Soil

Esci

Carichi verticali murature corpo aule stato di fatto

pianta			
Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max
11	9	1,75	18,00
2	8	1,48	12,00
10	4	1,01	18,00
7	2	1,04	12,00
6	2	1,06	18,00
13	11	1,80	18,00
5	1	0,81	18,00
18	1	0,75	18,00
4	1	1,29	12,00
14	1	1,01	18,00
12	1	0,93	18,00
8	0	0,44	12,00
9	0	1,00	10,96
15	0	0,78	18,00
16	0	0,42	18,15
17	0	0,64	18,15
3	0	0,89	18,00

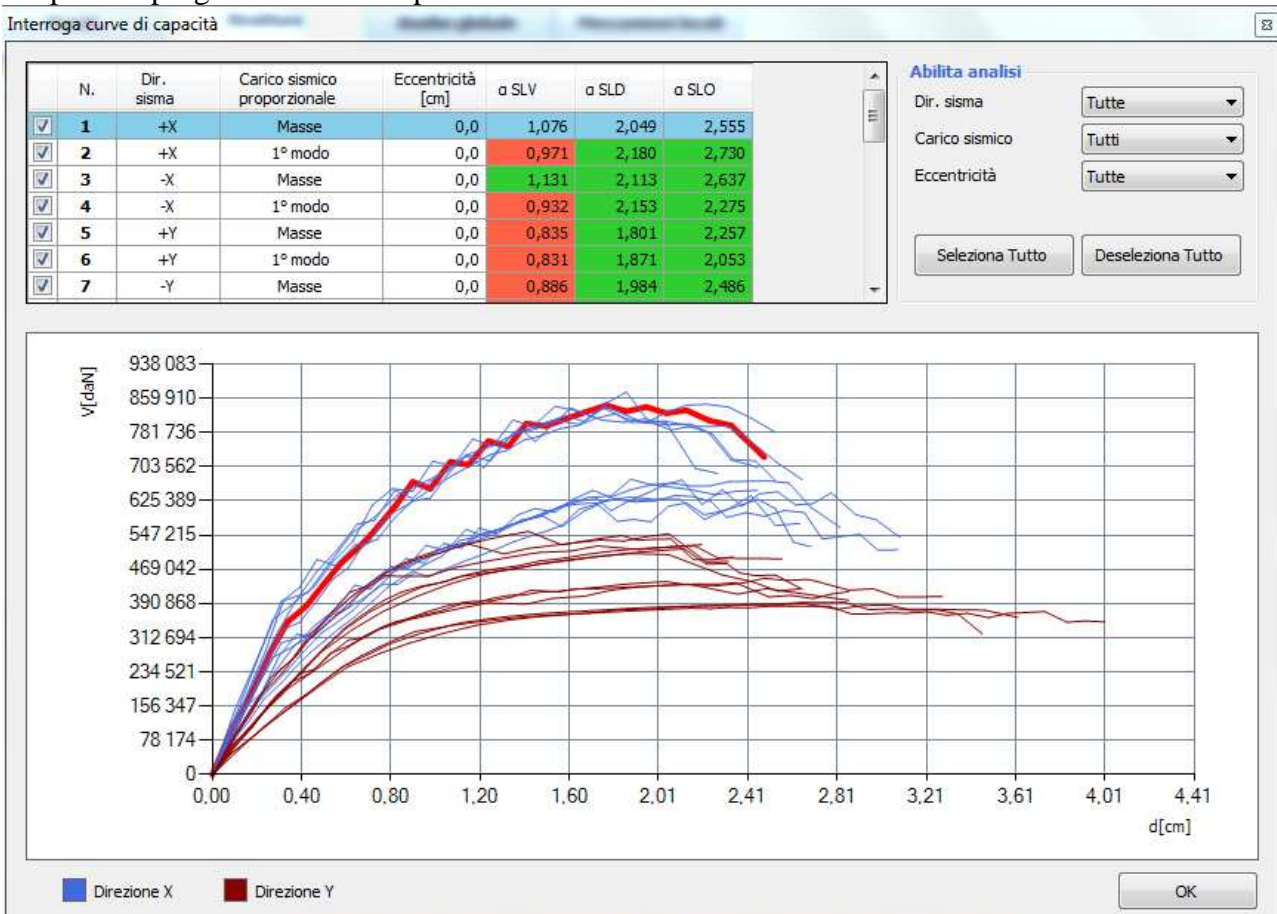
Carichi verticali murature corpo aule progetto

pianta			
Parete	Maschi rotti	Nd/Nr Max	h0/t Max
11	8	0,95	18,00
15	2	1,00	18,00
9	2	0,88	10,96
10	2	0,26	18,00
20	1	0,78	18,00
6	1	0,96	18,00
7	1	0,97	12,00
12	1	0,53	18,00
5	0	0,84	18,00
4	0	0,44	12,00
3	0	0,84	18,00
8	0	0,39	12,00
2	0	1,00	12,00
16	0	0,72	18,00
17	0	0,49	18,00
18	0	0,47	18,15
19	0	0,66	18,15
1	0	0,50	16,80

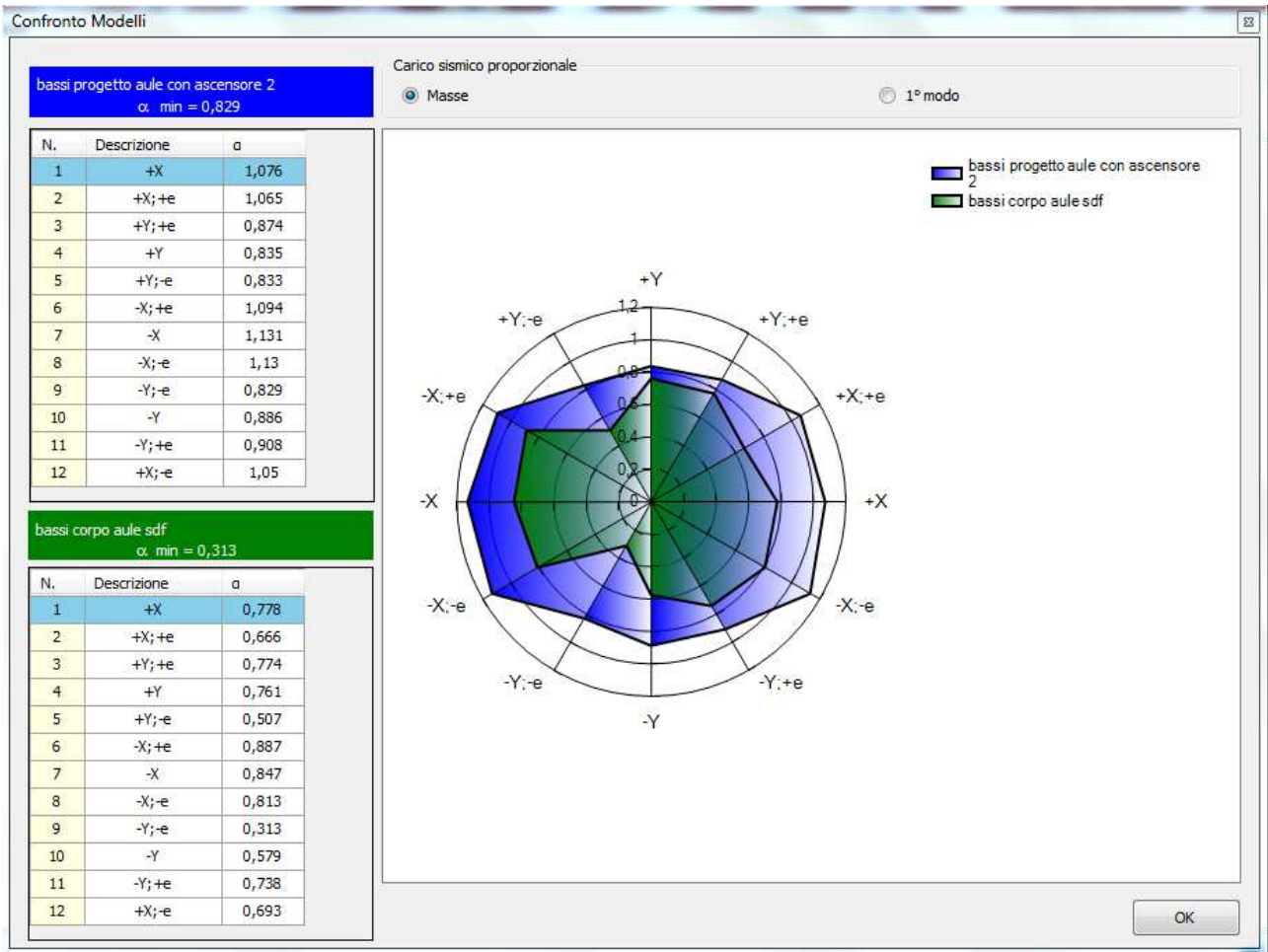
Corpo aule stato di fatto Curve di capacità

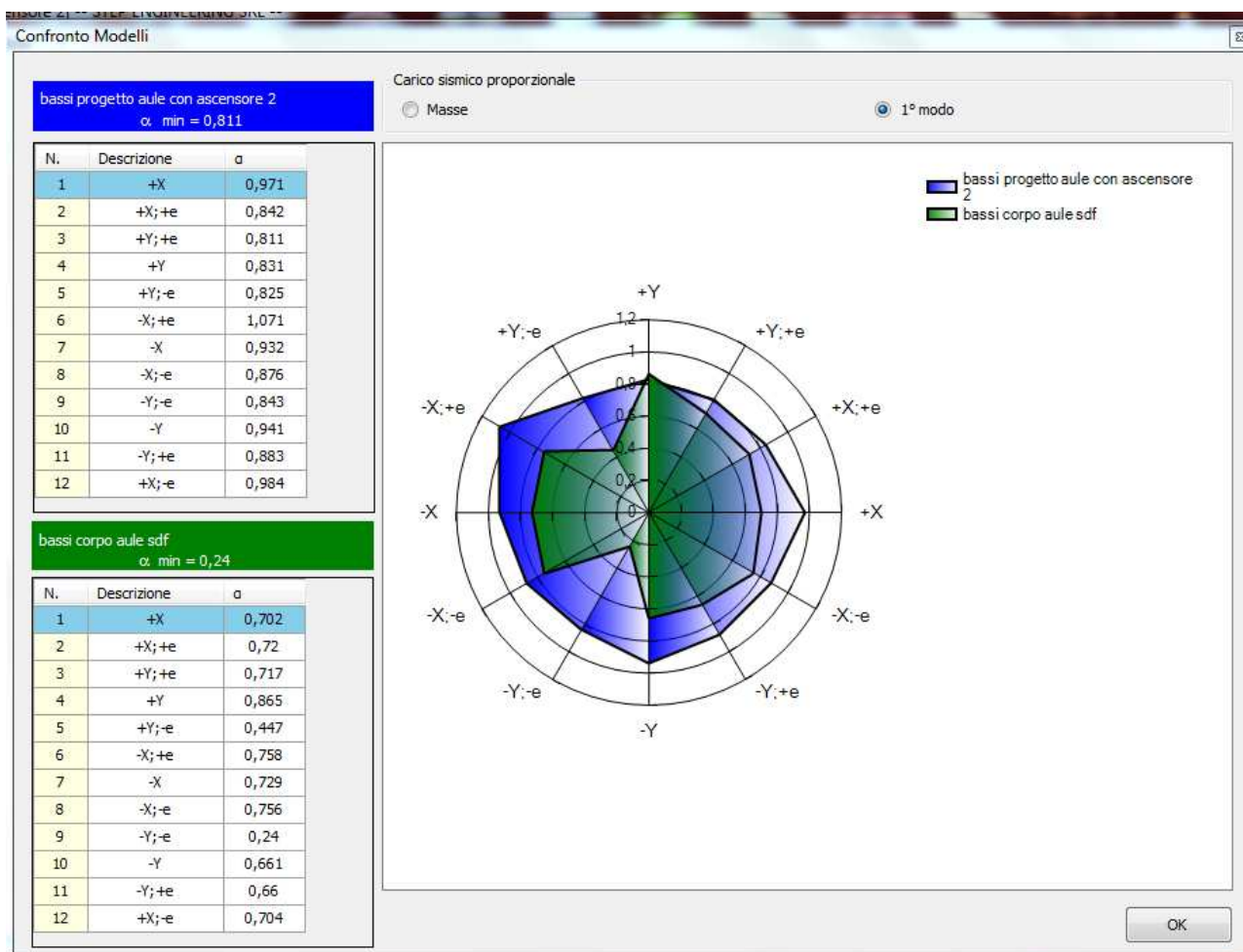


Corpo aule progetto Curve di capacità



Corpo aule diagramma confronto complessivo strutture analizzate
 In blu struttura di progetto
 In verde struttura stato di fatto





Dalle analisi dei risultati sopra riportati si ha per il corpo palestra che da un valore di PGA per la quale si raggiunge lo SLU, nella combinazione più sfavorevole (direzione y, combinazione 24 con eccentricità negativa), valori prossimi a 0.58 m/sec². corrispondente al 31% di quelli di progetto mediamente previsti dalle citate norme per le nuove costruzioni, si passa ad un valore minimo di PGA pari all' 82 % (comb. 16 dir. x) di quella prevista per le nuove costruzioni per il sito in oggetto.

Anche per il corpo aule si ha un netto miglioramento, passando da un valore minimo, per il quale si raggiunge lo SLU, della PGA pari al 24% (comb. 24 dir. y) di quella prevista per le nuove costruzioni ad un valore pari all'81% (comb.19 dir. y).

Pertanto, considerando le condizioni più gravose, sotto le azioni sismiche, con gli interventi previsti nel presente progetto, si aumenta la resistenza dell'edificio di circa 2.64 volte per il corpo palestra e di circa 3.3 volte per il corpo aule.

Per le murature soggette alle azioni verticali, si ha un aumento della resistenza delle stesse, poiché risultano verificati i 22 maschi murari che non risultano verificati nello stato di fatto, (si vedano a tal proposito le precisazioni riportate nelle relative relazioni di calcolo).

Infine, anche per i **meccanismi locali** si ha un netto miglioramento come di seguito riportato e come meglio indicato nelle relazioni di calcolo.

corpo aule **stato di fatto**

Si hanno valori minimi di PGA che attivano i meccanismi di ribaltamento pari a circa il 25% di quella prevista per le nuove costruzioni, per le pareti di seguito riportate:

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,116
a*0 [m/s2]	1,02
a*0-min(SLV) [m/s2]	3,71
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,28
Verifica superata	No

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

a*₀ 1,02 [m/s2]

<

a*_{0-min} 1,34 [m/s2]

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(0)}{q}$$

[C8A.4.9]

Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

a*₀ 1,02 [m/s2]

<

a*_{0-min} 3,71 [m/s2]

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

[C8A.4.10]

Moltiplicatore attivazione (a0)

0,116

OK

?

Livello attivo 4

Parete9

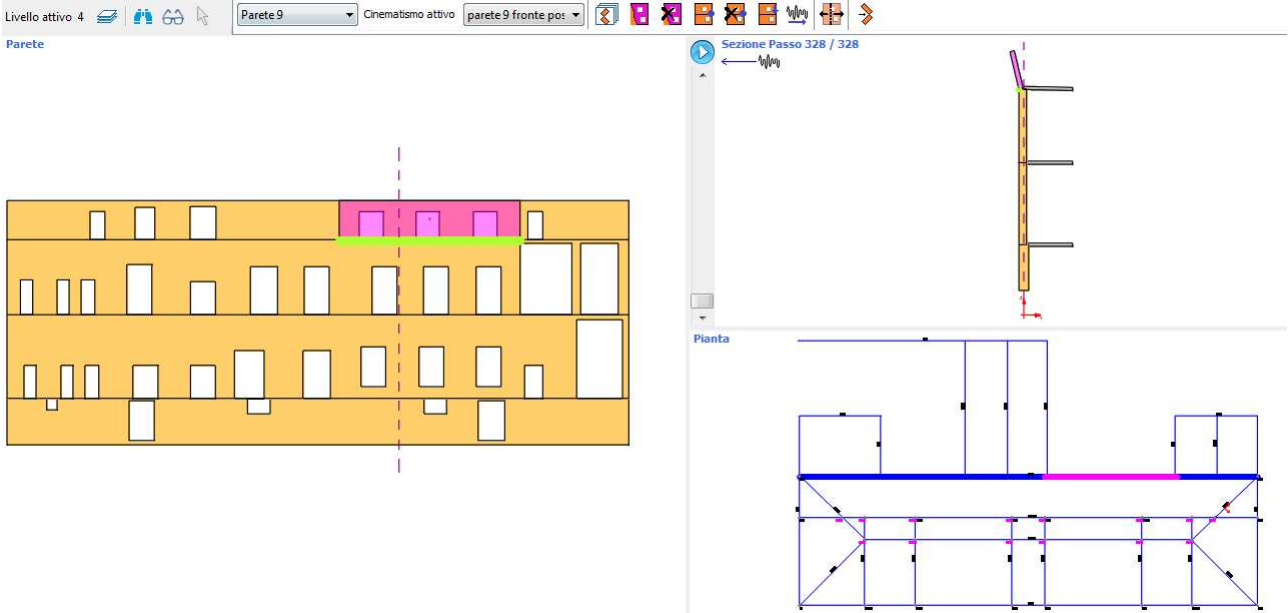
Cinematismo attivo

parete 9 fronte pos.

Parete

Sezione Passo 328 / 328

Pianta



Moltiplicatore attivazione (a0)	0,109
a*0 [m/s2]	0,95
a*0-min(SLV) [m/s2]	3,71
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,26
Verifica superata	No

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra
La verifica **NON** è soddisfatta

a^*_0 0,95 [m/s²] < a^*_{0-min} 1,34 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q} \quad [C8A.4.9]$$

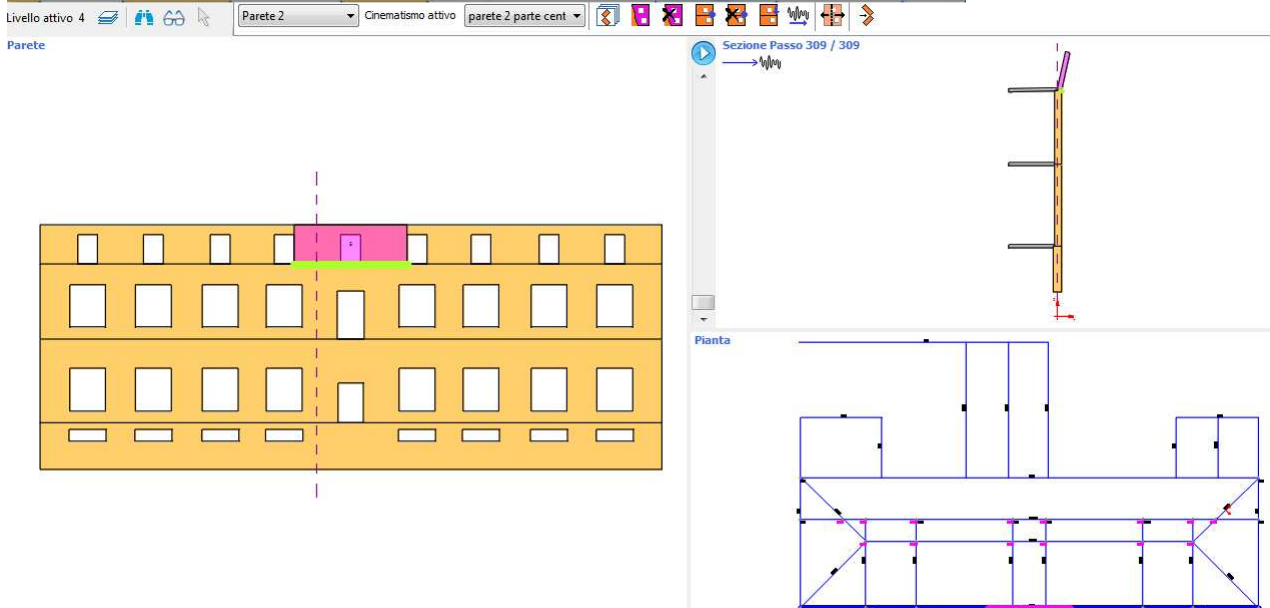
Vincolo in quota
La verifica **NON** è soddisfatta

a^*_0 0,95 [m/s²] < a^*_{0-min} 3,71 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,109

OK ?



Stato di progetto

Si hanno valori minimi di PGA di attivazione dei meccanismi pari alla PGA valida per le nuove costruzioni per il sito in oggetto, come, ad esempio per le pareti di seguito riportate.

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,569
a^*_0 [m/s ²]	4,92
a^*_{0-min} (SLV) [m/s ²]	3,71
Coefficiente sicurezza (SLV)	1,33
Verifica superata	Sì

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra
La verifica **è** soddisfatta

a^*_0 4,92 [m/s²] \geq a^*_{0-min} 1,34 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Vincolo in quota
La verifica **è** soddisfatta

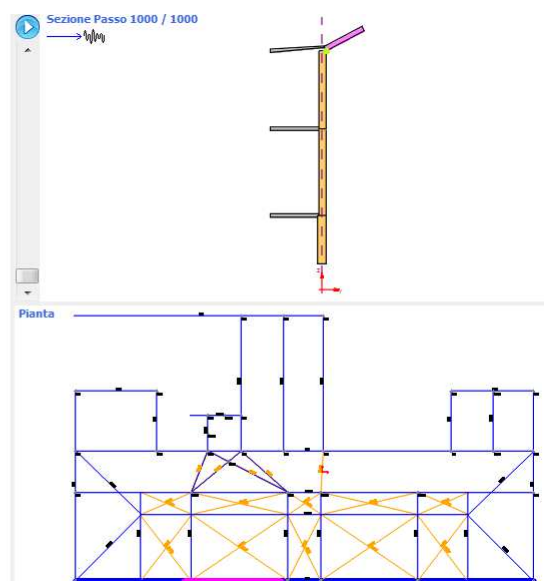
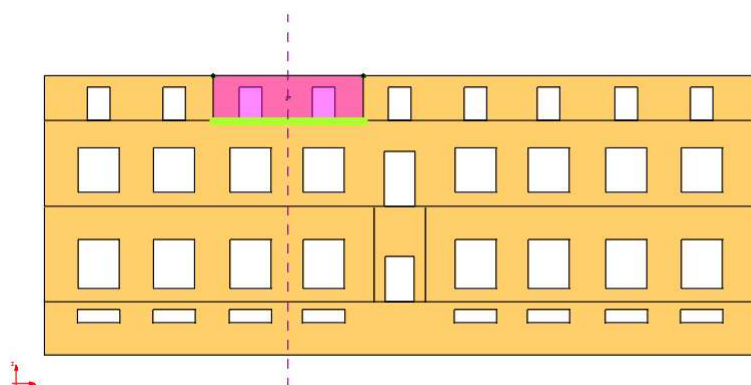
a^*_0 4,92 [m/s²] \geq a^*_{0-min} 3,71 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,569

OK ?

Parete



Moltiplicatore attivazione (a0)	0,533
a*0 [m/s2]	4,65
a*0-min(SLV) [m/s2]	3,71
Coefficiente sicurezza (SLV)	1,25
Verifica superata	Si

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

a*₀ 4,65 [m/s2] >= a*_{0-min} 1,34 [m/s2]

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(0)}{q}$$
[C8A.4.9]

Vincolo in quota

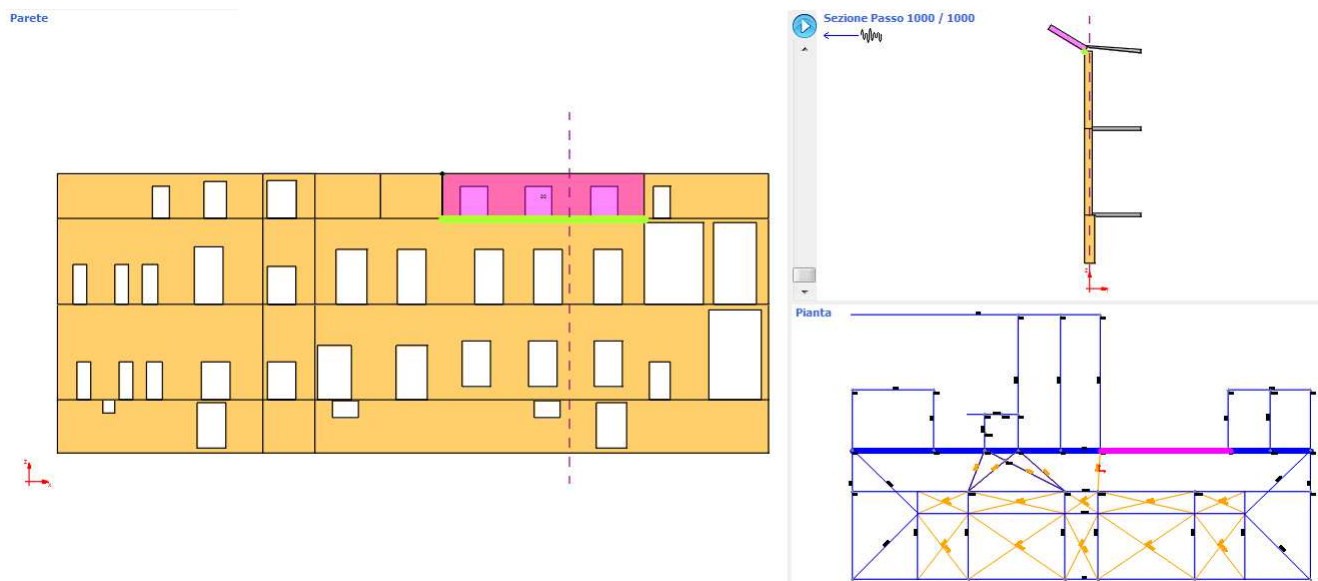
La verifica è soddisfatta

a*₀ 4,65 [m/s2] >= a*_{0-min} 3,71 [m/s2]

$$a_{0-min}^* = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$
[C8A.4.10]

Moltiplicatore attivazione (a0) 0,533

OK ?

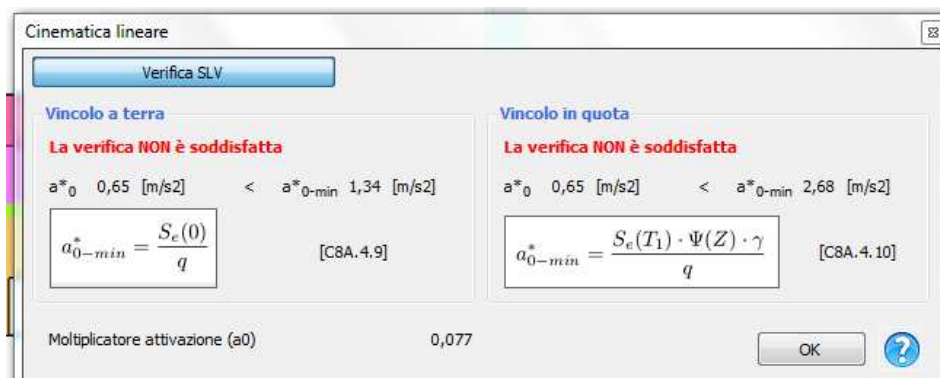


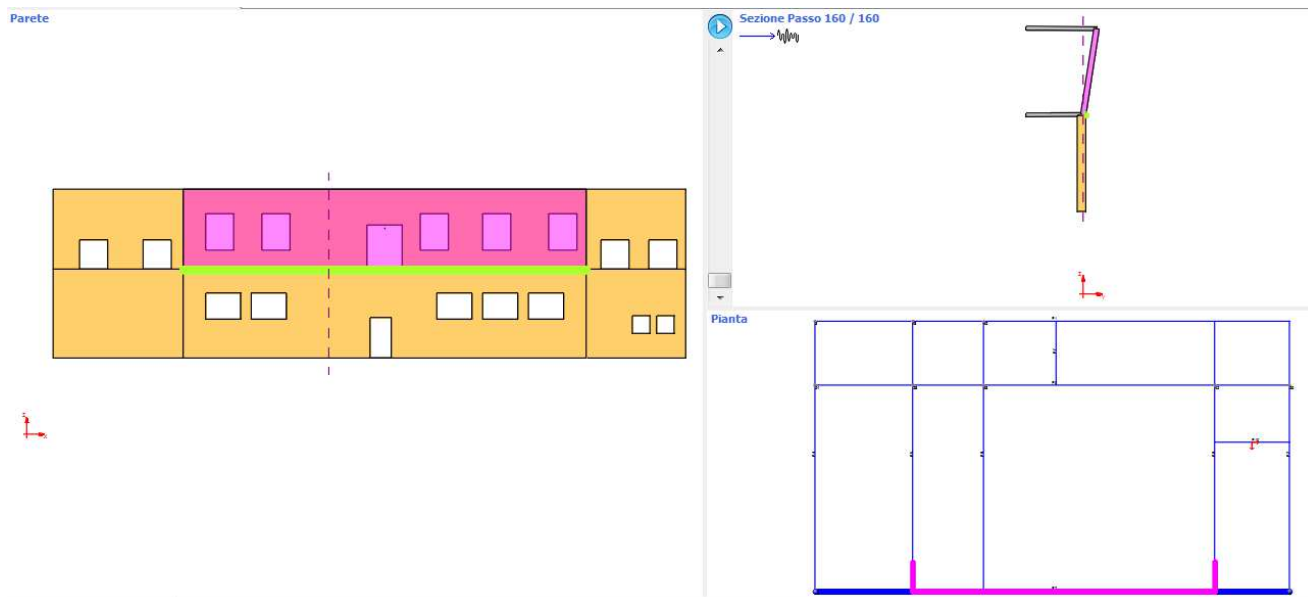
Corpo palestra

Stato di fatto

Si hanno valori minimi di PGA che attivano i meccanismi di ribaltamento di circa il 25% di quella prevista per le nuove costruzioni, per le pareti di seguito riportate:

Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,077
a^*_0 [m/s ²]	0,65
a^*_{0-min} (SLV) [m/s ²]	2,68
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,24
Verifica superata	No





Moltiplicatore attivazione (a_0)	0,081
a^*_0 [m/s ²]	0,70
$a^*_{0-min}(SLV)$ [m/s ²]	2,68
Coefficiente sicurezza (SLV)	0,26
Verifica superata	No

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica NON è soddisfatta

a^*_0 0,70 [m/s²] < a^*_{0-min} 1,34 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q} \quad [C8A.4.9]$$

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,081

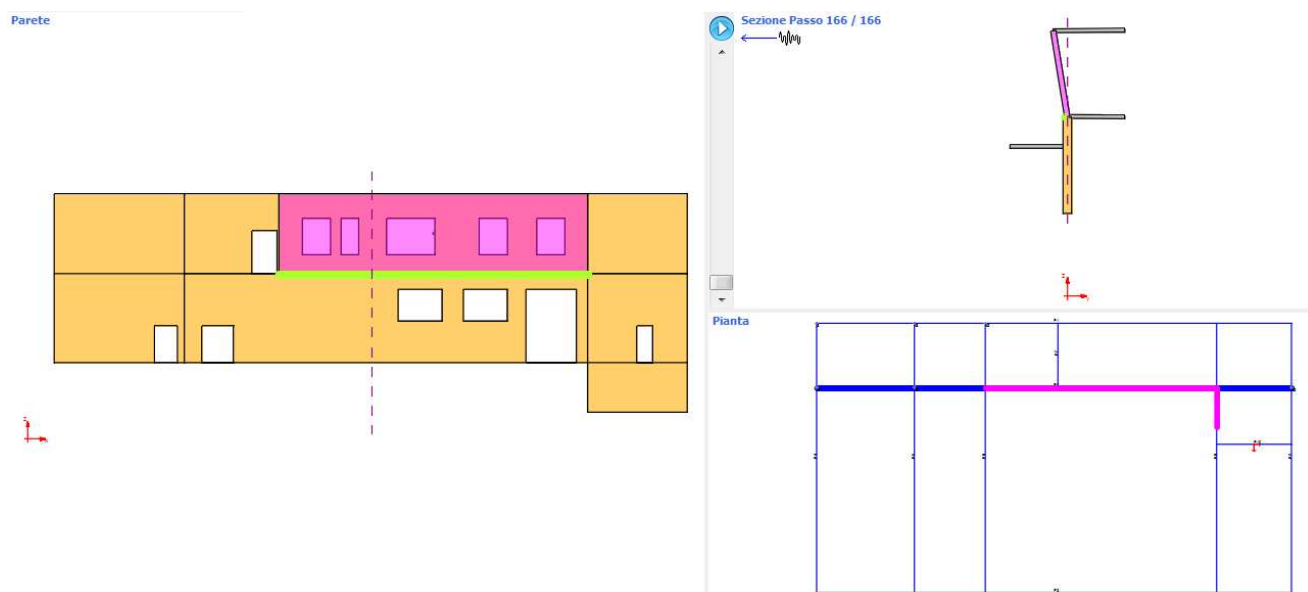
Vincolo in quota

La verifica NON è soddisfatta

a^*_0 0,70 [m/s²] < a^*_{0-min} 2,68 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad [C8A.4.10]$$

OK ?



Stato di progetto

Si hanno valori minimi di PGA di attivazione dei meccanismi pari alla PGA valida per le nuove costruzioni per il sito in oggetto, come, ad esempio per le pareti di seguito riportate.

Moltiplicatore attivazione (a0)	0,321
a*0 [m/s2]	2,73
a*0-min(SLV) [m/s2]	2,68
Coefficiente sicurezza (SLV)	1,02
Verifica superata	Si

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

a^*_0 2,73 [m/s2]

\geq

a^*_{0-min} 1,34 [m/s2]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q}$$

[C8A.4.9]

Vincolo in quota

La verifica è soddisfatta

a^*_0 2,73 [m/s2]

\geq

a^*_{0-min} 2,68 [m/s2]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

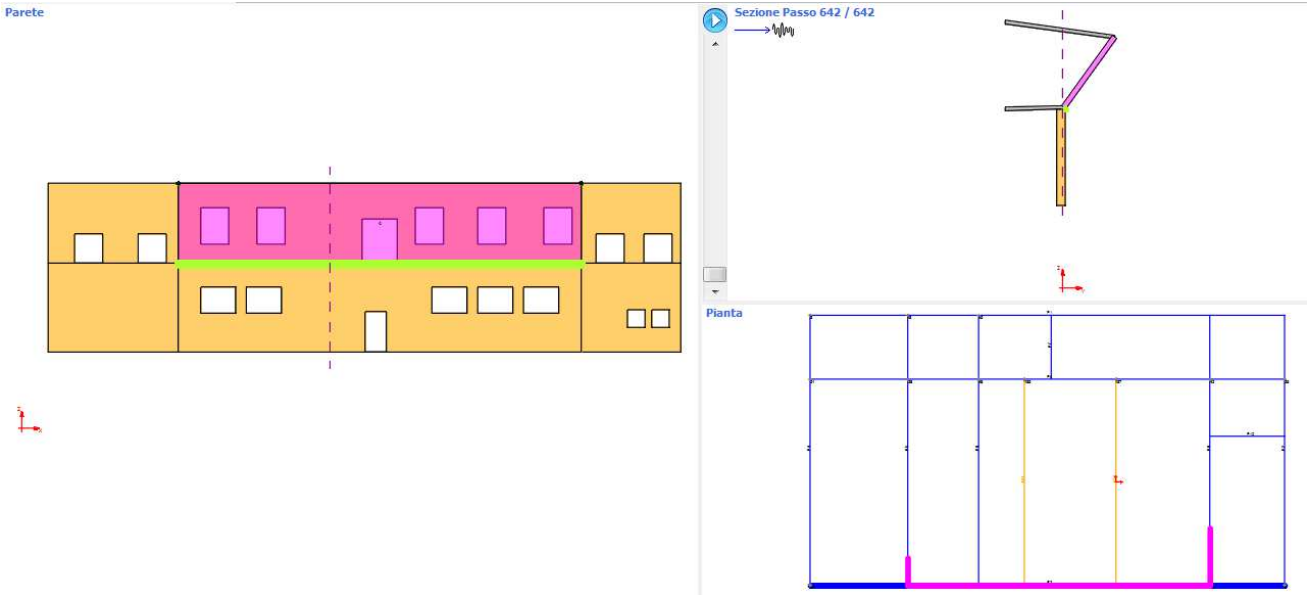
[C8A.4.10]

Moltiplicatore attivazione (a0)

0,321

OK

?



Moltiplicatore attivazione (a0)	0,323
a*0 [m/s2]	2,77
a*0-min(SLV) [m/s2]	2,68
Coefficiente sicurezza (SLV)	1,03
Verifica superata	Si

Cinematica lineare

Verifica SLV

Vincolo a terra

La verifica è soddisfatta

a^*_0 2,77 [m/s²] \geq a^*_{0-min} 1,34 [m/s²]

$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(0)}{q}$$
 [C8A.4.9]

Moltiplicatore attivazione (a_0) 0,323

Vincolo in quota

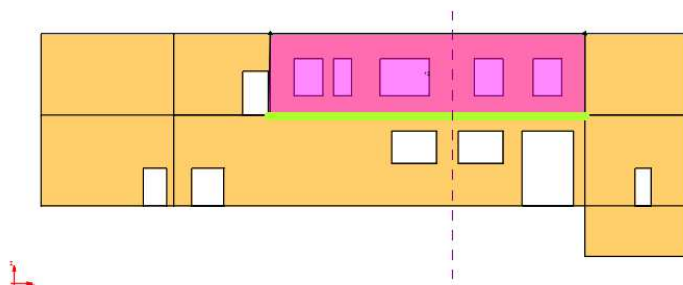
La verifica è soddisfatta

a^*_0 2,77 [m/s²] \geq a^*_{0-min} 2,68 [m/s²]

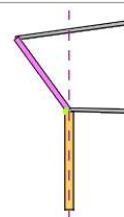
$$a^*_{0-min} = \frac{S_e(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$
 [C8A.4.10]

OK ?

Parete



Sezione Passo 639 / 639



Pianta

