



PROGETTO/Project

Lavori di adeguamento antisismico della scuola materna di
Botticino Mattina - Caduti delle Cave

Cat. Progetto Esecutivo

Ref. Arch. Adele Pellegrino

CIG 82337544BF

CUP G23H19000590005

PROGETTISTI/Designers

CAPOGRUPPO RTP



ProgettoB20 srl - Società di Ingegneria
Cap. Soc. € 30.000,00 i.v. - C.F. e P.IVA 04068290982
www.progettob20.it
Direttore Tecnico: Ing. Pietro Brianza

Sede legale:
25128 BRESCIA - via Bredina, 2c/d
t. +39 030 383398
REA BS - 585894



GRUPPO DI PROGETTAZIONE

PROGETTAZIONE GENERALE, CSP
INTEGRAZIONE PREST. SPECIALISTICHE
Pietro Brianza Ingegnere

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA
Marco Bigni Ingegnere

PROGETTAZIONE STRUTTURALE
Giovanna Riina Ingegnere

COLLABORATORI:
Michele Rossini Dott., Federica Garattini Grafico

MANDANTE RTP

COMPONENTE GEOLOGICA

Daniela Chiarini geologo
25128 BRESCIA - via G. Randaccio, 21

ELABORATO/Document

Relazione tecnica strutture

		ORDER	CATEGORY	SECTION	NUMBER	
Scale -		W20-174	P.E.	STR	B	
Rev.	N	SUBJECT		DATE	D	C
	00	Emissione ai fini della verifica		10/06/2022	G.R.	P.B.
	01	Emissione post verbale di contraddittorio		11/07/2022	G.R.	P.B.
File	Rif: 03 Doc B - Relazione tecnica strutture					



SOMMARIO

1. PREMESSA	2
2. RIFERIMENTI NORMATIVI	2
3. ANALISI STRUTTURALE	4
3.1. Premessa sullo Stato di Fatto	4
3.2. Stato di Fatto Generale	4
4. ANALISI STRUTTURALE	5
4.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	5
4.2. Indagini geologiche.....	5
4.3. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento	6
4.4. Azione Sismica	6
4.5. Individuazione tipologie edilizie	8
4.6. Analisi dei Carichi	18
5. PROPOSTA DI INTERVENTO	19
5.1. Interventi Proposti.....	19
5.2. Nuovi Setti Sismoresistenti in C.A.	19
5.3. Nuovi Setti Sismoresistenti in C.A.	24
6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	28
6.1. Tipo Di Analisi Strutturale	28
6.2. Codice Di Calcolo	28
6.3. Affidabilità Dei Codici Utilizzati	28
6.4. Giudizio Motivato Di Accettabilità	28
7. CRITERI DI MODELLAZIONE.....	29
7.1. Parametri Di Calcolo.....	29
7.2. Modello Di Calcolo.....	34
8. PRINCIPALI RISULTATI DI CALCOLO.....	38
8.1. Spostamenti Relativi.....	38
8.2. Giunti sismici	40
8.3. Momento Flettenti nei Setti.....	41
8.4. Taglio nei Setti	42
8.5. Verifica a Flessione dei Setti	44
8.6. Verifica a Taglio dei Setti.....	47
8.7. Verifica Fondazioni Setti.....	48
9. VERIFICA FONDAZIONI ESISTENTI.....	60
10. VERIFICA DELLE MURATURE ESISTENTI	62
11. VERIFICA DELLE CAPPE IN CALCESTRUZZO E DEI COLLEGAMENTI TRAVI/CORDOLI PERIMETRALI	65



1. PREMESSA

Il progetto riguarda gli interventi di “Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave”. L’edificio scolastico è sito in via Manzoni 4 nel comune di Botticino (BS).

Il presente documento costituisce sintesi e relazione illustrativa delle calcolazioni e dei risultati riportati negli allegati fascicoli di calcolo.

2. RIFERIMENTI NORMATIVI

- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”.
- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 17 gennaio 2018 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 02 febbraio 2009 n. 217 “Istruzioni per l'applicazione delle “nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008”
- D.Min. Infrastrutture Min. Interni e Prot. Civile 14 gennaio 2008 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.Min. Infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005 e allegate "Norme tecniche per le costruzioni".
- D.M. LL.PP. 9 gennaio 1996 "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche relative ai <<Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi>>".
- D.M. LL.PP. 16 gennaio 1996 "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche".
- Circolare 4/07/96, n.156 AA.GG./STC. 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. 16/01/96.
- Circolare 10/04/97, n.65AA.GG. istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al D.M. 16/01/96.
- D.M. LL.PP. 20 novembre 1987 "Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento".
- Circolare 4 gennaio 1989 n. 30787 “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento”.
- D.M. LL.PP. 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- D.M. LL.PP. 3 dicembre 1987 “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo delle costruzioni prefabbricate”.
- Legge 2/2/1974 n. 64, “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- Legge 5 novembre 1971 n. 1086, “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi costruttivi di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso - edizione maggio 2001
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 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 modificazioni e integrazioni.
- UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice 0 - Criteri generali di progettazione strutturale.



- UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici.
- UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: Carichi da traffico sui ponti.
- UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve.
- UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche.
- UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-1-2:2009 27/06/2019 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1993-1-1:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1993-1-8:2005 01/08/2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti.
- UNI EN 1994-1-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1994-2:2006 12/01/2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti.
- UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1-2:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1995-2:2005 01/01/2005 Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno – Parte 2: Ponti.
- UNI EN 1996-1-1:2006 26/01/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata.
- UNI EN 1996-3:2006 09/03/2006 Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura - Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.
- UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali.
- UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 1998-3:2005 01/08/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici.
- UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- “CNR-DT 207/2008 - Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni” a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche.
- “CNR-DT 206/2007 - Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno” a cura del Consiglio Nazionale delle Ricerche.



3. ANALISI STRUTTURALE

3.1. Premessa sullo Stato di Fatto

Per la presente progettazione la Stazione Appaltante ha fornito, già in sede di gara, alcuni documenti che descrivono le strutture e che riportano le indagini svolte sulle strutture.

Sono state effettuate ricerche e richieste di reperimento delle precedenti pratiche e/o progetti al fine di ricostruire perfettamente la storia e l'analisi storico-critica delle strutture e della scuola in generale; queste sono state parzialmente reperite.

Al fine di conoscere compiutamente il bene su cui sono previste opere di tipo edile, anche estese ed invasive quali quelle relative all'adeguamento sismico, in seguito ad un confronto con la Stazione Appaltante sono state pianificate ed effettuate delle indagini conoscitive. Queste verranno approfonditamente descritte nel seguito della presente relazione.

Nello sviluppo del presente progetto Definitivo sono pertanto state tenute in considerazione le informazioni desunte dalle indagini di natura strutturale eseguite da altro tecnico – l'ing. F. Massardi – incaricato dallo stesso Comune di Botticino dell'esecuzione del Calcolo di Vulnerabilità Sismica; queste sono stati successivamente integrate con le informazioni apprese dalle indagini conoscitive appositamente pianificate e concordate di concerto con l'amministrazione comunale.

3.2. Stato di Fatto Generale

La scuola oggetto di intervento di adeguamento sismico è costituita da un nucleo originale risalente agli anni '50, un primo ampliamento risalente agli anni '70 ed un ampliamento realizzato negli anni '80.

Le strutture sono costituite da un unico piano fuori terra, ad eccezione di una piccola porzione planimetrica che è caratterizzata da un ulteriore piano fuori terra, a destinazione residenziale.

Vi è inoltre un volume interrato, che si estende per buona parte delle strutture fuori terra, di cui solo una piccola porzione risulta utilizzato. Gran parte delle aree interrate risultano infatti non del tutto praticabili (altezza dei locali insufficiente, mancanza di pavimentazione) o in parte non accessibili, con funzione di vespaio e dotate di aperture verso l'esterno mediante bocche di lupo perimetrali.

L'edificio ha accesso su via Manzoni attraverso un sistema di rampe per abbattimento barriere architettoniche e scale. L'impianto è tipico di un immobile degli anni '50, senza elementi di particolare pregio e/o elementi architettonici. L'impostazione in pianta appare sostanzialmente poco organica e frutto di alcuni interventi e rimaneggiamenti successivi alla costruzione originale.

Dalle indagini effettuate e in base alla documentazione reperita la struttura esistente si può classificare di tipo misto, con presenza di murature portanti perimetrali e di spina e telai costituiti da pilastri e travi in conglomerato cementizio armato. Le strutture interrate sono costituite da muri di cantina e controterra in conglomerato cementizio. Gli orizzontamenti a piano terra ed a piano copertura sono costituiti da solai in latero-cemento con cappa collaborante

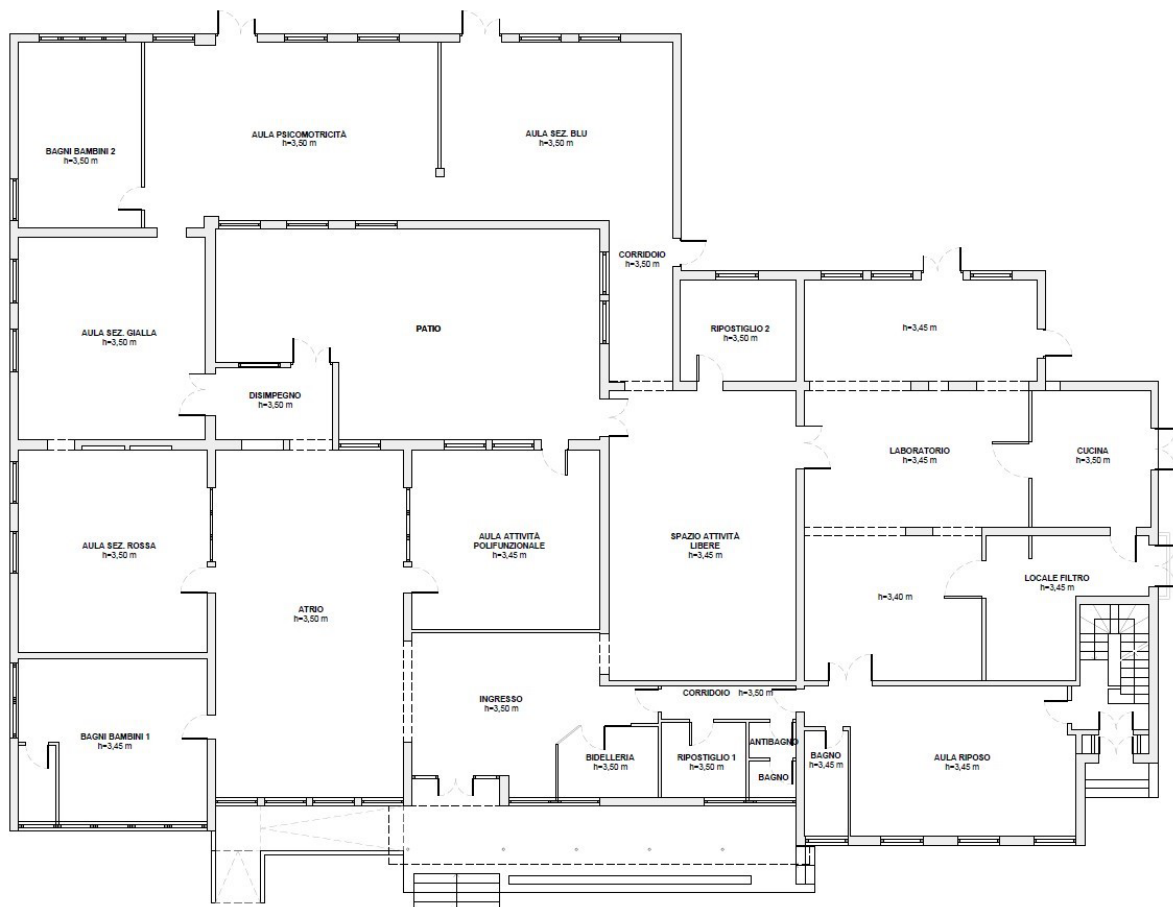


Figura 1 - Stato di fatto - Pianta del piano terra

4. ANALISI STRUTTURALE

4.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

In riferimento alla procedura per la valutazione del livello di conoscenza si è fatto riferimento al paragrafo 8.5. del D.M. 17/01/2018 e all'appendice C8A della Circolare 02/02/2009 par. C8A.1.A - *Costruzioni in muratura: dati necessari e identificazione del livello di conoscenza*.

In fase di verifica dello stato di fatto la modellazione strutturale è stata svolta con un livello di conoscenza LC1, al quale corrisponde un fattore di confidenza pari a 1,35.

Nella verifica dello stato di progetto si è ritenuto di non modificare il livello di conoscenza mantenendolo LC1.

4.2. Indagini geologiche

La relazione Geologica è stata redatta dal dott. Geol. Daniela Chiarini, con studio in Brescia in via G. Randaccio n. 214. In base alla suddetta relazione, il terreno su cui sorge il complesso scolastico in esame è classificabile come appartenente alla categoria topografica T1 e alla Categoria di Sottosuolo:

- C per tipologie edilizie con periodo proprio 0,5-1,5 s;
- D per tipologie edilizie con periodo proprio 0,1-0,5 s.



Pertanto al terreno di fondazione del sito in oggetto si attribuisce categoria topografica T1 e categoria di sottosuolo D.

4.3. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

4.3.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale VN è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tab. 2.4.I NTC.

In particolare l'opera in oggetto rientra nella tipologia 2, cui corrisponde una vita nominale: VN = 50 anni

4.3.2. Classe d'Uso

Vista la tipologia di attività svolta all'interno dell'edificio in oggetto, coerentemente con la relazione di vulnerabilità fornita dalla stazione appaltante, si adotterà una Classe d'Uso III corrispondente alla seguente descrizione:

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi (...).

4.3.3. Periodo di riferimento per l'azione Sismica

Secondo quanto esplicitato nei paragrafi precedenti, ricava il periodo di riferimento:

$$VR = VN \times CU = 50 \text{ anni} \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

4.4. Azione Sismica

L'azione sismica di progetto verrà valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Aggiornamento della Norme tecniche per le Costruzioni", in funzione di un periodo di riferimento VR pari a 75 anni e a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria D come definita al § 3.2.2 delle NTC, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T^*C valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I parametri per la definizione della pericolosità sismica sono illustrati nella seguente immagine, in cui sono riportati i parametri per la definizione dell'azione sismica per gli stati limite di rilievo:



Parametri di Pericolosità Sismica

<i>Stato Limite</i>	T_r	$a_z=A_z/g$	F_o	T^*_c
<i>Operatività (SLO)</i>	45	0.051	2.518	0.231
<i>Danno (SLD)</i>	75	0.068	2.475	0.252
<i>Salvag. Vita (SLV)</i>	712	0.18	2.436	0.273
<i>Collasso (SLC)</i>	1462	0.233	2.439	0.281

Figura 2 - Parametri per la definizione degli spettri di risposta in accelerazione delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di riferimento

Di seguito si riporta lo spettro di risposta elastico associato alla componente orizzontale della forza sismica:

Spettri

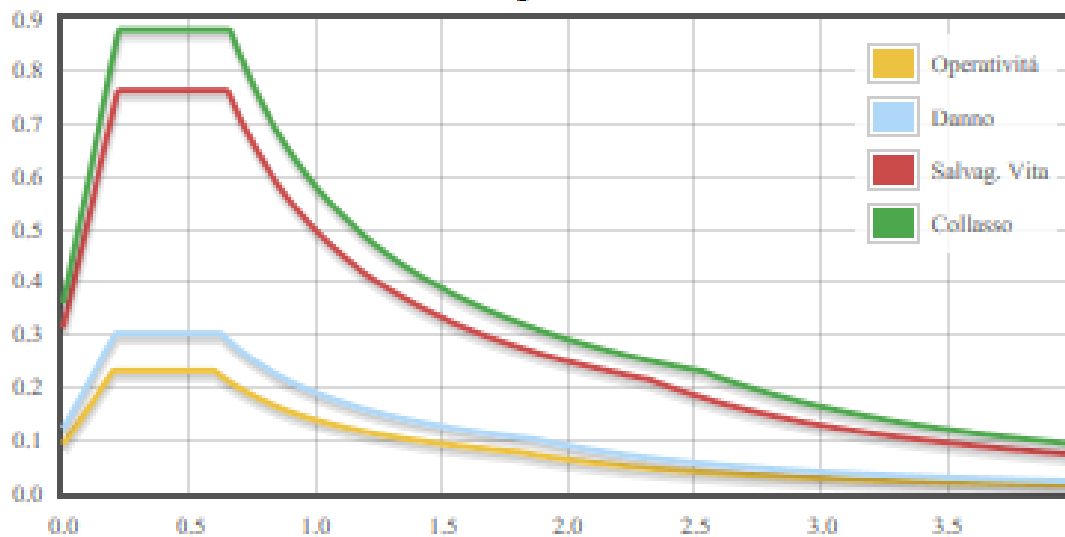


Figura 3 – Spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontali per i diversi stati limite di Riferimento



4.5. Individuazione tipologie edilizie

In questo paragrafo verranno descritte le tipologie edilizie esistenti, la cui individuazione è stata necessaria alla definizione dei carichi agenti sulla struttura e della resistenza alle sollecitazioni.

Le informazioni sono state in parte desunte dalla documentazione fornita dalla Stazione Appaltante, in particolare da:

- documenti progettuali originali;
- documenti di contabilità redatti in fase esecutiva;
- indagini di natura strutturale eseguite da altro tecnico – ing. F. Massardi - incaricato dallo stesso Comune di Botticino dell'esecuzione del Calcolo di Vulnerabilità Sismica.

Inoltre sono stati condotti dei saggi esplorativi, al fine di indagare la tipologia delle strutture in elevazione, e delle indagini diagnostiche per l'approfondimento della conoscenza dei materiali costituenti le strutture esistenti; tra questi:

- carotaggi su elementi in calcestruzzo;
- sondaggi esplorativi del sistema fondazionale;
- sondaggi esplorativi sugli impalcati;
- sondaggi esplorativi sulle strutture in elevazione.
- indagini pacometriche;
- prove di durezza Vickers su barre d'armatura;
- prelievi di malta per esami petrografici;
- carotaggi e prove a compressione.

Le informazioni ricavate sono state quindi confrontate e valutate in riferimento alle tipologie edilizie simili, secondo quanto indicato nella normativa/letteratura di riferimento.

L'edificio dopo la costruzione è stato oggetto di varie modifiche e ampliamenti:

- il nucleo principale risale agli anni '50 ed è costituito dalla porzione nord, che affaccia lungo via A. Manzoni;
- agli inizi degli anni '70 è stato realizzato un primo ampliamento, costituito da un'aula posta lungo il lato est ed un disimpegno che mette in comunicazione quest'ultima con il preesistente atrio;
- agli inizi degli anni '80 è stato realizzato un ulteriore ampliamento, che ha portato alla configurazione attuale, con il quale è stata realizzata la porzione di edificio sud-ovest accompagnata dalla formazione del patio centrale.

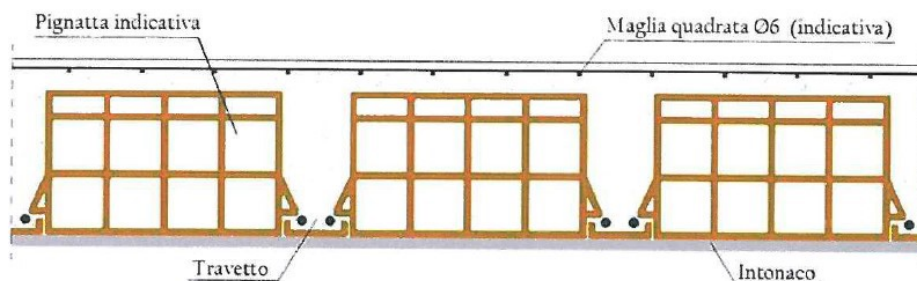
Il primo impalcato, secondo quanto desunto dal certificato di collaudo, è in laterocemento dello spessore complessivo di 24 cm; questo è caratterizzato da travetti di larghezza 8 cm, posti ad interasse pari a 40 cm e con altezza degli elementi di alleggerimento pari a 20 cm.

Secondo quanto si è potuto osservare durante i sopralluoghi in sito, la tipologia sopra descritta risulta coerente con i solai della porzione di scuola originaria e dell'ampliamento degli anni '80. Il solaio della porzione di ampliamento degli anni '70 è invece di tipo SAP.



Figura 4 - Tipologie di solaio osservate durante il sopralluogo nel vespaio

Il secondo impalcato, secondo quanto riportato nella documentazione ricevuta dalla Stazione Appaltante, è in laterocemento dello spessore complessivo di 18 cm; questo è caratterizzato da travetti di larghezza 13 cm, posti ad interasse pari a 51 cm e con altezza degli elementi di alleggerimento pari a 14 cm.



Disegno n°1 – Schematizzazione dell'andamento della sezione della Tipologia Solaio I.

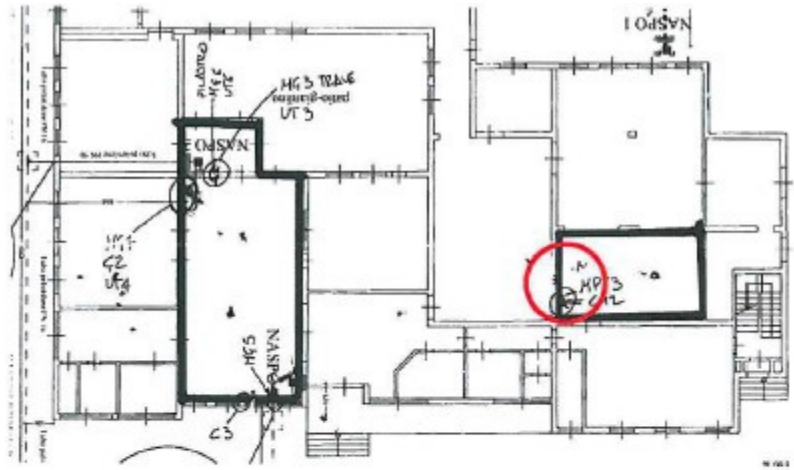
Caratteristiche Solaio

Tipologia travetto	Gettato	Altezza complessiva [cm]	18
Orditura travetto	Monodirezionale	Tipologia finitura	Civile
Larghezza travetto [cm]	13	Sp. finitura min. [mm]	12
Interasse travetto [cm]	51	Sp. finitura max. [mm]	16
Altezza allegg. [cm]	14		

Figura 5 - Solaio in laterocemento (fonte: relazione di Vulnerabilità sismica – ing. F. Massardi)

Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

Nella documentazione fornita è descritta la tipologia della muratura esistente: trattasi di muratura in Doppio UNI con malta cementizia classificabile M1.5, in base alle prove sperimentali effettuate sulla parete interna collocata tra le aule adibite a Laboratorio e a Spazio attività libere.



Differenza tra misurazione iniziale e misurazione finale: 20 mm

Resistenza malta: 1,8 MpA

classificabile M 1,5

Documentazione fotografica:



Figura 6 - Indagini sulla muratura (fonte: relazione di Vulnerabilità sismica – ing. F. Massardi)



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

Si riportano di seguito i risultati delle analisi dirette ed indirette condotte sulle strutture in C.A. tra cui carotaggi, prove sclerometriche ed ultrasoniche.

Committente:	COMUNE DI BOTTICINO				
Sede:	SCUOLA INFANZIA CADUTI DELLE CAVE				
Oggetto:	ANALISI C.A.				
Esecutori:	Silvio Oliverio				
	Pilastro	Trave	Altro	Nome	
Elemento indagato:		X		<div style="border: 1px solid black; padding: 5px; display: inline-block;"> MG3 </div>	
Posizione:	PT				
Nome Elemento:	MG3				
Indagini eseguite:	MG	SC	UT	carotaggio	
data esecuzione:	28/12/2017	28/12/2017	28/12/2017	no	

DATI GEOMETRICI					
	<i>Lungh.xLargh.</i>	<i>diametro (mm)</i>		<i>passo (cm)</i>	<i>copriferro (mm)</i>
Dimensione	25X35				
Ferro Long.		4x16			35
Staffe		12		24	25

<i>Carotaggio</i>	<i>Sclerometrica</i>	<i>Rck (N/mm²)</i>	<i>Ultrasonica</i>	<i>SONREB</i>	<i>Rck</i>
Res. Cilindrica (Mpa)	I.R. medio	sclerometria	Velocità m/s	Rc medio (N/mm ²)	N/mm ²
	39	37	1429	3,38	

Figura 7 - Indagini sulle strutture in C.A. – Risultati per l'elemento MG3
(fonte: relazione di Vulnerabilità sismica – ing. F. Massardi)

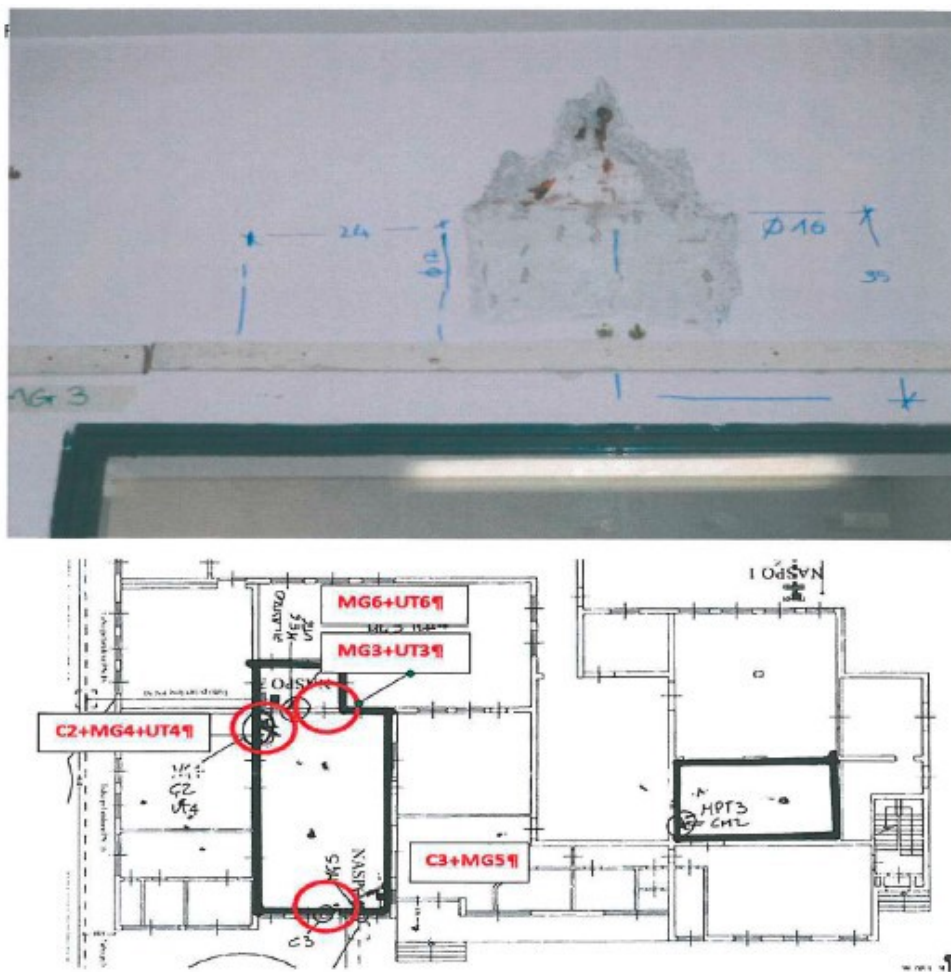


Figura 8 - Indagini sulle strutture in C.A. – Collocazione elemento MG3
(fonte: relazione di Vulnerabilità sismica – ing. F. Massardi)

In base alla campagna di indagini effettuata in sito, sono state individuate differenti tipologie di muratura, la distribuzione delle stesse è restituita nell'elaborato grafico 006.RIL "Rilevo materico – Piano terra", di cui si riporta uno stralcio di seguito:

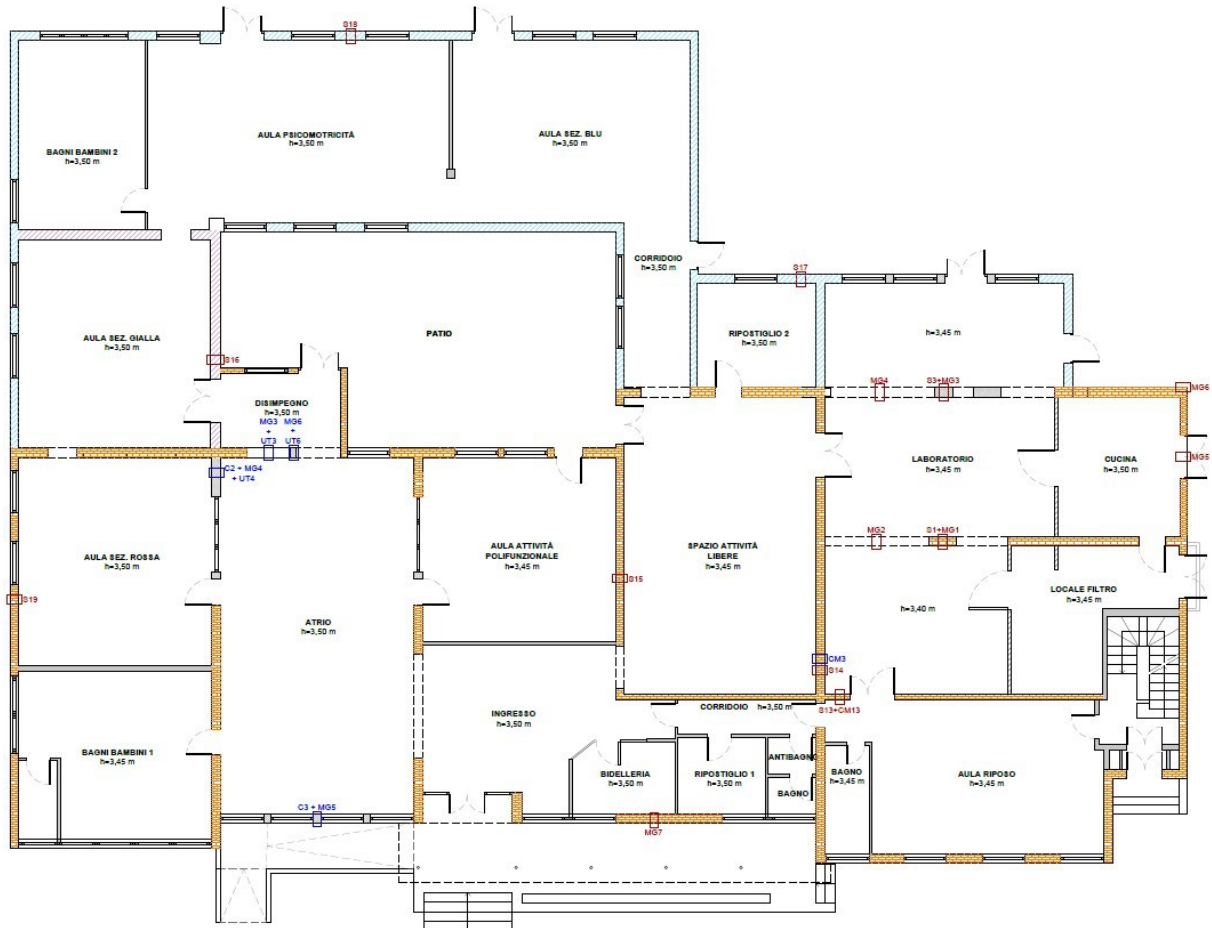


Figura 9 - Estratto elaborato grafico di rilievo materico con individuazione delle differenti tipologie di muratura individuate

Si riportano di seguito alcuni estratti della relazione inerente le indagini diagnostiche redatta dalla ditta 4 EMME Service S.p.A.



Indagini petrografiche sulle malte

Il prelievo della malta è stato effettuato in corrispondenza della parete interna che divide il Laboratorio dall'Aula riposo.

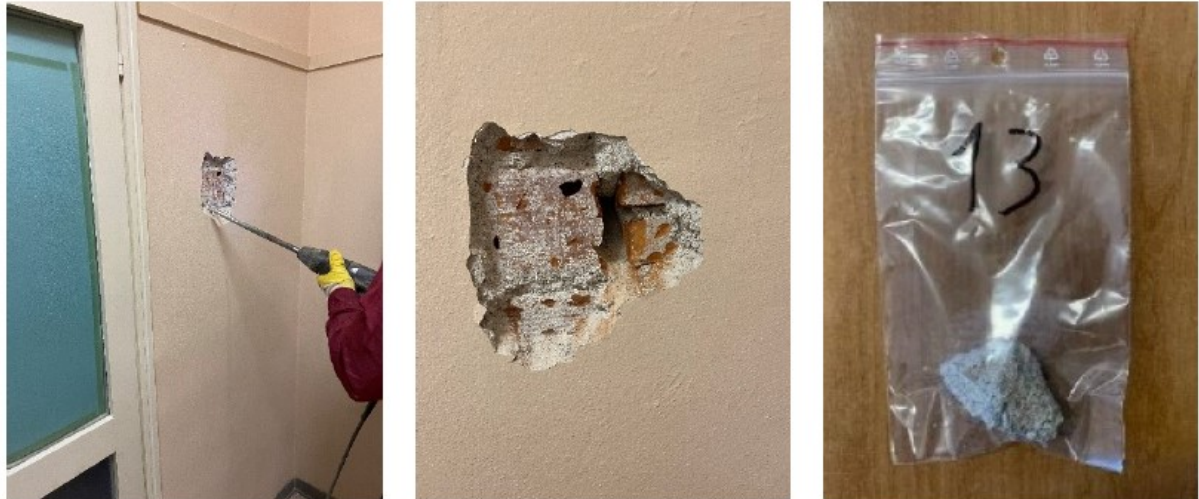


Figura 10 - Individuazione della zona di prelievo della malta per indagine petrografica

L'indagine petrografica effettuata sul campione prelevato in sito ha evidenziato delle caratteristiche tali per cui la malta può essere classificata come appartenente alla classe M12 secondo la Tab. 11.10.V riportata nelle NTC 2018.

Descrizione microscopica degli aggregati			
TESSITURA	COMPONENTI	ANALISI MODALE*	
Granulometria	Siltoso (minore di 62,5 µm).	18 %	<i>Campione tal quale.</i>
	Arenaceo (62,5 µm – 2,0 mm).	78 %	
	Conglomeratico fine (tra 2,0 e 4,0 mm).	2 %	
	Conglomeratico grossolano (oltre i 4,0 mm).	2 %	
Forma	Da arrotondato ad angoloso.		
Sfericità	Medio-alta.		
Classazione	Scarsa. Non si notano orientazioni preferenziali dei clasti.		

* Determinazioni percentuali sulla base di una stima visuale (SHVETSOV M.S. - 1954).

Figura 11 – Descrizione degli aggregati della malta

(fonte: Rapporto di prova n. 3226 allegato alla Relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)



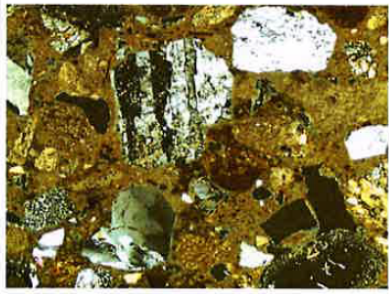
Caratterizzazione del materiale		
Classificazione dell'impasto	<p>Malta di colore grigio chiaro, tenace, realizzata con malta cementizia, caricata con inerti carbonatici e silicatici.</p> <p>La granulometria dell'aggregato varia dalla classe siltoso a quella conglomeratica grossolana con prevalenza della frazione arenacea.</p> <p>Il rapporto aggregato/legante in pasta è circa 3/1.</p> <p>La porosità totale è medio-bassa, definita da vacui di forma prevalentemente irregolare.</p> <p>Lo stato di conservazione è buono.</p>	
Osservazioni particolari	L'impasto analizzato può essere classificato come appartenente alla classe M 12 (Cementizia) secondo il D.M. 17/01/2018, Tab. 11.10. V.	Fotomicrografia al Microscopio Polarizzatore in luce trasmessa, sezione sottile, 40 x N+.

Figura 12 - Caratterizzazione della malta prelevata in sito
(fonte: Rapporto di prova n. 3226 allegato alla Relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)

Indagini pacometriche

In merito alle indagini pacometriche viene specificato che “L’armatura rilevata in alcune zone è liscia e alcuni diametri sono stati misurati con calibro...”; si riporta lo schema delle indagini eseguite:

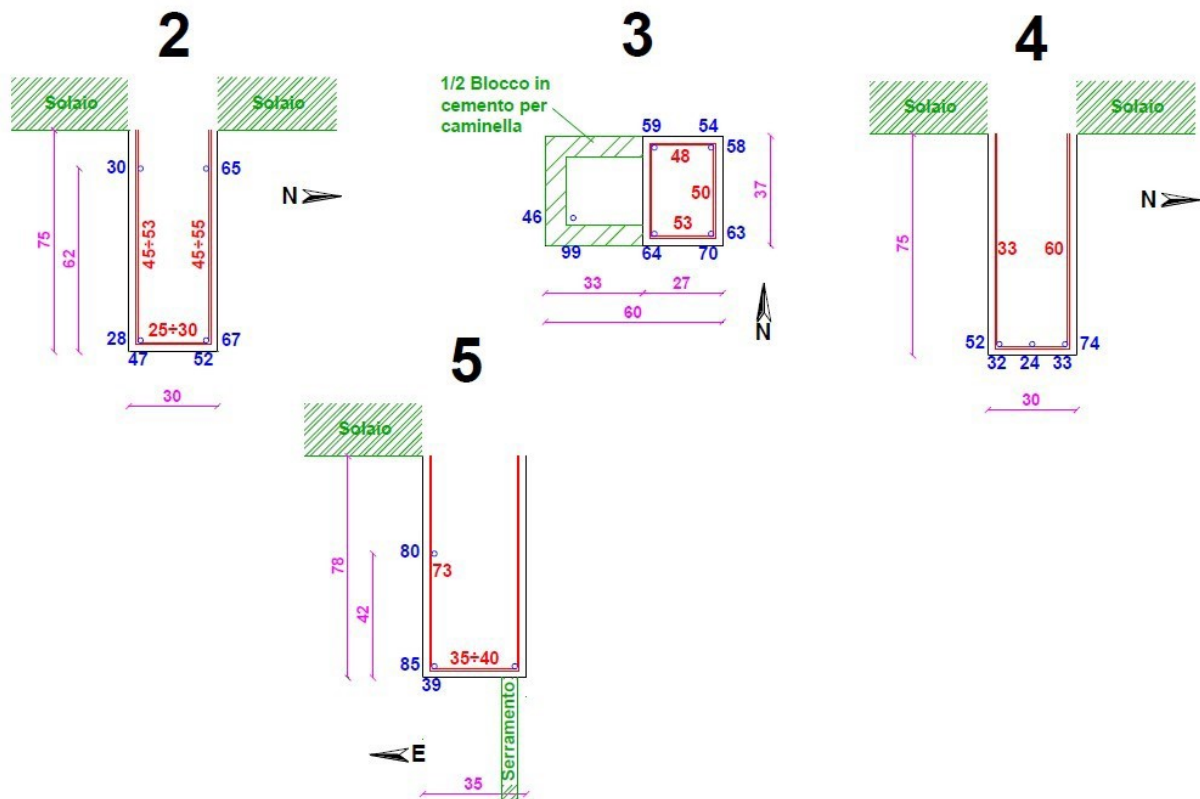


Figura 13 – Schemi indagini pacometriche
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

Zona (N°)	Elemento	Barre o ferri verticali (mm)		Staffe o ferri orizzontali (mm)		Intonaco (mm)	Note
		(Ø / passo medio)	(copriferro medio)	(Ø / passo medio)	(copriferro medio)		
1	Pilastro	Rilevato pilastro in mattoni pieni in seguito alla scarifica superficiale					Indagine eseguita 100+200 cm da terra.
2	Trave	16	faccia N 66 faccia S 29 intrados 49	8/250	faccia N 50 faccia S 49 intrados 27		Indagine eseguita 90+200 cm da muro est. In faccia sud le staffe sembrerebbero più interne alle barre.
3	Pilastro	16	faccia N 56 faccia S 67 faccia E 60	6/150	faccia N 48 faccia S 53 faccia E 50	- 30 -	Indagine eseguita 150+250 cm da terra. Armatura liscia e misurata con il calibro. In faccia ovest in aderenza è presente un "pilastrino" con blocchi per canna fumaria con all'interno una barra angolare.
4	Trave	16	faccia N 74 faccia S 52 intrados 30	8/250	faccia N 60 faccia S 33 intrados 17		Indagine eseguita 100+180 cm da muro est.
5	Trave	16	faccia E 74 intrados 39	6/200	faccia E 60 intrados 37		Indagine eseguita 100+180 cm da muro est. Faccia ovest non indagata causa serramento.
6	Setto	Armatura non rilevata entro i limiti strumentali					Indagine eseguita 100+200 cm da terra.
7	Setto						
8	Setto						
9	Setto						
11	Setto						

assente
 presente e misurato
 presente ma non misurato

Figura 14 – Risultati indagini pacometriche
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)

Prove di durezza Vickers

La metodologia di prova è stata applicata sulle armature poste al lembo inferiore nelle due tipologie di solaio che costituiscono il primo impalcato. Le zone da analizzare sono state quindi preparate mediante la rimozione del copriferro e la levigatura della barra di armatura.

Nella tabella di seguito è presentato il riepilogo delle medie HV con la conversione dei dati in scala Brinell, secondo la norma DIN 50150 e la stima della resistenza a trazione (Tensile strenght):

Zona (N°)	Vickers	Brinell	Tensile strength (MPa)
10	180	171	575
12	180	171	575

In riferimento a quanto indicato dal D.M. 09/01/1996 (Norme Tecniche per il c.a. in vigore prima del D.M.14/09/2005 e delle NTC 2008):

BARRE	lisce FeB22K (MPa)	lisce FeB32K (MPa)	ad. migliorata FeB38K (MPa)	ad. migliorata FeB44K (MPa)
Tensione di rottura a trazione (MPa)	>335	>490	>450	>540

Figura 15 – Risultati prove di durezza sulle barre d'armatura
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)



Carotaggi e prove a compressione

Sono stati eseguiti n°3 carotaggi sui muri di cantinato in calcestruzzo; le carote estratte sono quindi state sottoposte a prove di carbonatazione e successivamente a prove di compressione in laboratorio. In base alle indagini diagnostiche eseguite, i muri di cantinato in conglomerato cementizio sono risultati privi di armatura.



Figura 16 – Carotaggio C9 effettuato sul muro di cantinato
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)

Zona (N°)	Elemento	Lunghezza (mm)	Ø (mm)	Carbonat. (mm) (d _k media) (d _k max)		Esposizione faccia	Posizione
8	Setto	148÷153	100	36	43	N	93 cm da intrad. solaio 202 cm da spigolo est
9	Setto	142÷147	100	49	55	W	93 cm da intrad. solaio 122 cm da porta sud
11	Setto	150÷160	100	34	40	N	115 cm da intrad. solaio 57 cm da spigolo est

Figura 17 – Risultati delle prove di carbonatazione sulle carote
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)

Zona (N°)	Peso spec. (kg/m³)	Ø (mm)	H* (mm)	H/Ø	f _c (N/mm²)	R _{c, is} (N/mm²)	Max inerte Ø (mm)
8	2511	94	94	1/1	20,6	22,5	25
9	2482	94	94	1/1	23,4	25,5	29
11	2405	94	94	1/1	23,0	25,1	18

* dopo rettifica

Vedi in allegato il certificato n° 1815 del 21/01/2021.

Figura 18 – Risultati delle prove di compressione sulle carote
(fonte: relazione sulle Indagini diagnostiche Prova n°5725/VR – 4 EMME Service S.p.A.)

I valori di resistenza a compressione ottenuti dalle prove eseguite sulle carote, sono rappresentativi di un calcestruzzo con discrete proprietà meccaniche, infatti il valore minimo ottenuto è R_{c, is} = 22,5 MPa; tuttavia, come accennato in precedenza, non è stata riscontrata la presenza di armatura.



4.6. Analisi dei Carichi

Per le analisi preliminari sono stati considerati i seguenti valori per la stima dei carichi agenti:

• Solaio di calpestio piano terra:

- peso proprio elementi strutturali: 300 kg/m^2 ;
- peso proprio elementi non strutturali: 180 kg/m^2 ;
- variabili: 300 kg/m^2 .

• Solaio interpiano:

- peso proprio elementi strutturali: 250 kg/m^2 ;
- peso proprio elementi non strutturali: 180 kg/m^2 ;
- variabili: 200 kg/m^2 .

• Copertura:

- peso proprio elementi strutturali: 250 kg/m^2 ;
- peso proprio elementi non strutturali: 155 kg/m^2 ;
- variabili: 120 kg/m^2 .

• Pareti in muratura in mattoni semipieni: 1500 kg/m^3 ;

• Elementi in Calcestruzzo: 2400 kg/m^3 .



5. PROPOSTA DI INTERVENTO

5.1. Interventi Proposti

I principali interventi proposti sono:

- Realizzazione di nuova struttura Sismoresistente;
- Interventi volti a migliorare la resistenza delle strutture esistenti dal punto di vista statico.

Quest'ultimi saranno riconducibili alle seguenti tipologie principali:

- rinforzi armati con tecniche tipo FRCM (Fiber Reinforced Cementitious Matrix);
- rinforzo all'intradosso dei solai con sistemi antisfondellamento.

La scelta della tipologia di intervento da adottare e le modalità sono approfondite negli elaborati grafici allegati.

5.2. Nuovi Setti Sismoresistenti in C.A.

In riferimento a quanto esplicitato nei capitoli precedenti, in base ai carichi stimati e alle masse dell'edificio, si è proceduto alla definizione della massa complessiva in gioco e della forza di piano agente sull'edificio in caso di evento sismico.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, la combinazione delle azioni adottata è la combinazione sismica, secondo quanto riportato al cap. 2.5.3 del D.M. 17/01/2018:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali. In favore di sicurezza, nella progettazione si è scelto di trascurare l'eventuale "contributo" resistente delle strutture esistenti e si è ipotizzato di affidare tutta l'azione sismica sollecitante a nuovi setti in C.A. a tal fine dimensionati.

Per il calcolo della struttura si adotta il metodo dell'analisi sismica dinamica come da @7.3.3.1 DM08.

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

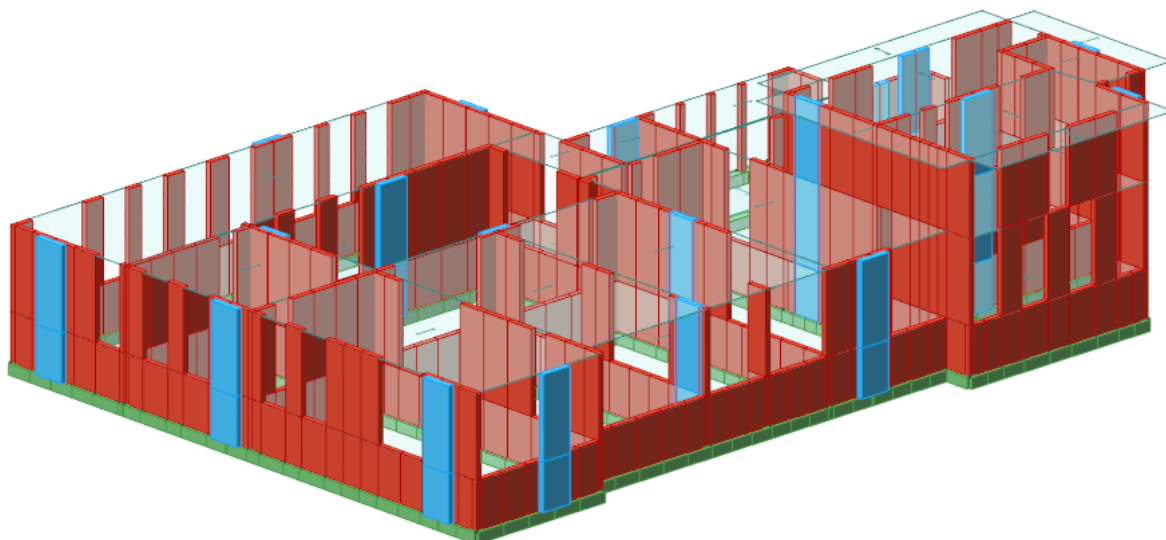
Pertanto ipotizzando di realizzare i nuovi setti sismoresistenti in calcestruzzo C28/35 con spessore pari a 25 cm, risulta necessario realizzare complessivamente n°19 setti di lunghezza 150 cm.

Tali setti spiccano dal livello delle murature in C.A. esistenti al piano interrato e si estendono fino a quota copertura (alla base è stato considerato il vincolo d'incastro). I setti sono dotati di una diversa tipologia di fondazione a seconda di dove si trovano dislocati.

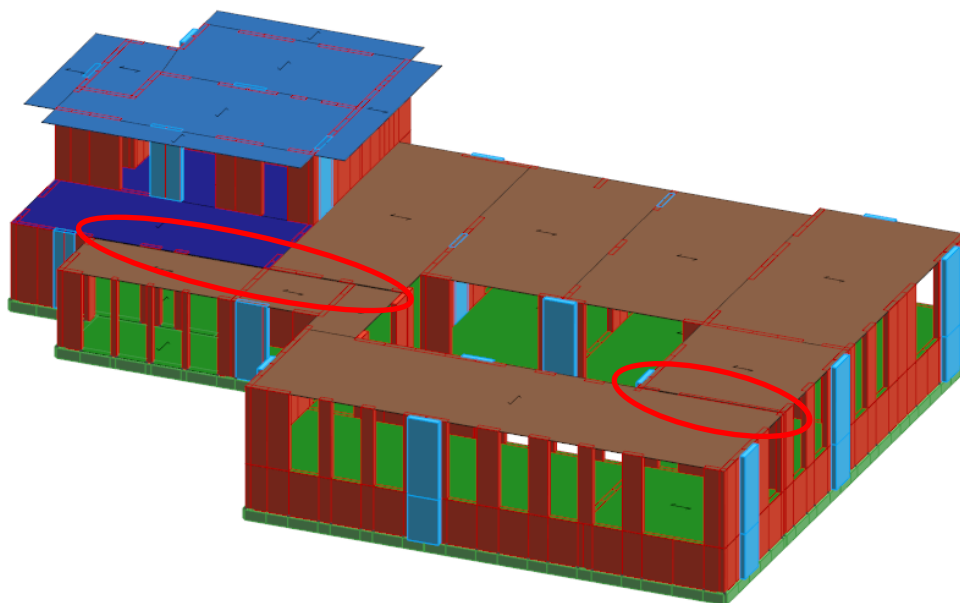
Per la valutazione dei setti sismoresistenti, gli orizzontamenti sono stati considerati sufficientemente rigidi per trasmettere le forze sismiche orizzontali.



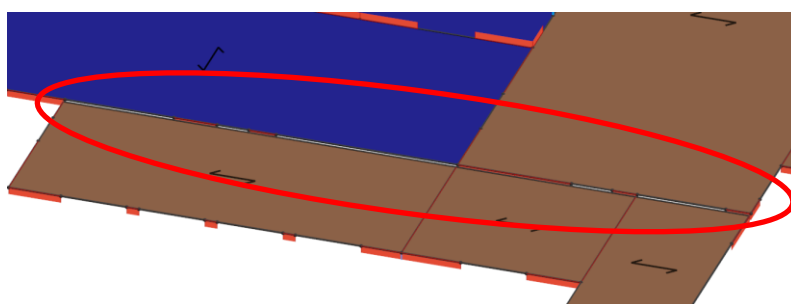
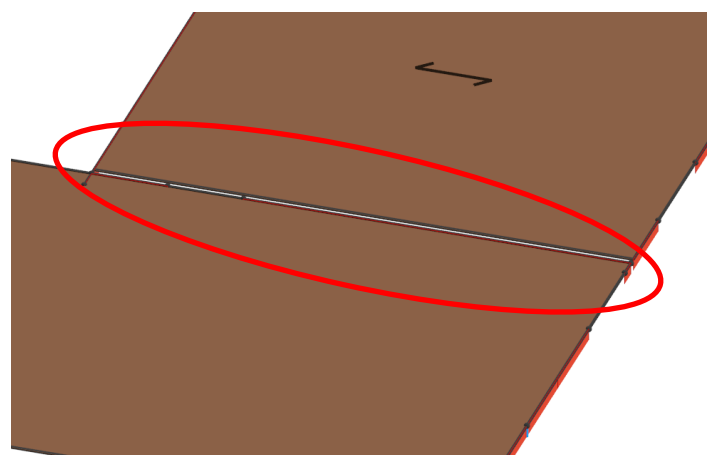
Poiché, come riportato al paragrafo §4.5, il fabbricato è stato oggetto di modifiche ed ampliamenti, al fine di tenere in considerazione il fatto che i solai della porzione in ampliamento non risultano solidarizzati ai solai del corpo di fabbrica originario, nella modellazione si è tenuto conto di questa situazione inserendo un giunto tra gli impalcati.



Modello Strutturale



Schematizzazione Impalcati





Come anticipato, nel modello di calcolo le murature in laterizio esistenti sono state inserite come secondarie con bassa rigidezza, considerandole portanti per i soli carichi verticali: tutta l'azione sismica è affidata ai nuovi setti in C.A.

Nella struttura esistente non è sicuramente rispettata la gerarchia delle resistenze e non sono presenti dettagli strutturali di confinamento dei nodi che rendono la struttura duttile; per questi motivi il progetto dell'adeguamento sismico è stato condotto con un fattore di comportamento pari a 1,5, considerando la struttura non dissipativa.

In particolare, secondo la relazione 7.3.2 delle NTC 2018, per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD^*B^* :

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD^*B^*} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

dove: $q_{CD^*B^*} = 3,0$ per strutture a pareti non accoppiate

da cui: $q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3,0 = 2$ e pertanto riducendo il valore secondo l'espressione 7.3.2 si ottiene un fattore di comportamento: $q = 1,5$.

La disposizione dei setti sismoresistenti in pianta è stata effettuata in modo tale da evitare eccessivi scostamenti tra il centro delle masse e il centro delle rigidzze al fine di limitare gli effetti torsionali dovuti alla eventuale eccentricità tra questi punti.

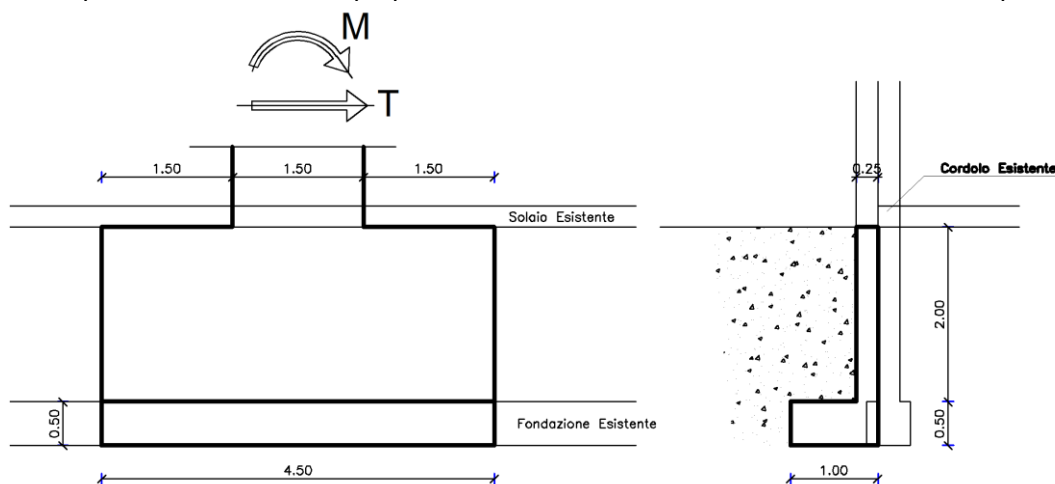
I setti sul perimetro del fabbricato sono stati disposti in esterno alla muratura.

Poiché la muratura esistente di cantinato non garantisce nessuna possibilità di fissare su di essa i nuovi setti sismoresistenti, sono state realizzate per ogni setto delle apposite fondazioni e per alcuni setti interni è stata rinforzata la parete dello scantinato e realizzata una nuova fondazione.

La tipologia delle fondazioni si differisce a seconda della dislocazione del setto e dell'azione che deve sopportare.

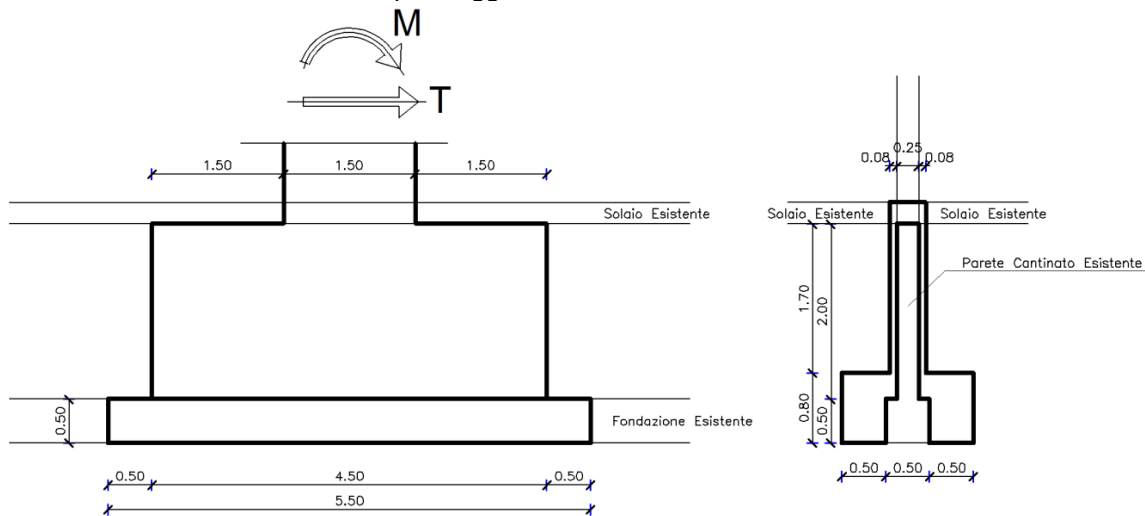
Sul perimetro del fabbricato sono presenti due tipologie di fondazione:

Per i setti meno sollecitati quali i n° 5-12-15-16-17-18-19 le fondazioni sono costituite da una controparete in c.a. dotata di propria fondazione e fissata unicamente al cordolo del primo impalcato.





Mentre per i setti n°4-9-10, poiché sorgono in asse con la sottostante parete esistente di cantinato, la stessa viene rinforzata mediante placcaggio e realizzazione di nuova fondazione.



5.3. Nuovi Setti Sismoresistenti in C.A.

In seguito ha quanto si è potuto osservare durante i sopralluoghi propedeutici alla progettazione, risulta necessario prevedere interventi per la messa in sicurezza degli impalcati in laterocemento nei confronti del fenomeno di “sfondellamento”.



Figura 19 - Intradosso solaio del vespaio areato



A tal fine si propone l'impiego di reti preformate in materiale composito GFRP e idonei elementi di connessione strutturale. Per l'ancoraggio alle pareti parallele all'orditura è previsto l'impiego di sistema di fissaggio con apposito elemento angolare.

Le reti possono essere applicate a vista, caso preso in considerazione per il piano interrato, o con successiva applicazione di finitura ad intonaco o controsoffitto, come nel caso degli ambienti a piano terra e piano primo.

L'orditura dei solai del secondo impalcato, ipotizzata in base alla distribuzione delle strutture portanti, è stata confermata dalle analisi termografiche contenute nel "Libretto sanitario dello sfondellamento dei solai" redatto dalla Tecnoindagini s.r.l. e fornito dalla Stazione Appaltante. Si riportano di seguito alcune immagini di riferimento:

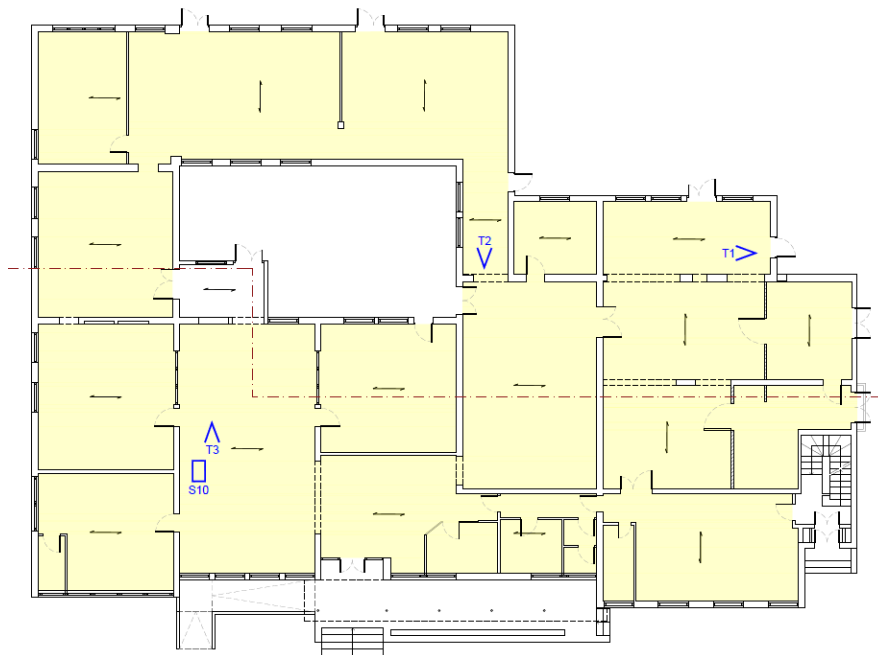


Figura 20 - Individuazione zone indagini termografiche

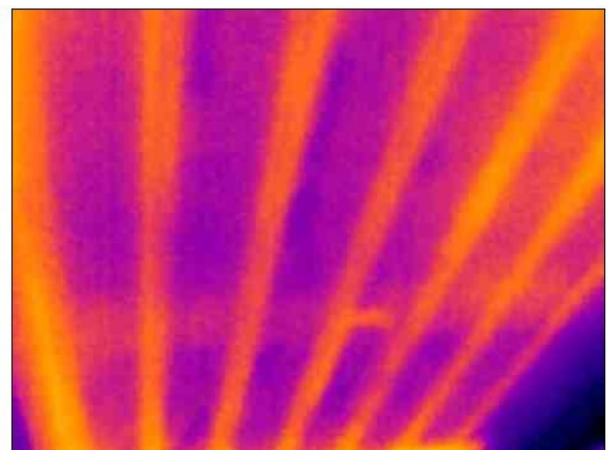
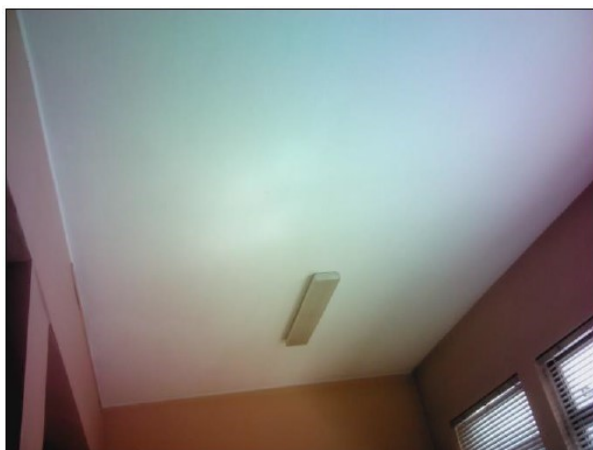


Figura 21 - Indagine termografica T1

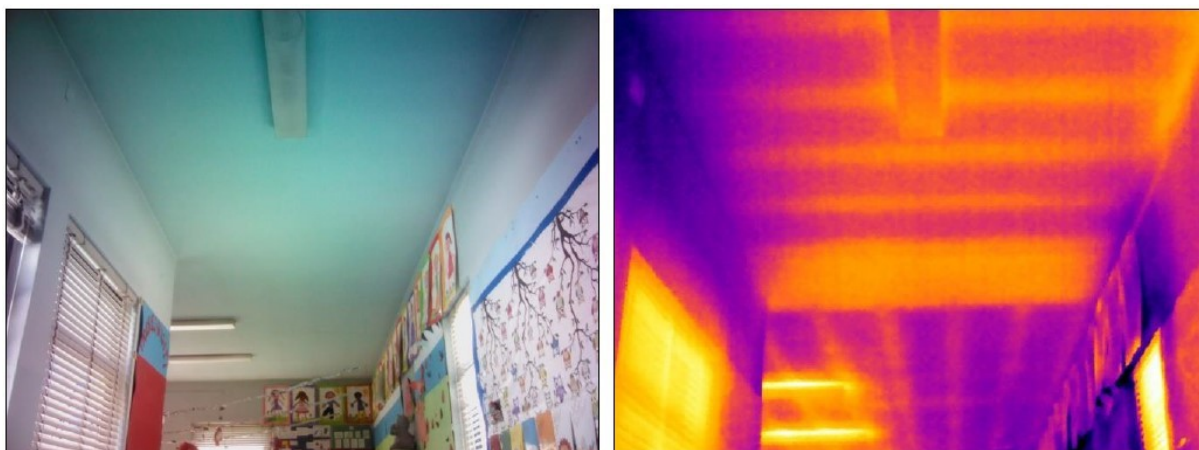


Figura 22 - Indagine termografica T2

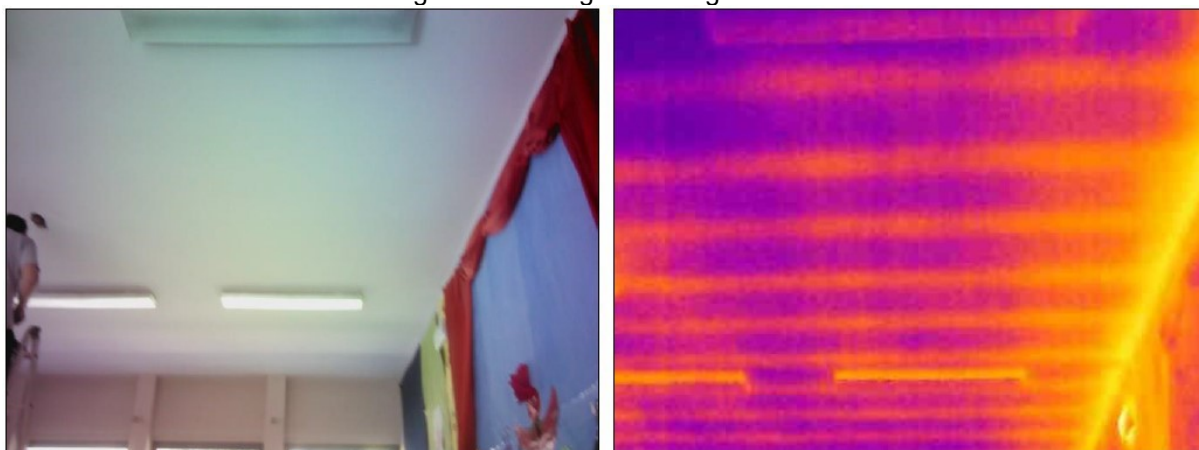


Figura 23 - Indagine termografica T3

Inoltre, secondo quanto riportato nella documentazione fornita dalla Stazione Appaltante, risultano delle criticità per i solai esistenti. In particolare, con riferimento alla relazione di Conformità Statica delle Strutture Orizzontali della Tecnoindagini srl, la deformazione calcolata allo Stato Limite di Esercizio risulta superiore a quella consentita dalla normativa vigente.



Figura 24 - Planimetria dell'impalcato di copertura del piano terra con indicazione del punto di esecuzione delle indagini
(fonte: relazione di Conformità Statica delle Strutture Orizzontali – Tecnoindagini srl).

Verifica Analitica

Luce solaio	650 cm	
Spessore solaio	18 cm	
Rapporto snellezza	36	
VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO		ESITO
M_{Ed}	8,73 kNm	●
M_{Rd}	8,74 kNm	
Coefficiente di sicurezza	1	
VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO		ESITO
Luce/Freccia	170 >250	●
Carico di esercizio massimo sostenibile	0,50 kN/mq	

Figura 27 - Verifica analitica solai (fonte: relazione di Conformità Statica delle Strutture Orizzontali – Tecnoindagini srl).

La verifica precedentemente riportata è stata condotta su un solaio con luce di 6,50 m; pertanto, nel caso di solai con luce pari o superiore a tale misura, si prevede l'installazione di elementi di presidio in carpenteria metallica atti alla limitazione della freccia allo Stato Limite di Esercizio.



6. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

In questa sezione viene descritto il modello numerico utilizzato per l'analisi della struttura. La presentazione delle informazioni, coerentemente con le prescrizioni del paragrafo 10.2 delle NTC2018, è tale da garantirne la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità

6.1. Tipo Di Analisi Strutturale

È stata condotta un'analisi di tipo Dinamica Lineare.

6.2. Codice Di Calcolo

Di seguito si indicano l'origine e le caratteristiche dei codici di calcolo.

Informazioni sul codice di calcolo:

Modellatore: ModeSt ver. 8.25 prodotto da Tecnisoft s.a.s. - Prato

Solutore: Xfinest ver. 9.3.5 prodotto da Ce.A.S. S.r.l. - Milano

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità e l'idoneità al caso specifico. La documentazione, fornita dal produttore e distributore del software, contiene una esauriente descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati.

6.3. Affidabilità Dei Codici Utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Il produttore, a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili, esempi rappresentativi sono contenuti nella documentazione a corredo.

6.4. Giudizio Motivato Di Accettabilità

Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 ed al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei valori raggiunti, alla luce delle verifiche e dei calcoli effettuati, di cui è data spiegazione nel presente documento, il progettista strutturale ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia. A supporto di tale affermazione il progettista dichiara di aver controllato accuratamente i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver preliminarmente esaminato il software di calcolo, ritenendolo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto, di aver confrontato i risultati ottenuti da analisi computazionale con semplici calcoli di massima svolti dallo stesso progettista e di aver infine esaminato gli stati tensionali e deformativi, ritenendoli consistenti e coerenti con la modellazione della struttura analizzata.



7. CRITERI DI MODELLAZIONE

7.1. Parametri Di Calcolo

Simbologia

- Ag = Accelerazione orizzontale massima al sito
CC = Coefficiente funzione della categoria del suolo
Fo = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
SS = Coefficiente di amplificazione stratigrafica
TR = Periodo di ritorno <anni>
TCC = Tipo di combinazione di carico
SLU = Stato limite ultimo
SLE R = Stato limite d'esercizio, combinazione rara
SLD = Stato limite di danno
SLO = Stato limite di operatività
SND = Stato limite di salvaguardia della vita (non dissipativo)
Tc* = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale <sec>

TCC	T _R	Ag <g>	Fo	Tc*	S _s	C _c
SLO	45	0.0512	2.52	0.23	1.80	2.61
SLD	75	0.0676	2.47	0.25	1.80	2.49
SLV	712	0.1800	2.44	0.27	1.74	2.38

- Edificio esistente: No
- Spettri: Automatici da normativa
- Tipo di opera: Opera ordinaria
- Vita nominale VN: 50.00
- Classe d'uso: Classe III
- SL Esercizio: SLOPvr 81.00, SLDPvr 63.00
- SL Ultimi: SLVPvr 10.00, SLCPvr No
- Struttura dissipativa: No
- Quota di riferimento: 0.00 <m>
- Quota max della struttura: 7.21 <m>
- Altezza della struttura: 7.21 <m>
- Numero piani edificio: 3
- Coefficiente θ : 0.00
- Edificio regolare in altezza: No
- Edificio regolare in pianta: No



- Categoria del suolo di fondazione: D
- Tipologia strutturale: c.a. o prefabbricata a pareti non accoppiate

Periodo T_1	0.05
Coeff. λ SLO	0.85
Coeff. λ SLD	0.85
Coeff. λ SLV	0.85
Rapporto di sovraresistenza (α_u/α_i)	1.05
Valore di riferimento del fattore di comportamento (q_0)	3.00
Fattore riduttivo (K_w)	1.00
Fattore riduttivo regolarità in altezza (K_R)	0.80
Fattore di comportamento dissipativo (q)	2.40
Fattore di comportamento non dissipativo (q_{ND})	1.50
Fattore di comportamento per SLD (q_D)	1.50

- Categoria topografica: T1 - Superficie piane, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
- Coeff. amplificazione topografica ST: 1.00
- Fattore di comportamento per sisma verticale (q_v): 1.50
- Modalità di calcolo modi di vibrare: Ritz-vectors
- Numero vettori: 2
- CCE per vettori di Ritz e numero di modi da calcolare

5) Forze dir. X

Numero modi: 9

6) Forze dir. Y

Numero modi: 9

- Modi da considerare: Tali da movimentare una percentuale di massa pari a 85.00%
- Trascura modi con massa movimentata minore di: 5.00%
- Smorzamento spettro: 5.00%



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

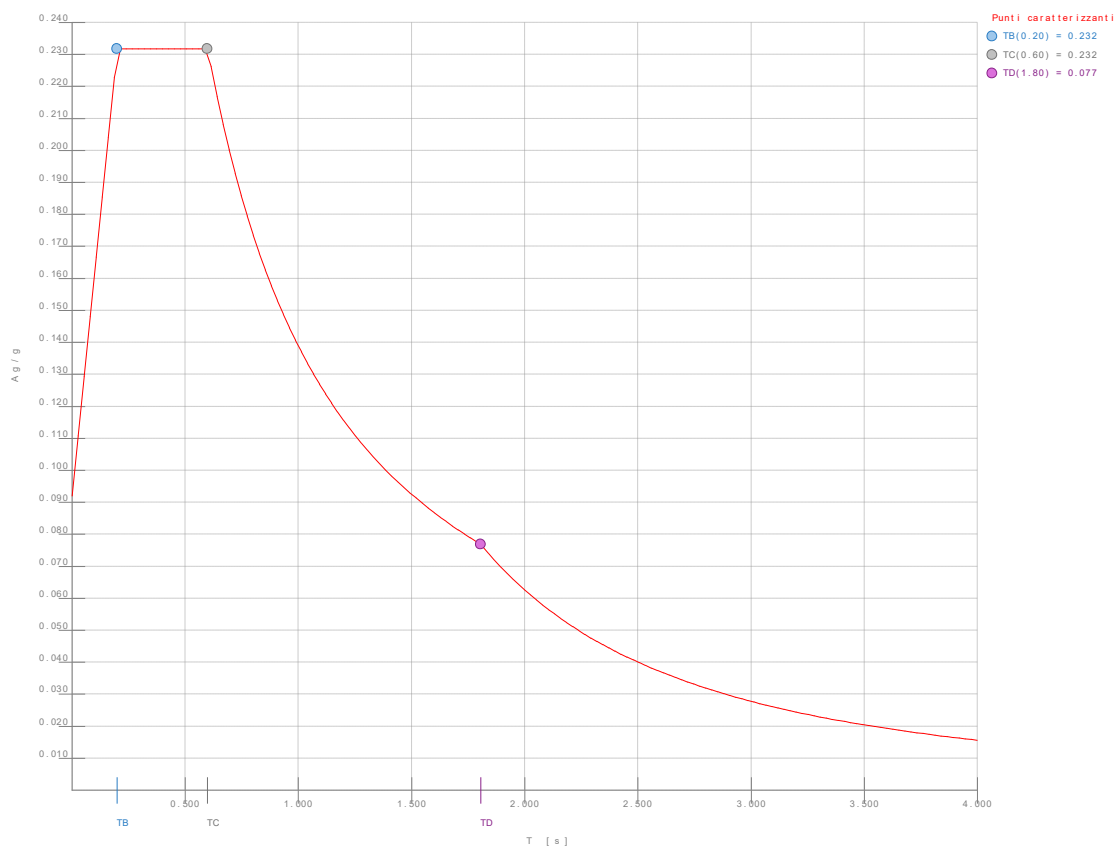


Figura numero 1: Spettro SLO



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

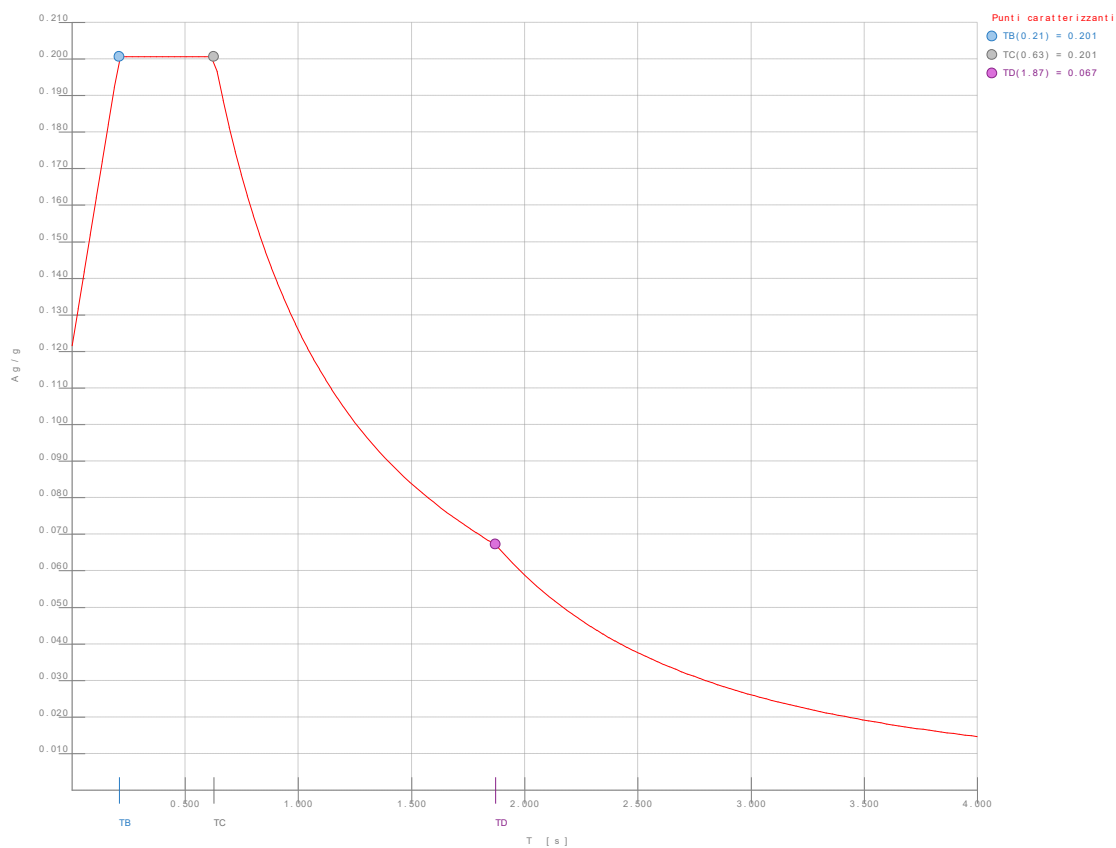


Figura numero 2: Spettro SLD



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

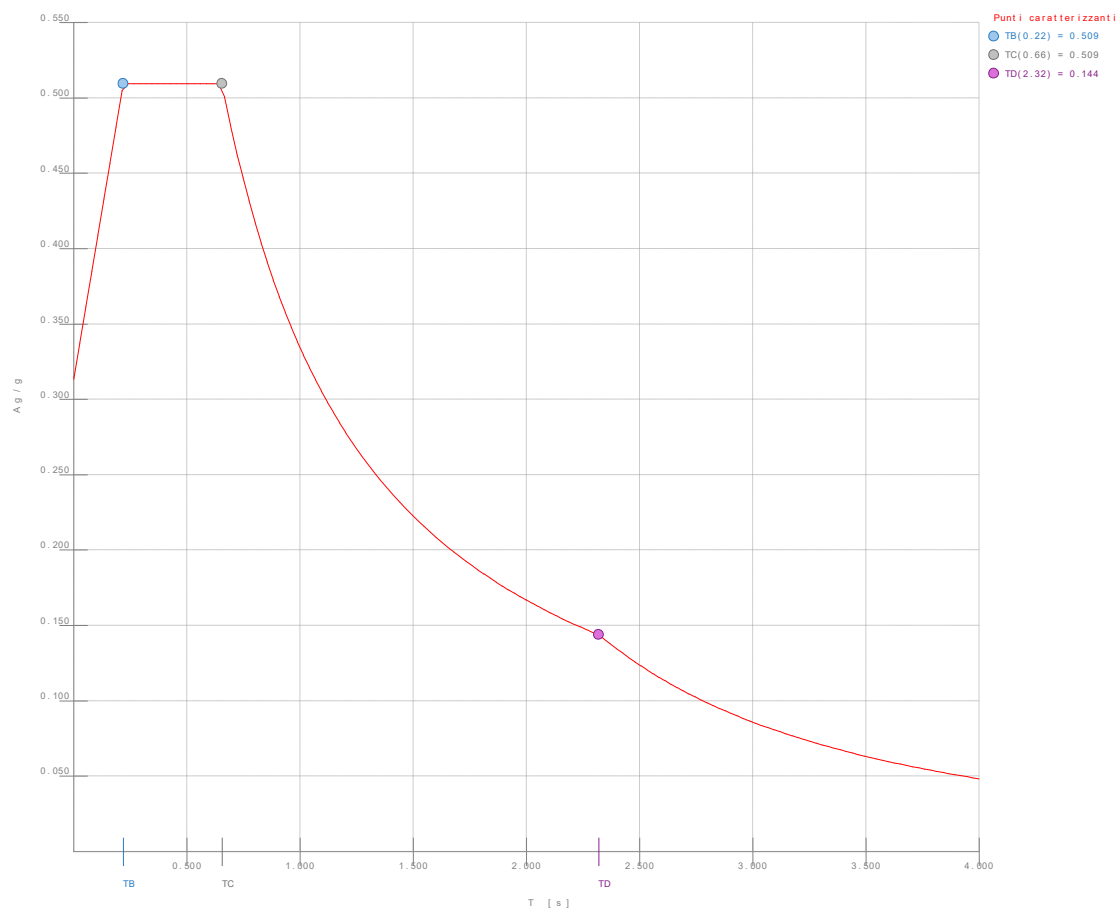
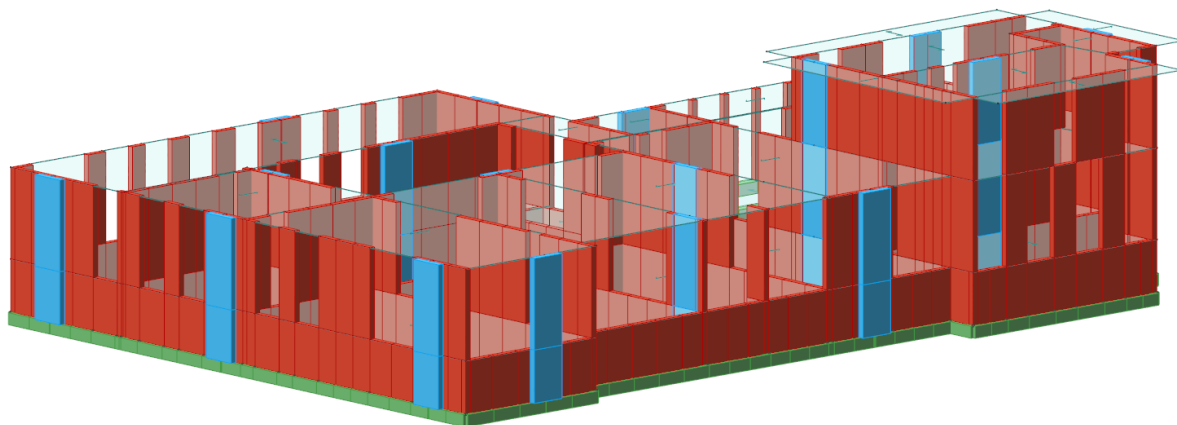


Figura numero 3: Spettro SND

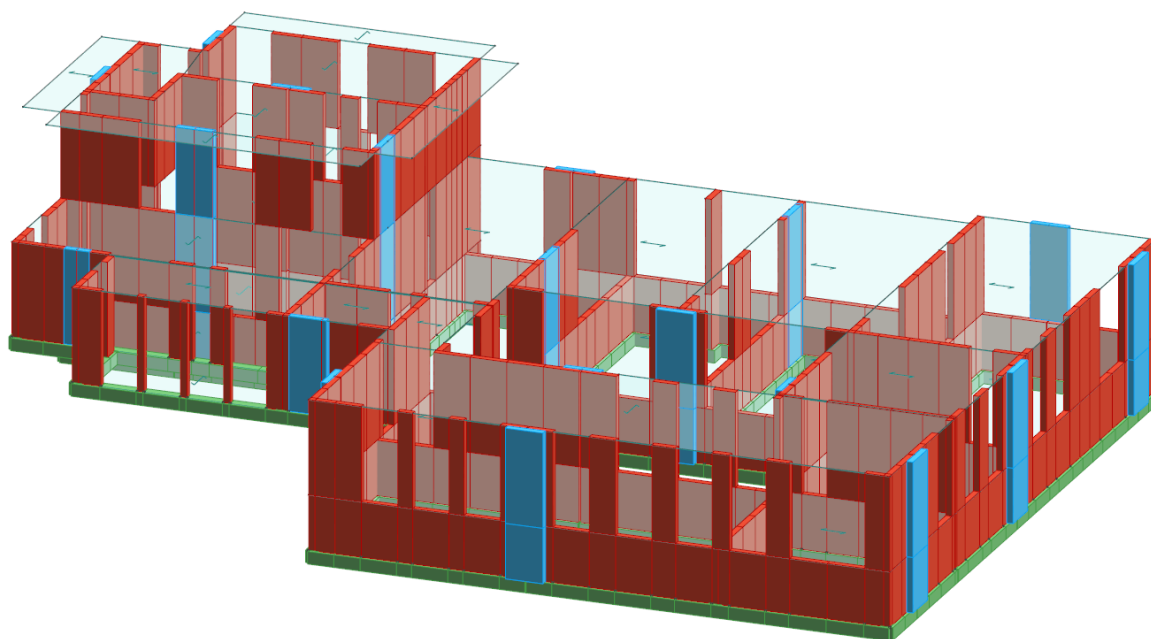


7.2. Modello Di Calcolo

Il calcolo viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (F.E.M.).



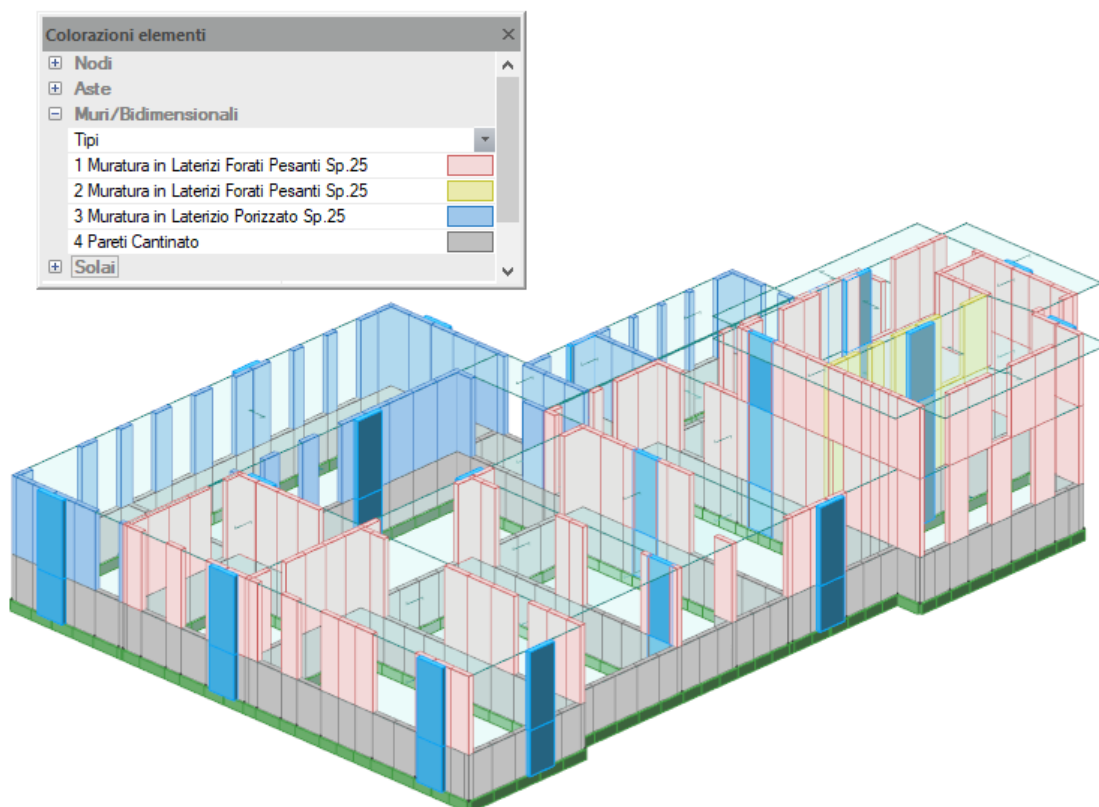
Modello strutturale



Modello strutturale

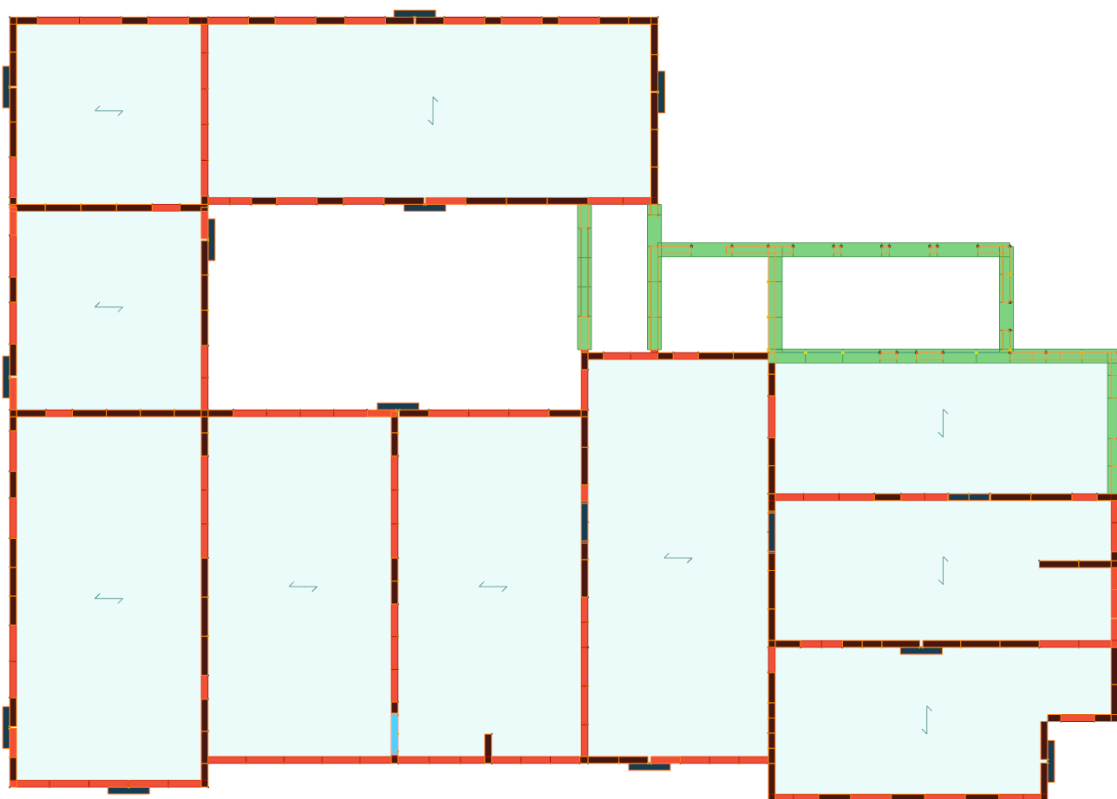


Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

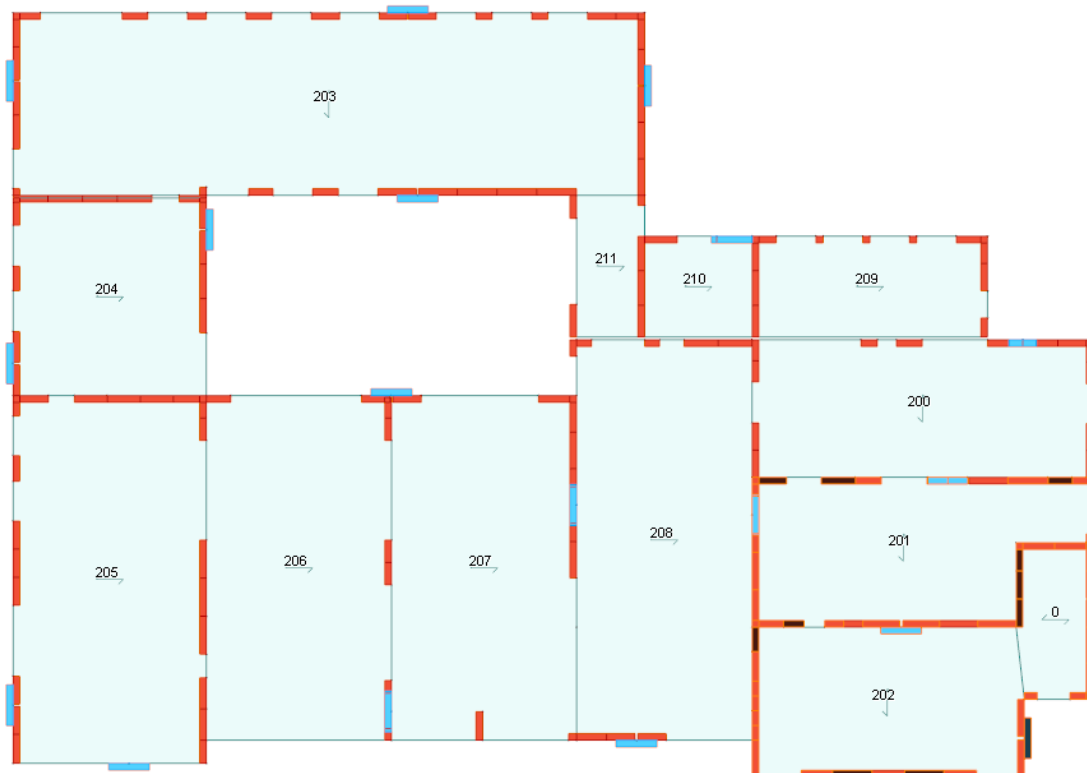


Tipologia di elementi Bidimensionali

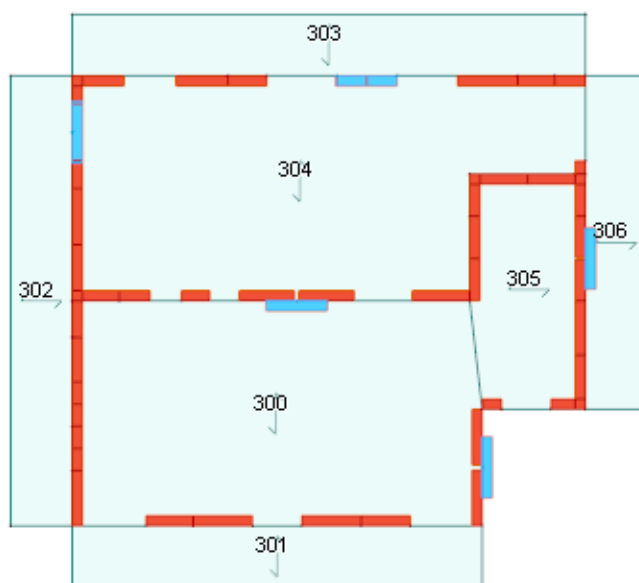
Al fine di escludere il contributo delle murature esistenti nei confronti dell'azione sismica in modo che gli unici elementi sismoresistenti siano i nuovi setti di progetto, le caratteristiche meccaniche dei materiali componenti le murature quali il Modulo Elastico E ed il Modulo elastico Tangenziale G, sono state ridotte del 60%



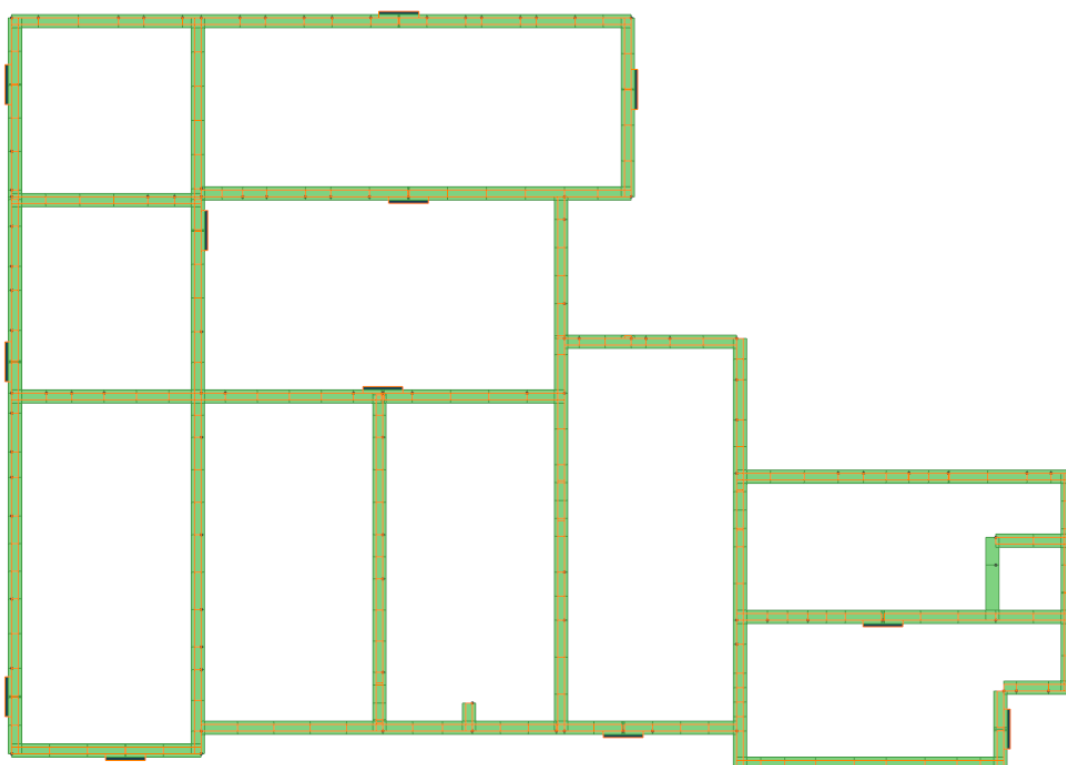
Primo Impalcato a Quota 0.00



Secondo Impalcato a Quota + 3.78 m



Terzo Impalcato a quota + 7.21 m



Fondazioni quota estradosso -2.20 m



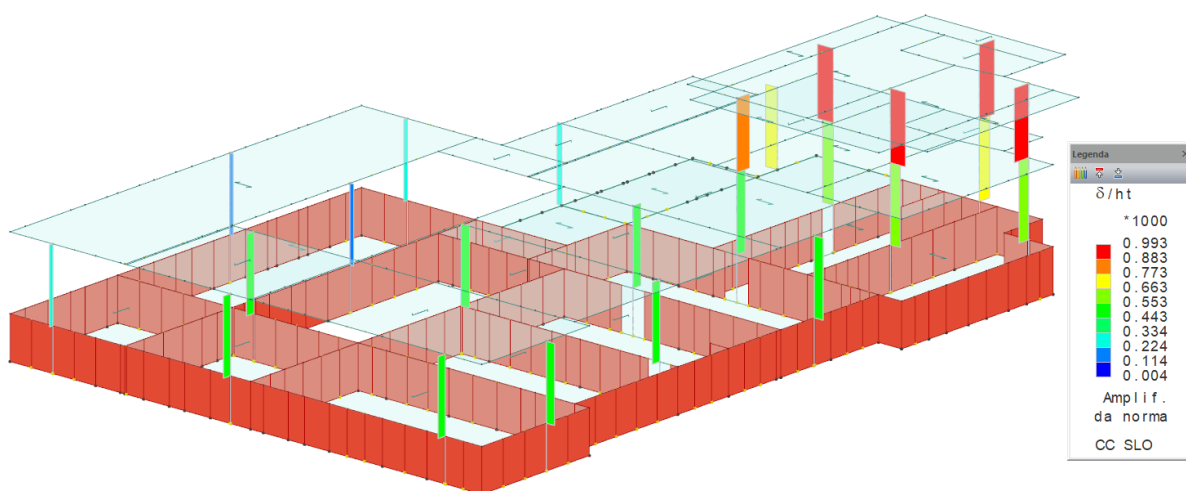
8. PRINCIPALI RISULTATI DI CALCOLO

La deformazione della struttura si può ritenere che non produca danni agli elementi secondari se gli spostamenti di interpiano sono contenuti entro certi limiti secondo quanto riportato nel §7.3.6.1 del DM2018.

Il fabbricato può essere considerato con tamponature collegate rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformazione della stessa.

Gli spostamenti relativi della struttura sono i seguenti:

8.1. Spostamenti Relativi



Spostamenti relativi massimi allo stato limite di Operatività

Simbologia

δ = Spostamento relativo

δ/h = Rapporto (moltiplicato per 1000) tra lo spostamento relativo e l'altezza

CC = Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari

N1 = Nodo1

N2 = Nodo2

h = Altezza teorica

I valori degli spostamenti relativi per CC di tipo sismico sono amplificati come da normativa

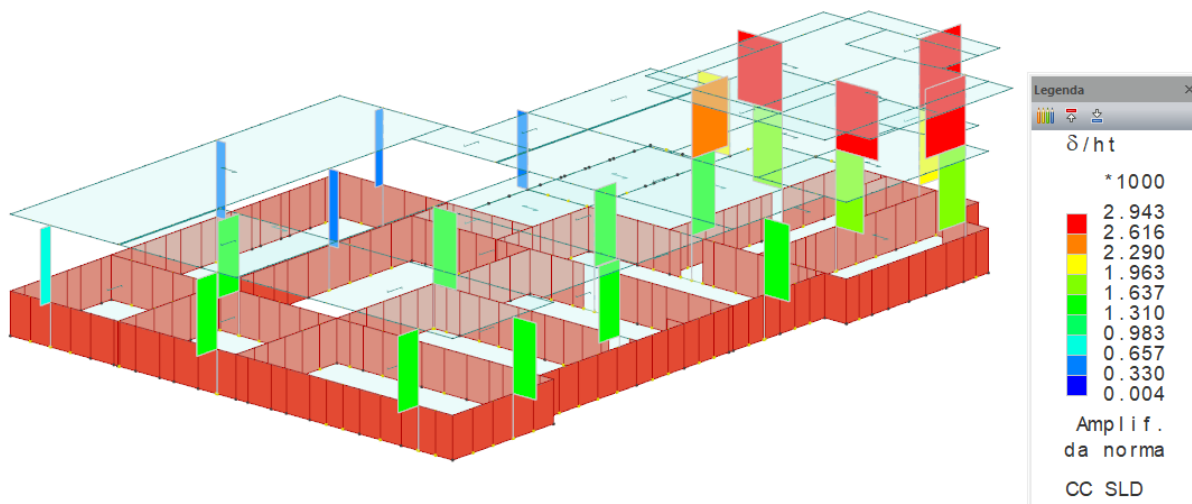
N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
29	1002	2.20	0.00	0.00	3
2003	3003	3.43	0.32	0.95	3
1006	2006	3.78	0.18	0.48	3
-5	1001	2.20	0.00	0.00	9
-243	-302	3.43	0.34	0.99	9
-53	1010	2.20	0.00	0.00	9
2011	3011	3.43	0.32	0.92	3
1014	2014	3.78	0.10	0.27	3
1016	2016	3.78	0.08	0.22	9
1018	2018	3.78	0.09	0.23	9
1082	2084	3.78	0.18	0.48	3

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
1002	2002	3.78	0.20	0.54	3
-20	-139	2.20	0.00	0.00	9
46	1007	2.20	0.00	0.00	3
1001	2001	3.78	0.18	0.48	3
-49	1009	2.20	0.00	0.00	3
1010	2010	3.78	0.19	0.51	3
-74	1012	2.20	0.00	0.00	9
-97	1015	2.20	0.00	0.00	9
-113	1017	2.20	0.00	0.00	9
-120	1019	2.20	0.00	0.00	9

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
-18	1003	2.20	0.00	0.00	3
-139	2037	3.78	0.19	0.49	3
1007	2007	3.78	0.22	0.59	3
-39	-156	2.20	0.00	0.00	3
1009	2009	3.78	0.21	0.55	3
11	1011	2.20	0.00	0.00	3
1012	2012	3.78	0.18	0.48	3
1015	2015	3.78	0.19	0.49	3
1017	2017	3.78	0.09	0.23	9
1019	2019	3.78	0.08	0.20	9

N1	N2	h <m>	δ <cm>	δ/h	CC
1003	2003	3.78	0.24	0.64	9
-23	1006	2.20	0.00	0.00	9
2007	3007	3.43	0.30	0.89	3
-156	-243	3.78	0.26	0.68	9
2009	3009	3.43	0.29	0.84	3
1011	2011	3.78	0.23	0.62	9
1013	2013	3.78	0.25	0.67	9
129	1016	2.20	0.00	0.00	9
-115	1018	2.20	0.00	0.00	9
79	1082	2.20	0.00	0.00	9

Min = 0.00
Max = 0.99



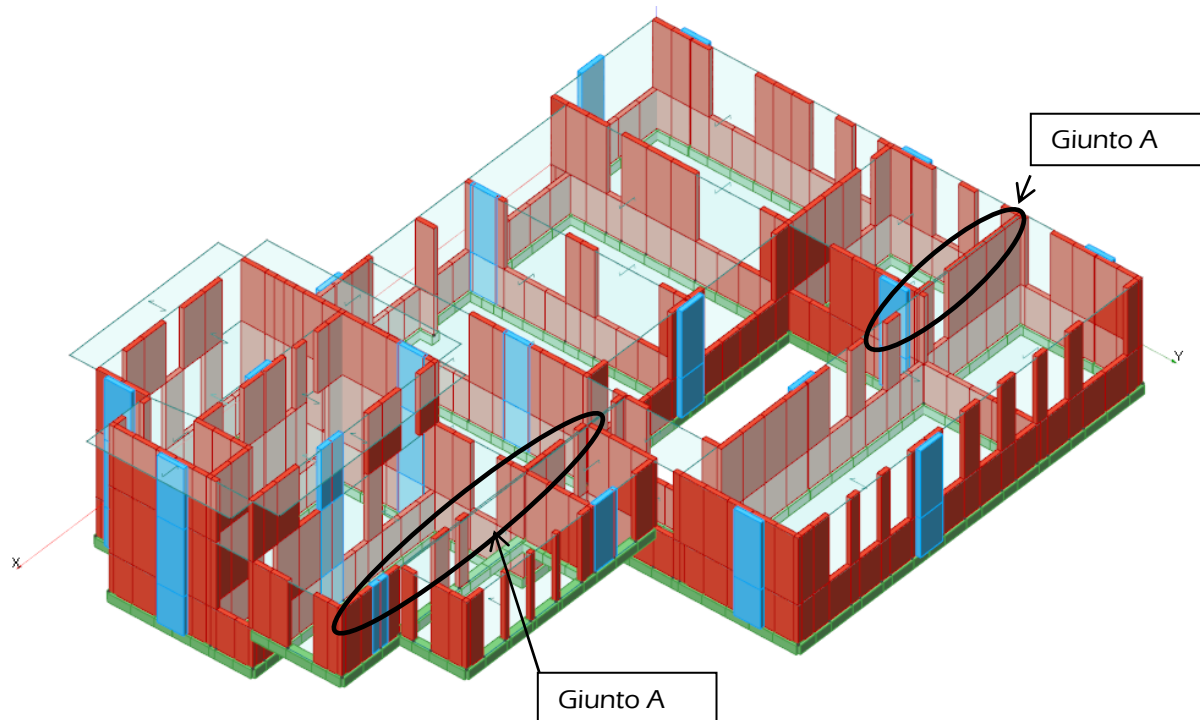
Spostamenti relativi massimi allo Stato Limite di Danno

In condizioni SLO lo spostamento relativo massimo risulta 0.99/1000 h inferiore al limite di $2/3 * 5/1000$ h

In condizioni SLO lo spostamento relativo massimo risulta 2.94/1000 h inferiore al limite di 5/1000 h
Pertanto si può ritenere che la deformazione della struttura non produca danni alle murature.



8.2. Giunti sismici



Gli spostamenti relativi in corrispondenza dei giunti introdotti nell'impalcato per tenere in considerazione che i solai sono stati eseguiti in tempi differenti risultano in condizioni SLV Non Dissipativa i seguenti:

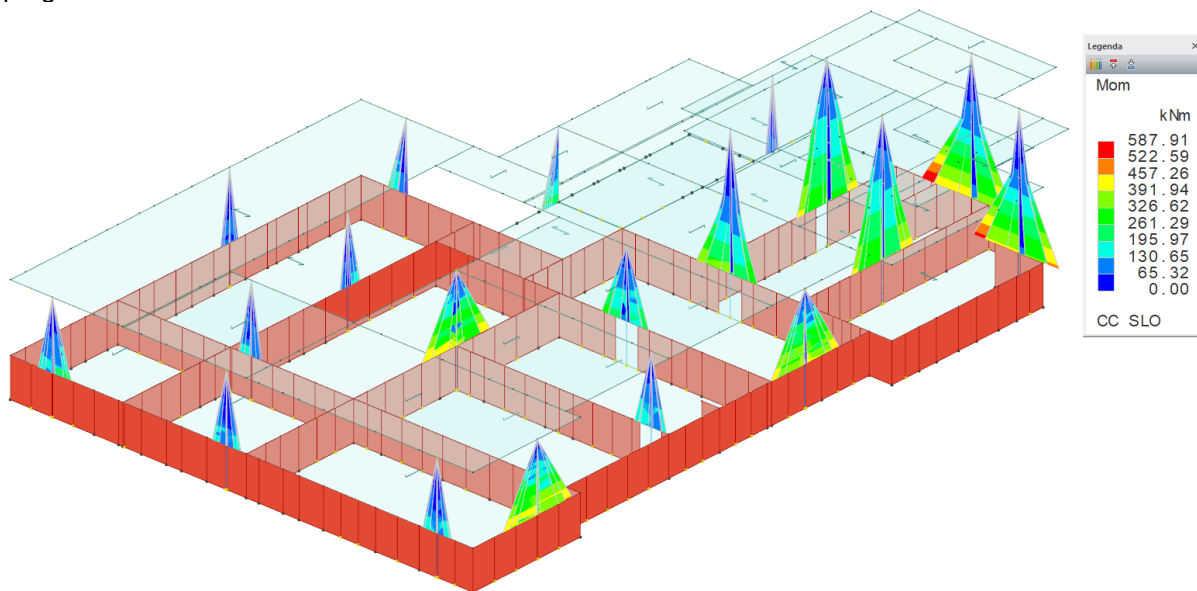
Giunto A = ± 12.15 mm

Giunto B = ± 4.04 mm

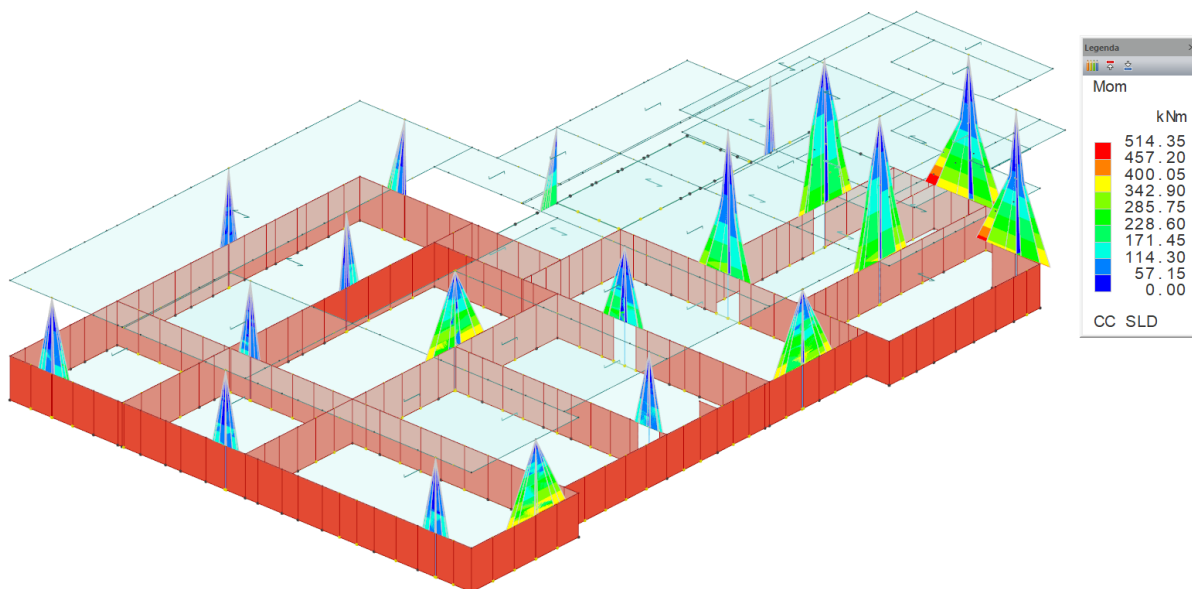


8.3. Momento Flettenti nei Setti

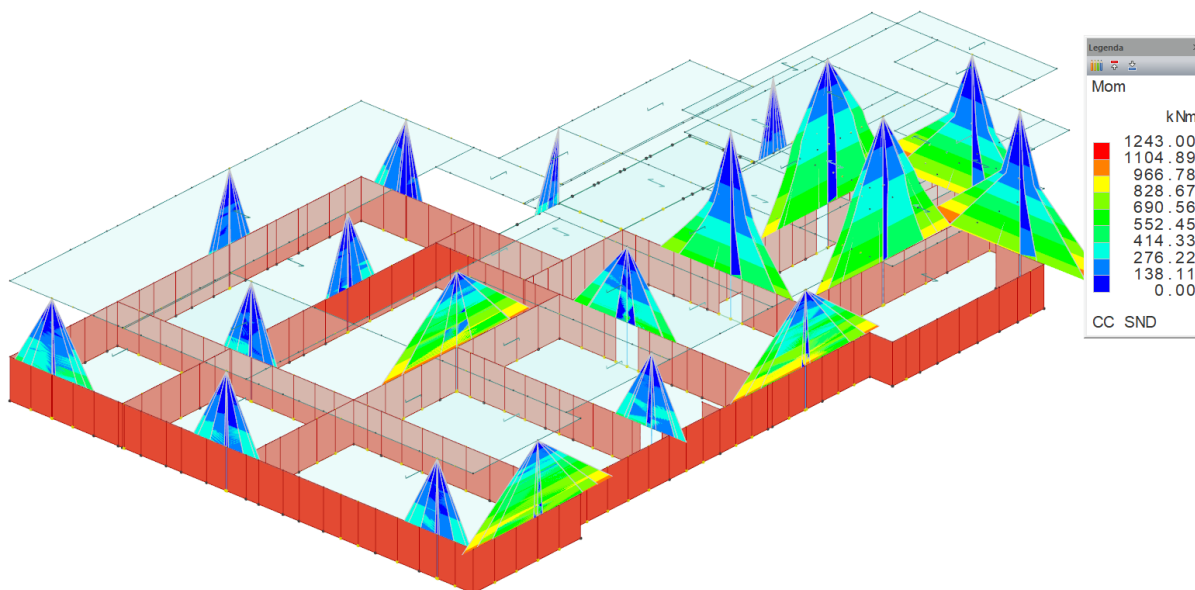
Di seguito sono riportate le rappresentazioni grafiche degli involuipi dei Momenti sollecitanti i setti di progetto nelle varie Condizioni di Carico



Inviluppo Momenti Flettenti allo Stato Limite di Operatività



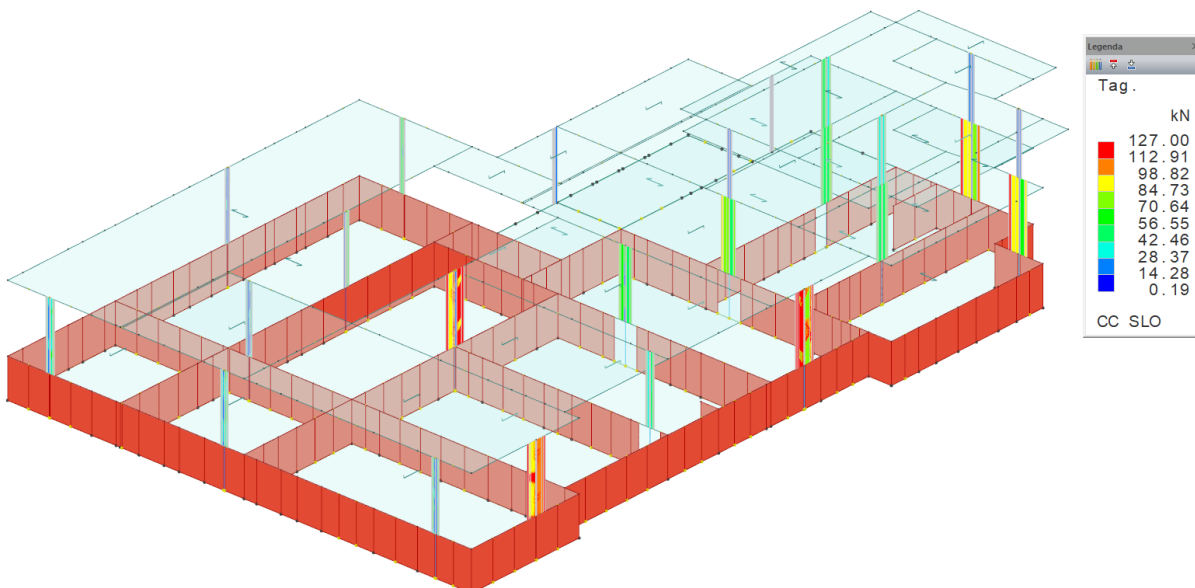
Inviluppo Momenti Flettenti allo Stato Limite di Danno



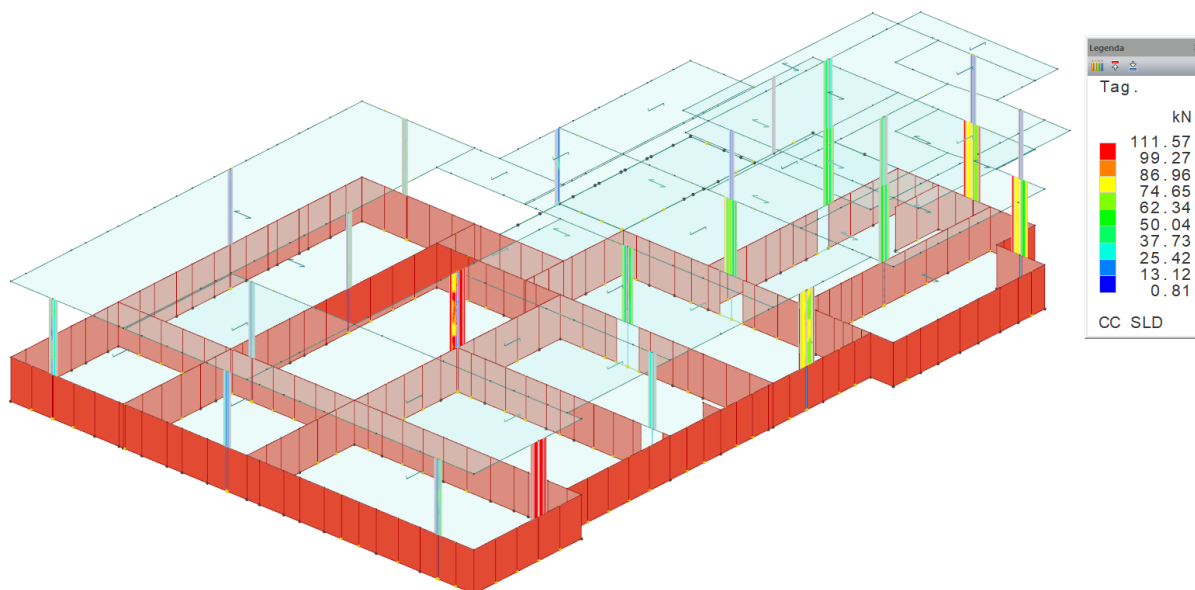
Inviluppo Momenti Flettenti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita Non Dissipativo

8.4. Taglio nei Setti

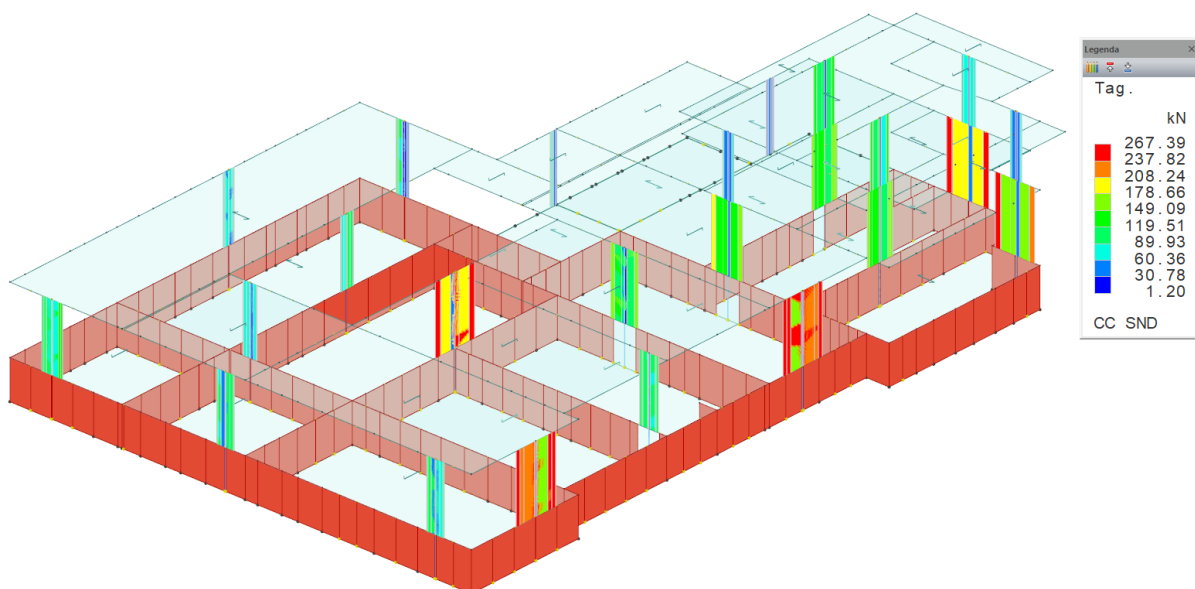
Di seguito sono riportate le rappresentazioni grafiche degli involuipi dei Tagli sollecitanti i setti di progetto nelle varie Condizioni di Carico



Inviluppo del Taglio allo Stato Limite di Operatività



Inviluppo del Taglio allo Stato Limite di Danno



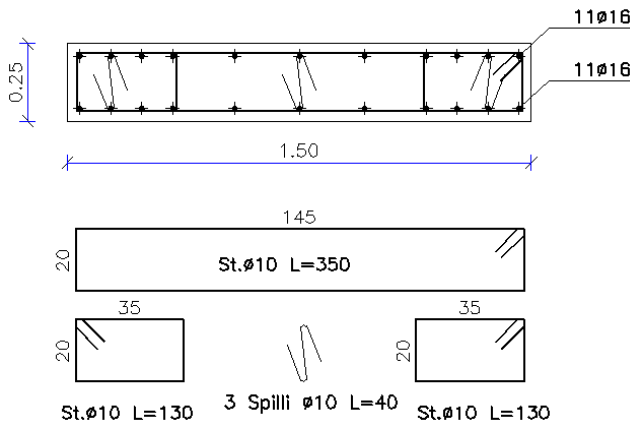
Inviluppo del Taglio allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita Non Dissipativo



8.5. Verifica a Flessione dei Setti

Di seguito riportate le verifiche a flessione dei setti raggruppati in funzione dei momenti sollecitanti e tipologia di armatura.

VERIFICA SETTI 5-12-13-14-15-16-17-18-19



Titolo : SETTO 25x150 8+8 diam 16

N° strati barre 8 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	150

N°	As [cm²]	d [cm]
4	4.02	35
5	4.02	115
6	4.02	125
7	4.02	135
8	4.02	145

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**

N Ed 0 kN
M xEd 0 kNm
M yEd 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

M xRd 821.2 kNm
 σ_c -15.87 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 22.17 ‰
d 145 cm
x 19.77 x/d 0.1364
 δ 0.7

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**

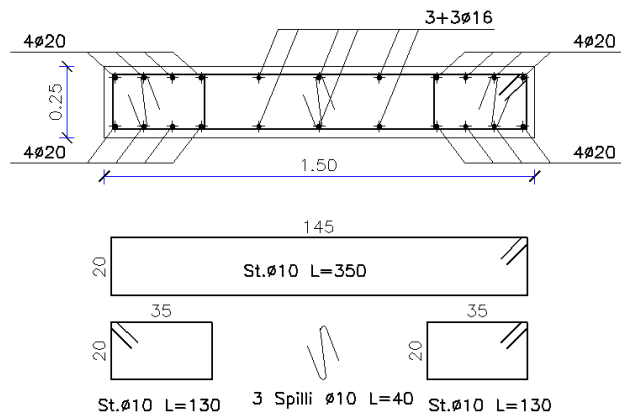
☐ Precompresso

Momento Sollecitate Massimo 490 kNm
Momento Resistente 821 kNm Verificato



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

VERIFICA SETTI 1-4-6-7-9-10-11-20



Titolo : SETTO 25x150 8+8 diam 20

N° strati barre 8 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	5
2	6,28	15
3	6,28	25
4	6,28	35
5	6,28	115
6	6,28	125

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 1.234 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 17,44 ‰
 d 145 cm
 x 24,23 x/d 0,1671
 δ 0,7

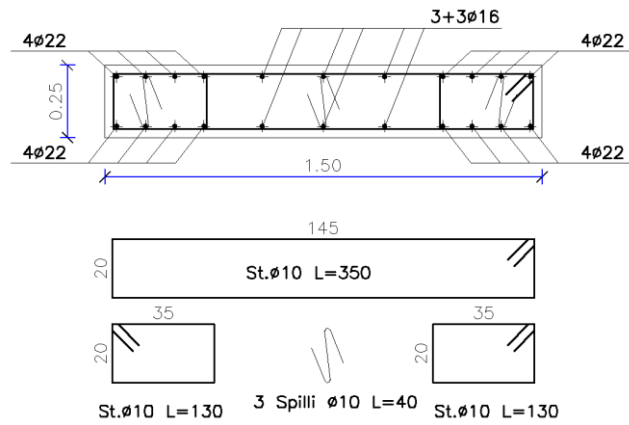
N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Momento Sollecitate Massimo 1145 kNm
 Momento Resistente 1234 kNm Verificato



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

VERIFICA SETTI 2-8



Titolo: SETTO 25x150 8+8 diam 22

N° strati barre 8 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	25	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	7,60	5
2	7,60	15
3	7,60	25
4	7,60	35
5	7,60	115
6	7,60	125

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{Ed} 0 kNm
 M_{Ed} 0 kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
 B450C C28/35
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

M_{xRd} 1.468 kNm
σ_c -15,87 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 16,06 ‰
d 145 cm
x 25,95 **x/d** 0,1789
δ 0,7

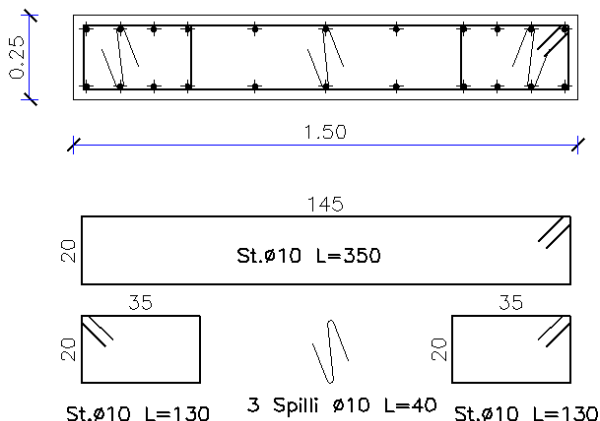
N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Momento Sollecitate Massimo 1375 kNm
 Momento Resistente 1468 kNm Verificato



8.6. Verifica a Taglio dei Setti

Di seguito sono riportate le verifiche a taglio dei setti



Tutti i setti presentano una staffatura uguale come quella sopra riportata ed è disposta con un passo massimo di 12.50 cm

Simbologia

CC	=Numero della combinazione delle condizioni di carico elementari
Cf	=Copriferro
Cls	=Tipo di calcestruzzo
Fcd	=Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo
Fck	=Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo
Fctd	=Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo
Fctk	=Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
Fyd	=Resistenza di calcolo dell'acciaio
Fyk	=Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
Liv.	=Numero del livello
Pos.	=Posizione (P=Piede, T=Testa)
Sic.	=Sicurezza
Spess.	=Spessore
TCC	=Tipo di combinazione di carico
	SLU = Stato limite ultimo
Tp	=Tipo di acciaio
VRcd	=Taglio ultimo lato calcestruzzo
VRsd	=Taglio ultimo lato armatura
Vsdu	=Taglio agente nella direzione del momento ultimo
ctgθ	=Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo

Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Spess.	Cf	Cls	Fck	Fctk	Fcd	Fctd	Tp	Fyk	Fyd
<m>	<m>		<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>	<kN/mq>		<kN/mq>	<kN/mq>
0.25	0.04	C28/35	29050.00	1984.49	16461.70	1322.99	B450C	450000.00	391304.00

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

Liv.	Pos.	CC	Vsdu	ctgθ	VRsd	VRcd	Sic.
			<kN>		<kN>	<kN>	
1	P	1	310.00	1.79	1155.04	1155.04	3.726
1	T	1	310.00	1.78	1150.69	1150.69	3.726

Taglio Sollecitate Massimo

310 kNm

Taglio Resistente

1155 kNm Verificato



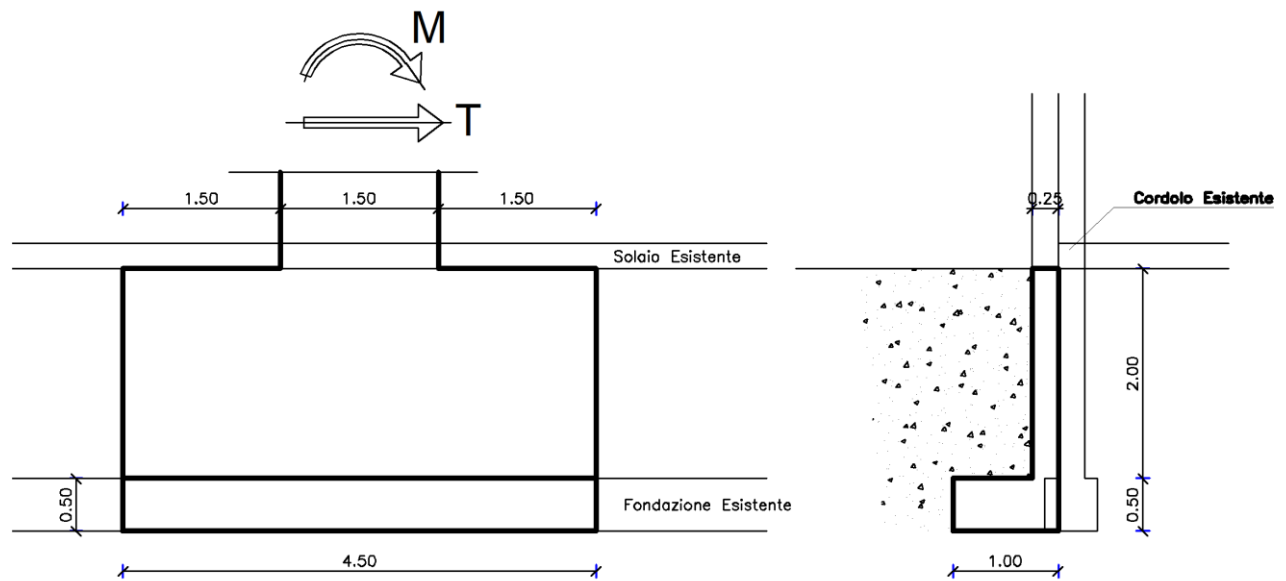
8.7. Verifica Fondazioni Setti

Di seguito sono riportate le verifiche delle nuove fondazioni dei setti

VERIFICA FONDAZIONI SETTI 5-12-15-16-17-18-19

Questo gruppo di setti è dislocato sul perimetro esterno del fabbricato.

La fondazione di incastro per questi setti è costituita da un tratto di 4.50 m di parete armata dello spessore di 25 con fondazione di sezione 100x50 realizzata in adiacenza alla muratura esistente del cantinato.



Il taglio proveniente dal setto viene fatto assorbire da una serie di spinotti fissati al cordolo del primo solaio esistente. La verifica dei connettori viene di seguito riportata.

Il Taglio massimo è quello corrispondente al setto 15 pari a $T=129$ kN

Il Momento è quello corrispondente al setto 15 pari a $M=460$ kNm

Carichi Verticali non amplificati

Carico proveniente dal setto	N1 =	46 kN
Peso nuova Parete	N2 =	56 kN
Peso nuova fondazione	N3 =	56 kN
Peso terreno sovrastante fondazione	N4 =	121 kN
Totale	N =	279 kN

Nei carichi Verticali sono stati trascurati a favore di sicurezza tutti i contributi di peso apportati dagli elementi strutturali esistenti quali la parete del cantinato, le sovrastanti murature il laterizio e lo scarico dei solai.



Sulla base della geometria sopra riportata risulta che l'eccentricità del carico totale verticale rispetto al baricentro della fondazione risulta:

$$e = M/N_{tot} = 1,65 \text{ m} \qquad u = 2,25 - 1,64 = 0,60 \text{ m} \qquad B = 1,00 \text{ m}$$

Pressione sul terreno $\sigma_t = 2N/3uB = 310 \text{ kN/mq}$ compatibile con quanto riportato nella relazione geologica al capitolo 8 in Combinazione Sismica Approccio 1

Verifica al Ribaltamento

Momento Ribaltante $M_r = M = 460 \text{ kNm}$

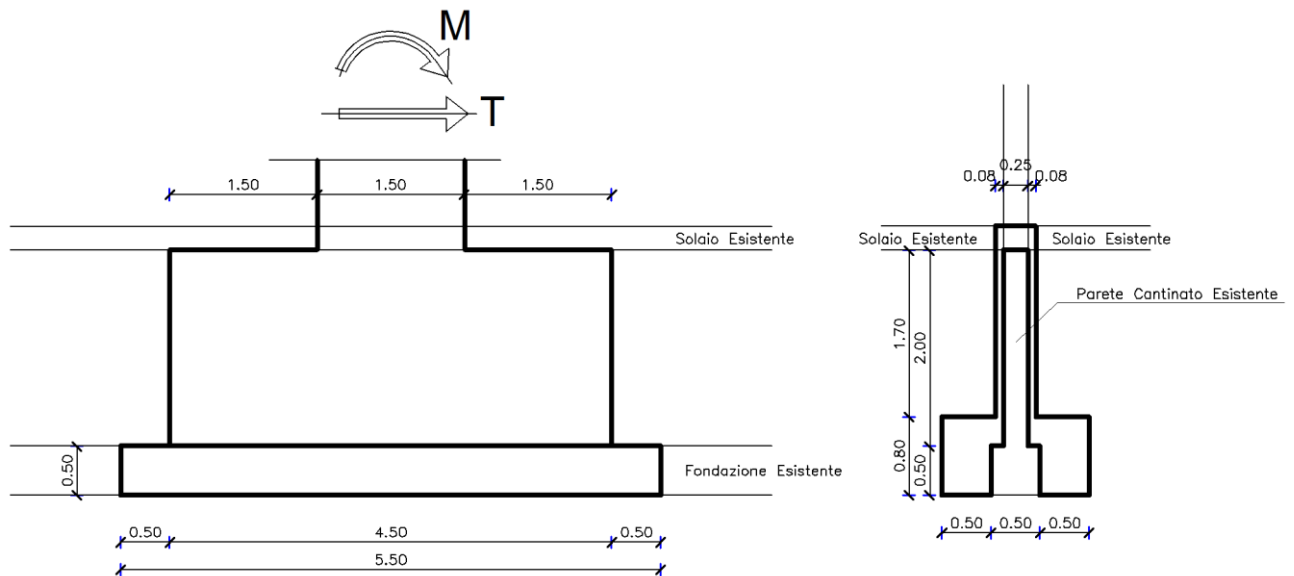
Momento Stabilizzante $M_s = N \times L/2 = 627 \text{ kNm} \qquad M_s/M_r = 1,363$



VERIFICA FONDAZIONI SETTI 4-9-10

Questo gruppo di setti è dislocato all'interno del fabbricato.

La fondazione di incastro per questi setti è costituita da un rinforzo strutturale mediante placcaggio della parete esistente per un tratto di 4.50 m e la realizzazione di una fondazione sporgente 0.50 m dalla zona di rinforzo.



Il taglio proveniente dal setto viene fatto assorbire dal cordolo del primo solaio nel quale il setto è inserito.

Il Taglio massimo è quello corrispondente al setto 9 pari a $T=231 \text{ kN}$

Il Momento è quello corrispondente al setto 9 pari a $M=1006 \text{ kNm}$

Carichi Verticali non amplificati

Carico proveniente dal setto	N1 =	77 kN
Peso Parete Rinforzata	N2 =	78 kN
Peso Fondazione Rinforzata	N3 =	165 kN
Peso quota parte primo solaio	N =	65 kN
Peso quota parte secondo solaio	N =	54 kN
Peso Muratura esistente piano terra	N4 =	60 kN
Totale	N =	499 kN

Sulla base della geometria sopra riportata risulta che l'eccentricità del carico totale verticale rispetto al baricentro della fondazione risulta:

$$e = M/N_{tot} = 2,02 \text{ m}$$

$$u = 2,75 - 2,02 = 0,73 \text{ m}$$

$$B = 1,50 \text{ m}$$



Pressione sul terreno $\sigma_t = 2N/3uB = 304 \text{ kN/mq}$ compatibile con quanto riportato nella relazione geologica al capitolo 8 in Combinazione Sismica Approccio 1

Verifica al Ribaltamento

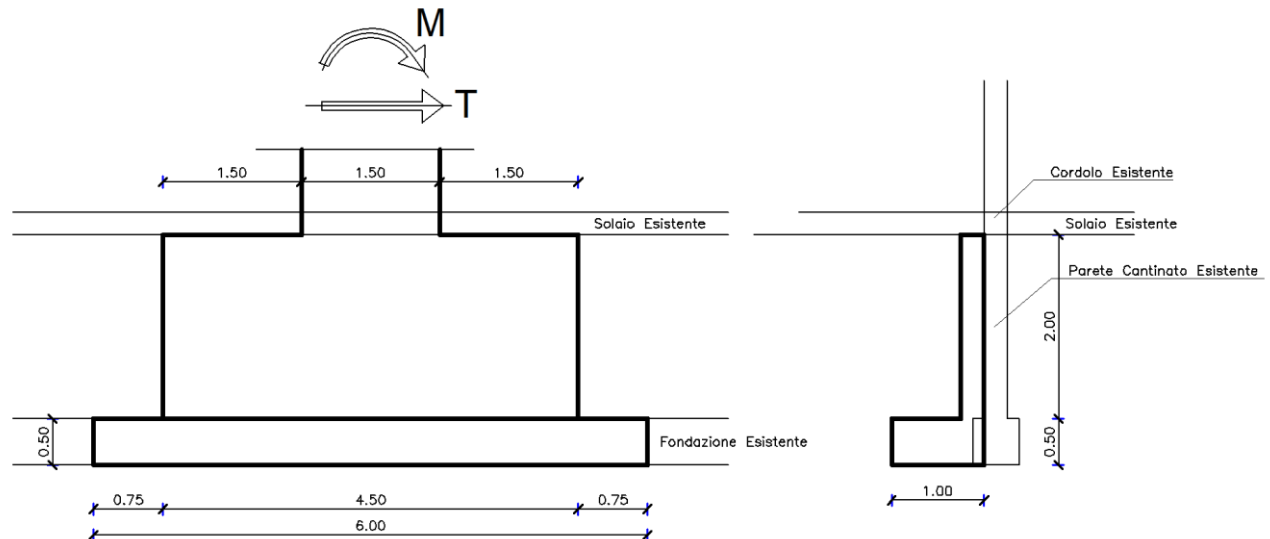
Momento Ribaltante $M_r = M = 1006 \text{ kNm}$

Momento Stabilizzante $M_s = N \times L/2 = 1372 \text{ kNm}$ $M_s/M_r = 1,364$

VERIFICA FONDAZIONI SETTI 6-11

Questo gruppo di setti è dislocato all'interno del fabbricato in corrispondenza della porzione di edificio a due piani.

La fondazione di incastro per questi setti è costituita da un tratto di 4.50 m di parete armata dello spessore di 25 con fondazione di sezione 100x50 sporgente di 0.50 m rispetto alla nuova parete.



Il taglio proveniente dal setto viene fatto assorbire dal cordolo del primo solaio col il quale è collegato. La verifica dei connettori viene di seguito riportata.

Il Taglio massimo è quello corrispondente al setto 11 pari a $T=175 \text{ kN}$

Il Momento è quello corrispondente al setto 11 pari a $M=1032 \text{ kNm}$

Carichi Verticali non amplificati

Carico proveniente dal setto	N1	=	92 kN
Peso nuova Parete	N2	=	56 kN
Peso nuova fondazione	N3	=	68 kN
Peso quota parte primo solaio	N	=	54 kN
Peso quota parte secondo solaio	N	=	45 kN
Peso quota parte terzo solaio	N	=	60 kN
Peso Muratura esistente interrato	N	=	67 kN



Peso Muratura esistente Piano Terra	N	=	60 kN
Peso Muratura esistente piano terra	<u>N4</u>	=	<u>60 kN</u>
Totale	N	=	562 kN

Sulla base della geometria sopra riportata risulta che l'eccentricità del carico totale verticale rispetto al baricentro della fondazione risulta:

$$e = M/N_{tot} = 1,85 \text{ m} \qquad u = 3,00 - 1,85 = 1,15 \text{ m} \qquad B = 1,00 \text{ m}$$

Pressione sul terreno $\sigma_t = 2N/3uB = 326 \text{ kN/mq}$ compatibile con quanto riportato nella relazione geologica al capitolo 8 in Combinazione Sismica Approccio 1

Verifica al Ribaltamento

$$\text{Momento Ribaltante } M_r = M = 1038 \text{ kNm}$$

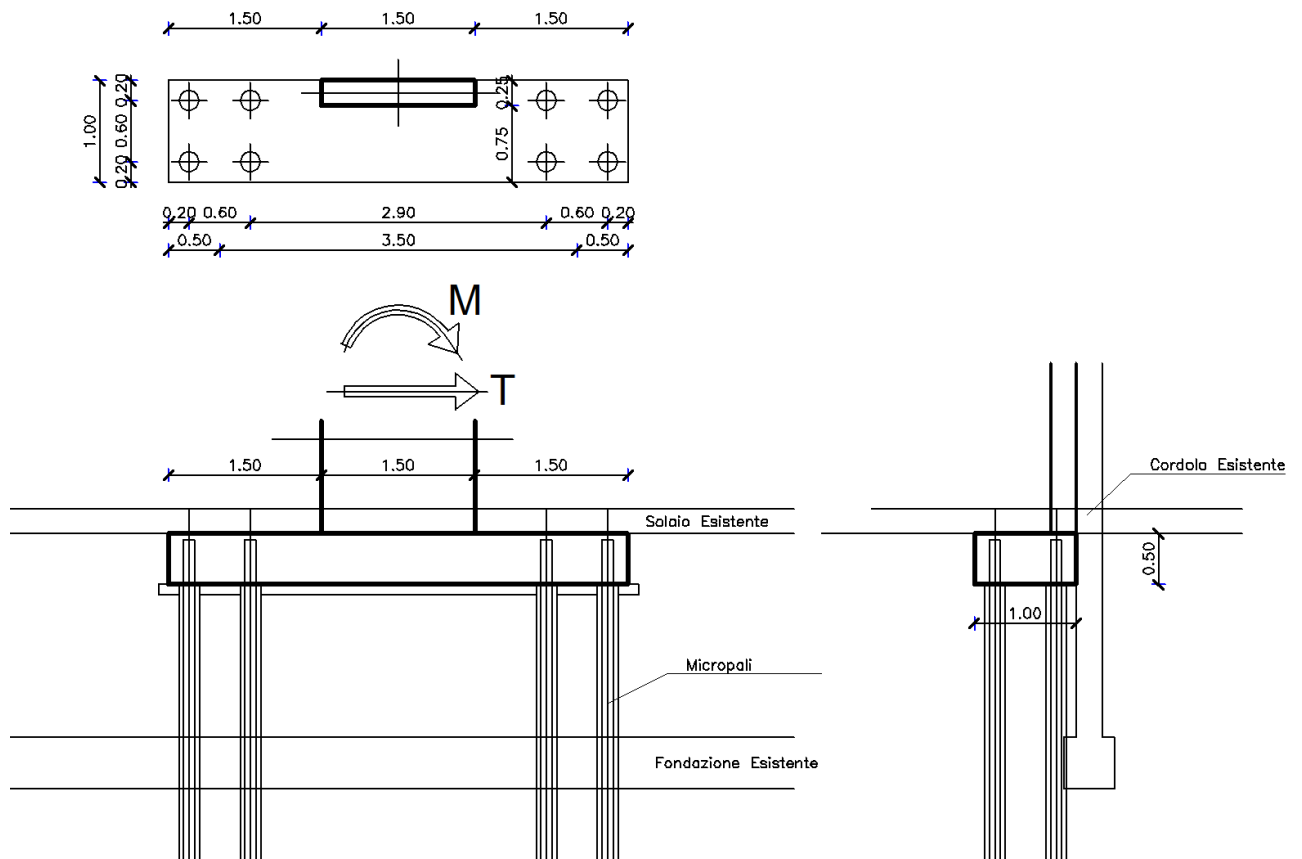
$$\text{Momento Stabilizzante } M_s = N \times L/2 = 1686 \text{ kNm} \qquad M_s/M_r = 1,62$$



VERIFICA FONDAZIONI SETTI 1-2-7-8-20

Questo gruppo di setti è dislocato sul perimetro esterno del fabbricato.

La fondazione di incastro per questi setti è costituita da una trave di fondazione posata su una serie di micropali come da schema di seguito riportato.



Il taglio proveniente dal setto viene fatto assorbire da una serie di spinotti fissati al cordolo del primo solaio esistente. La verifica dei connettori viene di seguito riportata.

Il Taglio massimo è quello corrispondente al setto 8 pari a $T=310$ kN

Il Momento è quello corrispondente al setto 8 pari a $M=1375$ kNm

Azione sui pali

Braccio copia gruppi di pali $b=3.50$ m

Azione compressione/ trazione gruppo di 4 pali $T=N= M/b = \pm 393$ kN

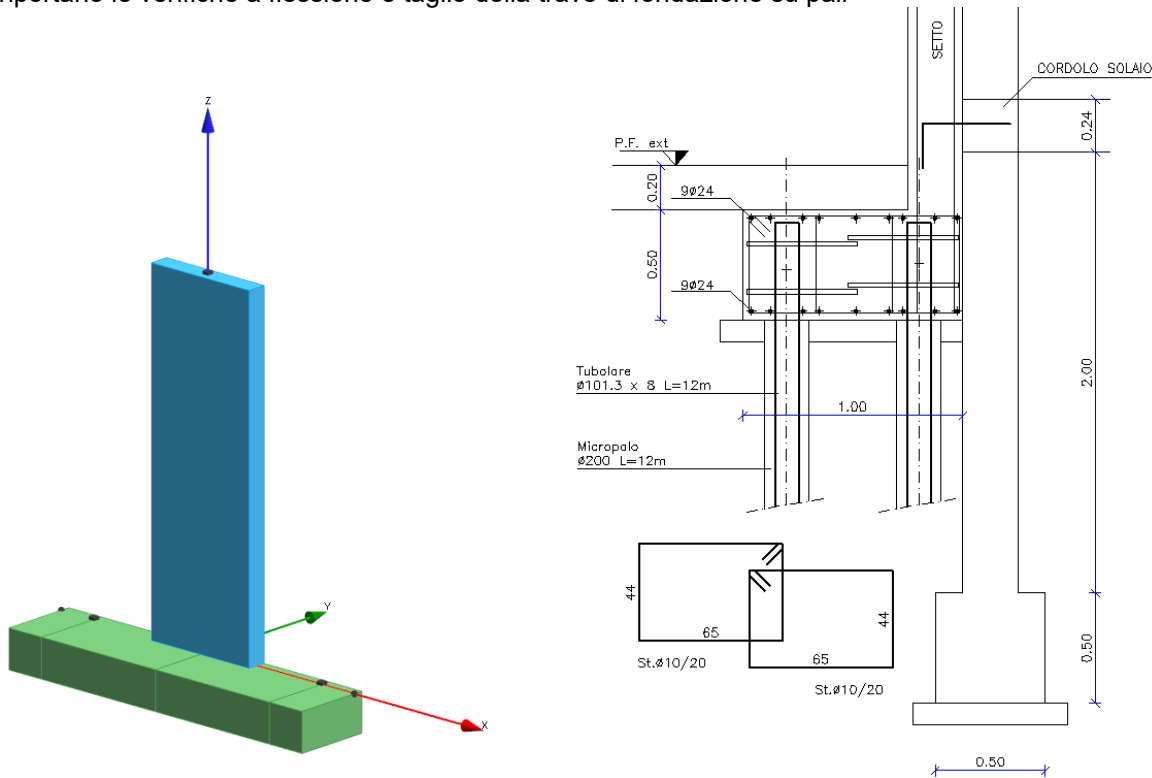
Azione su ogni palo $T1 = N1 = T/4 = N/4 = \pm 98.22$ kN

La verifica del palo in compressione ed in trazione è di seguito riportata.



VERIFICA TRAVE DI FONDAZIONE SU PALI

Si riportano le verifiche a flessione e taglio della trave di fondazione su pali



Caratteristiche delle sezioni e dei materiali utilizzati

Sez. Tipo	B <cm>	H <cm>	Cf sup <cm>	Cf inf <cm>	Cls	Fck <daN/cm²>	Fctk <daN/cm²>	Fcd <daN/cm²>	Fctd <daN/cm²>	Tp	Fyk <daN/cm²>	Fyd <daN/cm²>
1R	100.00	50.00	4.10	4.10	C25/30	249.00	17.91	141.10	11.94	B450C	4500.00	3913.04

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cm²>	AfE I <cm²>	AfEP S <cm²>	AfEP I <cm²>	My <daNm>	MRdy <daNm>	Sic.
0.501	SLU	1	1	50.00	40.72	40.72	40.72	40.72	-156.25	-67697.10	>100
0.501	SLU	2	2	0.00	40.72	40.72	40.72	40.72	16302.90	67697.10	4.152
1.171	SLU	2	2	66.67	40.72	40.72	40.72	40.72	31400.20	67697.10	2.156
4.001	SLU	3	3	175.00	40.72	40.72	40.72	40.72	-13914.60	-67697.10	4.865
4.001	SLU	4	4	0.00	40.72	40.72	40.72	40.72	-156.25	-67697.10	>100

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali

Xg <m>	CC	TCC	El	X <cm>	AfE S <cm²>	AfE I <cm²>	My <daNm>	σ _f sup <daN/cm²>	σ _f inf <daN/cm²>	σ _c <daN/cm²>
0.502	SLE	R	1	50.00	40.72	40.72	-156.25	9.32	-3.43	0.31
0.502	SLE	R	2	0.00	40.72	40.72	16302.90	-358.36	972.88	32.60
1.172	SLE	R	2	66.67	40.72	40.72	31400.20	-690.22	1873.83	62.78
4.002	SLE	R	3	175.00	40.72	40.72	-13914.60	830.36	-305.86	27.82
4.002	SLE	R	4	0.00	40.72	40.72	-156.25	9.32	-3.43	0.31

Stato limite ultimo - Verifiche a taglio

CC	X0 <m>	X1 <m>	Lung. <m>	Staff.	AfE St. <cm²/m>	bw <m>	Vsdu <daN>	ctgθ	VRsd <daN>	VRcd <daN>	Vrdu <daN>	Sic.
1 SLU	0.06	0.50	0.44	ø10/20 4 br.	15.71	1.00	625.00	2.50	63478.90	100497.00	63478.90	>100
1 SLU	0.50	1.00	0.50	ø10/20 4 br.	15.71	1.00	29326.90	2.50	63478.90	100497.00	63478.90	2.165
1 SLU	1.00	3.50	2.50	ø10/20 4 br.	15.71	1.00	28701.90	2.50	63478.90	101097.00	63478.90	2.212
1 SLU	3.50	4.00	0.50	ø8/12 4 br.	16.76	1.00	26946.30	2.50	67710.90	101097.00	67710.90	2.513
1 SLU	4.00	4.44	0.44	ø10/20 4 br.	15.71	1.00	625.00	2.50	63478.90	100497.00	63478.90	>100



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

VERIFICA MICROPALO IN TRAZIONE

Si riportano le verifiche a trazione del micropalo di fondazione

Descrizione	
Tipologia	RADICE
Iniezione	IGU: Iniezione globale messa in pressione unica
Pressione limite di iniezione	300,00 kN/m ²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	1,40
Diametro bulbo	0,34 m
Lunghezza bulbo	11,90 m
Lunghezza fusto	0,10 m
Diametro esterno tubolare	101,30 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	3

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11,33	1,01	2,21
2	C25/30	30	31475	25	14,16	1,14	2,56
3	C28/35	35	32308	28	15,86	1,26	2,76
4	C40/50	50	35220	40	22,66	1,63	3,5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391,3	450	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5

Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m ³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m ³]	c [kN/m ²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m ²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	15,00	19,00	20,00	0,00	29,00	No	1,00	0,00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m ²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN] [Lungo]
A1+M1+R3	17,77	30,25	29/0,00	30,18	0,00	219,42	249,59	--	51,34

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).



Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine	3		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,60		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,60		
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kN]	[kN]	[kN]
Base	--	--	--
Laterale	219,42	219,42	219,42
Totale	249,59	249,59	249,59
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3		
Laterale	1,25		
Resistenza di progetto laterale	109,71 kN		
Resistenza di progetto	139,89 kN		

Trazione di Progetto = 98,22 kN < Resistenza di Progetto VERIFICATO

VERIFICA MICROPALO IN COMPRESSIONE

Si riportano le verifiche a compressione del micropalo di fondazione

Descrizione	
Tipologia	RADICE
Iniezione	IGU: Iniezione globale messa in pressione unica
Pressione limite di iniezione	300,00 kN/m²
Diametro di perforazione	0,20 m
Alfa	1,40
Diametro bulbo	0,34 m
Lunghezza bulbo	11,90 m
Lunghezza fusto	0,10 m
Diametro esterno tubolare	101,30 mm
Spessore tubolare	8,00 mm
Calcestruzzo tipo	2
Acciaio tipo	3

Archivio materiali

Conglomerati

Nr.	Classe Calcestruzzo	fck,cubi [MPa]	Ec [MPa]	fck [MPa]	fcd [MPa]	fctd [MPa]	fctm [MPa]
1	C20/25	25	29960	20	11,33	1,01	2,21
2	C25/30	30	31475	25	14,16	1,14	2,56
3	C28/35	35	32308	28	15,86	1,26	2,76
4	C40/50	50	35220	40	22,66	1,63	3,5

Acciai:

Nr.	Classe Acciaio	Es [MPa]	fyk [MPa]	fyd [MPa]	ftk [MPa]	ftd [MPa]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	200000	450	391,3	450	391,3	.075	.0675	1	0,5
2	B450C*	200000	450	391,3	540	450	.05	.04	1	0,5
3	S235H	210000	235	204,35	360	204,35	0,05	0,04	1	0,5
4	S275H	210000	275	239,13	430	239,13	0,05	0,04	1	0,5
5	S355H	210000	355	308,7	510	308,7	0,05	0,04	1	0,5



Stratigrafia

Nr.: Numero dello strato. Hs: Spessore dello strato. Fi: Angolo di attrito. c: Coesione Alfa: Coefficiente adesione attrito laterale. Vs: Velocità onde di taglio.

Strat. 1

Nr.	Hs	Peso unità di Volume [kN/m³]	Peso Unità di volume Saturato [kN/m³]	c [kN/m²]	Fi (°)	Attrito negativo	Alfa	Modulo elastico [MN/m²]	Vs [m/s]	Descrizione e litologica
1	15,00	19,00	20,00	0,00	29,00	No	1,00	0,00	0	

Carico limite

Stratigrafia	Nq	Nc	Fi/C strato punta Palo (°)/[kN/m²]	Peso palo [kN]	Carico limite punta [kN]	Carico limite laterale [kN]	Carico limite [kN]	Attrito negativo [kN]	Carico limite orizzontale [kN] [Lungo]
A1+M1+R3	17,77	30,25	29/0,00	30,18	194,08	219,42	383,32	--	51,34

Corto si rompe il terreno senza che la sezione si plasticizzi. Medio si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (una sola cerniera plastica). Lungo si rompe la sezione in c.a. prima del terreno (due cerniere plastiche).

RESISTENZA DI PROGETTO CARICHI ASSIALI

Resistenza caratteristica carichi assiali. Nome combinazione:	A1+M1+R3		
Numero verticali di indagine	3		
Fattore correlazione verticale indagate media (xi3)	1,60		
Fattore correlazione verticale indagate minima (xi4)	1,60		
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max
	[kN]	[kN]	[kN]
Base	194,08	194,08	194,08
Laterale	219,42	219,42	219,42
Totale	383,32	383,32	383,32
Coefficiente parziale resistenza caratteristica	R3		
Base	1,35		
Laterale	1,15		
Resistenza di progetto base	89,85 kN		
Resistenza di progetto laterale	119,25 kN		
Resistenza di progetto	178,92 kN		

Compressione di Progetto = 98,22 kN < Resistenza di Progetto VERIFICATO



VERIFICA TASSELLAGGIO SETTI AL CORDOLO SOLAIO

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante: HIT-HY 200-R V3 + Rebar 16mm

Return period (service life in years): 50

Hilti Seismic set o altro sistema per il riempimento dello spazio aulare tra piastra e ancorante.

Profondità di posa effettiva: $b_{ef,act} = 200$ mm ($b_{ef,des} = -$ mm)

Materiale: B500B

Certificazione No.: ETA 19/0601

Emesso / Valido: 14/12/2020 | -

Prova: Valutazione ingegneristica SOFA BOND dopo la campagna di test ETAG BOND

Fissaggio distanziato: $s_a = 0$ mm (Senza distanziamento); $t = 12$ mm

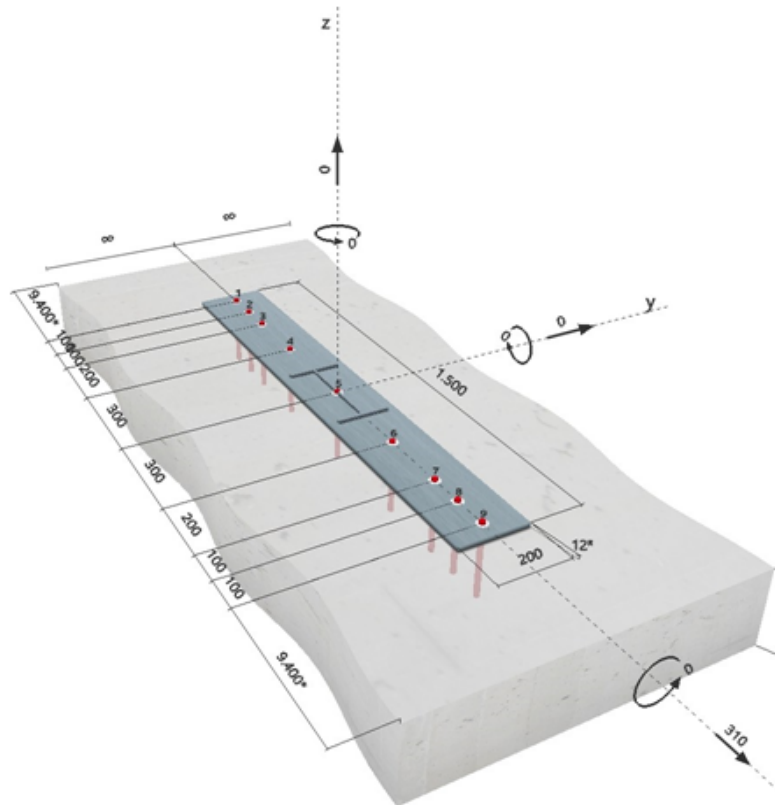
Materiale base: fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{ct,cube} = 30,00$ N/mm²; $h = 10.000$ mm, T_{emp} , Breve/Lungo: 0/0 °C

Installazione: Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto



^{KS} - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm] |





Adeguamento antisismico della scuola materna di Botticino Mattina – Caduti delle Cave
Progetto Esecutivo

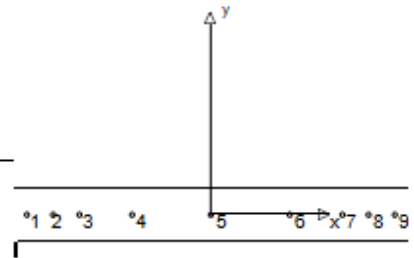
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	34,444	34,444	0,000
2	0,000	34,444	34,444	0,000
3	0,000	34,444	34,444	0,000
4	0,000	34,444	34,444	0,000
5	0,000	34,444	34,444	0,000
6	0,000	34,444	34,444	0,000
7	0,000	34,444	34,444	0,000
8	0,000	34,444	34,444	0,000
9	0,000	34,444	34,444	0,000



Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	34,444	36,667	94	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	310,000	495,742	63	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	310,000	5.741,176	6	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

3.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Ed,v}$ [kN]	$\gamma_{M,v}$	$V_{Rk,v}$ [kN]	$V_{Ed,v}$ [kN]
55,000	1,500	36,667	34,444

3.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,v}^0$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]	$c_{v,v}$ [mm]	$s_{v,v}$ [mm]	k-factor	
1.200.000	360.000	300	600	2.000	
$e_{c1,v}$ [mm]	$\psi_{ec1,v}$	$e_{c2,v}$ [mm]	$\psi_{ec2,v}$	$\psi_{s,v}$	$\psi_{d,v}$
0	1.000	0	1.000	1.000	1.000
$N_{Ed,v}^0$ [kN]	$\gamma_{M,v}$	$V_{Rk,v}$ [kN]	$V_{Ed,v}$ [kN]		
111.542	1.500	495.742	310.000		
Group anchor ID					
1-9					

3.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

l [mm]	d_{max} [mm]	k_1	α	β	
192	16,0	1,700	0,014	0,028	
c_1 [mm]	$A_{c,v}$ [mm ²]	$A_{c,v}^0$ [mm ²]			
9.400	282.000.000	397.620.000			
$\psi_{s,v}$	$\psi_{l,v}$	$\psi_{c,v}$	$s_{c,v}$ [mm]	$\psi_{ec,v}$	$\psi_{d,v}$
1,000	1,187	1,000	0	1,000	1,000
$V_{Ed,v}^0$ [kN]	$\gamma_{M,v}$	$V_{Rk,v}$ [kN]	$V_{Ed,v}$ [kN]		
10.225,903	1,500	5.741,176	310,000		

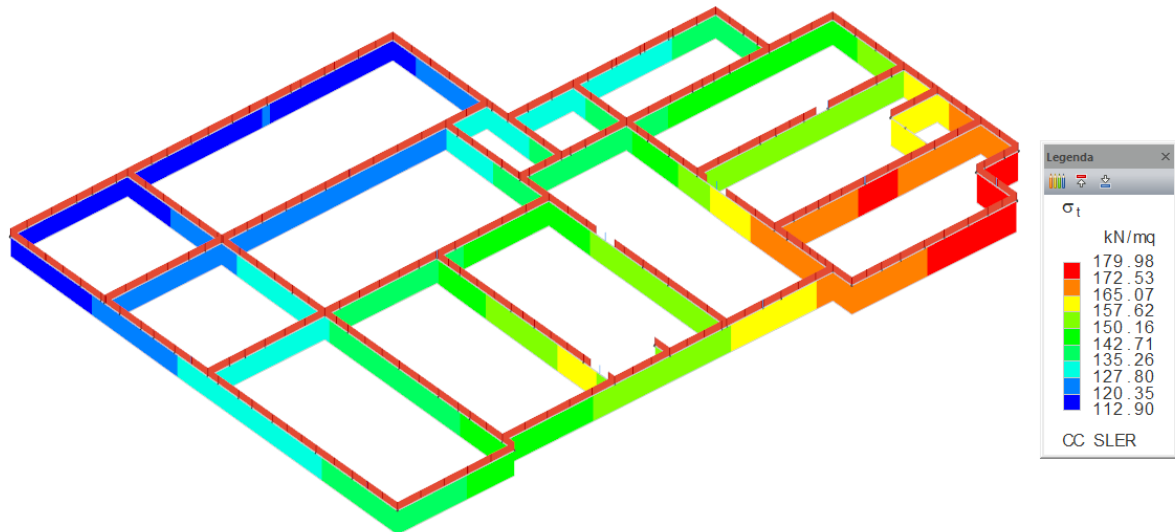


9. VERIFICA FONDAZIONI ESISTENTI

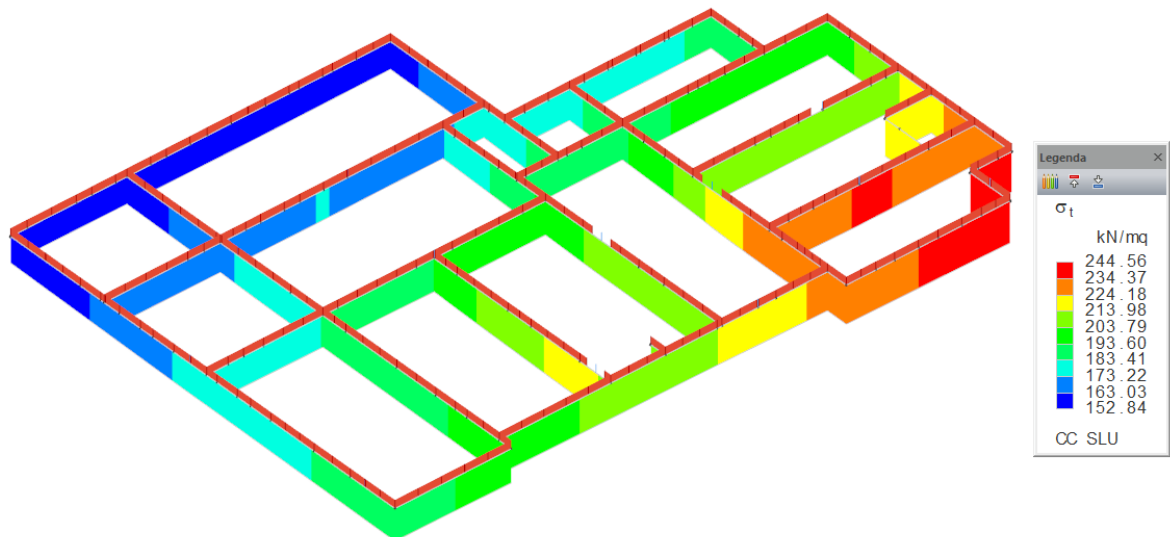
Per le fondazioni esistenti sono state verificate le pressioni sul terreno in condizioni SLE e SLU e raffrontate con le capacità portanti determinate nella relazione geotecnica.

In corrispondenza di alcuni punti di ispezione delle fondazioni si è riscontrato che la larghezza delle fondazioni esistente risulta di 50 cm. Nella modellazione strutturale si è ipotizzato cautelativamente che tutte le fondazioni abbiano una larghezza di 50 cm

Sulla base di questa ipotesi si sono ottenute le seguenti pressioni sul terreno:



Pressioni sul Terreno in Condizioni SLE



Pressioni sul Terreno in Condizioni SLU

Le pressioni sul terreno, pur essendo di poco superiori alle capacità portanti espresse nella relazione geotecnica in considerazione della mancanza di cedimenti nel fabbricato esistente, si possono considerare ammissibili con lo svolgimento della funzione portante delle fondazioni esistenti.



Capacità portante limite per fondazione continua

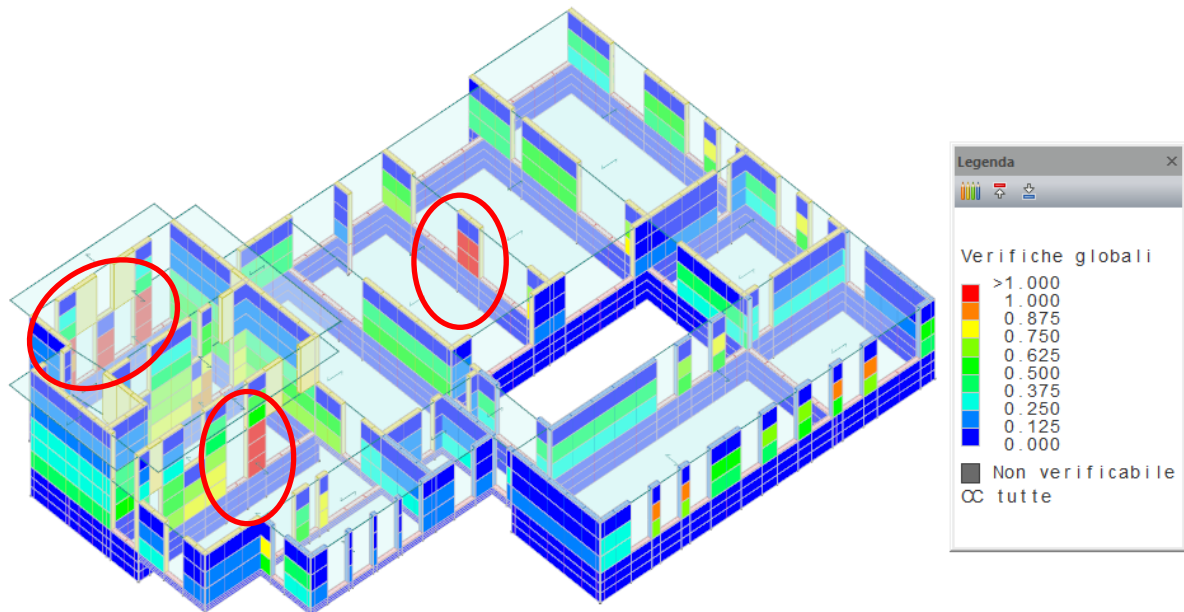
CONDIZIONI DRENATE – LUNGO TERMINE (METODO BRINCH-HANSEN, 1970)				
B [m]	L [m]	D_f [m]	COMBINAZIONE DELLE AZIONI: FONDAMENTALE (STATICA)	
			Approccio 1(A1+M1+R1) Q_{lim} [kg/cm²]	Approccio 2 (A1+M1+R3) Q_d [kg/cm²]
0,6	10	0,6	3,28	1,43
0,8	10	0,6	3,56	1,55
1,0	10	0,6	3,96	1,72
1,2	10	0,6	4,38	1,90
1,4	10	0,6	4,59	2,00
B [m]	L [m]	D_f [m]	COMBINAZIONE DELLE AZIONI: SISMICA	
			Approccio 1(A1+M1+R1) Q_{lim} [kg/cm²]	Approccio 2 (A1+M1+R3) Q_d [kg/cm²]
0,6	10	0,6	2,76	1,20
0,8	10	0,6	2,97	1,29
1,0	10	0,6	3,29	1,43
1,2	10	0,6	3,66	1,59
1,4	10	0,6	3,84	1,67



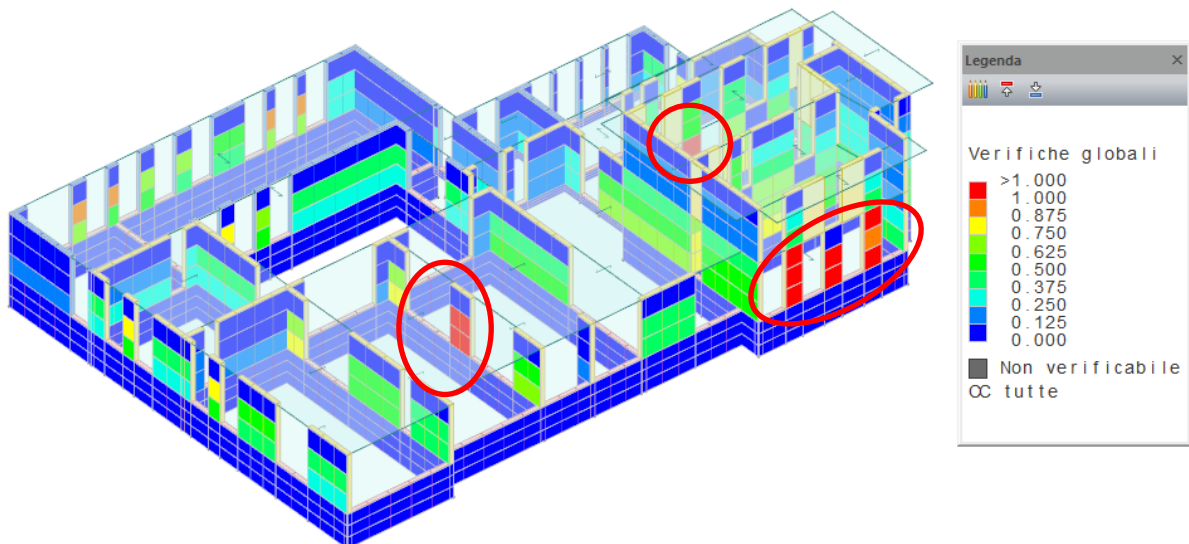
10. VERIFICA DELLE MURATURE ESISTENTI

Le murature esistenti, perdendo la funzione di resistenza alle azioni sismiche che viene assolta dai nuovi setti in c.a., risultano sollecitate unicamente dai carichi gravitazionali.

La verifica statica sulle murature evidenzia che in generale le murature esistenti risultano verificate ad eccezione di alcune contenute porzioni sulle quali si interverrà con un rinforzo mediante applicazione di intonaco armato.



Tassi di sfruttamento delle murature per Verifica Globale di pressoflessione e taglio



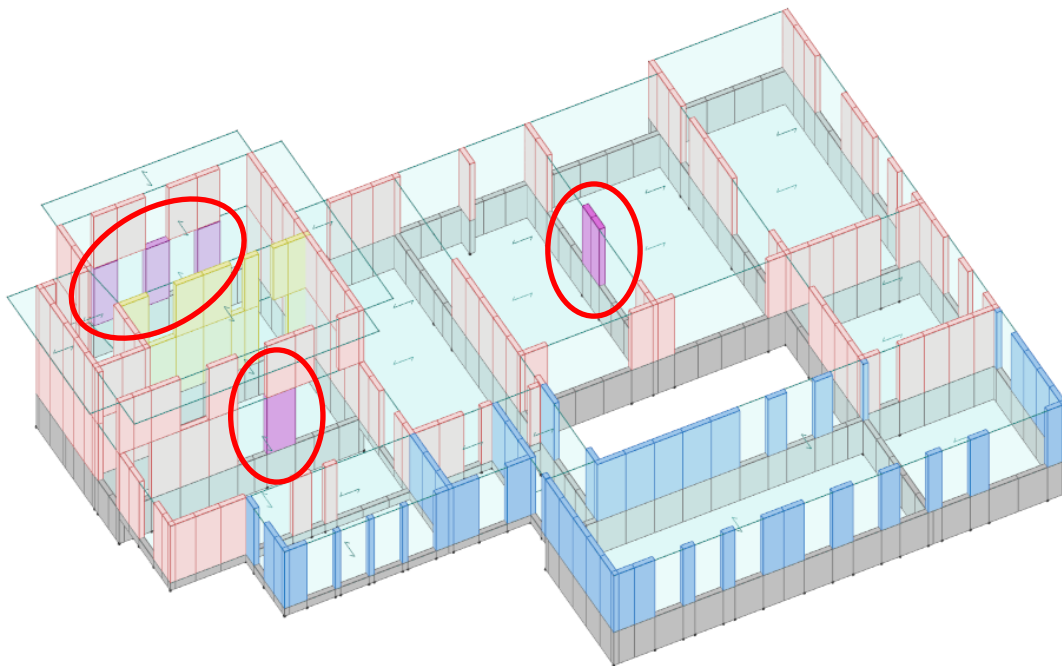
Tassi di sfruttamento delle murature per Verifica Globale di pressoflessione e taglio

Murature non verificate che necessitano di rinforzo

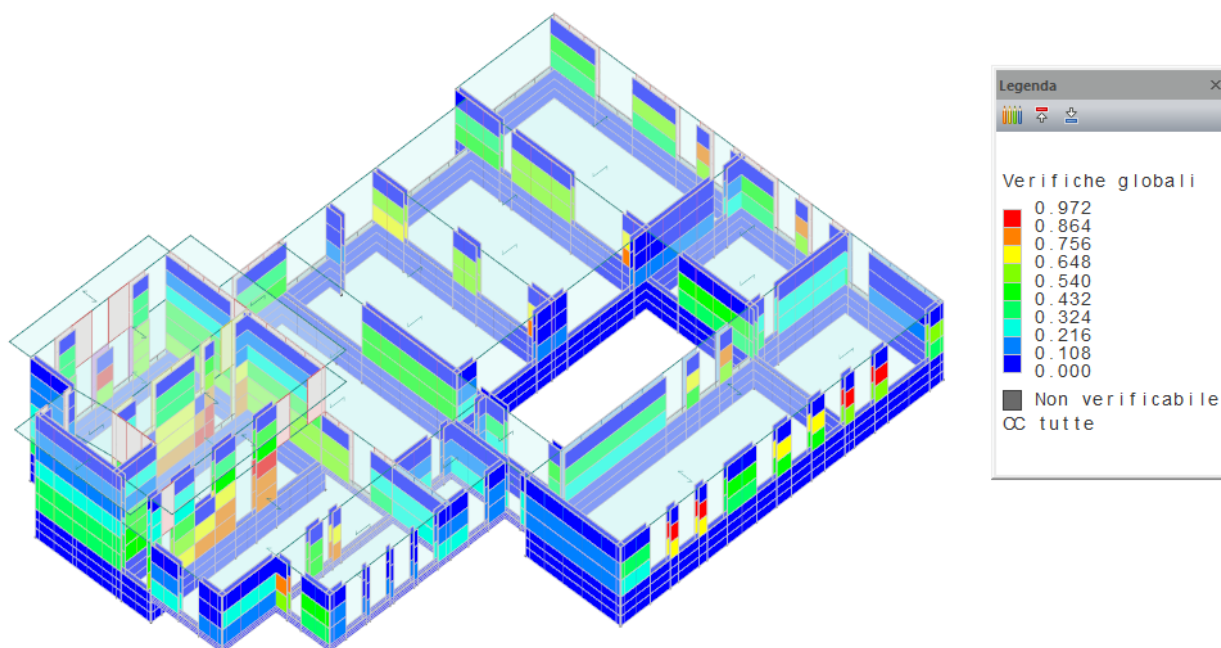


Per le murature non verificate alle azioni gravitazionale come sopra riportato è stata condotta una nuova verifica considerando i parametri migliorativi secondo la Tabella C.8.5.II a seguito dell'applicazione di intonaco armato.

I parametri migliorativi sono stati applicati solo a quelle murature non verificate in origine.



Murature con parametri migliorativi dovuti all'applicazione di intonaco armato.



Tassi di sfruttamento delle murature per Verifica Globale di pressoflessione e taglio



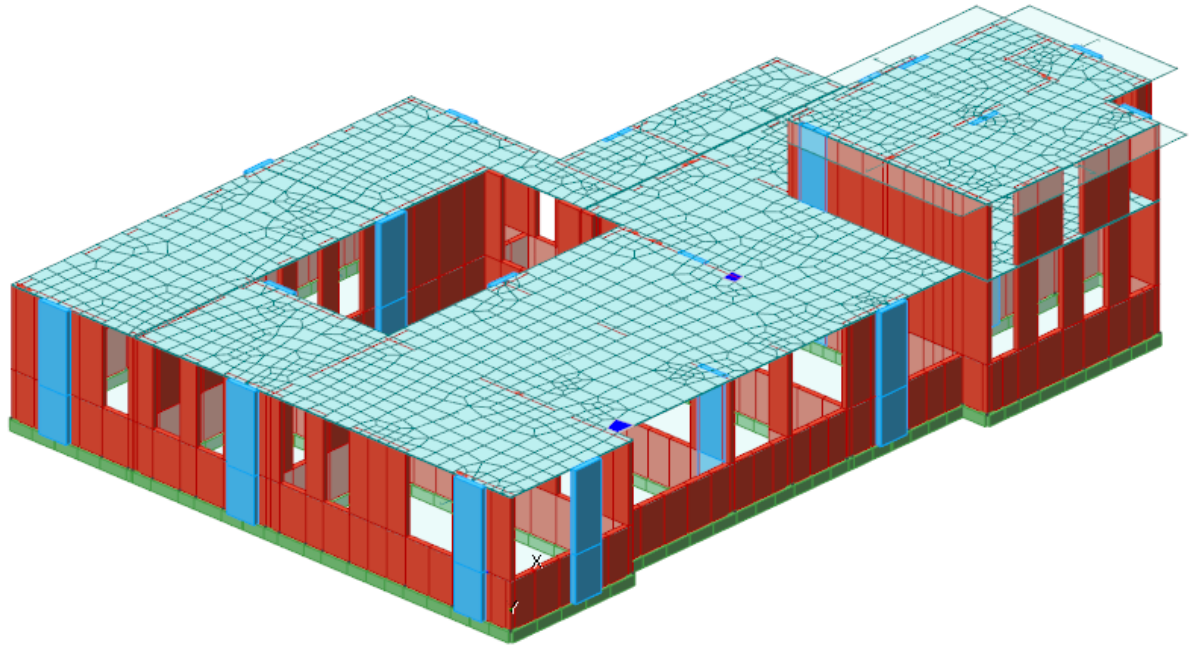
Come evidenziato nel diagramma sopra riportato, con l'applicazione dell'intonaco armato tutte le murature risultano verificate.

Le verifiche sulle murature rinforzate (2V – 4V – 6V – 25V – 113V) sono riportate nel fascicolo dei calcoli relativo.



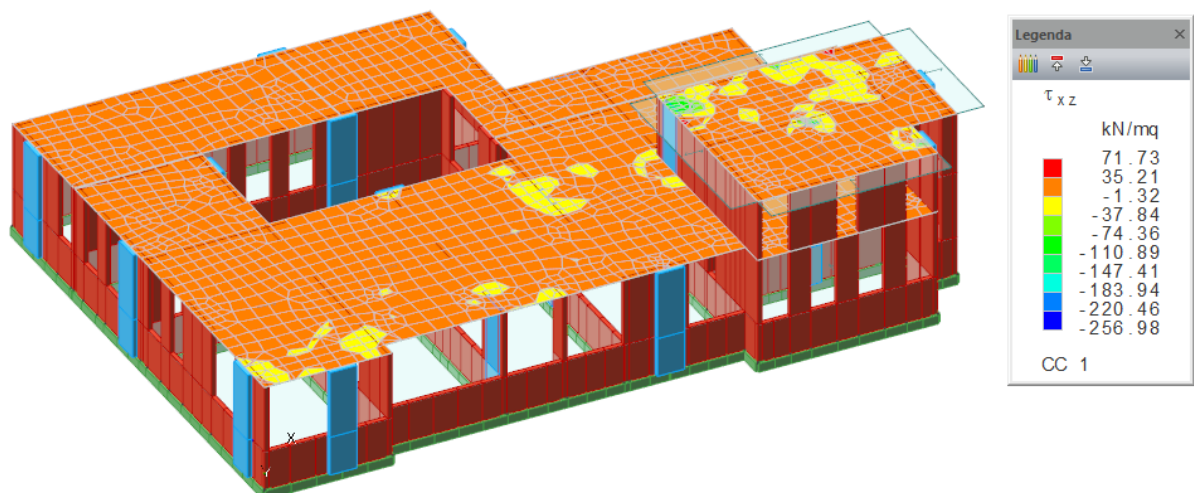
11. VERIFICA DELLE CAPPE IN CALCESTRUZZO E DEI COLLEGAMENTI TRAVI/CORDOLI PERIMETRALI

Al fine di effettuare una verifica sulle cappe in calcestruzzo dei solai si è proceduto a inserire nella modellazione strutturale un elemento membranale che simuli la presenza della cappa.

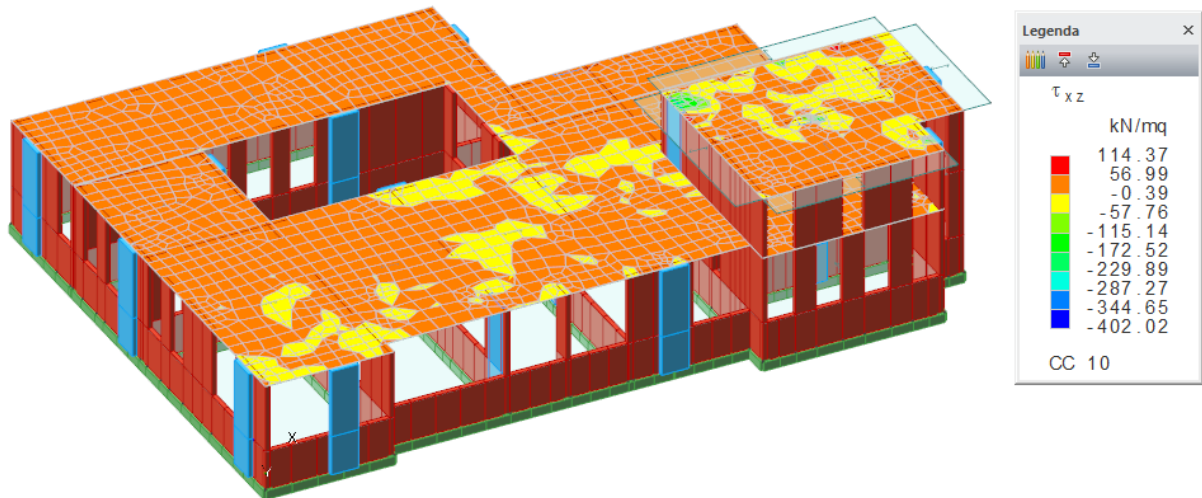


L'elemento membranale consente di valutare le sollecitazioni presenti nel solo piano della piastra. Sono quindi state valutate le azioni di taglio e trazione/compressione

Principali azioni di Taglio Presenti nella cappa di cls.



Tagli nella cappa con Sisma dir. X



Tagli nella cappa con Sisma dir. Y

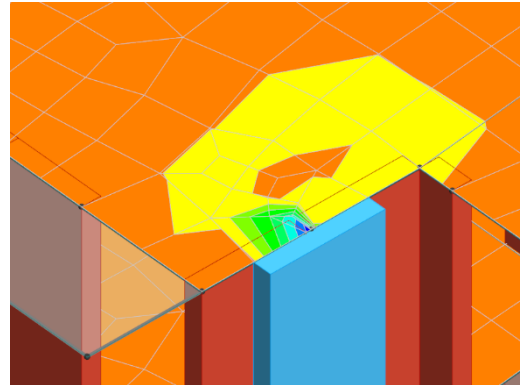
La cappa è costituita da un massetto in cls C20/25 dello spessore di 40 mm ed armato con rete $\phi 5$ 200x200

La resistenza a taglio VR_d della cappa viene determinata come da §4.1.2.3.5.1 per elementi senza armatura trasversale a taglio

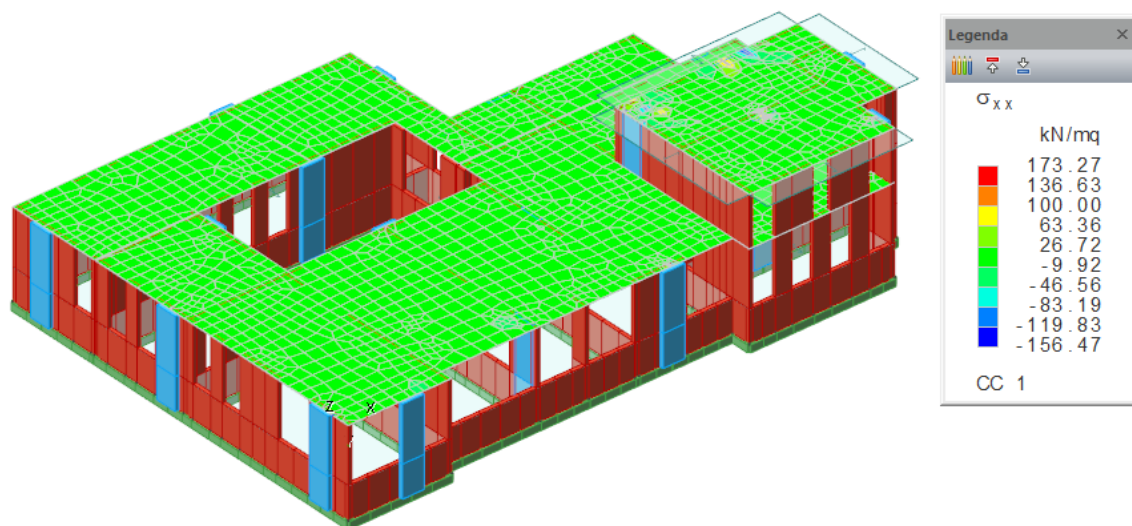
b_w	40 mm	
d	1000 mm	
γ_c	1,5	
γ_s	1,15	
f_{ck}	20,75 N/mm ²	
k	1,447	
A_{sl}	98 mm ²	
ρ_1	0,00245	
v_{min}	0,2776	} 0,2986 N/mm ²
v	0,2986	
VR_d	11,94 KN/m	
τ_{Rd}	298,61 KN/m ²	



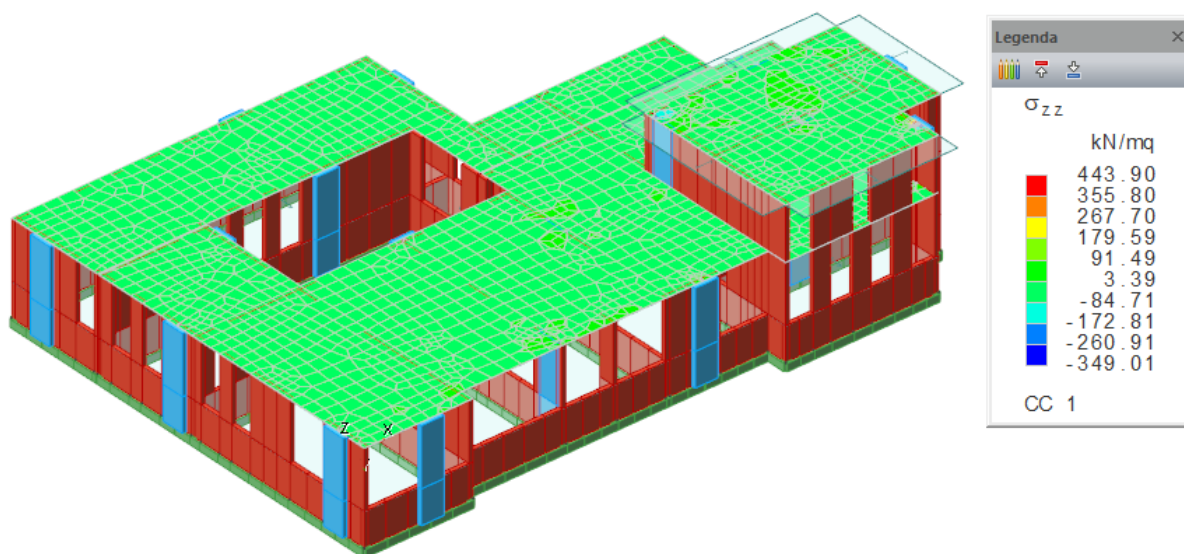
A meno di picchi di tensione dovuti a singolarità nel modello di calcolo che si dissipano nell'immediato intorno del nodo dell'elemento piastra, le sollecitazioni taglianti nella cappa risultano sempre inferiori alla resistenza τ_{RD} di progetto sopra determinata.



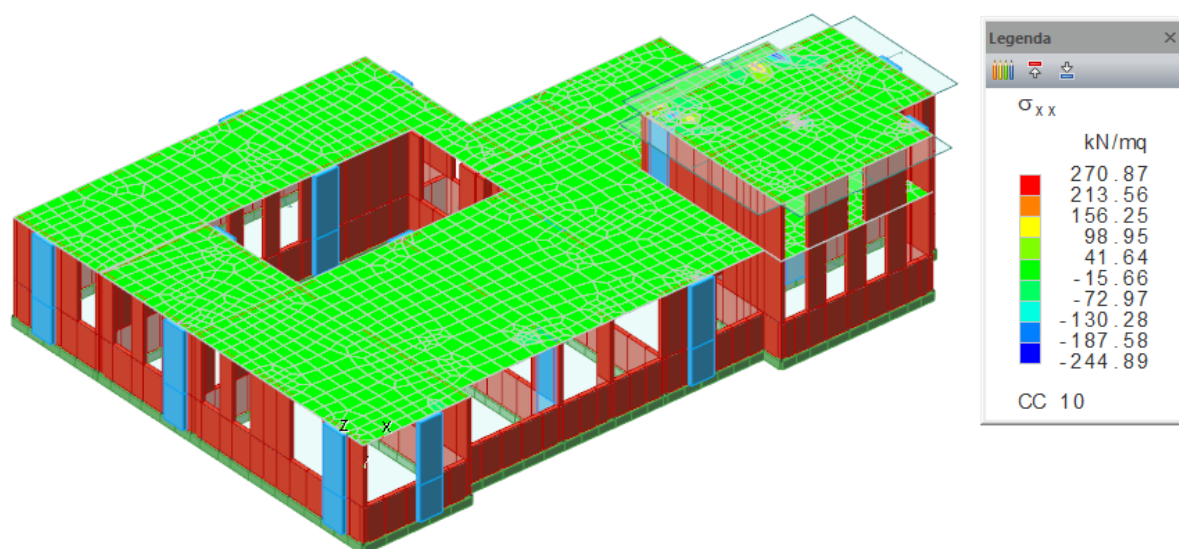
Principali azioni di Trazione/Compressione Presenti nella cappa di cls.



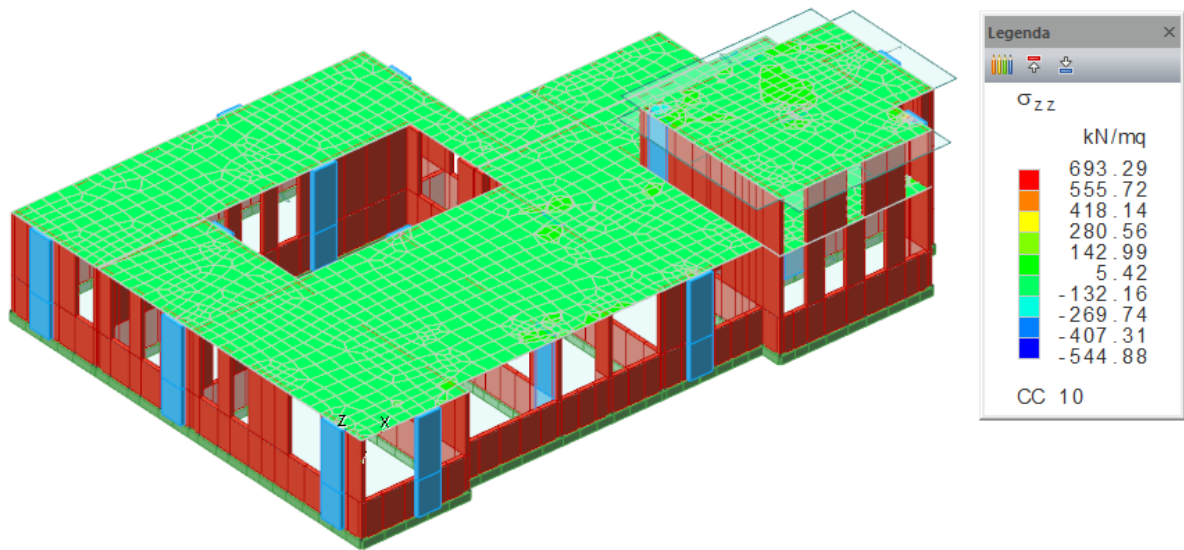
σ_{xx} nella cappa con Sisma dir. X



σ_{zz} nella cappa con Sisma dir. X



σ_{xx} nella cappa con Sisma dir. Y



σ_{zz} nella cappa con Sisma dir. Y

Le massime azioni di Compressione nella cappa sono stimabili in 550 KN/mq = 0.55 N/mm²

Le massime azioni di Trazione nella cappa sono stimabili in 700 KN/mq che calcolate su di un metro di cappa dello spessore di 40 mm corrispondono a 28 KN/m

Verifica a compressione cls cappa

Calcestruzzo C20/25 $f_{cd} = 11.76 \text{ N/mm}^2$

$\sigma_{max} = 0.55 \text{ N/mm}^2 < f_{cd}$ VERIFICATO

Verifica a trazione armatura cappa

Area acciaio = 98 mm²/m 5 ϕ 5 al metro

$F_{yd} = 300 \text{ N/mm}^2$ cautelativamente ridotto

$F_{Rd} = 29.40 \text{ KN/m} > F_{Ed} = 28.00 \text{ KN/m}$ VERIFICATO

Botticino (BS), 11 luglio 2022

Il Direttore Tecnico

Pietro Brianza Ingegnere