

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

Arch. Luigi Fioramanti mandataria capogruppo

Mandanti: LFArchitettura srl, Arch. Ettore Curto, Studio associato di architettura Laura Cominetti e Ivano Molinaris, Ing. Diego Valleriani, Arch. Stefano Spagnolo, ING S.r.l., Ing. Gabriele Conti

Via Alfieri,4 - 00040 Rocca Priora (RM), Italy - Tel. +39 (06) 9472020 Fax. +39 (06) 94073594

<http://www.lfarchitettura.it> e-mail: info@lfarchitettura.it

COMMITTENTE

COMUNE DI SOMMA LOMBARDO PROVINCIA DI VARESE



COMMESSA

INTERVENTO DI ADEGUAMENTO NORMATIVO COMPRENSIVO DI VULNERABILITA' SISMICA DELLA SCUOLA PRIMARIA G. RODARI A SOMMALOMBARDO



FASE PROGETTUALE

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTO SPECIFICO

Relazione di calcolo

DISCIPLINA

STRUTTURE

PROGETTAZIONE E COORDINAMENTO

INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE E COORD. SICUR. IN FASE DI PROGETTAZIONE

ARCH. LUIGI FIORAMANTI

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA

LFARCHITETTURA SRL

ING. GABRIELE CONTI

PROGETTAZIONE STRUTTURE

ING. DIEGO VALLERIANI

PROGETTAZIONE IMPIANTI

ING. S.r.l.

DIREZIONE LAVORI E COORD. SICUR. IN FASE DI ESECUZIONE

ARCH. STEFANO SPAGNOLO - ARCH. ETTORE CURTO

STUDIO ASSOCIATO DI ARCHITETTURA L. COMINETTI E I. MOLINARIS

TAVOLA NUMERO

ES03

FOGLIO

AGGIORNAMENTO

REVISIONE

SCALA DI
RAPPRESENTAZIONE

SCALA DI ANNOTAZIONE

DATA DI EMISSIONE

Giugno 2021

FILE

ES03_Relazione di calcolo.pdf

IL PROGETTISTA

IL COMMITTENTE

INDICE

1	PREMESSA	3
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE.....	3
1.2	DEFINIZIONI E ABBREVIAZIONI	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	AZIONI SULLA STRUTTURA	6
3.1	PESI PROPRI DEI MATERIALI.....	6
3.1.1	<i>Peso proprio degli elementi in c.a.</i>	6
3.2	AZIONI ELEMENTARI	6
3.2.1	<i>Carichi permanenti strutturali (G_{1k})</i>	6
3.2.2	<i>Carichi permanenti portati (G_{2k})</i>	7
3.2.3	<i>Sovraccarichi (Q_k)</i> :	8
3.3	COMBINAZIONE DELLE AZIONI SLU	9
4	ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA	10
4.1	ANALISI STATICA LINEARE.....	10
4.2	CRITERI DI VERIFICA.....	11
4.2.1	<i>Verifica dei meccanismi duttili</i>	11
4.2.2	<i>Verifica dei meccanismi fragili</i>	11
4.3	INDICE DI RESISTENZA I.R.	12
5	CODICE DI CALCOLO	13
6	ANTE OPERAM VERIFICHE STATICHE SLU - ZONA DI INTERVENTO 1	14
6.1	VERIFICA STATICA DEL CAMPO DI SOLAIO	14
6.2	VERIFICA STATICA DEGLI ELEMENTI IN C.A.	17
6.2.1	<i>Modello geometrico e strutturale per le analisi</i>	18
6.2.2	<i>Risultati</i>	20
6.2.3	<i>Verifica meccanismi duttili</i>	22
6.2.4	<i>Verifica meccanismi fragili (sollecitazione di taglio)</i>	23
7	ANTE OPERAM - CONSIDERAZIONI STATICHE ZONA DI INTERVENTO 2	24
8	DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI	27
9	CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI	34
10	CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	35
11	POST OPERAM VERIFICHE STATICHE SLU - ZONA DI INTERVENTO 1	37
11.1	DIMENSIONAMENTO DELLA SOLETTA IN CEMENTO ARMATO DI RINFORZO AL SOLAIO	37
11.2	DIMENSIONAMENTO DELL'INCAMICIATURA IN ACCIAIO DI RINFORZO DELLE TRAVI IN C.A.	41
11.2.1	<i>Risultati</i>	41
11.2.2	<i>Verifica meccanismi duttili</i>	44
11.2.3	<i>Verifica meccanismi fragili (sollecitazione di taglio)</i>	45
11.3	DIMENSIONAMENTO DELLA NUOVA MENSOLA IN C.A. A PORTARE PILASTRO IN FALSO.....	53
12	POST OPERAM - CONSIDERAZIONI STATICHE ZONA DI INTERVENTO 2	57
13	POST OPERAM – DIMENSIONAMENTO SCALA IN ACCIAIO	60
14	CONCLUSIONI	68

1 PREMESSA

1.1 *Scopo e campo di applicazione*

La presente relazione riguarda il Corpo 1 della Scuola Primaria G. Rodari, sita in via Eugenio Villoresi n°96 nel Comune di Somma Lombardo (VA) e riporta quanto segue:

- Zona di intervento 1 locale laboratorio chimica-pittura al piano primo dello stabile: rinforzo di un campo di solaio e di tre travi;
- Zona di intervento 2 terrazzo utilizzato come via di fuga al piano primo dello stabile: definizione dei carichi permanenti non strutturali massimi applicabili e definiti a partire dai percorsi di via d'esodo individuati sullo stesso e forniti allo scrivente;
- Realizzazione scala esterna in acciaio.

Gli interventi da eseguire nella Zona 1 hanno la sola finalità di rimuovere le limitazioni all'uso del locale laboratorio, applicate in seguito alle evidenze emerse nello studio di vulnerabilità sismica, per via delle carenze strutturali che tali elementi (campo di solaio e tre travi su cui scarica) hanno mostrato nei confronti dei carichi verticali previsti dalle attuali normative tecniche. Tali interventi permetteranno di riutilizzare l'ambiente Laboratorio chimica-pittura senza alcuna limitazione all'uso, coerentemente con i carichi previsti nella cat.C1 della tabella 3.1.II riportata nelle NTC2018, ovvero 300 daN/mq.

La valutazione dei carichi permanenti non strutturali nella Zona 2 consentirà di utilizzare in sicurezza, il corrispondente solaio, secondo i percorsi di via di fuga forniti al sottoscritto, considerando, solo sulle porzioni di solaio individuate dai suddetti percorsi di esodo, i carichi previsti nella tabella 3.1.II riportata nelle NTC2018, ovvero 400 daN/mq.

Si precisa:

- che gli interventi di rinforzo contenuti nel presente studio sono stati dimensionati rispetto alle azioni statiche allo SLU;
- che le ulteriori limitazioni all'uso del fabbricato, contenute nello studio di vulnerabilità sismica, non sono oggetto di questo intervento per cui persistono;
- che gli interventi suddetti non sono finalizzati a migliorare il comportamento sismico dell'edificio, per cui gli indicatori di rischio riportati nel precedente studio di vulnerabilità possono considerarsi inalterati. In ogni caso gli interventi proposti sono tali da non comportare una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti rispetto alle azioni sismiche, mentre comportano un incremento locale (sugli elementi direttamente interessati) dei livelli di sicurezza preesistenti nei riguardi delle azioni statiche.

Per quanto riguarda la descrizione dell'edificio, l'analisi storico critica, la caratterizzazione meccanica dei materiali si rimanda all'elaborato progettuale Relazione Tecnica-Illustrativa.

1.2 *Definizioni e abbreviazioni*

SI	Standard Infrastruttura
IR	Indicatore di Rischio
PGA	Peak Ground Acceleration
LC	Livello di Conoscenza
FC	Fattore di Confidenza
SLO	Stato Limite di Operatività`
SLD	Stato Limite di Danno
SLV	Stato Limite di salvaguardia della Vita
SLC	Stato Limite di Collasso
SLE	Stato Limite di Esercizio
SLU	Stato Limite Ultimo

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Per la redazione della presente relazione sono state considerate le normative tecniche di seguito elencate:

- Legge n. 64 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- DM 20/11/1987: Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento;
- Decreto Protezione Civile 21 ottobre 2003: Disposizioni attuative dell'art. 2, commi 2, 3 e 4, dell'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003;
- OPCM 20 marzo 2003 n. 3274, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- OPCM 3 maggio 2005 n. 3431: Ulteriori modifiche ed integrazioni dell'ordinanza del Presidente del consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/2003 recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";
- OPCM 8 luglio 2004 n. 3362: Modalità di attivazione del Fondo per investimenti straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri istituito ai sensi dell'art. 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003 n. 269 convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003 n. 326;
- OPCM 28 aprile 2006: Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone;
- DM 17 gennaio 2018: Norme tecniche per le costruzioni (nel seguito indicate come NTC18);
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7, istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018, supplemento ordinario alla G. U. n° 35 del 11/02/2019 (nel seguito indicate come CNTC18);

3 AZIONI SULLA STRUTTURA

3.1 *Pesi propri dei materiali*

3.1.1 *Peso proprio degli elementi in c.a.*

Il peso proprio degli elementi in c.a. viene calcolato facendo riferimento ad un peso per unità di volume pari a 25 kN/m³.

3.2 *Azioni elementari*

Le azioni considerate nell'analisi sono riassunte di seguito.

3.2.1 *Carichi permanenti strutturali (G_{1k})*

Le analisi strutturali sono state condotte facendo riferimento ad i seguenti carichi.

ANTE OPERAM ZONA DI INTERVENTO 1						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento H=24+3 cm (tipo 1)						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Travetti in c.a.	2,00	0,08	1	0,24	2500	96
Pignatte in laterizio	2,00	0,42	1	0,24	500	101
Soletta di completamento	1,00	1	1	0,03	2500	75
G_{1k} (daN/mq) =						272

ANTE OPERAM ZONA DI INTERVENTO 2						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio con travi a pi-greco H=30+5 cm (tipo 3)						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Travi prefabbricate ad omega	0,83	1	1	1	270	225
Soletta di completamento	1,00	1	1	0,05	2500	125
G_{1k} (daN/mq) =						350

POST OPERAM ZONA DI INTERVENTO 1						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento H=24+3 cm (tipo 1)						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Travetti in c.a.	2,00	0,08	1,00	0,24	2500	96
Pignatte in laterizio	2,00	0,42	1,00	0,24	500	101
Soletta di completamento	1,00	1,00	1,00	0,03	2500	75
Soletta di rinforzo con calcestruzzo LC30/33 D1,6	1,00	1,00	1,00	0,07	1750	123
G_{1k} (daN/mq) =						395

POST OPERAM ZONA DI INTERVENTO 2						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio con travi a pi-greco H=30+5 cm (tipo 3)						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Travi prefabbricate ad omega	0,83	1	1	1	270	225
Soletta di completamento	1,00	1	1	0,05	2500	125
G_{1k} (daN/mq) =						350

3.2.2 Carichi permanenti portati (G_{2k})

Le analisi strutturali sono state condotte facendo riferimento ad i seguenti carichi

ANTE OPERAM ZONA DI INTERVENTO 1						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento pacchetto di finitura zona laboratori						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Massetto	1,00	1	1	0,1	1800	180
Pavimento	1,00	1	1	1	30	30
Intonaco	1,00	1	1	1	30	30
G_{2k} (daN/mq) =						240

ANTE OPERAM ZONA DI INTERVENTO 2						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento pacchetto di finitura zona terrazzo						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico daN/mc - daN/mq	Peso Elemento
Massetto delle pendenze	1,00	1	1	0,1	1800	180
Massetto isolante alleggerito	1,00	1	1	0,3	500	150
Guaina impermeabile	1,00	1	1	1	10	10
Pavimento	1,00	1	1	1	60	60
Controsoffitto in cartongesso	1,00	1	1	1	15	15
G_{2k} (daN/mq) =						415

POST OPERAM ZONA DI INTERVENTO 1						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento pacchetto di finitura zona laboratori						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico	Peso Elemento

					<i>daN/mc - daN/mq</i>	
Massetto	1,00	1	1	0,04	1800	72
Pavimento	1,00	1	1	1	25	25
Incidenza tramezzi	1,00	1	1	1	80	80
Intonaco	1,00	1	1	1	30	30
G_{2k} (daN/mq) =						207

POST OPERAM ZONA DI INTERVENTO 2						
Corpo originario 1972 - 2° Solaio in latero-cemento pacchetto di finitura zona terrazzo						
	Nr.	a m	b m	h m	Peso Specifico <i>daN/mc - daN/mq</i>	Peso Elemento
Massetto delle pendenze alleggerito tipo lecamix Facile	1,00	1	1	0,08	800	64
Strato di isolamento in XPS	1,00	1	1	0,1	100	10
Guaine impermeabili	1,00	1	1	1	10	10
Pavimento sopraelevato	1,00	1	1	1	60	60
Controsoffitto in cartongesso	1,00	1	1	1	15	15
G_{2k} (daN/mq) =						159

3.2.3 Sovraccarichi (Q_k):

Sono stati considerati i seguenti sovraccarichi accidentali.

Carichi accidentali		
ZONA DI INTERVENTO 1 - SCUOLE CAT. C1	Q_k (daN/mq) =	300
ZONA DI INTERVENTO 2 - SCALE, BALCONI E BALLATOI CAT. C	Q_k (daN/mq) =	400

3.3 *Combinazione delle azioni SLU*

Ai fini delle verifiche statiche, nei riguardi dello stato limite ultimo SLU, in accordo al §2.5.3 e al §8.5.5 delle NTC2018 si fa riferimento alla combinazione fondamentale:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

- G₁ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G₂ rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;

Nel dimensionamento strutturale dell'intervento della Zona 1 si è considerato anche il peso di un eventuale tramezzatura che un domani potrebbe essere realizzata nel laboratorio (attualmente sul campo di solaio non incide alcuna tramezzatura). Si precisa che tale tramezzatura non dovrà eccedere un carico distribuito equivalente di 80 daN/mq.

4 ANALISI STRUTTURALE E METODI DI VERIFICA

4.1 *Analisi statica lineare*

Le verifiche strutturali sono state condotte utilizzando sia un software di calcolo agli elementi finiti sia fogli di calcolo elettronici sviluppati appositamente per le esigenze del progetto. Tutte le analisi sono state condotte considerando i materiali in campo lineare e le sole azioni di statiche. Il software di calcolo agli elementi finiti (Mastersap) è stato utilizzato per determinare le sollecitazioni agenti sulle travi in c.a. da rinforzare. Per il campo di solaio della zona di intervento 1 l'analisi strutturale è stata fatta considerando schemi di comportamento limite. Per quanto riguarda la zona di intervento 2 l'analisi è consistita nel confrontare le sollecitazioni utilizzate per il dimensionamento originario dei travetti ricavate a partire dal progetto originario con le sollecitazioni che inducono i carichi attuali e di progetto sugli stessi elementi.

Per quanto riguarda il modello agli elementi finiti la struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche è stata adeguatamente valutata, interpretata e trasferita nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma possono essere considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

È stata impiegata un'analisi statica in campo lineare (analisi a soli carichi verticali). Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite.

A seguire si riportano alcune assunzioni nella modellazione:

- Nel modello vengono tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi;
- Il modulo elastico del calcestruzzo è stato ridotto del 30% al fine di considerare l'effetto della fessurazione del calcestruzzo;
- I solai, viste le loro caratteristiche, sono stati modellati in modo tale da fornire un legame rigido nel proprio piano;

- In alcuni casi, considerate le dimensioni importanti dei nodi travi-pilastri rispetto alle altezze dei pilastri, nel modello sono stati definiti i corrispondenti concetti rigidi;
- Le verifiche dei meccanismi fragili, dovuti alle sollecitazioni di tipo tagliante, in accordo con le NTC2018, vengono condotte facendo riferimento al taglio “plastico” ovvero il minimo tra il taglio ottenuto direttamente dall’analisi dinamica lineare e il taglio che equilibra i momenti plastici alle estremità dell’elemento resistente analizzato;
- Il modello di calcolo considera l’interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali con elementi trave o piastra su suolo elastico alla Winkler.

È stato definito un modello strutturale agli elementi finiti al fine di riprodurre uno schema statico semplificato il più rispondente a quello reale in termini di: interazione terreno-fondazione, interazione tra gli elementi strutturali, distribuzione delle masse, distribuzione delle rigidità.

4.2 Criteri di verifica

In accordo con le NTC18, dopo avere eseguito l’analisi statica è necessario eseguire le verifiche sugli elementi, ovvero è necessario verificare l’eventuale formazione di meccanismi “duttili” e “fragili”.

Gli elementi ed i meccanismi resistenti sono classificati in:

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

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.

4.2.1 Verifica dei meccanismi duttili

La verifica degli elementi duttili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni in termini di sollecitazioni con i rispettivi limiti di resistenza. Per il calcolo della capacità si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito divise per i fattori di confidenza.

La domanda in termini di sollecitazione è calcolata utilizzando l’analisi statica lineare. La domanda è definita in termini di momento flettente.

La capacità in termini di resistenza è definita con riferimento alle caratteristiche dei materiali che compongono l’elemento strutturale, calcestruzzo e acciaio, nonché dalla dimensione della sezione e dalla quantità e disposizione dei ferri di armatura in accordo a quanto prescritto nelle NTC2018 e CNTC18.

Nel valutare la resistenza dei meccanismi duttili le resistenze medie dei materiali ottenute in sito vengono divise esclusivamente per il fattore di confidenza FC.

4.2.2 Verifica dei meccanismi fragili

La verifica degli elementi fragili viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni statiche in termini di forze con le rispettive resistenze. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito divise per i fattori di confidenza e per i corrispondenti coefficienti parziali dei materiali.

La domanda in termini di taglio si calcola tramite l’analisi statica.

Per la verifica degli elementi fragili si segue il paragrafo C8.7.2.3.5 della CNTC18.

4.3 *Indice di resistenza I.R.*

Si definisce Indice di resistenza il rapporto tra la domanda in termini di sollecitazioni e la capacità in termini di resistenza della struttura, in formule:

$$Ind.resistenza = \frac{E_d}{R_d}$$

Il programma restituisce, per le verifiche degli elementi, l'indice I.R. e si precisa, quindi, che la verifica non è soddisfatta se I.R. risulta maggiore di 1.

5 CODICE DI CALCOLO

Origine e caratteristiche del codice di calcolo

Il software utilizzato per il dimensionamento strutturale è il **MASTERSAP** prodotto da:

AMV s.r.l.



Via San Lorenzo, 106 - 34077 Ronchi d.L., Gorizia, Italy
Tel. +39.0481.779903 r.a. Fax +39.0481.777125

Versione: 2021

Il n° di serie della Licenza è: 26058.

Intestato alla Ditta: Ing. Valleriani Diego.

6 ANTE OPERAM VERIFICHE STATICHE SLU - ZONA DI INTERVENTO 1

6.1 Verifica statica del campo di solaio

In questo paragrafo si riportano le verifiche statiche condotte sul campo di solaio in oggetto. Per la valutazione delle sollecitazioni si è assunto uno schema statico di trave continua su più appoggi.

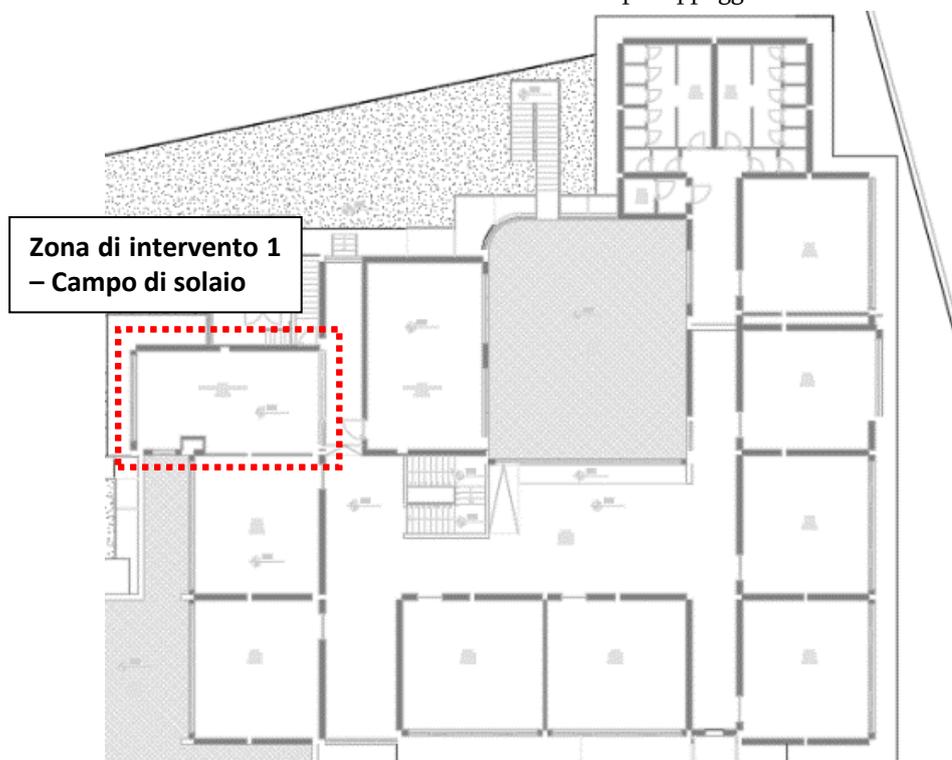


Figura 1 – Individuazione del campo di solaio oggetto di verifica al piano primo dello stabile.



Figura 2 – Individuazione del campo di solaio oggetto di verifica al piano primo dello stabile individuate sulle nelle carpenterie originarie.

Zona di intervento 1 - Verifiche Ante Operam		
G_{1k} (daN/mq) =	272	peso proprio solaio
G_{2k} (daN/mq) =	240	carico permanente non strutturale
Q_k (daN/mq) =	300	carico accidentale
γ_{G1} =	1,00	coefficiente amplificativo carichi G_{1k}
γ_{G2} =	1,00	coefficiente amplificativo carichi G_{2k}
γ_Q =	1,50	coefficiente amplificativo carichi Q_k
<i>Sollecitazioni</i>		
$M_{Ed,NTC2018, mezzeria}$ (daN*m) =	1143	momento flettente in mezzeria
$M_{Ed,NTC2018, appoggio}$ (daN*m) =	1429	momento flettente in appoggio
$V_{Ed,NTC2018, APP. A}$ (daN) =	1049	taglio massimo agente Appoggio estremità
$V_{Ed,NTC2018, APP. B}$ (daN) =	1573	taglio massimo agente Appoggio interno
R_{cm} (N/mm ²) =	24,7	resistenza media del calcestruzzo in sito
f_{ym} (N/mm ²) =	391,6	resistenza media dell'acciaio in sito
FC =	1,2	fattore di confidenza
<i>Verifiche a flessione in mezzeria</i>		
$M_{Rd,NTC2018}$ (daN*m) =	846	momento flettente resistente
C.S. (Ed/Rd) =	1,35	coefficiente di sicurezza a flessione
<i>Verifiche a flessione in appoggio</i>		
$M_{Rd,NTC2018}$ (daN*m) =	410	momento flettente resistente
C.S. (Ed/Rd) =	3,48	coefficiente di sicurezza a flessione
<i>Verifiche a taglio</i>		
$V_{Rd,NTC2018}$ (daN) =	590	taglio resistente
C.S. (Ed/Rd) =	2,67	coefficiente di sicurezza a taglio

Verifica C.A. S.L.U. - File: NTC2018_Verifica_solaio_Laboratorio_ANTE_Mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Mezzeria

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	3	1	0,57	25
2	6	24	2	0,57	21

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

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

Materiali
f_{ym}=3916 R_{cm}=247
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 326,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17,08 ‰
E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,632 ‰ C_{c,adm} 8,425
C_{s,adm} 200 N/mm² τ_{co} 0,5293
τ_{c1} 1,677

M_{xRd} 8,458 kN m
σ_c -16,99 N/mm²
σ_s 326,3 N/mm²
ε_c 1,856 ‰
ε_s 67,5 ‰
d 25 cm
x 0,669 x/d 0,02677
δ 0,7

Verifica C.A. S.L.U. - File: NTC2018_Verifica_solaio_Laboratorio_ANTE_Appoggio

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: Appoggio

N° figure elementari 2 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	3	1	0,57	25
2	6	24	2	0,57	21

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

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali
f_{ym}=3916 R_{cm}=247
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 326,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 17,08 ‰
E_s/E_c 7 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,632 ‰ C_{c,adm} 8,425
C_{s,adm} 200 N/mm² τ_{co} 0,5293
τ_{c1} 1,677

M_{xRd} -4,104 kN m
σ_c -17,08 N/mm²
σ_s 326,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 32,49 ‰
d 23 cm
x 2,236 x/d 0,09724
δ 0,7

RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTI NON ARMATI			
f_{ck}/f_{cm}	20,5	N/mm^2	resistenza cilindrica a compressione caratteristica o media
γ_c	1,5		coefficiente di sicurezza per il cls
FC	1,20		fattore di conoscenza
f_{cd}/f_{cmd}	11,39	N/mm^2	resistenza cilindrica a compressione di progetto
h	270	mm	altezza della sezione
b	60	mm	larghezza della sezione
c	40	mm	copriferro
d	230	mm	altezza utile della sezione
b_w	60	mm	larghezza minima della sezione
A_c	13800	mm^2	area della sezione in cls
d_w	0		diametro staffe
d	6	mm	diametro delle barre longitudinali
n	2		numero di barre longitudinali
d	0	mm	diametro delle barre longitudinali
n	0		numero di barre longitudinali
A	56,5	mm^2	area
ρ	0,0041		rapporto geometrico armatura longitudinale
N	0	N	sforzo normale
σ_{cp}	0,00	N/mm^2	tensione media di compressione
k	1,933		
v_{min}	0,426		
$V_{min,1}$	5,9	KN	taglio resistente minimo
V_2	5,4	KN	taglio resistente
V_{rd}	5,9	KN	taglio resistente

Dalle verifiche strutturali emerge che le verifiche duttili e fragili del solaio non risultano soddisfatte.

6.2 Verifica statica degli elementi in c.a.

In questo paragrafo si riportano le verifiche statiche condotte sugli elementi in c.a. presenti nella zona 1 di intervento. Si specifica che le analisi sono state condotte considerando già i carichi aggiornati sul campo di solaio oggetto dell'intervento. Per la valutazione delle sollecitazioni è stato utilizzato il modello globale agli elementi finiti costruiti in ambiente Mastersap.

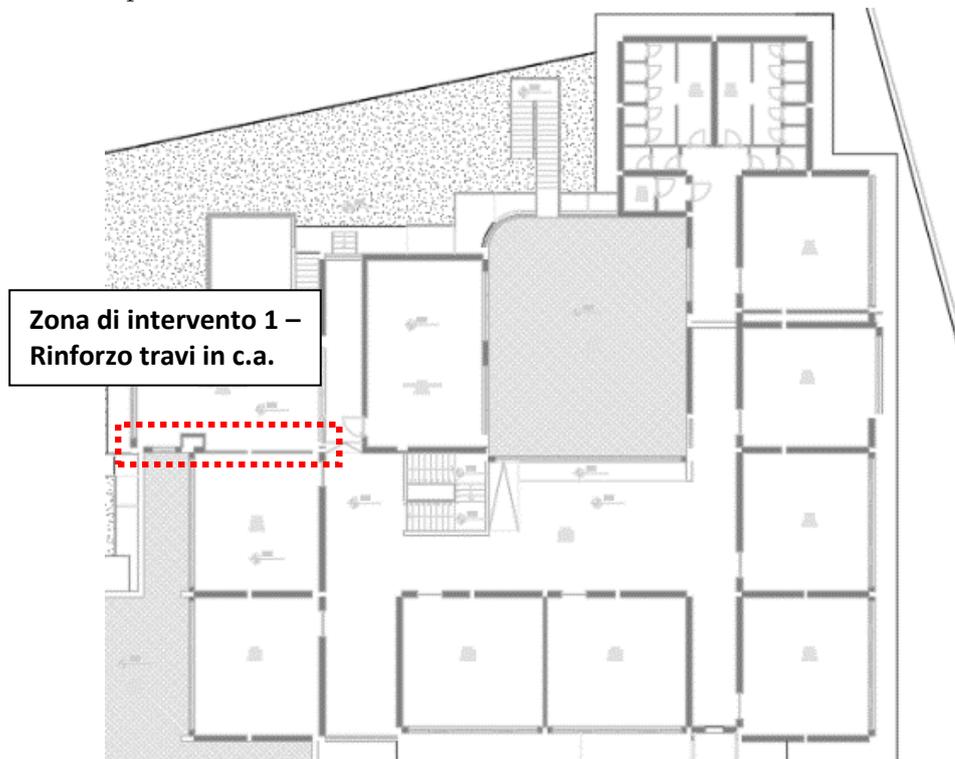


Figura 3 – Individuazione delle travi in c.a. oggetto di verifica al piano primo dello stabile.

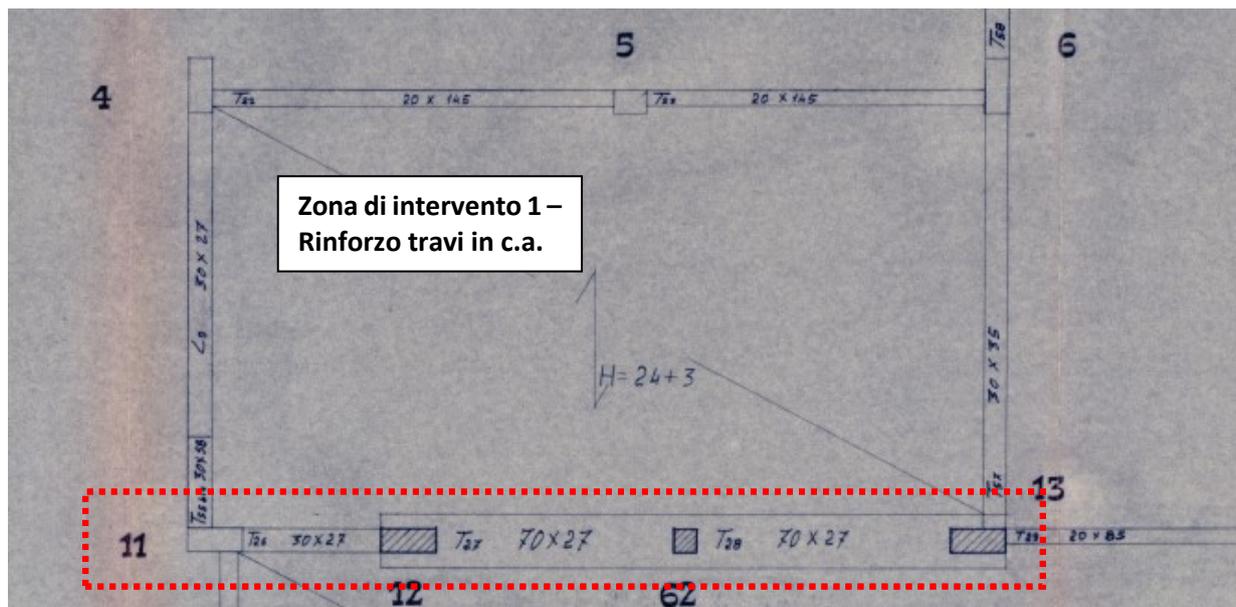


Figura 4 – Individuazione delle travi in c.a. oggetto di verifica al piano primo dello stabile individuate sulle carpenterie originarie.

6.2.1 Modello geometrico e strutturale per le analisi

Il modello della struttura, di tipo spaziale, è costituito da elementi tridimensionale a telaio e pareti, connessi tra loro da diaframmi orizzontali rigidi in quanto i solai in latero-cemento hanno una soletta in c.a. di completamento. Il comportamento elastico lineare degli elementi è valutato considerando le dimensioni geometriche (sezione trasversale, lunghezza) e le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti (modulo di elasticità del calcestruzzo). A seguire si riportano alcune immagini del modello strutturale utilizzato e delle armature di rinforzo considerate.

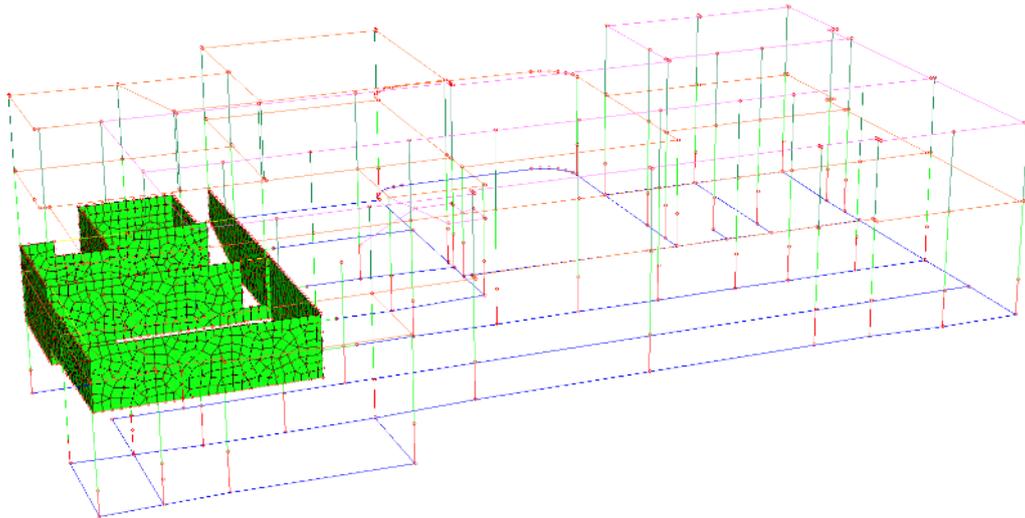


Figura 5: Vista 3D unifilare dell'intero modello di calcolo

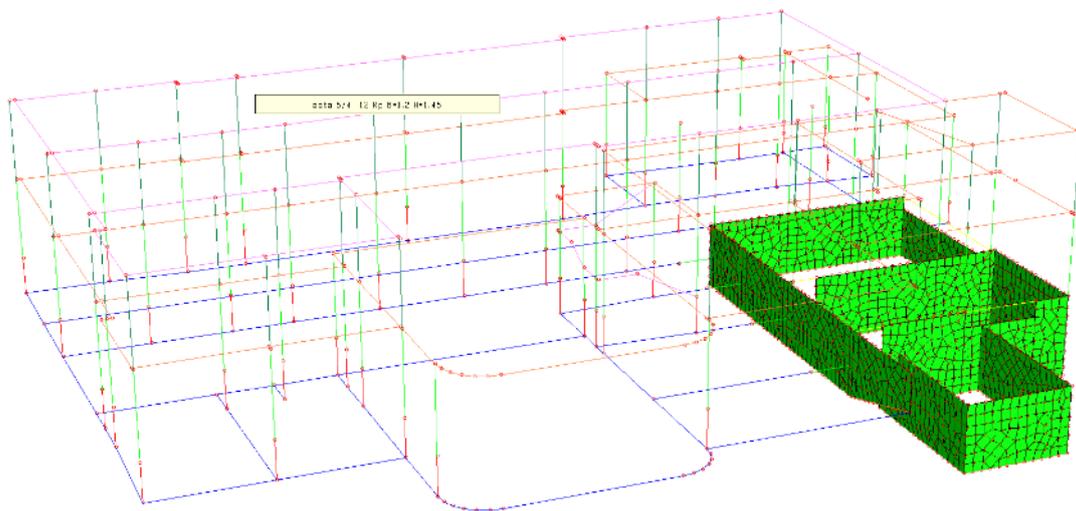


Figura 6: Vista 3D unifilare dell'intero modello di calcolo

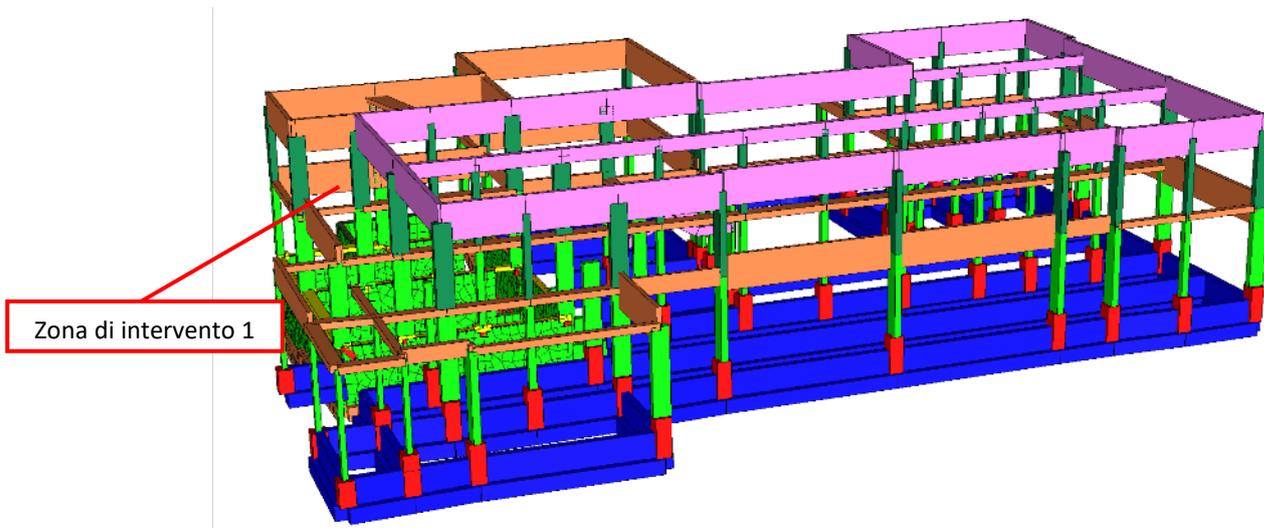


Figura 7: Vista 3D solida dell'intero modello di calcolo

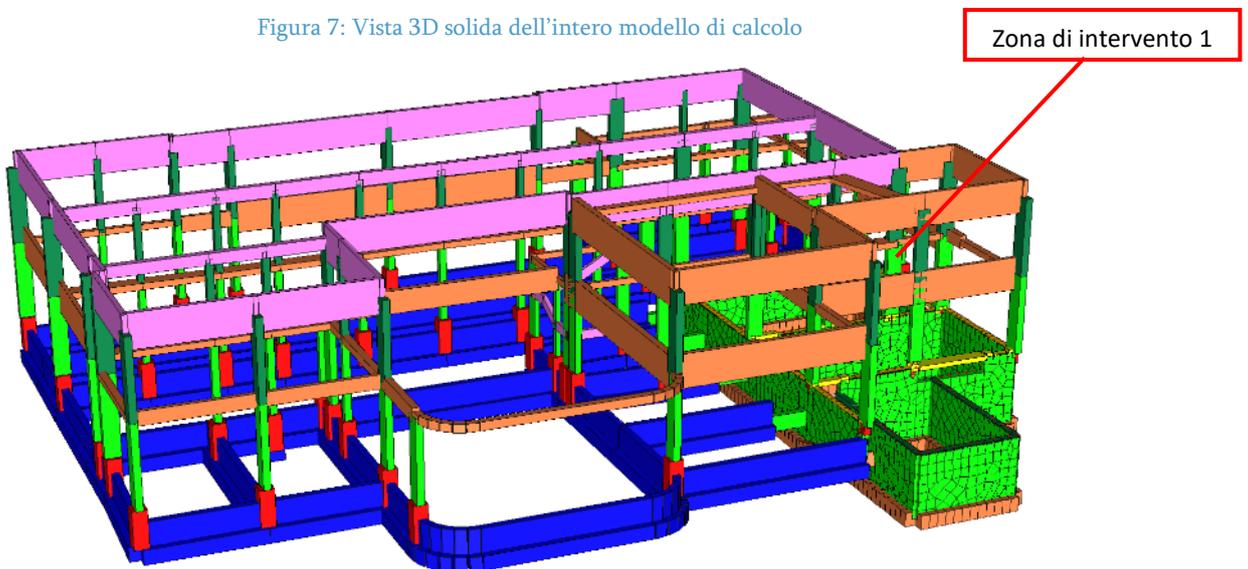


Figura 8: Vista 3D solida dell'intero modello di calcolo

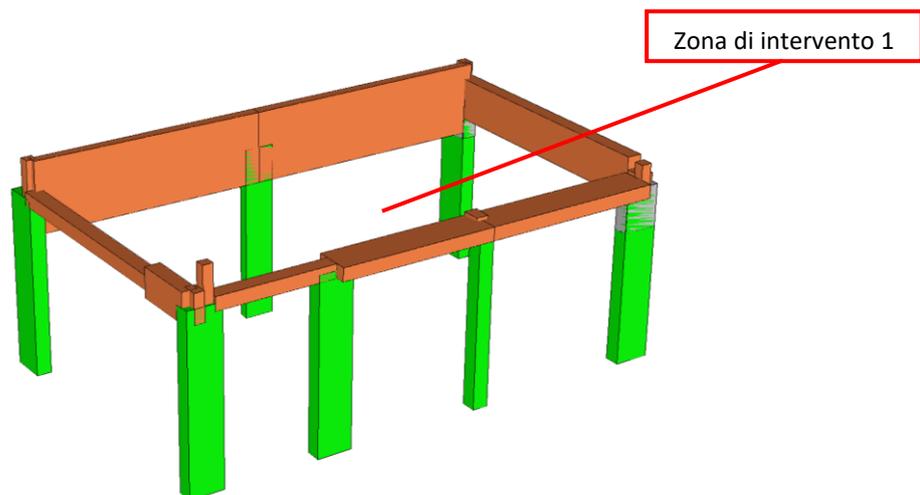


Figura 9: Modello 3D vista su zona di intervento 1 con individuazione della zona di intervento 1

6.2.2 Risultati

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di involucro delle combinazioni statiche per la zona di intervento 1.

Le sollecitazioni sono riportate in daN e daN*m.

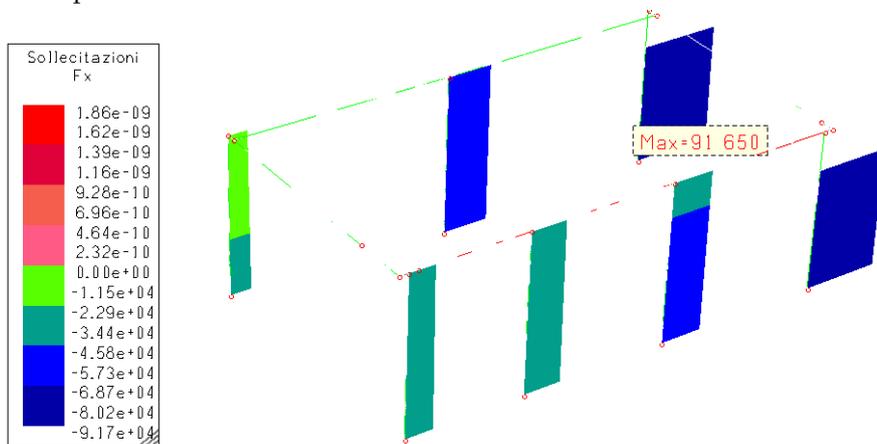


Figura 10: Involuppo dello sforzo normale

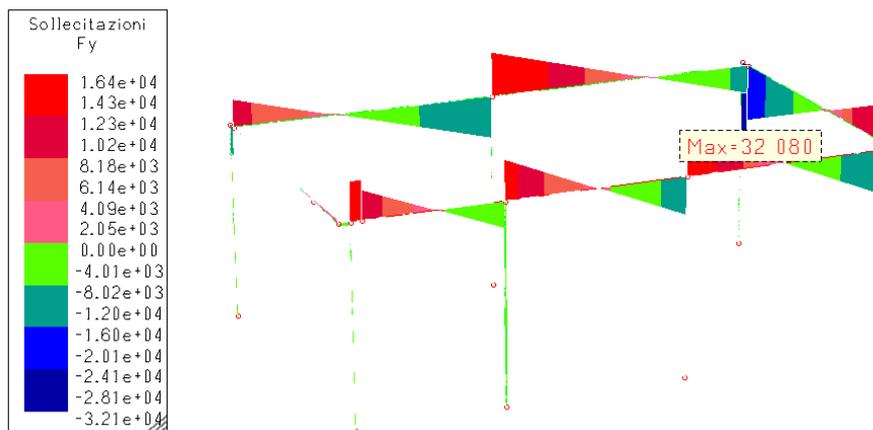


Figura 11: Involuppo del taglio Fy

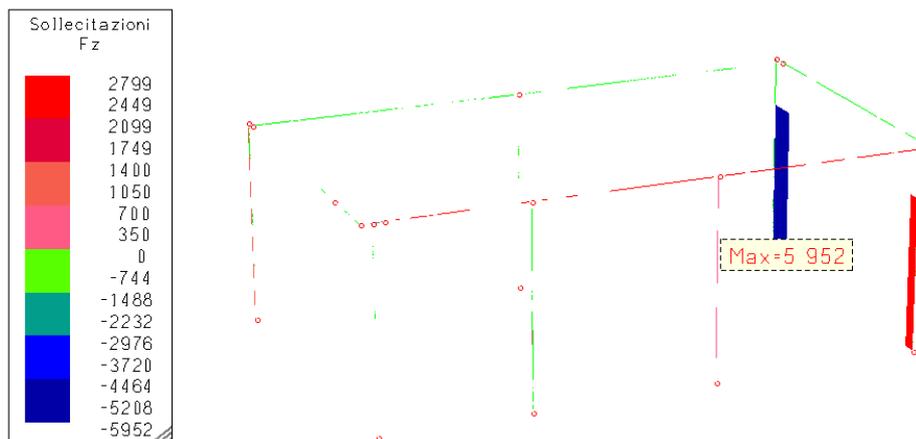


Figura 12: Involuppo del taglio Fz

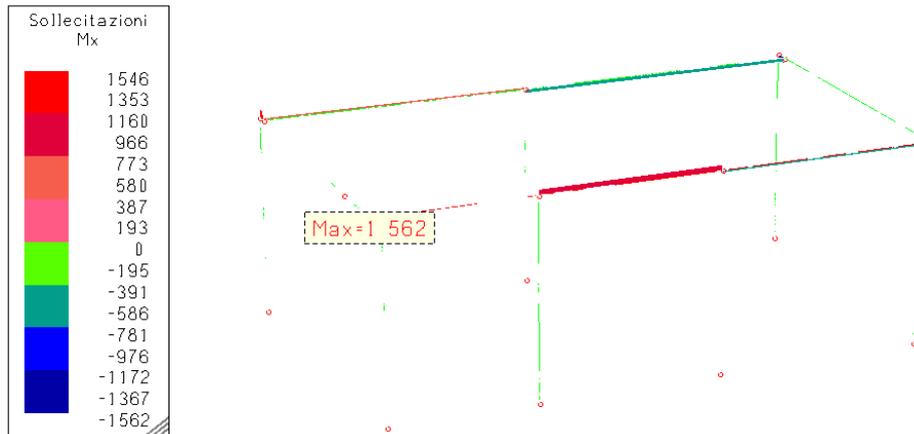


Figura 13: Inviluppo del momento torcente

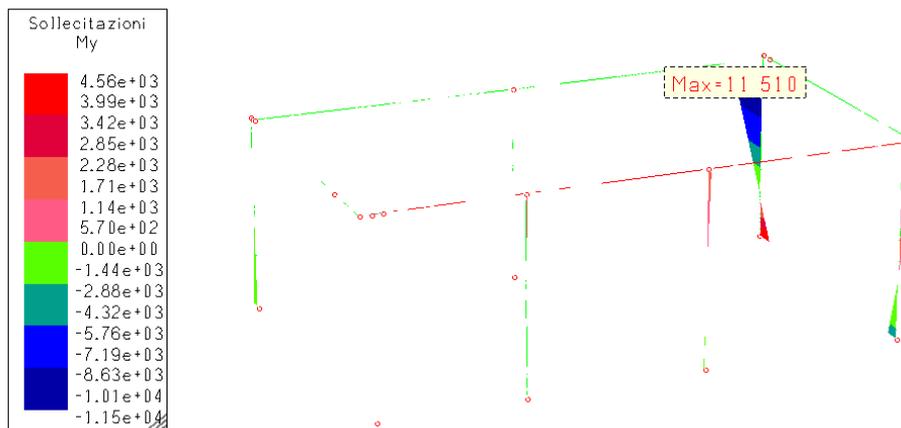


Figura 14: Inviluppo del momento flettente My

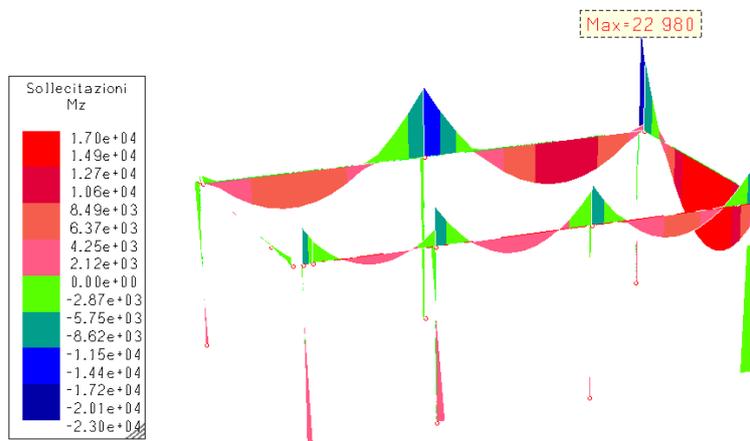


Figura 15: Inviluppo del momento flettente Mz

6.2.3 Verifica meccanismi duttili

Nelle successive tabelle sono riportate le verifiche duttili (a pressoflessione) in termini di resistenza degli elementi strutturali in riferimento ad una azione statica rispetto allo stato limite ultimo SLU. Le verifiche sono soddisfatte se l'elemento ha colore verde ovvero il valore massimo dell'indice di resistenza è pari a 1.

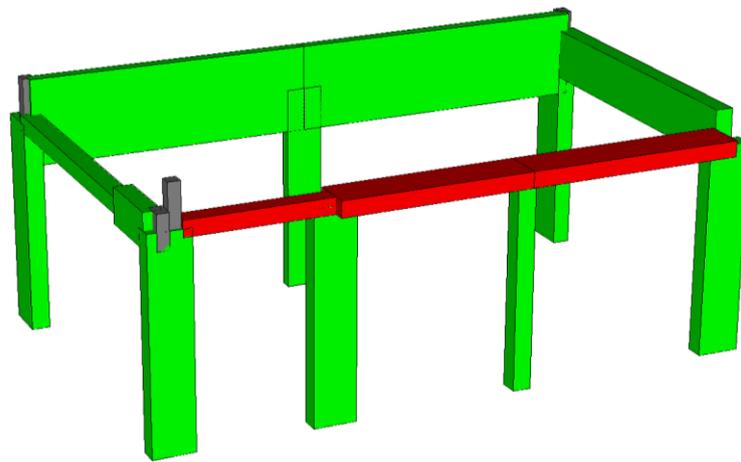


Figura 16: Verifica meccanismi duttili vista di insieme

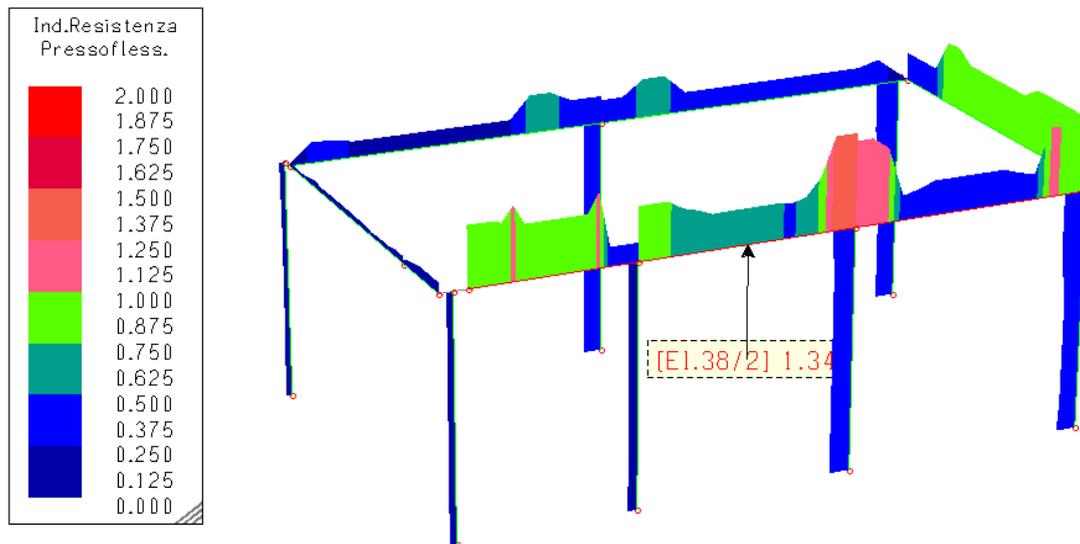


Figura 17: Verifica meccanismi duttili vista di insieme

Le verifiche sulle tre travi interne di appoggio del campo di solaio rinforzato non risultano soddisfatte.

6.2.4 Verifica meccanismi fragili (sollecitazione di taglio)

Nelle successive tabelle sono riportate le verifiche fragili (a taglio) in termini di resistenza degli elementi strutturali in riferimento ad una azione statica rispetto allo stato limite ultimo SLU. Le verifiche sono soddisfatte se l'elemento ha colore verde ovvero il valore massimo dell'indice di resistenza è pari a 1.

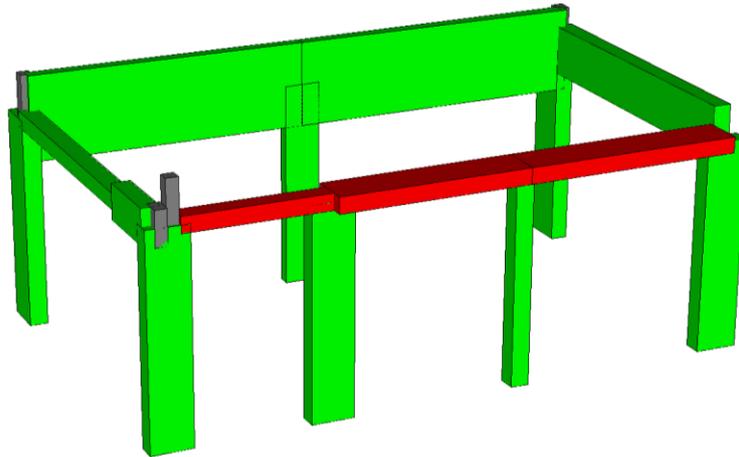


Figura 18: Verifica meccanismi fragili vista di insieme

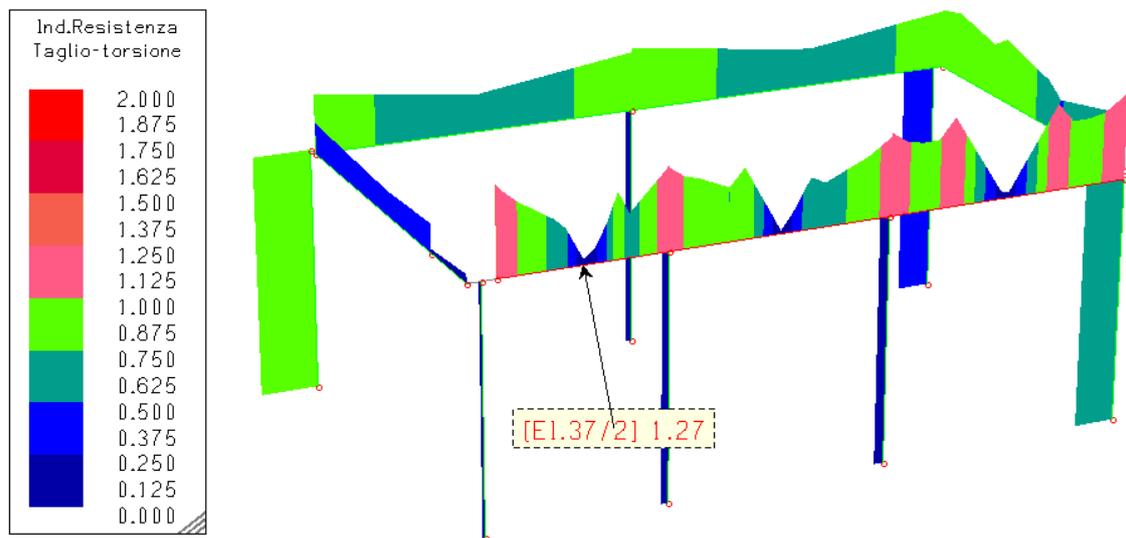


Figura 19: Verifica meccanismi fragili vista di insieme

Le verifiche sulle tre travi interne di appoggio del campo di solaio rinforzato non risultano soddisfatte.

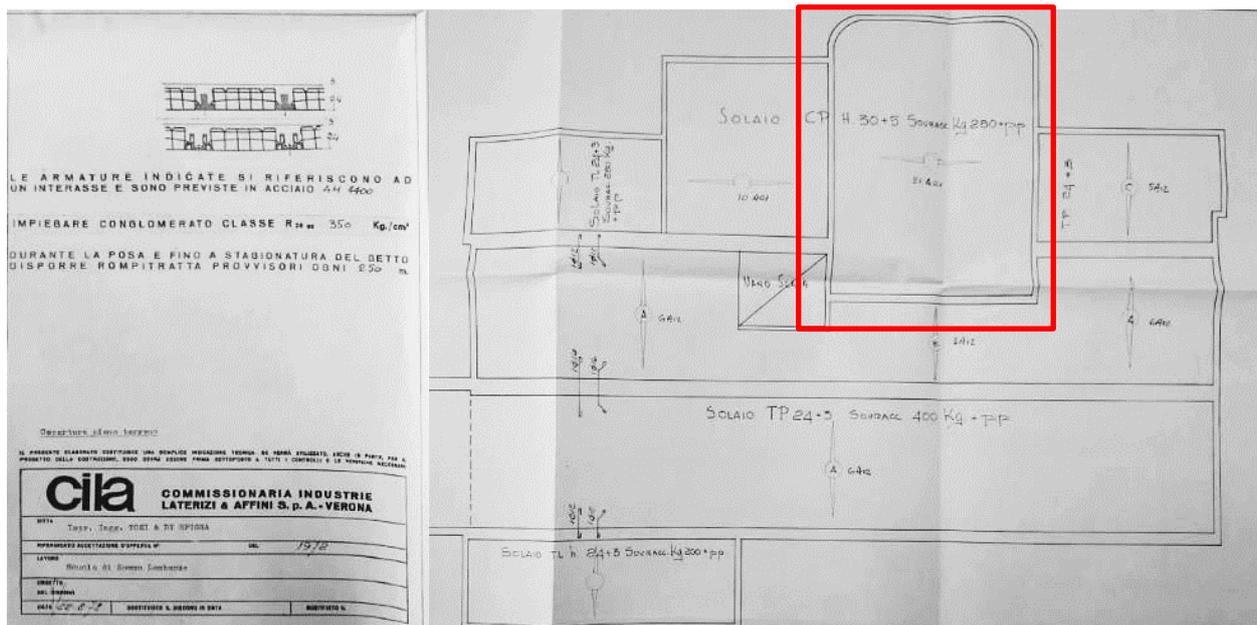
7 ANTE OPERAM - CONSIDERAZIONI STATICHE ZONA DI INTERVENTO 2

Le indagini eseguite sul solaio della zona di intervento 2 hanno evidenziato che il pacchetto di progetto, consistente in un massetto delle pendenze di spessore 5/6 cm ed in un manto di impermeabilizzazione, è stato modificato con l'aggiunta di una coibentazione in argilla espansa dello spessore di 30 cm sulla quale sono stati posizionati ulteriori 5 cm di massetto delle pendenze, uno strato di guaina ed una pavimentazione galleggiante in calcestruzzo di spessore 3 cm. Il peso del pacchetto non strutturale appena descritto è stimato in circa 415 kg/m².



Figura 20 – Solaio zona di intervento 2 e saggio eseguito sullo stesso

Dall'analisi della documentazione progettuale recuperata si evince che il solaio di copertura della attuale zona mensa (zona intervento 2) (il solaio originariamente era destinato a sola copertura e quindi non accessibile se non per attività di manutenzione) fu dimensionato per un sovraccarico totale di 280 kg/m², come visibile negli estratti progettuali riportati nella figura sottostante, di cui probabilmente 130 kg/m² il sovraccarico neve e circa 150 kg/m² per i carichi permanenti.



$M = \frac{1}{8} \times (280+350) \times 10,50 \times 120^2 = 1040000$ $A_s = 21 A_{21} = 4,41 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}''_e = -177,93 \text{ kg/cm}^2$ $W'_e = 17243 \text{ cm}^3 \quad W''_e = 5048 \text{ cm}^3$ $\sigma'_e = \frac{M}{W'_e} = -60,50 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma''_e = \bar{\sigma}''_e + \frac{M}{W''_e} = 29 \text{ kg/cm}^2$	<p><u>Copertura ingresso</u></p> <p>Z O N A</p> <p>Luce $l = 10,50 \text{ m}$</p> <p>Struttura adottata CP 30</p> <p>Altezza 30+5 cm 35 interasse 120 cm</p> <p>Peso proprio struttura 350 Kg/m²</p> <p>Condizioni di vincolo <u>semplice appoggio</u></p> <table border="1"> <tr> <td colspan="2">Sovraccarichi</td> </tr> <tr> <td>Permanente</td> <td>Kg/m²</td> </tr> <tr> <td>Accidentale</td> <td>Kg/m²</td> </tr> <tr> <td>Sovraccarico totale</td> <td>280 Kg/m²</td> </tr> </table>	Sovraccarichi		Permanente	Kg/m ²	Accidentale	Kg/m ²	Sovraccarico totale	280 Kg/m²
Sovraccarichi									
Permanente	Kg/m ²								
Accidentale	Kg/m ²								
Sovraccarico totale	280 Kg/m²								
<p>ROTTURA $M_r = 1976000 \text{ kgcm}$</p> <p>$K_r = \frac{M_r}{M} = 1,90 \geq 1,85$</p>									

Figura 21 – Estratto del progetto del 1972 con individuazione dei carichi di progetto

Oltre ad aver subito un incremento dei carichi permanenti non strutturali, il suddetto solaio ha subito anche un cambio di destinazione d'uso passando da una copertura accessibile per sola manutenzione, ad un terrazzo utilizzato anche come via di fuga in caso di emergenza. Tale modifica comporta un incremento sostanziale dei carichi accidentali che passerebbero dai circa 130 kg/mq dell'eventuale neve, ai 400 kg/mq dovuti al nuovo utilizzo dello stesso.

In sintesi il solaio è stato dimensionato per un carico complessivo, permanente e accidentale, di 280 daN/mq, mentre allo stato attuale risulta interessato da un carico di soli permanenti non strutturali di circa 415 daN/mq e da un possibile carico accidentale di 400 daN/mq (si noti che già solamente i carichi permanenti non strutturali portati superano di gran lunga il carico complessivo di progetto del solaio). Quindi è evidente che il suddetto solaio è stato dimensionato per dei carichi sostanzialmente più bassi rispetto ai carichi a cui già è potenzialmente soggetto.

Per quanto riguarda la zona di intervento in oggetto l'analisi è consistita nel confrontare le sollecitazioni utilizzate per il dimensionamento originario dei travetti, ricavate a partire dal progetto originario, con le sollecitazioni indotte dai carichi attuali. A seguire si riportano i risultati di tale confronto.

Caratteristiche solaio		
L (m) =	10,50	luce di calcolo del solaio
i (m) =	1,20	interasse travi
Progetto originario - Sollecitazioni		
G ₁ (daN/mq) =	350	peso proprio solaio
G ₂ +Q (daN/mq) =	280	sovraccarichi permanenti + accidentali
M_{Originario} (daN*m) =	10419	momento flettente massimo
V_{Originario} (daN*m) =	3969	taglio massimo

Stato Ante Operam - Sollecitazioni		
G_{1k} (daN/mq) =	350	peso proprio solaio
G_{2k} (daN/mq) =	415	carico permanente non strutturale
Q_k (daN/mq) =	400	carico accidentale
$M_{Ante Operam}$ (daN*m) =	19266	momento flettente massimo
$V_{Ante Operam}$ (daN*m) =	7340	

Stato Ante Operam - Verifiche		
$M_{progetto}/M_{Originario}$	1,85	rapporto tra momento ante operam e momento di progetto originario
$V_{progetto}/V_{Originario}$	1,85	rapporto tra taglio ante operam e taglio di progetto originario

Le verifiche sul solaio non risultano soddisfatte.

8 DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

A seguire si riporta una descrizione degli interventi previsti in progetto al fine di risolvere le criticità di cui al paragrafo precedente.

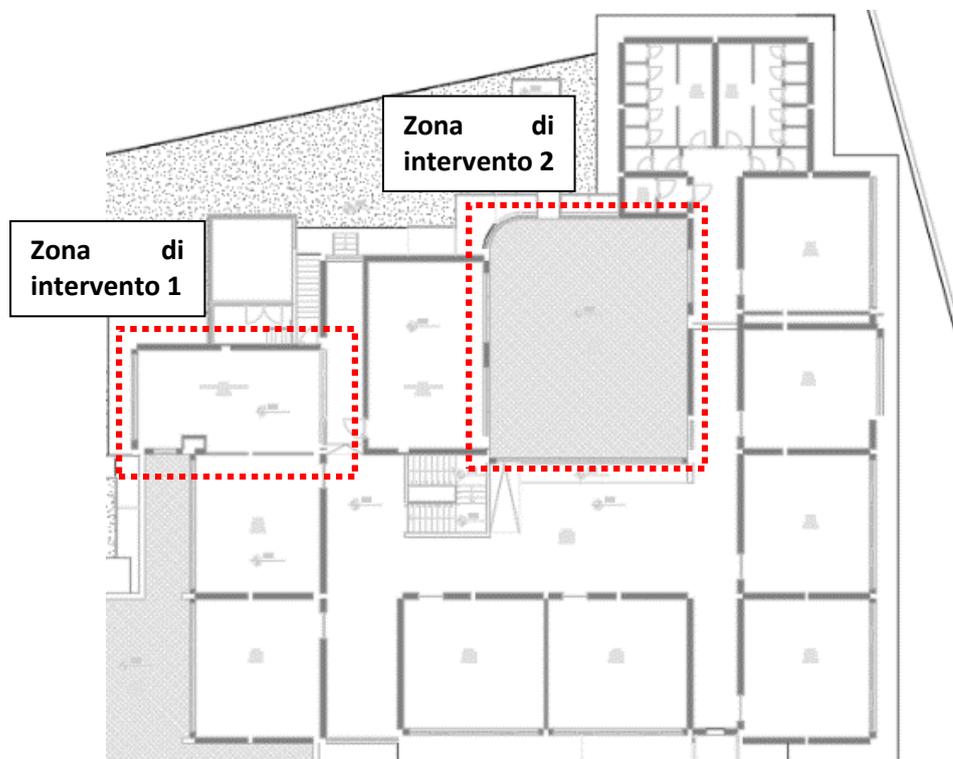


Figura 22 – Zone dell'intervento.

Zona di intervento 1 locale laboratorio chimica-pittura al piano primo dello stabile

Rinforzo di tre travi in c.a. con incamiciatura in acciaio

L'intervento proposto consiste nella realizzazione di cerchiature metalliche disposte a rinforzo delle tre travi in c.a. su cui scarica il solaio oggetto di intervento verso il lato interno dell'edificio. Tale intervento consente di incrementare la resistenza a flessione e a taglio delle suddette travi. In particolare le lavorazioni sono le seguenti:

- ✓ Demolizione delle opere architettoniche e impiantistiche di intralcio per l'esecuzione dell'intervento;
- ✓ Rimozione corticale di calcestruzzo di copriferro ammalorato (se presente) lungo tutta la zona di intervento interessata dalla posa dei piatti metallici e successiva pulizia delle superfici demolite;
- ✓ Trattamento (ove necessario) delle armature originarie degli elementi strutturali in c.a. scoperte in seguito alla rimozione del calcestruzzo di copriferro;
- ✓ Ripristino del calcestruzzo di copriferro rimosso con applicazione di malta a ritiro controllato tissotropica;
- ✓ Sabbatura a metallo bianco di tutti gli elementi metallici da installare (piatti 80x4 mm e piatti 30x4 mm);
- ✓ Esecuzione di fori di diametro 60 mm nelle pignatte del solaio per consentire il successivo passaggio dei piatti sagomati 30x4 mm;
- ✓ Preparazione e pulizia del supporto al fine di asportare ogni parte incoerente e rimuovere la polvere;

- ✓ Applicazione, a rullo o a pennello, di primer epossidico bicomponente superfluido per il trattamento del supporto, avente funzione di appretto sulla superficie di calcestruzzo pulita ed asciutta. Larghezza minima della fascia trattata pari allo sviluppo superficiale dell'elemento metallico di rinforzo (80x4 mm) da montare;
- ✓ Stesura di stucco epossidico a consistenza tissotropica recante la marcatura CE ("Incollaggio strutturale") sia sui piatti in acciaio che sul supporto in c.a. dove andranno posizionate (regolarizzazione ed incollaggio);
- ✓ Posa in opera dei piatti in acciaio 80x4 mm "incollati" con lo stucco di cui al punto precedente eliminando a spatola lo stucco in eccesso;
- ✓ Puntellatura delle lastre in acciaio per almeno 24 ore;
- ✓ Installazione degli inghisaggi armati e delle piastre metalliche di estremità ai piatti 80x4 mm come da particolari costruttivi;
- ✓ Posizionamento dei piatti 30x4 mm e solidarizzazione degli stessi ai piatti 80x4 mm con saldature a cordolo d'angolo;
- ✓ Riempimento dei fori praticati nel solaio;
- ✓ Protezione di tutti gli elementi metallici con vernice anticorrosiva;
- ✓ Protezione degli elementi metallici dal fuoco con utilizzo di intonaco con adeguate caratteristiche ignifughe.

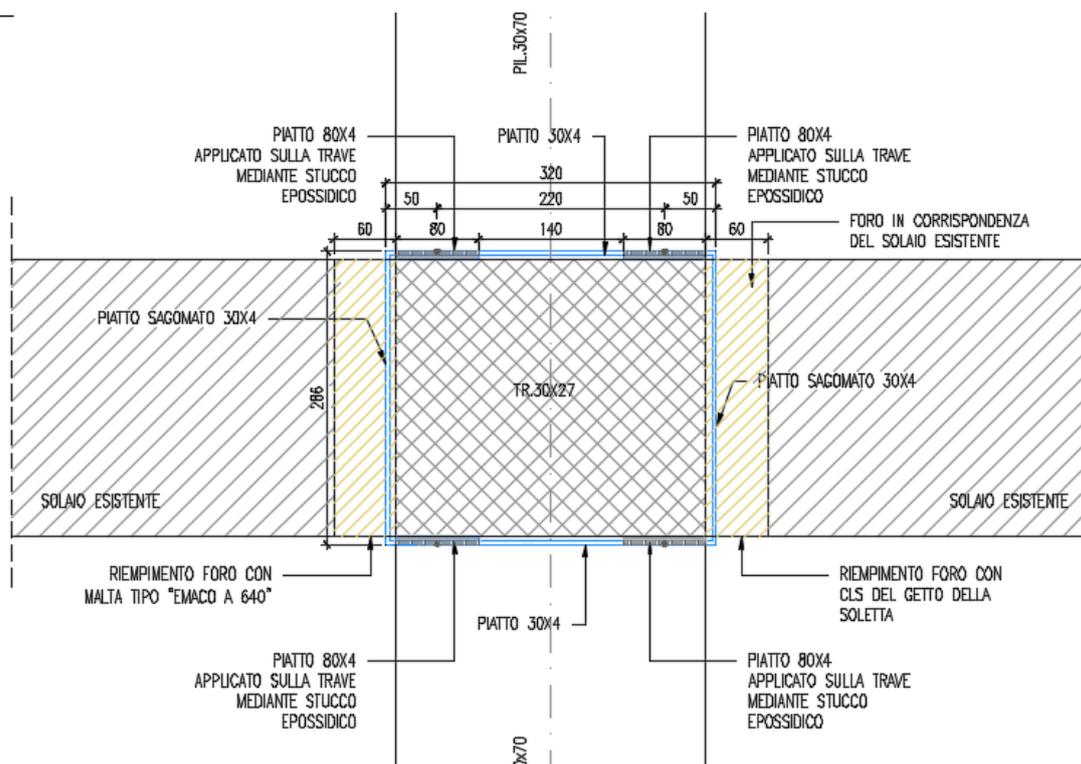
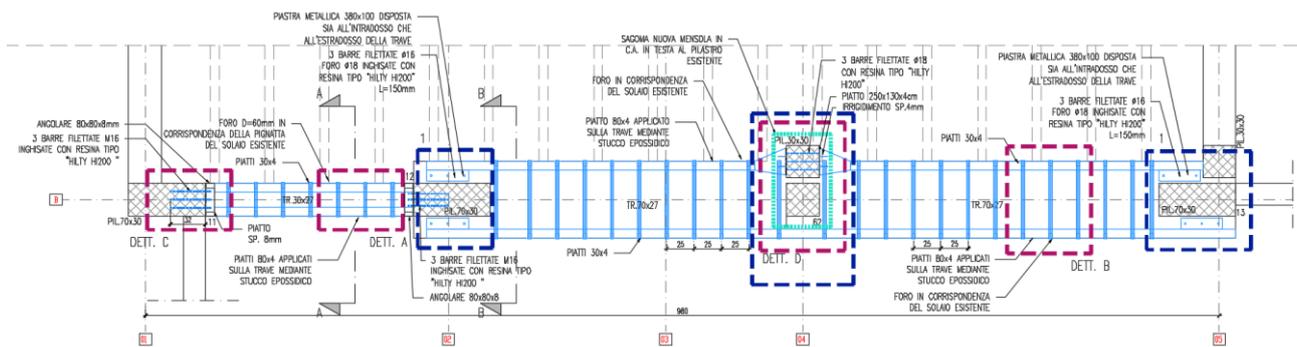


Figura 23 – Incamiciatura in acciaio a rinforzo di travi in c.a.

Soletta di rinforzo in c.a. a rinforzo del campo di solaio

L'intervento proposto consiste nella realizzazione di una soletta in calcestruzzo alleggerito Lc 30/33 D1.6 armato posizionata all'estradosso dell'attuale solaio al fine di aumentarne la portanza sia nei confronti delle sollecitazioni flettenti che taglianti. In particolare le lavorazioni consistono:

- ✓ Demolizione delle opere architettoniche e impiantistiche di intralcio per l'esecuzione dell'intervento;
- ✓ Puntellatura del solaio;
- ✓ Posa in opera di vite metallica per ripresa di getto per consentire la solidarizzazione tra la nuova soletta in calcestruzzo alleggerito e solaio esistente. Il connettore a vite per calcestruzzo, considerato nei calcoli strutturali, è installato a secco previo preforo di 11mm, e consiste di un gambo in acciaio temprato 10.9, con parte filettata di lunghezza 60 mm, Ø 12 mm, testa esagonale 15 mm con finta rondella Ø 25 mm, per una lunghezza totale della vite di 110 mm. Tali connettori dovranno essere posati in opera in asse ad ogni travetto esistente secondo i passi e le distanze contenute negli elaborati grafici. Particolare cura dovrà essere posta durante l'esecuzione dei fori rispettando quanto indicato dalle schede tecniche di progetto;
- ✓ Posa di 2 filanti filo 14 mm per ogni travetto, posizionati all'intradosso della nuova soletta in calcestruzzo (a 1 cm di distanza dalla soletta del solaio esistente) per l'intero sviluppo degli stessi travetti;
- ✓ Posa di filanti filo 10 mm con interasse di 25 cm, posizionati all'estradosso della nuova soletta in calcestruzzo (con copriferro di circa 3 cm dal filo di estradosso della nuova soletta) a formare armatura superiore all'appoggio interno del solaio. Tali filanti dovranno essere fissati alle travi in c.a. esistenti tramite ancorante chimico tipo Hilty HIT – RE 500 V3 per barre ad aderenza migliorata, in foro di diametro 12 mm, per una profondità di 200mm;
- ✓ Posa di spinotti filo 10 mm ad interasse di 50cm, posizionati lungo i restanti tre lati del campo di solaio in modo da costituire un collegamento tra la nuova soletta e le travi di bordo in c.a.;
- ✓ Posa di rete elettrosaldata metallica filo 6 mm con maglia 20x20 cm su tutta la superficie del solaio da rinforzare e anche in sovrapposizione alle travi in c.a. da rinforzare;
- ✓ Getto di calcestruzzo alleggerito con classe di resistenza LC30/33 e classe di massa per unità di volume D1.6 per uno spessore complessivo di 7 cm, opportunamente vibrato con dimensione massima dell'inerte 20 mm.

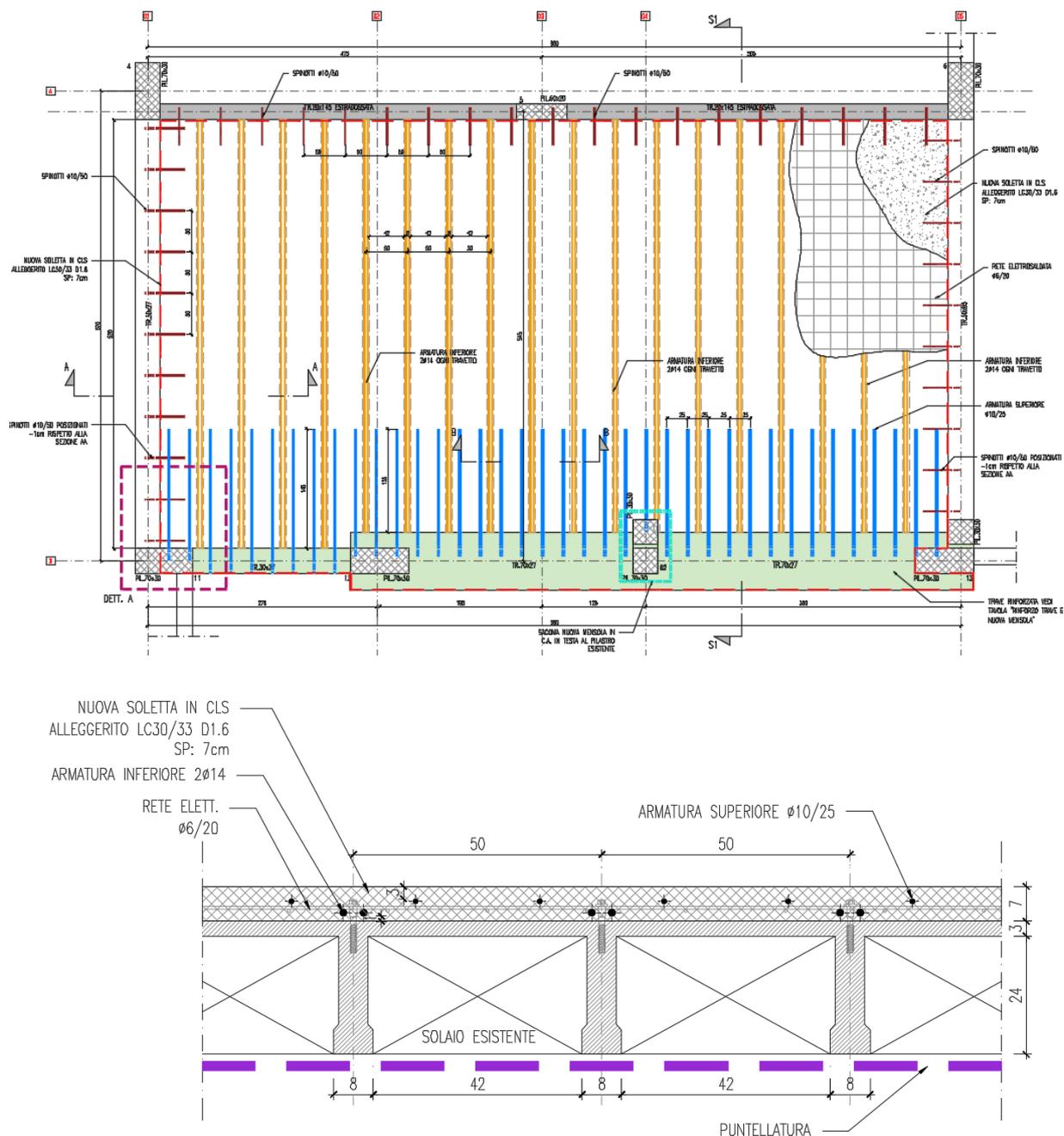


Figura 24 – Soletta in c.a. di rinforzo al solaio esistente.

Realizzazione di mensola in c.a. in corrispondenza del pilastro 7 in falso

L'intervento proposto consiste nella realizzazione di una mensola in c.a. in testa al pilastro adiacente al pilastro 7. In particolare le lavorazioni consistono:

- ✓ Demolizione delle opere architettoniche e impiantistiche di intralcio per l'esecuzione dell'intervento;
- ✓ Puntellatura dell'intorno del pilastro a partire al piano primo fino al piano terra;
- ✓ Rimozione "profonda" di copriferro di testa del pilastro al piano terra;
- ✓ Demolizione degli elementi di laterizio, che compongono il solaio, compresi tra il pilastro in falso e l'ingombro in pianta della nuova mensola;

- ✓ Trattamento (ove necessario) delle armature originarie del pilastro scoperte in seguito alla rimozione del calcestruzzo di copriferro;
- ✓ Realizzazione di inghisaggi armati di diametro 16 mm in foro 18 mm per una profondità di 80 mm in numero di 4 per ogni faccia del pilastro, per collegamento della nuova mensola al pilastro in c.a. esistente, con utilizzo di resina tipo Hilty HIT – RE 500 V3;
- ✓ Posa in opera di 4 staffe metalliche di diametro 10 mm, disposte a cerchiare il pilastro esistente;
- ✓ Posa in opera di 4 filanti sagomati del diametro di 12 mm, disposti longitudinalmente lo sviluppo della mensola a costituire l'armatura primaria della mensola. I due filanti centrali dovranno essere inghisati nel pilastro esistente tramite foro passante di diametro 14 mm con resina tipo Hilty HIT – RE 500 V3;
- ✓ Posa in opera di 3 staffe del diametro di 10 mm, disposti come armatura secondaria nella mensola;
- ✓ Predisposizione di fori per esecuzione getto di calcestruzzo;
- ✓ Casseratura della nuova mensola in c.a.;
- ✓ Realizzazione getto con betoncino colabile a base di cemento.

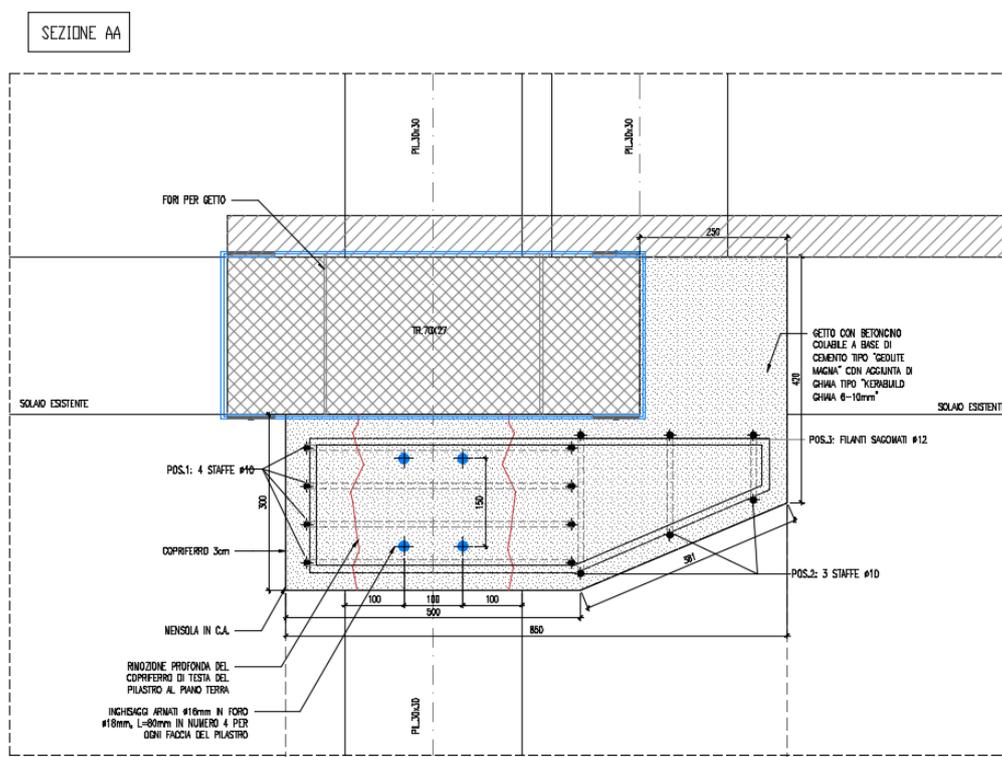


Figura 25 – Nuova mensola in c.a. in testa al pilastro esistente al piano terra.

L'intervento terminerà con tutte le opere di finitura architettonica e impiantistica necessarie a rendere di nuovo agibile gli ambienti interessati dalle lavorazioni.

Zona di intervento 2

Considerato quanto evidenziato al paragrafo precedente, si determina il valore massimo dei carichi permanenti non strutturali che possono agire sul terrazzo individuato nella zona di intervento 2. Tale valore è stato stimato a partire dalle sollecitazioni flettenti e taglianti agenti per via dei percorsi di esodo che sono stati individuati sul suddetto solaio e forniti allo Scrivente. Quindi una volta determinato il momento flettente e il taglio agente considerando sulle vie di esodo un carico distribuito di 400 daN/mq è stato determinato il valore dei carichi permanenti non strutturali tale da eguagliare al massimo le sollecitazioni definite nel progetto originario.

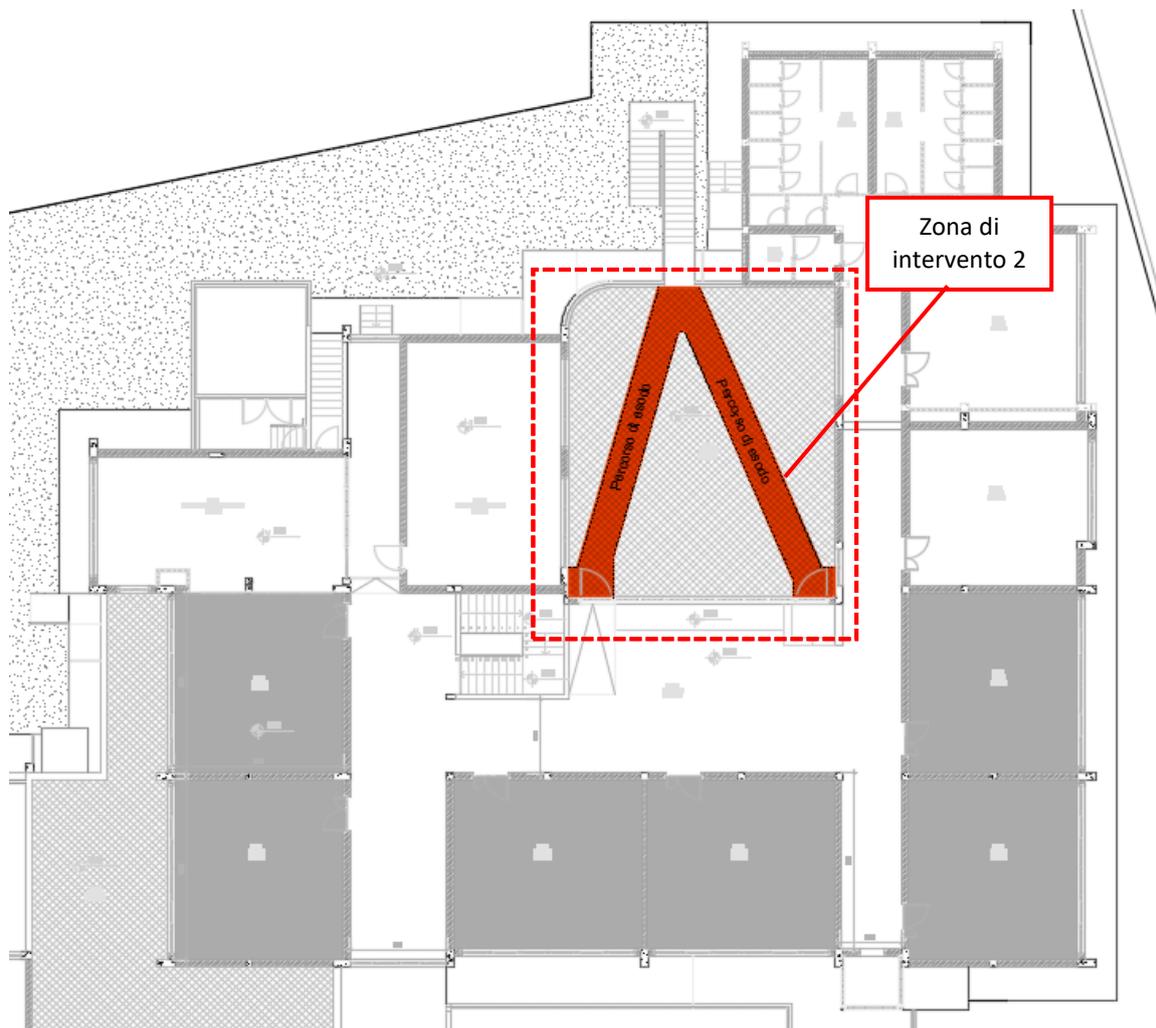


Figura 26 – Pianta piano primo con individuazione zona di intervento 2 e definizione del percorso di esodo.

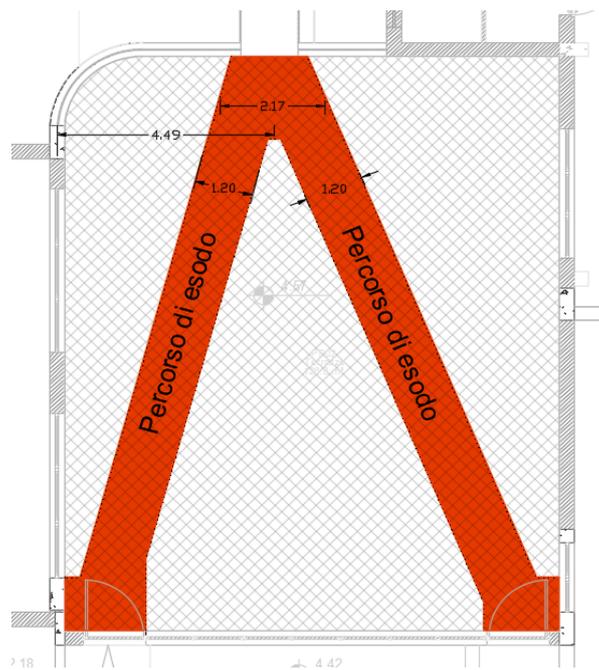


Figura 27 – Percorso di esodo sul terrazzo al piano primo dello stabile.

Si prevede inoltre, in corrispondenza del blocco bagni al piano terra dello stabile, la realizzazione di una scala esterna in acciaio, giuntata dalla struttura esistente, realizzata con pilastri e travi con sezioni UPN180. Tale scala, che deve collegare il piano esterno al piano terra per un dislivello di circa 75 cm, poggia su una nuova soletta di fondazione di spessore 20 cm che sarà armata, sia inferiormente che superiormente, con maglia di filanti di diametro 10 mm. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

9 CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI PER GLI INTERVENTI

Nel presente paragrafo sono riportate le caratteristiche dei materiali adottati per la realizzazione degli interventi strutturali descritti in precedenza, ovvero:

- Il calcestruzzo di fondazione, classe di resistenza C25/30 classe di esposizione XC2, dimensione massima dell'inerte 20 mm (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$);
- Il calcestruzzo alleggerito classe di resistenza LC30/33 peso per unità di volume D1.6 classe di esposizione XC3, dimensione massima dell'inerte 20 mm (Resistenza caratteristica $R_{ck} = 33 \text{ N/mm}^2$);
- L'acciaio di rinforzo degli elementi in c.a. è di tipo B450C (Resistenza caratteristica allo snervamento $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$);
- L'acciaio della carpenteria metallica previsto in progetto è del tipo S275 JR.

10 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

Per quanto riguarda le modifiche apportate ai pesi dell'edificio risulta quanto segue:

CONFRONTO PESO ANTE - POST OPERAM		
<i>Peso Ante Operam Zona di intervento 1</i>		
G _{1k} (daN/mq)	272	daN/m ² peso permanente strutturale
G _{2k} (daN/mq)	240	daN/m ² peso permanente non strutturale
A	50,5	m ² area campo di solaio
P	25856	daN peso campo di solaio
<i>Peso Ante Operam Zona di intervento 2</i>		
G _{1k} (daN/mq)	350	daN/m ² peso permanente strutturale
G _{2k} (daN/mq)	415	daN/m ² peso permanente non strutturale
A	126,6	m ² area campo di solaio
P	96849	daN peso campo di solaio
P _{Totale Ante}	122705	daN peso totale ante operam degli elementi interessati
<i>Peso Post Operam Zona di intervento 1</i>		
G _{1k} (daN/mq)	395	daN/m ² peso permanente strutturale
G _{2k} (daN/mq)	207	daN/m ² peso permanente non strutturale
A	50,5	m ² area campo di solaio
P	30401	daN peso campo di solaio
<i>Peso Post Operam Zona di intervento 2</i>		
G _{1k} (daN/mq)	350	daN/m ² peso permanente strutturale
G _{2k} (daN/mq)	159	daN/m ² peso permanente non strutturale
A	126,6	m ² area campo di solaio
P	64439	daN peso campo di solaio
P _{Totale Post}	94840	daN peso totale post operam degli elementi interessati
Δ _{Post - Ante}	-27865	daN differenza di peso tra Post e Ante Operam
<i>Peso complessivo del Corpo 1</i>		
P _{Totale Corpo 1}	1667692	daN peso totale del Corpo 1 G _{1k} +G _{2k}
Δ _{Post - Ante/}	-1,7%	daN differenza di peso tra Post e Ante Operam
P _{Totale Corpo 1}		

Si osserva dunque che gli interventi previsti in progetto comportano una riduzione dei pesi poco significativa rispetto al peso complessivo dell'edificio e comunque di un valore tale da non alterare la risposta dell'edificio e del sistema di fondazioni per carichi gravitazionali e sismici.

Quindi l'intervento oggetto della seguente relazione di calcolo riguarda singole parti della struttura esistente e consente di perseguire le seguenti finalità:

- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti anche non danneggiati. Difatti gli interventi incrementano la resistenza sia del solaio che delle travi;
- modificare una porzione limitata della struttura. Gli interventi modificano una porzione limitata della struttura modificando un campo di solaio di circa 50 mq su complessivi 950 mq di solai a piano dell'edificio e 3 travi in c.a. su circa 65 totali a piano.

Vista l'estensione e la tipologia degli interventi rispetto alla configurazione iniziale non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme. Gli interventi non comportano una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti e non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione.

Si specifica infine che l'intervento proposto non coinvolge le fondazioni esistenti dell'edificio, non comporta un aumento di carico sulle stesse e non prevede la realizzazione di nuovi elementi strutturali di fondazione per cui non si rende necessario redigere una relazione geotecnica.

Per quanto sopra detto, l'intervento può essere classificato come intervento locale ai sensi delle NTC2018 – §8.4.1 e per tale ragione il progetto e la valutazione della sicurezza sono riferite alla sola parte interessata, così come anche la relazione di calcolo.

11 POST OPERAM VERIFICHE STATICHE SLU - ZONA DI INTERVENTO 1

11.1 Dimensionamento della soletta in cemento armato di rinforzo al solaio

In questo paragrafo si riportano le verifiche statiche condotte sul campo di solaio rinforzato con una soletta in calcestruzzo alleggerito LC30/33 D1.6 descritta in dettaglio al paragrafo 8.

Per la valutazione delle sollecitazioni si è assunto uno schema statico di trave continua su più appoggi.

Zona di intervento 1 - Verifiche Post Operam		
G_{1k} (daN/mq) =	272	peso proprio solaio
$G_{1k, \text{soletta}}$ (daN/mq) =	123	peso soletta di rinforzo
G_{2k} (daN/mq) =	207	carico permanente non strutturale
Q_k (daN/mq) =	300	carico accidentale
γ_{G1} =	1,00	coefficiente amplificativo carichi G_{1k}
$\gamma_{G1, \text{soletta}}$ =	1,30	coefficiente amplificativo carichi $G_{1k, \text{soletta}}$
γ_{G2} =	1,50	coefficiente amplificativo carichi G_{2k}
γ_Q =	1,50	coefficiente amplificativo carichi Q_k
<i>Sollecitazioni</i>		
$M_{Ed, NTC2018, \text{mezzeria}}$ (daN*m) =	1417	momento flettente in mezzeria
$M_{Ed, NTC2018, \text{appoggio}}$ (daN*m) =	1771	momento flettente in appoggio
$V_{Ed, NTC2018, \text{APP. A}}$ (daN) =	1300	taglio massimo agente Appoggio estremità
$V_{Ed, NTC2018, \text{APP. B}}$ (daN) =	1950	taglio massimo agente Appoggio interno
R_{cm} (N/mm ²) =	24,7	resistenza media del calcestruzzo in sito
f_{ym} (N/mm ²) =	391,6	resistenza media dell'acciaio in sito
FC =	1,2	fattore di confidenza
<i>Verifiche a flessione in mezzeria</i>		
$M_{Rd, NTC2018}$ (daN*m) =	1531	momento flettente resistente
C.S. (Ed/Rd) =	0,93	coefficiente di sicurezza a flessione
<i>Verifiche a flessione in appoggio</i>		
$M_{Rd, NTC2018}$ (daN*m) =	3629	momento flettente resistente
C.S. (Ed/Rd) =	0,49	coefficiente di sicurezza a flessione
<i>Verifiche a taglio Appoggio Estremità</i>		
$V_{Rd, NTC2018}$ (daN) =	1450	taglio resistente appoggio estremità
C.S. (Ed/Rd) =	0,90	coefficiente di sicurezza a taglio
<i>Verifiche a taglio Appoggio interno</i>		
$V_{Ed, NTC2018}$ (daN) =	1741	taglio resistente appoggio interno fine solaio
$V_{Rd, NTC2018}$ (daN) =	1750	taglio resistente appoggio interno
C.S. (Ed/Rd) =	0,99	coefficiente di sicurezza a taglio

Verifica C.A. S.L.U. - File: NTC2018_Verifica_solaio_laboratorio_POST_Mezzeria

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Mezzeria_CLS_LC30/33

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	10	1	0,57	32
2	6	24	2	0,57	28
			3	0	3
			4	3,08	5,3

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali LC30/33
f_{yk} 30,0 N/mm²
f_{yk} 326,3 N/mm²
E_s 200.000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.632 N/mm²
C_{s,adm} 200 N/mm²
τ_{co} 0,64
τ_{c1} 1,914

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: NTC2018_Verifica_solaio_laboratorio_POST_Appoggio_Continu...

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: Appoggio

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	50	10	1	0,57	32
2	6	24	2	0,57	28
			3	3,14	3
			4	0,57	11

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{Ed} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Materiali B450C Rcm=247
f_{yk} 30,0 N/mm²
f_{yk} 391,3 N/mm²
E_s 200.000 N/mm²
E_s/E_c 15
E_{syd} 1.957 N/mm²
C_{s,adm} 255 N/mm²
τ_{co} 0,5293
τ_{c1} 1,677

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n
Tipo flessione Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTI CALCESTRUZZO ALLEGGERITO NON ARMATI - APPOGGIO DI ESTREMITA'			RESISTENZA A TAGLIO ELEMENTI CALCESTRUZZO ALLEGGERITO NON ARMATI - APPOGGIO IN CONTINUITA'				
f _{ck}	30,0	N/mm²	resistenza cilindrica a compressione caratteristica	f _{ck}	30,0	N/mm²	resistenza cilindrica a compressione caratteristica
γ _c	1,5		coefficiente di sicurezza per il cls	γ _c	1,5		coefficiente di sicurezza per il cls
γ _{Fc}	1,00		fattore di conoscenza	γ _{Fc}	1,00		fattore di conoscenza
f _{ctd}	17,00	N/mm²	resistenza cilindrica a compressione di progetto	f _{ctd}	17,00	N/mm²	resistenza cilindrica a compressione di progetto
ρ	1600	kg/m³	valore limite superiore della massa per unità di volume	ρ	1600	kg/m³	valore limite superiore della massa per unità di volume
η ₁	0,836			η ₁	0,836		
h	70	mm	altezza della sezione	h	100	mm	altezza della sezione
b	500	mm	larghezza della sezione	b	500	mm	larghezza della sezione
c	17	mm	copriferro	c	30	mm	copriferro
d	53	mm	altezza utile della sezione	d	70	mm	altezza utile della sezione
b _w	500	mm	larghezza minima della sezione	b _w	500	mm	larghezza minima della sezione
A _c	26500	mm²	area della sezione in cls	A _c	35000	mm²	area della sezione in cls
d _w	0		diámetro staffe	d _w	0		diámetro staffe
d	14	mm	diámetro delle barre longitudinali	d	10	mm	diámetro delle barre longitudinali
n	2		numero di barre longitudinali	n	4		numero di barre longitudinali
d		mm	diámetro delle barre longitudinali	d		mm	diámetro delle barre longitudinali
n			numero di barre longitudinali	n			numero di barre longitudinali
A	307,9	mm²	area	A	314,2	mm²	area
ρ	0,0116		rapporto geometrico armatura longitudinale	ρ	0,0090		rapporto geometrico armatura longitudinale
N	0	N	sforzo normale	N	0	N	sforzo normale
σ _{cp}	0,00	N/mm²	tensione media di compressione	σ _{cp}	0,00	N/mm²	tensione media di compressione
k	2,000			k	2,000		
v _{min}	0,465			v _{min}	0,465		
V _{min,1}	12,3	KN	taglio resistente minimo	V _{min,1}	16,3	KN	taglio resistente minimo
V ₂	14,5	KN	taglio resistente	V ₂	17,5	KN	taglio resistente
V _{rd}	14,5	KN	taglio resistente	V _{rd}	17,5	KN	taglio resistente

Dalle verifiche strutturali emerge che il solaio rinforzato con una soletta all'intradosso risulta soddisfare sia le verifiche duttili che fragili. A seguire si riportano ulteriori verifiche strutturali condotte per il dimensionamento dell'intervento di rinforzo.

Dimensionamento dei connettori tra solaio esistente e nuova soletta.

Materiali					
calcestruzzo	esistente	Clis esistente	$\gamma_{cls\ es} =$		1,20
	nuovo	Leca Clis 1600	$\gamma_{cls\ nuovo} =$		1,50
acciaio	esistente	Acciaio esistente	$\gamma_{acc\ es} =$		1,20
	nuovo	B450C	$\gamma_{acc\ nuovo} =$		1,15

Geometria		misure in cm		
spessore nuova cappa		7		nuovo getto collaborante
base e altezza <u>eventuale</u> raccordo		0	x	0
spessore soletta preesistente		3		altezza isolante - es: sez. 3 e 4 in
base e altezza travetto		6	x	24
interasse travetti		50		altezza esistente esclusa la cappa da asse ad asse
n. campate:	1			
Lunghezza: (cm)	545			

Appoggi		Laterali	Sinistro	Rigidezza nulla (cerniera)	$M_{sx} = -(g_1 + g_2 + q) L^2 / 1000000$
Connettore	<input type="radio"/> CT CEM		Destro	Utente destra	$M_{dx} = -(g_1 + g_2 + q) L^2 / 10$
	<input checked="" type="radio"/> V CEM				
	<input type="radio"/> Mini CEM				

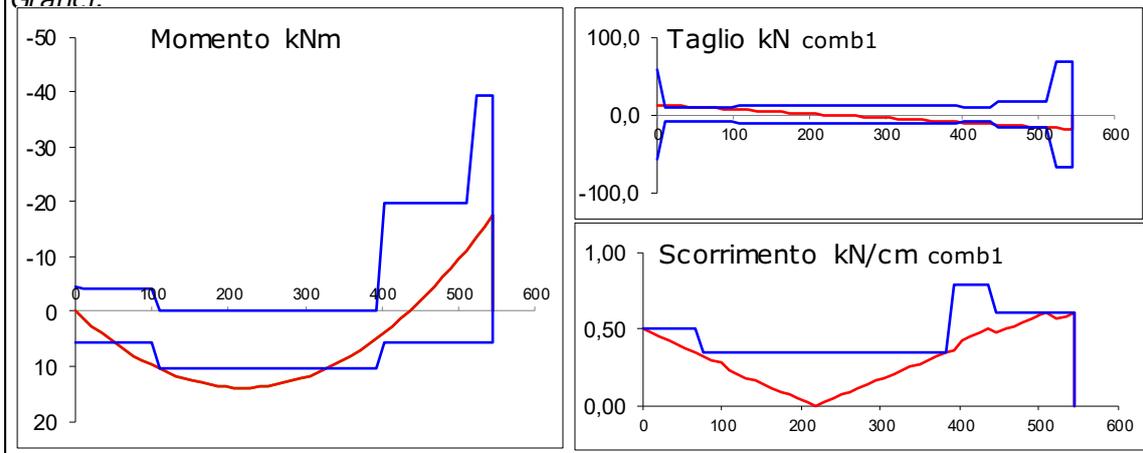
Armature per travetto		<input checked="" type="checkbox"/> Armatura zona appoggio differente che armatura campata			
	sx	cen	dx	Interf erro	
	cm2	cm2	cm2	cm	
Nuova superiore	0,00	0,00	3,14	3,0	
Esistente sup.	0,57	0,00	0,57	1,0	
Esistente inf.	0,57	1,13	0,57	4,0	
Estensione zona cm	100	295	150		
Lunghezza zona cls pieno agli appoggi	sx		dx	cm	
	10		35		

Carichi					
Permanenti	peso proprio	2,53	kN/m ²	$\gamma_{G1} =$	1,10
	peso cappa	1,23	kN/m ²	$\gamma_{G1} =$	1,10
	Compiutamente definiti (es sottofondo)	0	kN/m ²	$\gamma_{G1} =$	1,10
	Compiutamente definiti (es pavimento)	0	kN/m ²	$\gamma_{G1} =$	1,10
	Non compiutamente definiti (es tramezze)	2,07	kN/m ²	$\gamma_{G2} =$	1,50
	Non compiutamente definiti (altri)	0	kN/m ²	$\gamma_{G2} =$	1,50
Variabili	var	3	kN/m ²	$\gamma_Q =$	1,50

Risultati - Struttura puntellata in fase transitoria.		
Carichi totali	g_1 , per travetto	2,06 kN/m
	$g_2 + q$, per travetto	3,80 kN/m
	eff omog. n :	22,0 zone M+
		16,4 zone M-

Resistenza allo scorrimento. Connettore V CEM 35 mm		
	Riduzione resistenza per snellezza travetto	0,71
	Resistenza allo scorrimento in zona compressa Pd:	7,25 kN
	Resistenza allo scorrimento in zona tesa Pd:	5,07 kN
Spaziatura connettori		
	Totale	$f_{campata}$
Zone:		Prima parte
		Parte centrale
		Terza parte
Lunghezze zone: cm	545	70
		320
		155
Passo: cm		23
		46
		12
Numero di connettori:	23	3
		7
		13
Incidenza media: Conn/mq	8,4	Tot: 426
		Distanza minima tra connettori: cm 10,2857

Grafici:



11.2 Dimensionamento dell'incamiciatura in acciaio di rinforzo delle travi in c.a.

In questo paragrafo si riporta il dimensionamento strutturale dell'incamiciatura in acciaio per rinforzare le tre travi in c.a. evidenziate al paragrafo 6.2.

Come descritto in dettaglio al paragrafo 8 l'intervento di incamiciatura ha la finalità di incrementare la resistenza delle travi sia nei confronti delle sollecitazioni flettenti che taglianti. A tal fine sono stati inseriti dei piatti metallici di sezione 80x4 mm per integrare l'armatura a flessione delle travi, e dei piatti 30x4 mm ad integrare la staffatura delle travi. Il software di calcolo non consente di eseguire in automatico le verifiche delle travi rinforzate con incamiciature metalliche per cui l'intervento è stato così dimensionato:

- Il rinforzo a flessione dato dai piatti disposti longitudinalmente alle travi è stato considerato inserendo ulteriore armatura longitudinale nelle travi, trasformando l'area dei suddetti piatti in area d'armatura di equivalente resistenza. Aggiornati i valori di armatura le verifiche nei confronti dei meccanismi duttili sono state condotte direttamente nel modello agli elementi finiti dell'edificio;
- Il rinforzo a taglio dato dai piatti disposti trasversalmente alle travi è stato dimensionato tramite foglio di calcolo elettronico secondo quanto riportato al paragrafo C80.7.4.2.2 della CNTC2018. Per cui la verifica rispetto ai meccanismi fragili è stato eseguito a parte con foglio elettronico di calcolo.

Nei paragrafi a seguire si riportano i risultati ottenuti da tali verifiche.

Si specifica che le analisi sono state condotte considerando già i carichi aggiornati sul campo di solaio oggetto dell'intervento. Per la valutazione delle sollecitazioni è stato utilizzato il modello globale agli elementi finiti costruiti in ambiente Mastersap.

Il modello geometrico e strutturale globale è rimasto inalterato rispetto alla condizione ante-operam.

11.2.1 Risultati

Di seguito si riportano i diagrammi delle sollecitazioni di involuppo delle combinazioni statiche per la zona di intervento 1. Le sollecitazioni sono riportate in daN e daN*m.

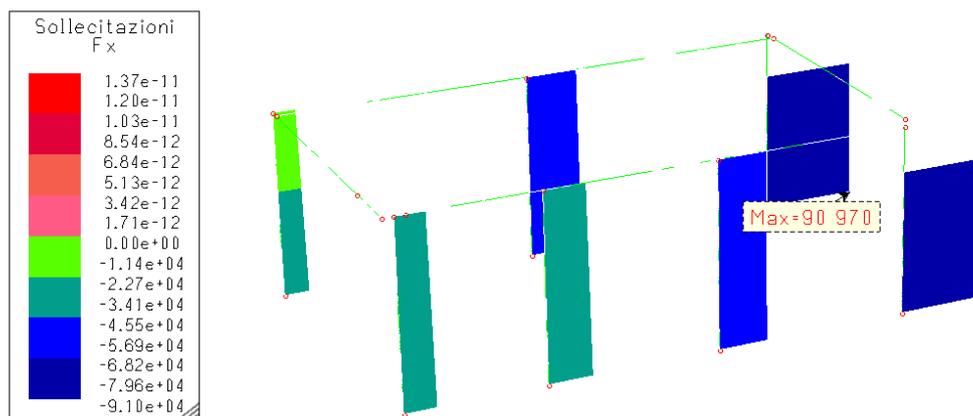


Figura 28: Involuppo dello sforzo normale

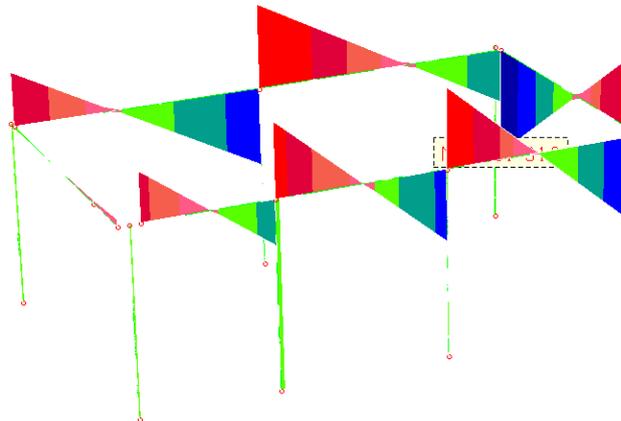
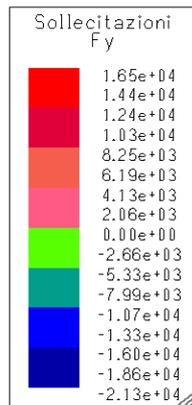


Figura 29: Involuppo del taglio Fy

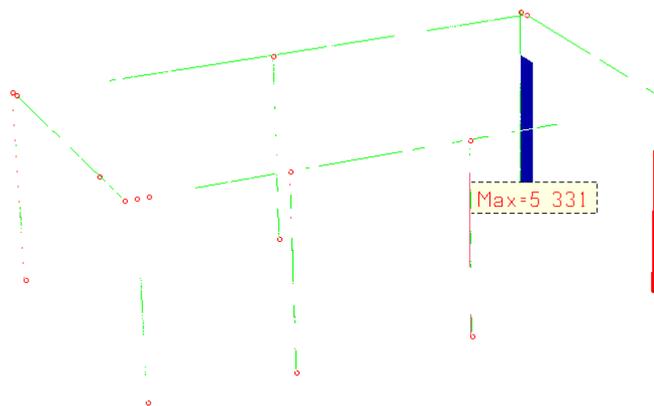
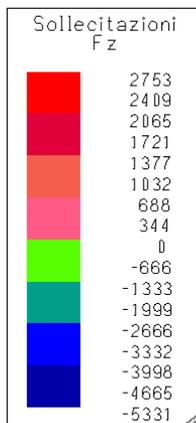


Figura 30: Involuppo del taglio Fz

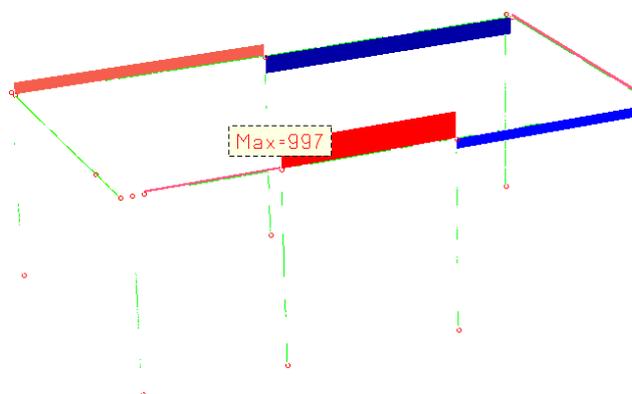
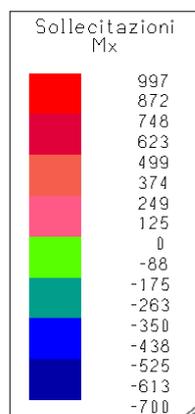


Figura 31: Involuppo del momento torcente

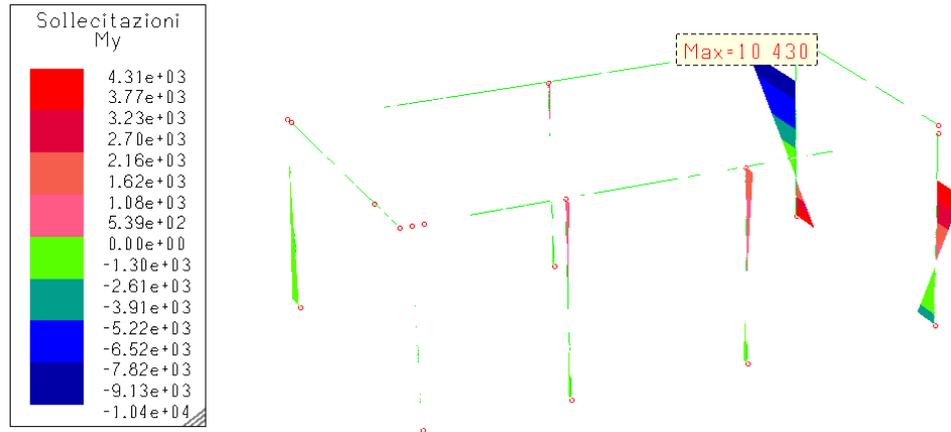


Figura 32: Involuppo del momento flettente My

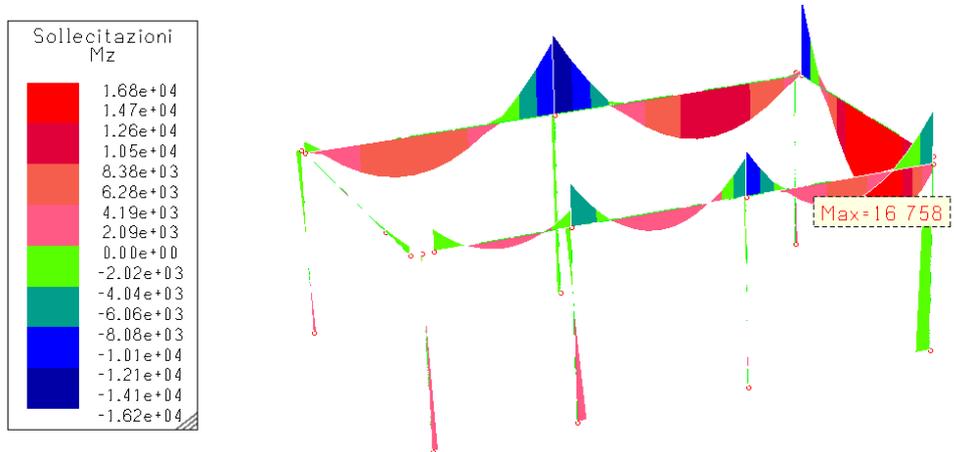


Figura 33: Involuppo del momento flettente Mz

11.2.2 Verifica meccanismi duttili

Nelle successive tabelle sono riportate le verifiche duttili (a pressoflessione) in termini di resistenza degli elementi strutturali in riferimento ad una azione statica rispetto allo stato limite ultimo SLU. Le verifiche sono soddisfatte se l'elemento ha colore verde ovvero il valore massimo dell'indice di resistenza è pari a 1.

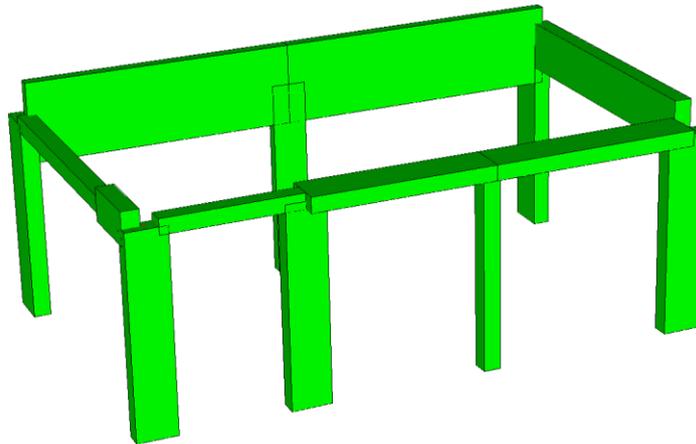


Figura 34: Verifica meccanismi duttili vista di insieme

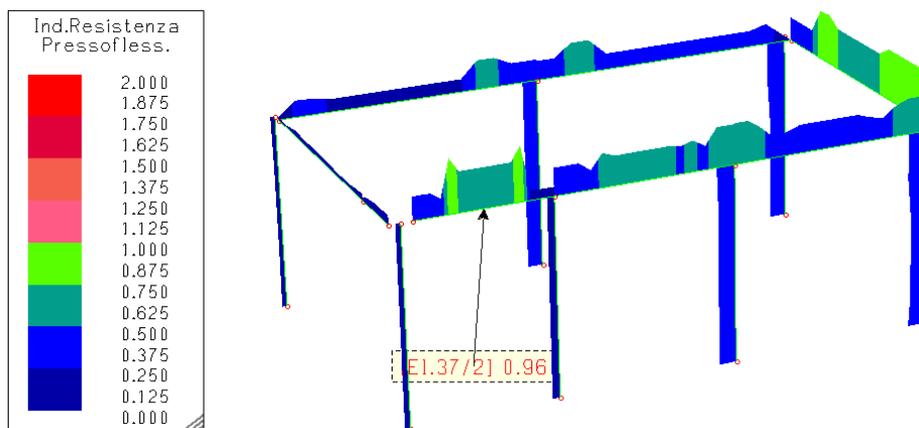


Figura 35: Verifica meccanismi duttili vista di insieme

Le verifiche risultano soddisfatte.

11.2.3 Verifica meccanismi fragili (sollecitazione di taglio)

Nelle successive tabelle sono riportate le verifiche fragili (a taglio) in termini di resistenza degli elementi strutturali in riferimento ad una azione statica rispetto allo stato limite ultimo SLU. Le verifiche sono soddisfatte se l'elemento ha colore verde ovvero il valore massimo dell'indice di resistenza è pari a 1. Si precisa che i risultati riportati nelle figure sottostanti non considerano l'aumento di resistenza a taglio dovuto al rinforzo a taglio dell'incamiciatura in acciaio delle tre travi non verificate (riportate in rosso nell'immagine sottostante).

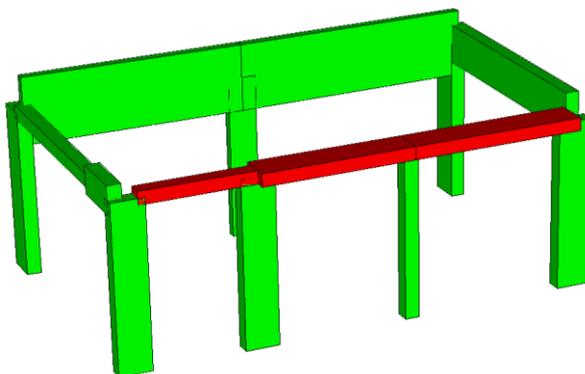


Figura 36: Verifica meccanismi fragili vista di insieme

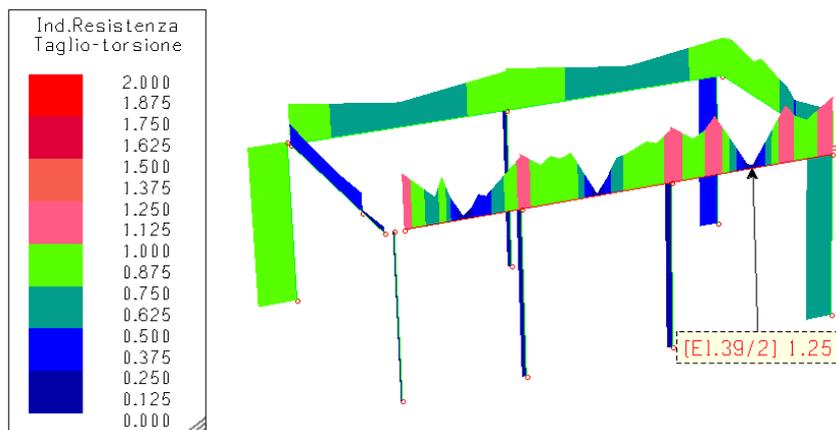


Figura 37: Verifica meccanismi fragili vista di insieme

Considerate le non verifiche delle tre travi in c.a. si procede al dimensionamento del rinforzo a taglio con calastrelli metallici. A seguire si riporta il dimensionamento di tutte e tre i rinforzi.

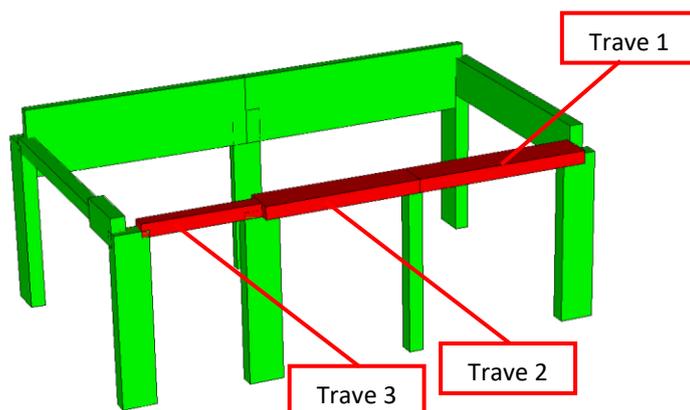


Figura 38: Individuazione delle tre travi rinforzate con calastrellatura metallica.

DIMENSIONAMENTO RINFORZO A TAGLIO CON PIATTI METALLICI - TRAVE 1

Calcestruzzo esistente

FC	1,20		fattore di conoscenza
γ_c	1,50		coefficiente di sicurezza per il cls
f_{ck}/f_{cm}	20,50	N/mm ²	resistenza cilindrica a compressione caratteristica o media
f_{cd}/f_{cmd}	11,39	N/mm ²	resistenza cilindrica a compressione di progetto

Acciaio di armatura

FC	1,20		fattore di conoscenza
γ_M	1,15		coefficiente di sicurezza per l'acciaio
f_{yd}	392	N/mm ²	tensione di snervamento dell'acciaio
f_{ywd}	284	N/mm ²	tensione di snervamento dell'acciaio

Acciaio dei calastrelli

f_{yw}	275	N/mm ²	tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio
γ_M	1,05		coefficiente di sicurezza per l'acciaio
φ	1		limitazione della tensione nei calastrelli
f_{ywd}	262	N/mm ²	tensione di snervamento dell'acciaio

Caratteristica sezioni

h	270	mm	altezza della sezione
b	700	mm	larghezza della sezione
c	30	mm	copriferro
d	240	mm	altezza utile della sezione
b_w	628	mm	larghezza minima della sezione
A_c	150720	mm ²	area della sezione in cls

STAFFE

s	69	mm	<i>passo delle staffe</i>
d _w	6		<i>diametro staffe</i>
n _b	2		<i>numero di bracci</i>
A _{sw}	56,549	mm ²	<i>area armature trasversali</i>
α	90	°	<i>angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave</i>
α	1,571	rad	

ARMATURE DIAGONALI

φ		mm	<i>diametro dell'armatura diagonale</i>
n			<i>numero di ferri diagonali</i>
A _{swd}	0,00	mm ²	<i>area dell'armatura diagonale</i>
s	1000	mm	<i>passo dei ferri diagonali</i>
α	45	°	<i>angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse della trave</i>
α	0,785	rad	

v	0,50		
f' _{cd}	5,694	N/mm ²	<i>resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima</i>

Valutazione dell'inclinazione del puntone

θ	21,8	°	<i>inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse della trave</i>
θ	0,381	rad	

α _c	1		da valutare in funzione della presenza di sforzo normale
----------------	---	--	--

V _{rzd}	266,4	KN	<i>schacciamento del puntone compresso</i>
------------------	-------	----	--

V _{rzd}	125,6	KN	<i>taglio resistente di un elemento strutturale con armature a taglio</i>
------------------	-------	----	---

CALASTRELLATURA METALLICA

t _j	4	mm	<i>spessore calastrelli</i>
b	30	mm	<i>larghezza calastrelli</i>
s	250	mm	<i>interasse calastrelli</i>

VERIFICA COMBINAZIONI STATICHE

V_j	67,9	KN	resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura
$V_j + V_{rsd}$	193,4	KN	<i>taglio resistente sommando taglio calastrellature</i>
V_{Rd}	193,4	KN	taglio resistente di progetto
V_{Ed}	158,8	KN	taglio agente massimo di progetto
C.S. (Ed/Rd)	0,82		verifica a taglio

VERIFICA COMBINAZIONI SISMICHE

V_j	67,9	KN	resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura
$V_j + V_{rsd}$	193,4	KN	<i>taglio resistente sommando taglio calastrellature</i>
$V_j + V_{rsd, ciclico}$	161,0	KN	<i>taglio resistente ciclico sommando taglio calastrellature</i>
V_{Rd}	161,0	KN	taglio resistente di progetto
V_{Ed}	118,6	KN	taglio agente massimo di progetto
C.S. (Ed/Rd)	0,74		verifica a taglio

DIMENSIONAMENTO RINFORZO A TAGLIO CON PIATTI METALLICI - TRAVE 2

Calcestruzzo esistente

FC	1,20		<i>fattore di conoscenza</i>
γ_c	1,50		<i>coefficiente di sicurezza per il cls</i>
f_{ck}/f_{cm}	20,50	N/mm ²	<i>resistenza cilindrica a compressione caratteristica o media</i>
f_{cd}/f_{cmd}	11,39	N/mm ²	<i>resistenza cilindrica a compressione di progetto</i>

Acciaio di armatura

FC	1,20		<i>fattore di conoscenza</i>
γ_M	1,15		<i>coefficiente di sicurezza per l'acciaio</i>
f_{yd}	392	N/mm ²	
f_{ywd}	284	N/mm ²	<i>tensione di snervamento dell'acciaio</i>

Acciaio dei calastrelli

f_{yw}	275	N/mm ²	<i>tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio</i>
γ_M	1,05		<i>coefficiente di sicurezza per l'acciaio</i>

φ	1		<i>limitazione della tensione nei calastrelli</i>
f_{ywd}	262	N/mm ²	<i>tensione di snervamento dell'acciaio</i>

Caratteristica sezioni

h	270	mm	<i>altezza della sezione</i>
b	700	mm	<i>larghezza della sezione</i>
c	30	mm	<i>copriferro</i>
d	240	mm	<i>altezza utile della sezione</i>
b_w	628	mm	<i>larghezza minima della sezione</i>
A_c	150720	mm ²	<i>area della sezione in cls</i>

STAFFE

s	71	mm	<i>passo delle staffe</i>
d_w	6		<i>diametro staffe</i>
n_b	2		<i>numero di bracci</i>
A_{sw}	56,549	mm ²	<i>area armature trasversali</i>
α	90	°	<i>angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave</i>
α	1,571	rad	

ARMATURE DIAGONALI

ϕ		mm	<i>diametro dell'armatura diagonale</i>
n			<i>numero di ferri diagonali</i>
A_{swd}	0,00	mm ²	<i>area dell'armatura diagonale</i>
s	1000	mm	<i>passo dei ferri diagonali</i>
α	45	°	<i>angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse della trave</i>
α	0,785	rad	

v	0,50		
f'_{cd}	5,694	N/mm ²	<i>resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima</i>

Valutazione dell'inclinazione del puntone

θ	21,8	°	<i>inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse della trave</i>
θ	0,381	rad	

α_c	1		<i>da valutare in funzione della presenza di sforzo normale</i>
------------	---	--	---

V_{Rcd}	266,4	KN	<i>schacciamento del puntone compresso</i>
V_{Rsd}	122,0	KN	<i>taglio resistente di un elemento strutturale con armature a taglio</i>

CALASTRELLATURA METALLICA

t_j	4	mm	<i>spessore calastrelli</i>
b	30	mm	<i>larghezza calastrelli</i>
s	250	mm	<i>interasse calastrelli</i>

VERIFICA COMBINAZIONI STATICHE

V_j	67,9	KN	<i>resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura</i>
$V_j + V_{Rsd}$	189,9	KN	<i>taglio resistente sommando taglio calastrellature</i>
V_{Rd}	189,9	KN	<i>taglio resistente di progetto</i>
V_{Ed}	139,4	KN	<i>taglio agente massimo di progetto</i>
C.S. (Ed/Rd)	0,73		<i>verifica a taglio</i>

VERIFICA COMBINAZIONI SISMICHE

V_j	67,9	KN	<i>resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura</i>
$V_j + V_{Rsd}$	189,9	KN	<i>taglio resistente sommando taglio calastrellature</i>
$V_j + V_{Rsd, \text{ciclico}}$	143,9	KN	<i>taglio resistente ciclico sommando taglio calastrellature</i>
V_{Rd}	143,9	KN	<i>taglio resistente di progetto</i>
V_{Ed}	108	KN	<i>taglio agente massimo di progetto</i>
C.S. (Ed/Rd)	0,75		<i>verifica a taglio</i>

DIMENSIONAMENTO RINFORZO A TAGLIO CON PIATTI METALLICI - TRAVE 3

			<i>Calcestruzzo esistente</i>
FC	1,20		<i>fattore di conoscenza</i>
γ_c	1,50		<i>coefficiente di sicurezza per il cls</i>
f_{ck}/f_{cm}	20,50	N/mm ²	<i>resistenza cilindrica a compressione caratteristica o media</i>
f_{cd}/f_{cmd}	11,39	N/mm ²	<i>resistenza cilindrica a compressione di progetto</i>

Acciaio di armatura

FC	1,20		<i>fattore di conoscenza</i>
γ_M	1,15		<i>coefficiente di sicurezza per l'acciaio</i>
f_{yd}	392	N/mm ²	
f_{ywd}	284	N/mm ²	<i>tensione di snervamento dell'acciaio</i>

Acciaio dei calastrelli

f_{yw}	275	N/mm ²	<i>tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio</i>
γ_M	1,05		<i>coefficiente di sicurezza per l'acciaio</i>
φ	1		<i>limitazione della tensione nei calastrelli</i>
f_{ywd}	262	N/mm ²	<i>tensione di snervamento dell'acciaio</i>

Caratteristica sezioni

h	270	mm	<i>altezza della sezione</i>
b	300	mm	<i>larghezza della sezione</i>
c	30	mm	<i>copriferro</i>
d	240	mm	<i>altezza utile della sezione</i>
b_w	228	mm	<i>larghezza minima della sezione</i>
A_c	54720	mm ²	<i>area della sezione in cls</i>

STAFFE

s	109	mm	<i>passo delle staffe</i>
d_w	6		<i>diametro staffe</i>
n_b	2		<i>numero di bracci</i>
A_{sw}	56,549	mm ²	<i>area armature trasversali</i>
α	90	°	<i>angolo di inclinazione delle staffe rispetto all'asse della trave</i>
α	1,571	rad	

ARMATURE DIAGONALI

ϕ		mm	<i>diametro dell'armatura diagonale</i>
n			<i>numero di ferri diagonali</i>
A_{swd}	0,00	mm ²	<i>area dell'armatura diagonale</i>
s	1000	mm	<i>passo dei ferri diagonali</i>
α	45	°	<i>angolo di inclinazione dei ferri piegati rispetto all'asse della trave</i>
α	0,785	rad	

v	0,50		
f_{cd}	5,694	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima
<i>Valutazione dell'inclinazione del puntone</i>			
θ	21,8	°	inclinazione del puntone di calcestruzzo rispetto all'asse della trave
θ	0,381	rad	
α_c	1		da valutare in funzione della presenza di sforzo normale
V_{rcd}	96,7	KN	schacciamento del puntone compresso
V_{rsd}	79,5	KN	taglio resistente di un elemento strutturale con armature a taglio

CALASTRELLATURA METALLICA

t_j	4	mm	spessore calastrelli
b	30	mm	larghezza calastrelli
s	250	mm	interasse calastrelli

VERIFICA COMBINAZIONI STATICHE

V_j	67,9	KN	resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura
$V_j + V_{rsd}$	147,4	KN	taglio resistente sommando taglio calastrellature
V_{Rd}	96,7	KN	taglio resistente di progetto
V_{Ed}	91,64	KN	taglio agente massimo di progetto
C.S. (Ed/Rd)	0,95		verifica a taglio

VERIFICA COMBINAZIONI SISMICHE

V_j	67,9	KN	resistenza a taglio aggiuntiva fornita dalla calastrellatura
$V_j + V_{rsd}$	147,4	KN	taglio resistente sommando taglio calastrellature
$V_j + V_{rsd, \text{ciclico}}$	136,3	KN	taglio resistente ciclico sommando taglio calastrellature
V_{Rd}	96,7	KN	taglio resistente di progetto
V_{Ed}	78,02	KN	taglio agente massimo di progetto
C.S. (Ed/Rd)	0,81		verifica a taglio

11.3 Dimensionamento della nuova mensola in c.a. a portare pilastro in falso

Una problematica differente si riscontra nella concezione realizzativa del volume di sopraelevazione del Corpo 1 realizzato nel 1979. Difatti dall'analisi della documentazione, e da quanto emerso nei sopralluoghi in sito risulta che il pilastro 7 è stato realizzato a partire dal piano di calpestio del piano primo e quindi "fondato" sulla trave a spessore/solaio del solaio di calpestio del locale laboratorio oggetto di intervento. Il pilastro 8 è stato anch'esso realizzato in falso, non presentando quindi continuità al piano sottostante, ma poggia su una trave emergente di dimensione 30x85 cm che per soli carichi statici non ha mostrato particolari problematiche (come visibile dai risultati delle verifiche riportati precedentemente). In ogni caso si precisa che tali pilastri, come anche il pilastro 9, in condizioni sismiche potrebbero avere problemi che non sono stati presi in considerazione in questo studio in quanto esulano dagli obiettivi da raggiungere.

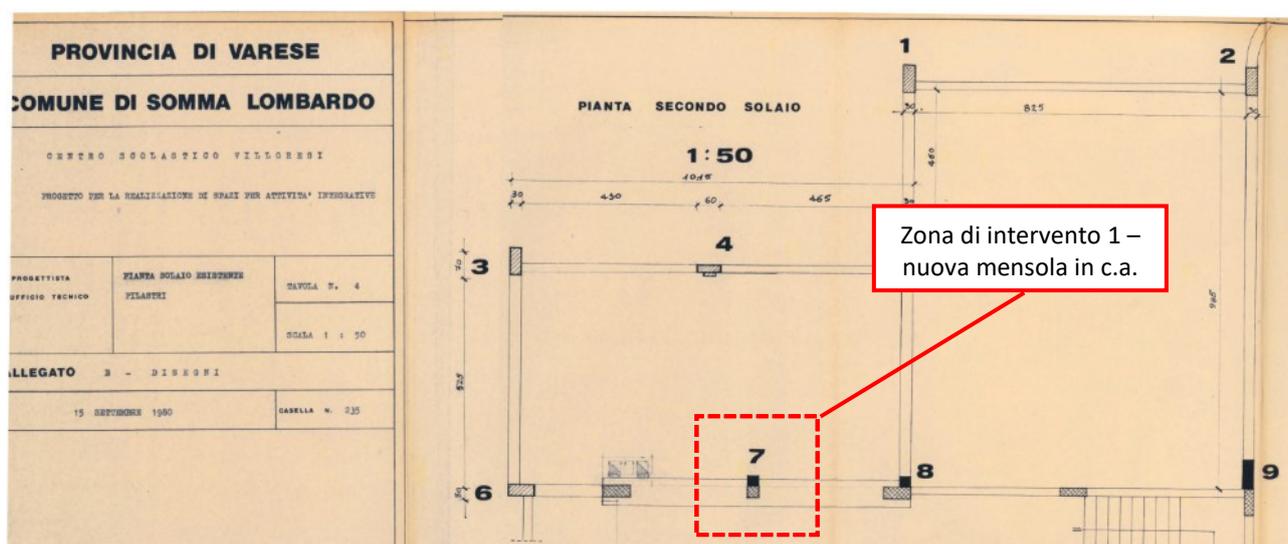


Figura 39 – Individuazione dei pilastri 7 e 8 della sopraelevazione del 1979 “fondati” sulla trave/solaio esistente del Corpo 1.

In questa fase, considerato che il pilastro 7 scarica in parte direttamente sul solaio oggetto di rinforzo. Per cui al fine di evitare problematiche di “punzonamento” del solaio suddetto è stato deciso di realizzare un “capitello” di rinforzo in testa al pilastro esistente al piano terra dell’edificio, come descritto nel dettaglio al paragrafo 8.

A seguire si riporta il dimensionamento strutturale di tale nuovo elemento.

DIMENSIONAMENTO MENSOLA IN C.A.

Nuovo Calcestruzzo

f_{ick}	30	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
γ_c	1,5	...	coefficiente di sicurezza per il cls
f_{ctd}	17,0	N/mm ²	resistenza cilindrica di progetto

Calcestruzzo esistente

f_{ck}/f_{cm}	20,5	N/mm ²	resistenza cilindrica a compressione caratteristica o media
γ_c	1,5		coefficiente di sicurezza per il cls
FC	1,20		fattore di conoscenza

f_{cd}/f_{cmd}

11,39

 N/mm² *resistenza cilindrica a compressione di progetto*

Acciaio da armatura

f_{yk}

450

 N/mm² *resistenza snervamento acciaio*
 γ_s

1,15

 ... *coefficiente di sicurezza per l'acciaio*
 f_{yd}

391

 N/mm² *resistenza di progetto acciaio*

Caratteristiche mensola

a

200

 mm *distanza punto di applicazione forza dal pilastro*
 h

300

 mm *altezza mensola*
 c

50

 mm *coprifermo armatura superiore*
 b

600

 mm *base della mensola*
 d

250

 mm *altezza utile della mensola*
 l

250

 mm *lunghezza puntone calcestruzzo*
 φ

45

 ° *angolo puntone di calcestruzzo*

Sollecitazione

P_{Ed}

111

 kN *sforzo normale agente*
 H_{Ed}

10

 kN *sforzo di taglio agente*

Resistenza tirante acciaio

D

12

 mm *diametro armatura tirante*
 n

4

 ... *numero barre tirante*
 A_s

452

 mm² *armatura a trazione*
 R_s

167

 kN *resistenza tirante*

Resistenza puntone calcestruzzo

c

1,0

coefficiente dell'elemento
 R_c

342

 kN *resistenza puntone cls*

Resistenza nodo

α_j

0,5

 ... *coefficiente nodi interni esterni*
 η

0,441

 ...
 b_j

300

 mm *base del nodo*
 h_{jc}

300

 mm *altezza del nodo*
 A_c

90000

 mm² *area del nodo*
 N

36

 kN *sforzo normale pilastro superiore al nodo*
 v_d

0,02

 ... *rapporto sforzo normale normalizzato*

$R_{n,cls}$	439	kN	resistenza nodo lato calcestruzzo
A_{s2}	452	mm ²	armatura a trazione tirante
V_d	0,02	...	rapporto sforzo normale normalizzato
γ_{Rd}	1,1	...	coefficiente di sovrarresistenza
f_{yd}	391	...	resistenza di progetto acciaio
$T_{acciaio\ longit}$	191	kN	forza tiro armatura longitudinale
D	10	mm	diametro armatura staffe
n	4	...	numero staffe
n	2	...	numero braccia
A_s	628	mm ²	area totale staffe
T_{staffe}	246	kN	forza tiro armatura longitudinale
$R_{n,acciaio}$	246	kN	resistenza nodo lato acciaio
R_n	246	kN	resistenza nodo
<i>Resistenza ancoraggio</i>			
f_{ick}	30	N/mm ²	resistenza cilindrica caratteristica a compressione
ρ	1600	Kg/m ³	valore limite superiore della massa per unità di volume
η_1	0,836	...	
f_{ictm}	2,4	N/mm ²	resistenza a trazione media
f_{ictk}	1,7	N/mm ²	resistenza caratteristica a trazione
η_1	1,0	...	coefficiente di aderenza
η_2	1,0	...	coefficiente di aderenza
f_{ibk}	3,8	N/mm ²	resistenza tangenziale caratteristica di aderenza
γ_c	1,5	...	coefficiente di sicurezza per il cls
f_{ibd}	2,54	N/mm ²	resistenza cilindrica di aderenza di progetto
f_{yk}	450	N/mm ²	resistenza snervamento acciaio
d	12	mm	diametro della barra da ancorare
n	4		numero barre da ancorare
A	113,1	mm ²	area
T	50894	N	forza da equilibrare
p	37,7	mm	perimetro barra
l_b	531	mm	lunghezza di ancoraggio di base

α_a	0,70		<i>coefficiente barre dritte o piegate</i>
c	1,00		<i>rapporto tra area d'armatura richiesta e area disposta</i>
$l_{b,net}$	372	mm	<i>lunghezza di ancoraggio</i>
$L_{effettiva}$	370	mm	<i>lunghezza effettiva</i>
R_b	203	kN	<i>resistenza ancoraggio delle armature</i>
<i>Verifiche</i>			
R_s	167	kN	<i>resistenza tirante</i>
R_c	342	kN	<i>resistenza puntone cls</i>
R_n	246	kN	<i>resistenza nodo</i>
R_b	203	kN	<i>resistenza ancoraggio delle armature</i>
P_{Ed}	111	kN	<i>sforzo normale agente</i>
C.S. ($R_s > P_{Ed}$)	1,50		prima verifica di sicurezza
C.S. ($R_s < (R_c, R_n, R_b)$)	0,82		seconda verifica di sicurezza

12 POST OPERAM - CONSIDERAZIONI STATICHE ZONA DI INTERVENTO 2

Considerato quanto emerso al paragrafo 7 in questo paragrafo si determina il valore massimo dei carichi permanenti non strutturali che possono agire sul terrazzo individuato nella zona di intervento 2. Tale valore è stato stimato a partire dalle sollecitazioni flettenti e taglianti agenti per via dei percorsi di esodo che sono stati individuati sul suddetto solaio e forniti allo Scrivente. Quindi una volta determinato il momento flettente e il taglio agente considerando sulle vie di esodo un carico distribuito di 400 daN/mq è stato determinato il valore dei carichi permanenti non strutturali tale da eguagliare al massimo le sollecitazioni definite nel progetto originario.

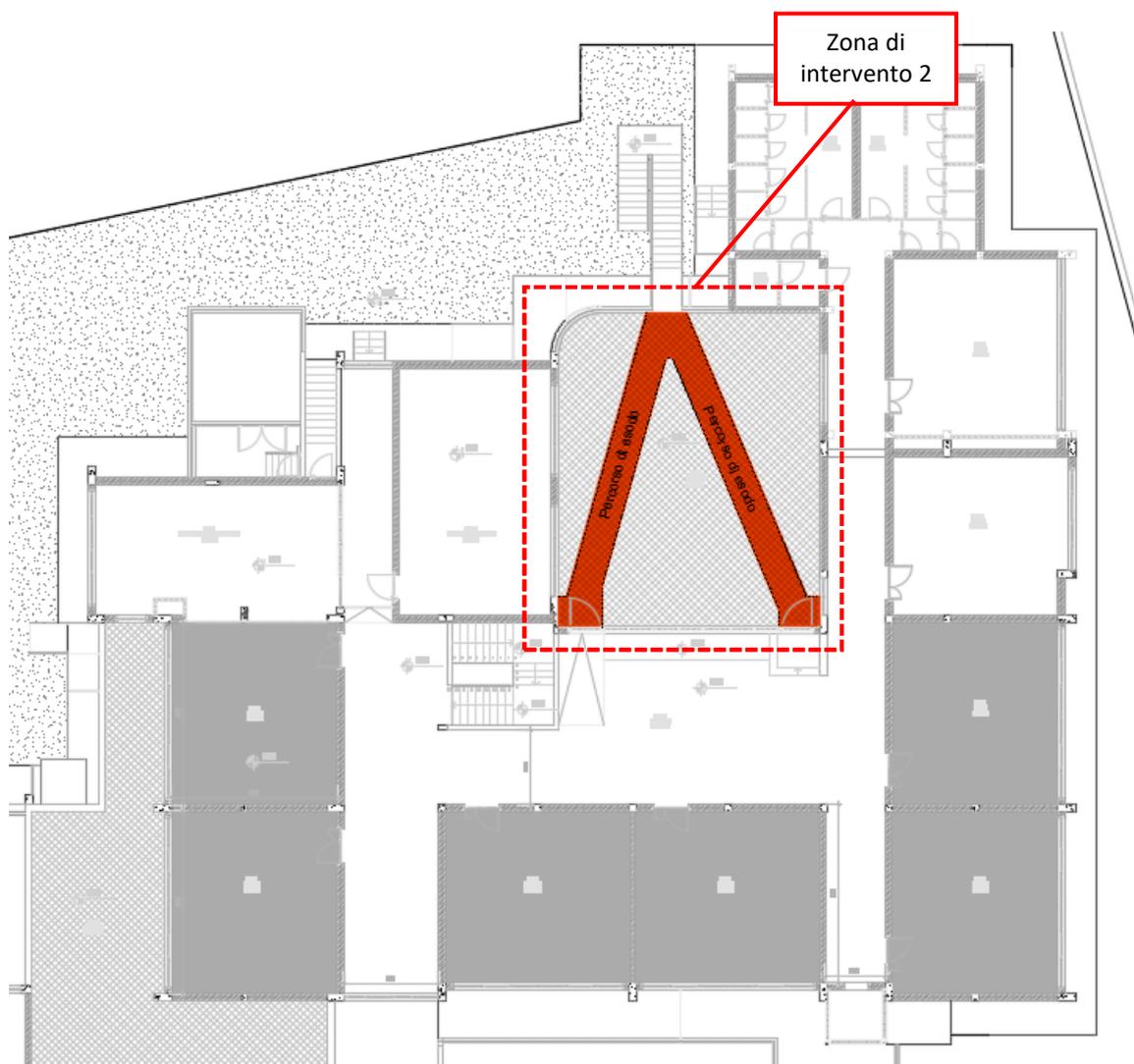


Figura 40 – Pianta piano primo con individuazione zona di intervento 2 e definizione del percorso di esodo.

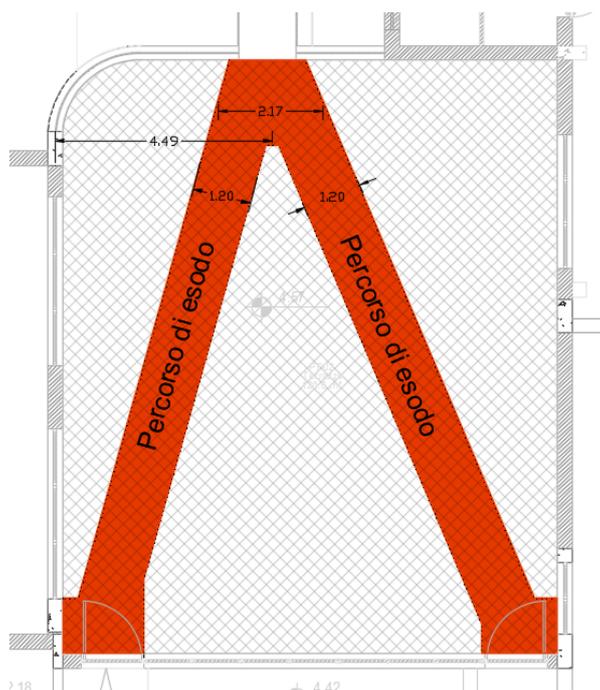


Figura 41 – Percorso di esodo sul terrazzo al piano primo dello stabile.

Stato di Progetto - Sollecitazioni		
G_{1k} (daN/mq) =	350	peso proprio solaio
G_{2k} (daN/mq) =	159	carico permanente non strutturale
Q_k (daN/mq) =	400	carico accidentale
<i>Sollecitazioni dovute ai carichi permanenti $G_1 + G_2$</i>		
$M_{G1k+G2k}$ (daN*m) =	8418	momento flettente massimo
$V_{G1k+G2k}$ (daN*m) =	3207	taglio massimo
<i>Sollecitazioni dovute ai carichi accidentali Q</i>		
a (m) =	4,49	distanza del carico dall'appoggio più vicino
b (m) =	6,01	distanza del carico dall'appoggio più lontano
c (m) =	2,17	lunghezza del carico
M_Q (daN*m) =	2000	momento flettente massimo
V_Q (daN*m) =	497	momento flettente massimo
<i>Sollecitazioni totale</i>		
$M_{Progetto}$ (daN*m) =	10418	momento flettente massimo
$M_{progetto}/M_{Originario}$	1,00	confronto tra momento originario e momento di progetto
$V_{Progetto}$ (daN*m) =	3704	taglio massimo
$V_{progetto}/V_{Originario}$	0,93	confronto tra taglio originario e taglio di progetto

Dalle analisi svolte risulta che il carico permanente non strutturale massimo che può agire sul solaio del suddetto terrazzo è pari a circa 159 daN/mq. Il pacchetto di pavimentazione deve essere tale da non superare tali valori limite di carico (considerando anche la presenza del controsoffitto all'intradosso dello stesso o di qualsiasi altro elemento portato). Il valore di carico suddetto è strettamente collegato allo schema delle vie di fuga riportato in precedenza. Tali percorsi dovranno essere opportunamente delimitati. Nel caso in cui per esigenze esecutive dovesse essere

necessario modificare il pacchetto della pavimentazione o i percorsi di esodo gli stessi dovranno essere preventivamente valutati e accettati dal Direttore dei Lavori.

13 POST OPERAM – DIMENSIONAMENTO SCALA IN ACCIAIO

Si prevede inoltre, in corrispondenza del blocco bagni al piano terra dello stabile, la realizzazione di una scala esterna in acciaio, giuntata dalla struttura esistente, realizzata con pilastri e travi con sezioni UPN180. Tale scala, che deve collegare il piano esterno al piano terra per un dislivello di circa 75 cm, poggia su una nuova soletta di fondazione di spessore 20 cm che sarà armata, sia inferiormente che superiormente, con maglia di filanti di diametro 10 mm. Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

A seguire si riportano i principali risultati del dimensionamento strutturale.

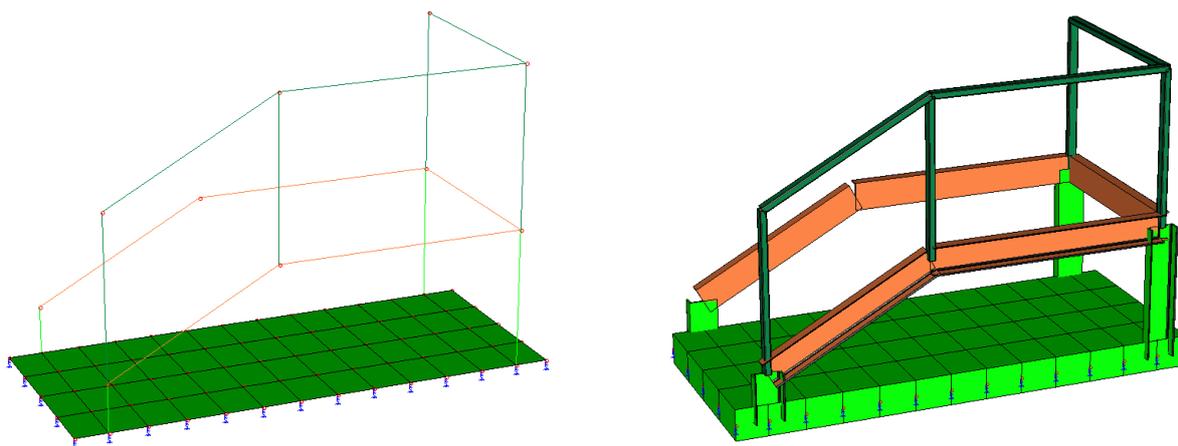


Figura 42 – Modello di calcolo della scala.

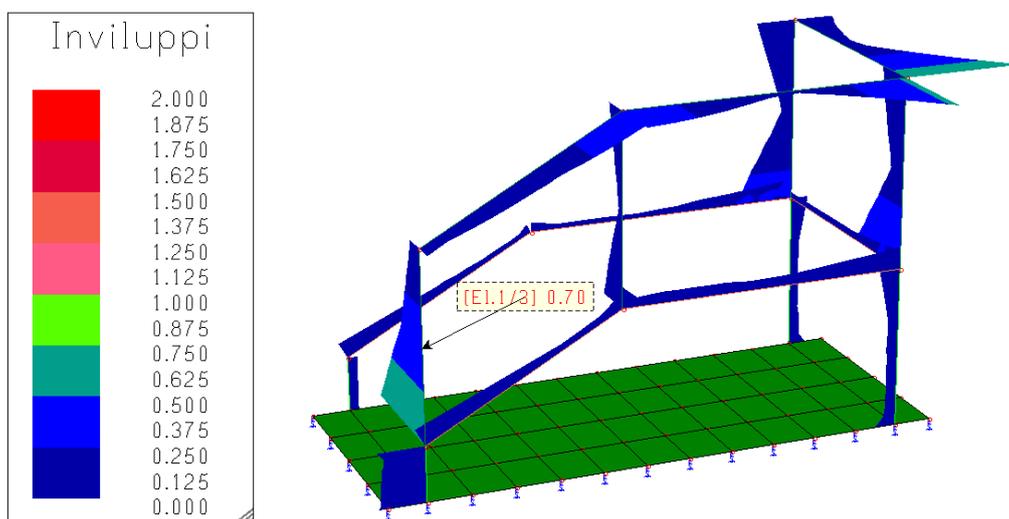


Figura 43 – Inviluppo delle verifiche strutturali su tutti gli elementi metallici.

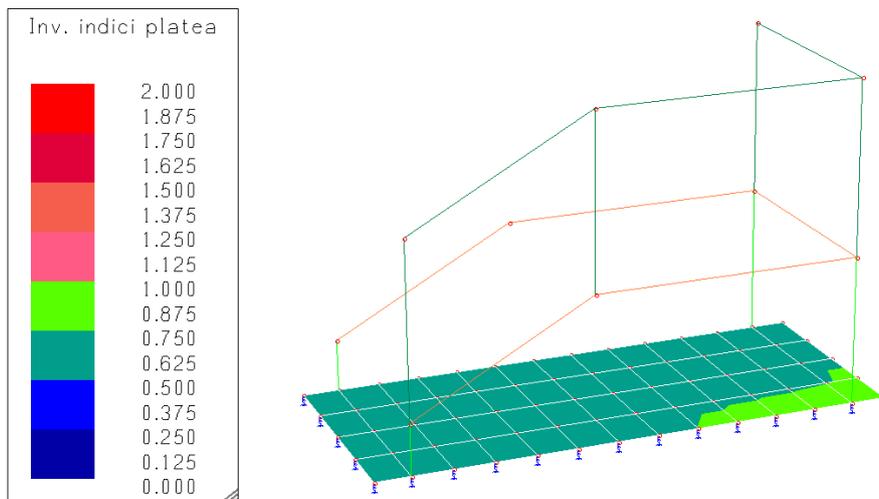


Figura 44 – Inviluppo delle verifiche geotecniche sulla platea di fondazione.

Collegamentopilastrici con piastra di fondazione

Sollecitazioni alla base del montante

V_x	356,00	[da N]	taglio agente lungo x
V_y	142,00	[da N]	taglio agente lungo y
M_x	250,00	[da N* m]	momento agente lungo x
M_y	209,00	[da N* m]	momento agente lungo y

Azioni sui bulloni

azione di trazione sui bulloni

b_x	0,09	[m]	braccio bulloni lungo x
b_y	0,06	[m]	braccio bulloni lungo y
n_{file}	2,00	-	numero file bulloni
$n_{colonne}$	2,00	-	numero colonne bulloni
$F_{t,Ed}$	3190,6 1	[da N]	trazione massima sul singolo bullone

azione di taglio sui
bulloni

n_{file}	2,00	-	numero file bulloni
$n_{colonne}$	2,00	-	numero colonne bulloni
$F_{v,Ed}$	124,50	[da N]	taglio massimo sul singolo bullone

Verifica a taglio-trazione del collegamento

Materiali utilizzati

f_{yb}	640,00	[N/ m m ²]	Valore di snervamento dei bulloni classe 8.8
f_{tbk}	800,00	[N/ m m ²]	Valore di rottura dei bulloni classe 8.8

Coefficienti di
sicurezza

γ_{M0}	1,05	[-]	Coefficiente di sicurezza
γ_{M2}	1,25	[-]	Coefficiente di sicurezza per resistenza dei bulloni

Verifica di resistenza a taglio dei
bulloni

ϕ_t	12,00	[m m]	Diametro del bullone
A_t	113,10	[m m ²]	Area della sezione lorda del bullone
$A_{t,netta}$	84,30	[m m ²]	Area della sezione netta del bullone (NTC2018 - Tab 4.2.XVI)
$F_{t,Rd}$	48,56	[kN]	Resistenza a trazione della sezione netta
$F_{v,Rd}$	32,37	[kN]	Resistenza a taglio
n_s	1,00		numero di sezioni di taglio
$F_{t,Ed}$	31,91	[kN]	Sollecitazione di trazione per singolo bullone
$F_{v,Ed}$	1,25	[kN]	Sollecitazione di taglio per singola sezione

T.S.	0,66	tasso di sfruttamento a trazione
T.S.	0,04	tasso di sfruttamento a taglio
T.S.	0,51	tasso di sfruttamento taglio/trazione

Verifica a rifollamento delle piastre di collegamento

Materiali utilizzati

f_{tk}	430,00	[N/ m m ²]	valore caratteristico a rottura dell'acciaio della piastra
t	10,00	[m m]	spessore della piastra collegata
e_1	41,00	[m m]	distanza dal bordo nella direzione di applicazione della forza
e_2	55,00	[m m]	distanza dal bordo nella direzione ortogonale a quella di applicazione della forza
p_1	90,00	[m m]	interasse tra i bulloni nella direzione di applicazione della forza
p_2	70,00	[m m]	interasse tra i bulloni nella direzione ortogonale alla forza
d_0	13,00	[m m]	diametro del foro di alloggiamento
α	1,00		per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato
α	1,00		per bulloni interni nella direzione del carico applicato
k	2,50		per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato
k	2,50		per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato
$F_{b,Rd}$	103,20	[kN]	resistenza di progetto a rifollamento
$F_{b,Ed}$	1,25		taglio sollecitante
T.S.	0,01		tasso di sfruttamento

Verifica a punzonamento della piastra della barra di collegamento

Materiali utilizzati

f_{tk}	430,00	[N/ m m ²]	valore caratteristico a rottura dell'acciaio della piastra
t_p	10,00	[m m]	spessore della piastra collegata
a	13,00	[m m]	diametro medio della testa del bullone
b	13,00	[m m]	diametro del dado
d_m	13,00	[m m]	distanza dal bordo nella direzione di applicazione della forza
$B_{p,Rd}$	84,30	[kN]	resistenza di punzonamento
$F_{p,Ed}$	31,91	[kN]	trazione sollecitante
T.S.	0,38		tasso di sfruttamento

Collegamento montante parapetto - UPN 180

Sollecitazioni alla base del montante

V_x	68,5 0	[daN]	taglio agente lungo x
V_y	143, 00	[daN]	taglio agente lungo y
M_x	36,7 0	[daN *m]	momento agente lungo x
M_y	155, 00	[daN *m]	momento agente lungo y

Azioni sui bulloni

azione di trazione sui bulloni

b	0,09	[m]	braccio verticale bulloni
n_{file}	2,00	-	numero file bulloni
$n_{colonne}$	2,00	-	numero colonne bulloni
$F_{t,Ed}$	896, 86	[daN]	trazione massima sul singolo bullone

azione di taglio sui bulloni

l	0,07	[m]	<i>braccio orizzontale bulloni</i>
n_{file}	2,00	-	<i>numero file bulloni</i>
$n_{colonne}$	2,00	-	<i>numero colonne bulloni</i>
$F_{v,Ed}$	148,20	[daN]	<i>taglio massimo sul singolo bullone</i>

Verifica a taglio-trazione del collegamento

Materiali utilizzati

f_{yb}	640,00	[N/m ²]	<i>Valore di snervamento dei bulloni classe 8.8</i>
f_{tbk}	800,00	[N/m ²]	<i>Valore di rottura dei bulloni classe 8.8</i>

Coefficienti di sicurezza

γ_{M0}	1,05	[-]	<i>Coefficiente di sicurezza</i>
γ_{M2}	1,25	[-]	<i>Coefficiente di sicurezza per resistenza dei bulloni</i>

Verifica di resistenza a taglio dei bulloni

ϕ_t	8,00	[mm]	<i>Diametro del bullone</i>
A_t	50,27	[mm ²]	<i>Area della sezione lorda del bullone</i>
$A_{t,netta}$	38,60	[mm ²]	<i>Area della sezione netta del bullone (NTC2018 - Tab 4.2.XVI)</i>
$F_{t,Rd}$	22,23	[kN]	<i>Resistenza a trazione della sezione netta</i>
$F_{v,Rd}$	14,82	[kN]	<i>Resistenza a taglio</i>
n_s	1,00		<i>numero di sezioni di taglio</i>
$F_{t,Ed}$	8,97	[kN]	<i>Sollecitazione di trazione per singolo bullone</i>
$F_{v,Ed}$	1,48	[kN]	<i>Sollecitazione di taglio per singola sezione</i>
T.S.	0,40		<i>tasso di sfruttamento a trazione</i>
T.S.	0,10		<i>tasso di sfruttamento a taglio</i>

T.S. 0,39 *tasso di sfruttamento taglio/trazione*

Verifica a rifollamento delle piastre di collegamento

**Materiali
utilizzati** - - -

f_{tk}	430,00	[N/m ²]	<i>valore caratteristico a rottura dell'acciaio della piastra</i>
t	5,00	[mm]	<i>spessore della piastra collegata</i>
e_1	25,00	[mm]	<i>distanza dal bordo nella direzione di applicazione della forza</i>
e_2	25,00	[mm]	<i>distanza dal bordo nella direzione ortogonale a quella di applicazione della forza</i>
p_1	100,00	[mm]	<i>interasse tra i bulloni nella direzione di applicazione della forza</i>
p_2	90,00	[mm]	<i>interasse tra i bulloni nella direzione ortogonale alla forza</i>
d_0	9,00	[mm]	<i>diametro del foro di alloggiamento</i>
α	0,93		<i>per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato</i>
α	1,00		<i>per bulloni interni nella direzione del carico applicato</i>
k	2,50		<i>per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato</i>
k	2,50		<i>per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato</i>
$F_{b,Rd}$	31,8	[kN]	<i>resistenza di progetto a rifollamento</i>
$F_{b,Ed}$	1,48		<i>taglio sollecitante</i>
T.S.	0,05		<i>tasso di sfruttamento</i>

Verifica a punzonamento della piastra della barra di collegamento

**Materiali
utilizzati** - - -

f_{tk}	430,00	[N/m ²]	<i>valore caratteristico a rottura dell'acciaio della piastra</i>
t_p	5,00	[mm]	<i>spessore della piastra collegata</i>
a	13,00	[mm]	<i>diametro medio della testa del bullone</i>

b	13,0 0	[mm]	<i>diametro del dado</i>
dm	13,0 0	[mm]	<i>distanza dal bordo nella direzione di applicazione della forza</i>
B _{p,Rd}	42,1 5	[kN]	<i>resistenza di punzonamento</i>
F _{p,Ed}	8,97	[kN]	<i>trazione sollecitante</i>
T.S.	0,21		<i>tasso di sfruttamento</i>

14 CONCLUSIONI

La presente relazione riguarda gli interventi di rinforzo strutturale sul Corpo 1 della Scuola Primaria G. Rodari, sita in via Eugenio Villoresi n°96 nel Comune di Somma Lombardo (VA).

Nel particolare gli interventi previsti sono:

- Zona di intervento 1 locale laboratorio chimica-pittura al piano primo dello stabile: rinforzo di un campo di solaio con la realizzazione di una nuova soletta in calcestruzzo alleggerito; rinforzo di tre travi in c.a. tramite cerchiatura in acciaio; realizzazione di nuova mensola in c.a. in testa a pilastro esistente;
- Zona di intervento 2 terrazzo utilizzato come via di fuga al piano primo dello stabile: definizione dei carichi permanenti non strutturali massimi applicabili e definiti a partire dai percorsi di via d'esodo individuati sullo stesso e forniti allo scrivente.
- Realizzazione scala esterna in acciaio.

Gli interventi da eseguire nella Zona 1 hanno la sola finalità di rimuovere le limitazioni all'uso del locale laboratorio, applicate in seguito alle evidenze emerse nello studio di vulnerabilità sismica, per via delle carenze strutturali che tali elementi (campo di solaio e tre travi su cui scarica) hanno mostrato nei confronti dei carichi verticali statici previsti dalle attuali normative tecniche. Tali interventi permettono di riutilizzare l'ambiente laboratorio chimica-pittura senza alcuna limitazione all'uso, coerentemente con i carichi accidentali massimi previsti nella cat.C1 della tabella 3.1.II riportata nelle NTC2018, ovvero 300 daN/mq. Nel dimensionamento strutturale di tali interventi si è considerato anche il peso di un eventuale tramezzatura che potrebbe essere realizzata nel laboratorio (attualmente sul campo di solaio in oggetto non è presente alcuna tramezzatura). Si precisa che tale tramezzatura non dovrà eccedere un carico distribuito equivalente di 80 daN/mq secondo le indicazioni contenute nel paragrafo 3.1.3 delle NTC18.

La valutazione dei carichi permanenti non strutturali nella Zona 2 consente di utilizzare in sicurezza, il corrispondente solaio, nel rispetto dei percorsi di via di fuga definiti e forniti al sottoscritto a patto di ridurre significativamente i carichi permanenti non strutturali agenti sullo stesso. Sui percorsi di esodo è stato considerato un carico accidentale massimo pari a 400 daN/mq, di cui alla tabella 3.1.II riportata nelle NTC2018. Dalle analisi svolte risulta che il carico permanente non strutturale massimo che può agire sul solaio del suddetto terrazzo è pari a circa 159 daN/mq, per cui dovrà essere scelto un pacchetto di pavimentazione tale da non superare tali valori limite di carico (considerando anche la presenza del controsoffitto all'intradosso dello stesso o di qualsiasi altro elemento portato). Il valore di carico suddetto è strettamente collegato allo schema delle vie di fuga riportato in precedenza. Tali percorsi dovranno essere opportunamente delimitati. Nel caso in cui per esigenze esecutive dovesse essere necessario modificare il pacchetto della pavimentazione o i percorsi di esodo gli stessi dovranno essere preventivamente valutati e accettati dal Direttore dei Lavori.

Si precisa:

- che gli interventi di rinforzo contenuti nel presente studio sono stati dimensionati rispetto alle sole azioni statiche allo SLU;
- che le ulteriori limitazioni all'uso del fabbricato, contenute nello studio di vulnerabilità sismica, persistono in quanto non sono oggetto di questo intervento;
- che gli interventi suddetti non sono finalizzati a migliorare il comportamento sismico dell'edificio, per cui gli indicatori di rischio riportati nel precedente studio di vulnerabilità possono considerarsi inalterati. In ogni caso gli interventi proposti sono tali da non comportare una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti rispetto alle azioni sismiche, mentre comportano un incremento locale (sugli elementi direttamente interessati) dei livelli di sicurezza preesistenti nei riguardi delle azioni statiche.

Vista l'estensione e la tipologia degli interventi rispetto alla configurazione iniziale non vengono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme. Gli interventi non comportano una

riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti e non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione.

Si specifica infine che l'intervento proposto non coinvolge le fondazioni esistenti dell'edificio, non comporta un aumento di carico sulle stesse e non prevede la realizzazione di nuovi elementi strutturali di fondazione per cui non si rende necessario redigere una relazione geotecnica.

Per quanto sopra detto, l'intervento può essere classificato come intervento locale ai sensi delle NTC2018 – §8.4.1 e per tale ragione il progetto e la valutazione della sicurezza sono riferite alla sola parte interessata.