

COMUNE DI ZOLA PREDOSA (BO)

DESCRIZIONE DEI LAVORI

- BIBLIOTECA COMUNALE - AMPLIAMENTO, SUPERAMENTO BARRIERE ARCHITETTONICHE E MIGLIORAMENTO SISMICO

COMMITTENTE :

Comune di Zola Predosa

PROGETTO ARCHITETTONICO :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO DELLE STRUTTURE :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

OGGETTO:

PROGETTO AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTI SULL'ESISTENTE

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

POSIZIONE

02718

ELABORATO N.

ES.R.01

REV.

00

DATA

22.11.2018

N.

DATA

00

22.11.2018

ELABORATO N.

EMISSIONE

OGGETTO

REVISIONI

NOME FILE: 02718_ES.R.01_00.DWG

PREMESSA

La presente relazione concerne le opere strutturali connesse con l'intervento di "ampliamento e superamento delle barriere architettoniche" della biblioteca comunale di Zola Predosa, edificio sito in piazza Guglielmo Marconi n. 4 ed individuato dal riquadro rosso nella figura seguente.



Figura 1 – Individuazione aerea del fabbricato

Dal punto di vista strutturale l'intervento può essere distinto in due parti indipendenti, le cui distinte relazioni di calcolo sono riportate di seguito:

- A. Nuova costruzione dell'ampliamento, funzionalmente connesso all'edificio esistente ma ad esso strutturalmente giuntato;
- B. Interventi locali sulle strutture dell'edificio esistente, conseguenti alla ridefinizione funzionale prevista nel progetto architettonico.

COMUNE DI ZOLA PREDOSA (BO)

DESCRIZIONE DEI LAVORI

- BIBLIOTECA COMUNALE - AMPLIAMENTO, SUPERAMENTO BARRIERE ARCHITETTONICHE E MIGLIORAMENTO SISMICO

COMMITTENTE :

Comune di Zola Predosa

PROGETTO ARCHITETTONICO :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO DELLE STRUTTURE :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

OGGETTO:

PROGETTO AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTI SULL'ESISTENTE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PARTE A - NUOVA COSTRUZIONE AMPLIAMENTO

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

POSIZIONE

02718

ELABORATO N.

ES.R.01A

REV.

00

DATA

22.11.2018

N.

DATA

00 22.11.2018

OGGETTO

EMISSIONE

REVISIONI

NOME FILE: 02718_ES.R.01A_00.DWG

INDICE

1. PREMESSA.....	4
2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	5
2.1. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA	7
2.2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO	7
2.3. METODOLOGIE DI ANALISI E VERIFICHE	7
2.3.1. Verifiche di Resistenza	8
2.3.2. Verifiche di Rigidezza.....	8
2.3.3. Verifiche agli stati limite di esercizio	8
2.4. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE	8
2.4.1. Azioni gravitazionali	9
2.4.2. Azione della temperatura.....	10
2.4.3. Azione della neve	10
2.4.4. Azione sismica.....	11
2.5. MODELLO NUMERICO.....	15
2.5.1. Metodologia di modellazione ed analisi.....	15
2.5.2. Informazioni sul codice di calcolo.....	15
2.5.3. Modellazione della geometria.....	15
2.6. Modellazione delle proprietà meccaniche	17
2.7. Modellazione dei vincoli	17
2.8. Condizioni di carico elementari	17
2.9. Combinazioni di carico.....	18
2.10. PRINCIPALI RISULTATI.....	21
2.10.1. Analisi modale	21
2.11. Inviluppo sollecitazioni	25
2.12. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SLU, SLV, SLE)	28
2.12.1. Pilastri in c.a.	28
2.12.2. Travi in c.a.	53
2.12.3. Nodi trave-pilastro	64
2.12.4. Solaio in laterocemento primo impalcato	68
2.12.5. Solaio in laterocemento copertura	70
2.12.6. Scala in cemento armato	72
2.12.7. Platea di fondazione	72

2.13.	VERIFICHE DI RIGIDEZZA (SLD)	75
-------	------------------------------------	----

1. PREMESSA

La presente relazione concerne le opere strutturali connesse con l'intervento di "ampliamento e superamento delle barriere architettoniche" della biblioteca comunale di Zola Predosa, edificio sito in piazza Guglielmo Marconi n. 4 ed individuato dal riquadro rosso nella figura seguente.

In particolare questa sezione concerne le strutture della nuova costruzione dell'ampliamento, che si prevede di realizzare in adiacenza all'edificio esistente, sul lato nord.

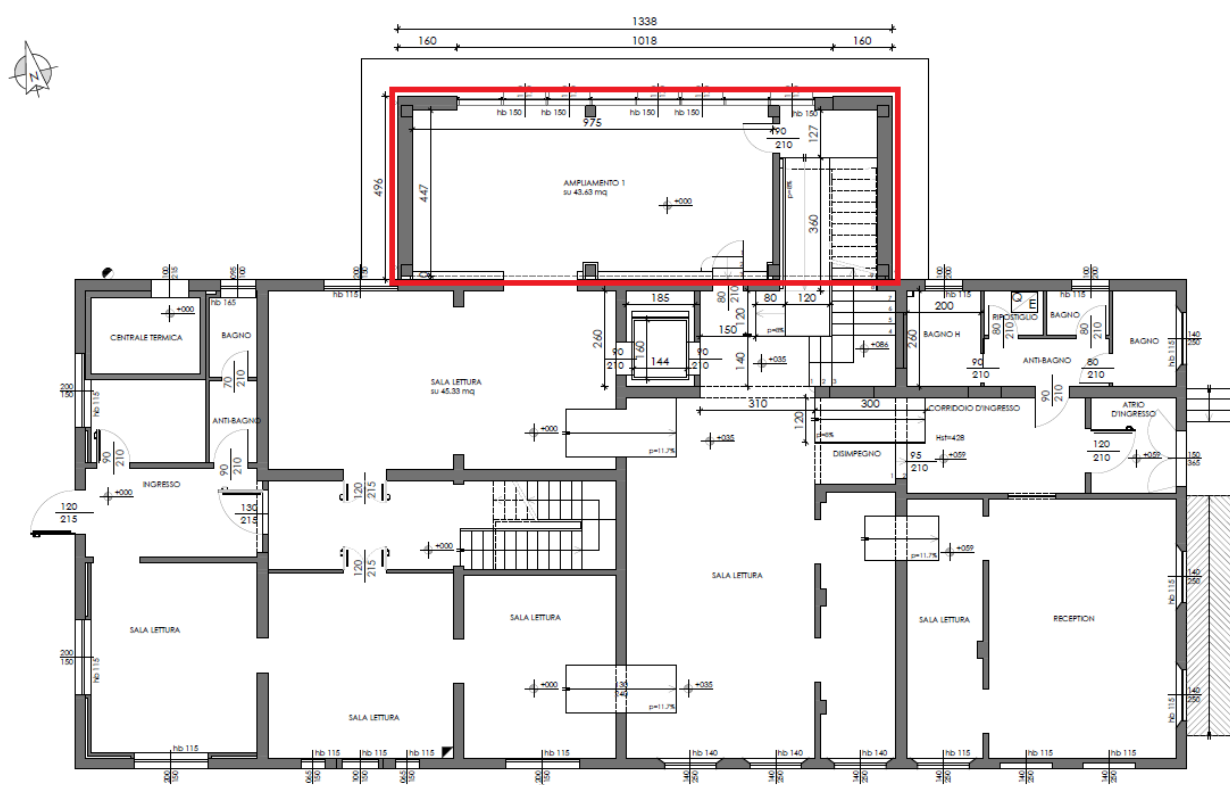


Figura 1 – Planimetria generale dell'intervento – Individuazione ampliamento

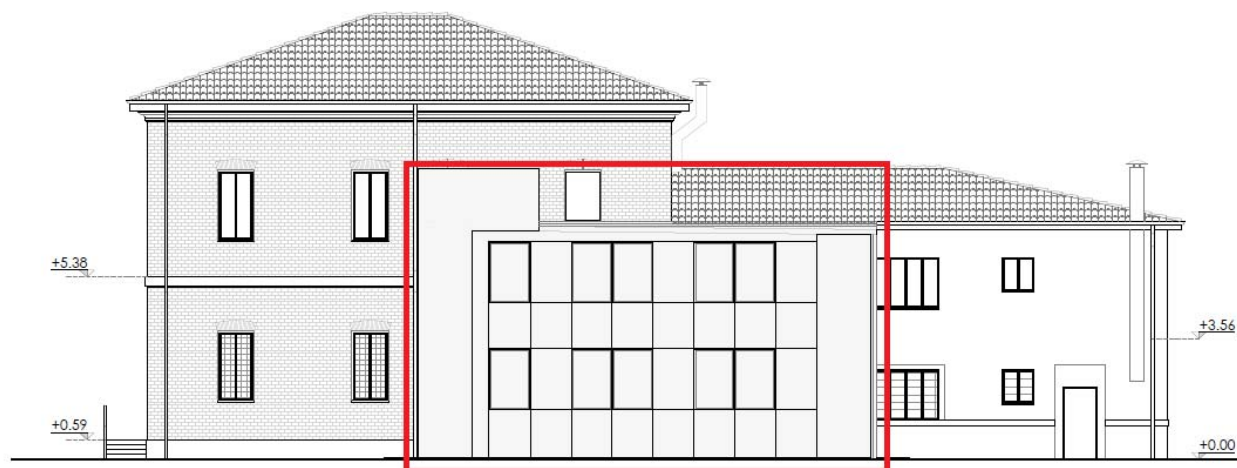


Figura 2 – Prospetto nord – Individuazione ampliamento

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

Il nuovo edificio si svilupperà su due livelli, entrambi fuori terra, con forma in pianta rettangolare di dimensioni 13.5x4 m circa.

In adiacenza al fabbricato esistente è previsto un giunto sismico di 10 cm

L'organismo strutturale è unitario, con elementi resistenti alle sollecitazioni sia orizzontali che verticali costituiti da telai in cemento armato composti da pilastri e travi di sezione variabile.

Gli impalcati saranno costituiti da solai in laterocemento, di spessore 16 o 18 cm.

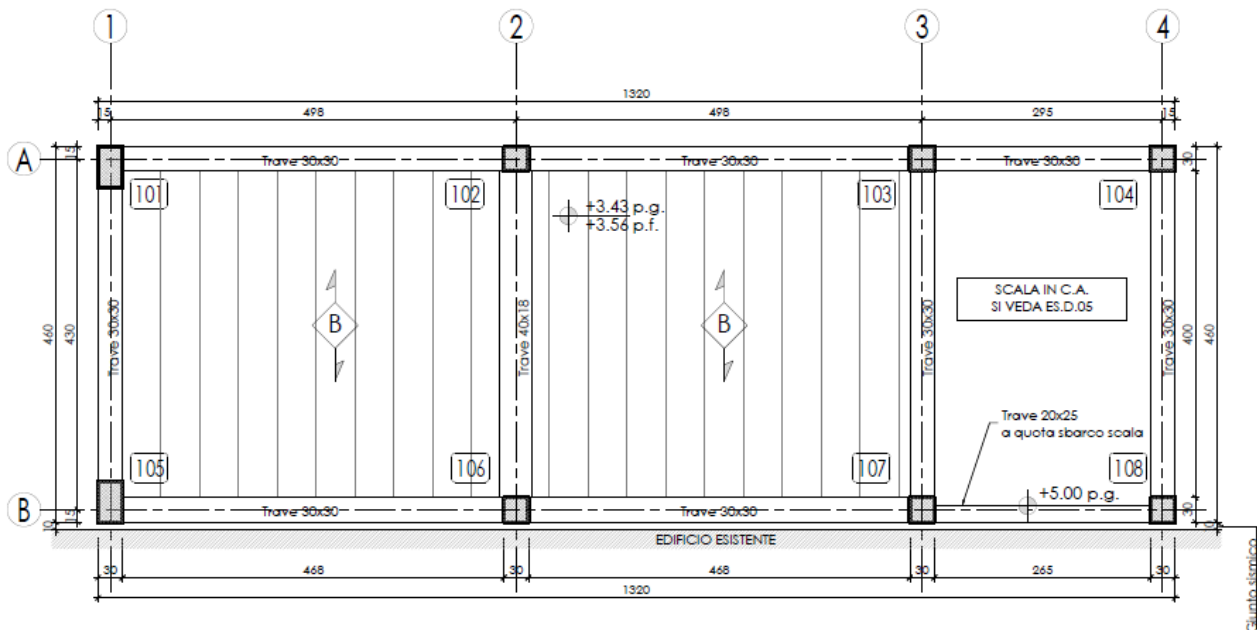


Figura 3 – Pianta primo impalcato

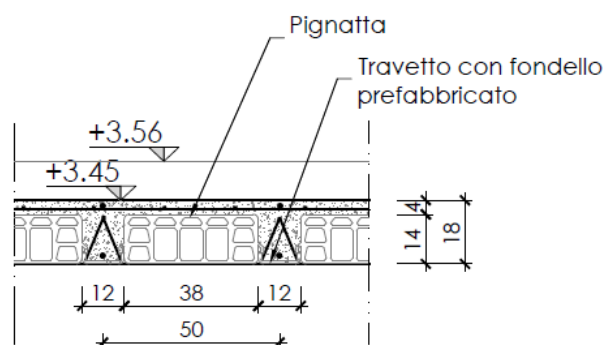


Figura 4 – Primo impalcato – Sezione tipica

Si prevede la realizzazione di una fondazione superficiale costituita da una platea in cemento armato di spessore 35 cm.

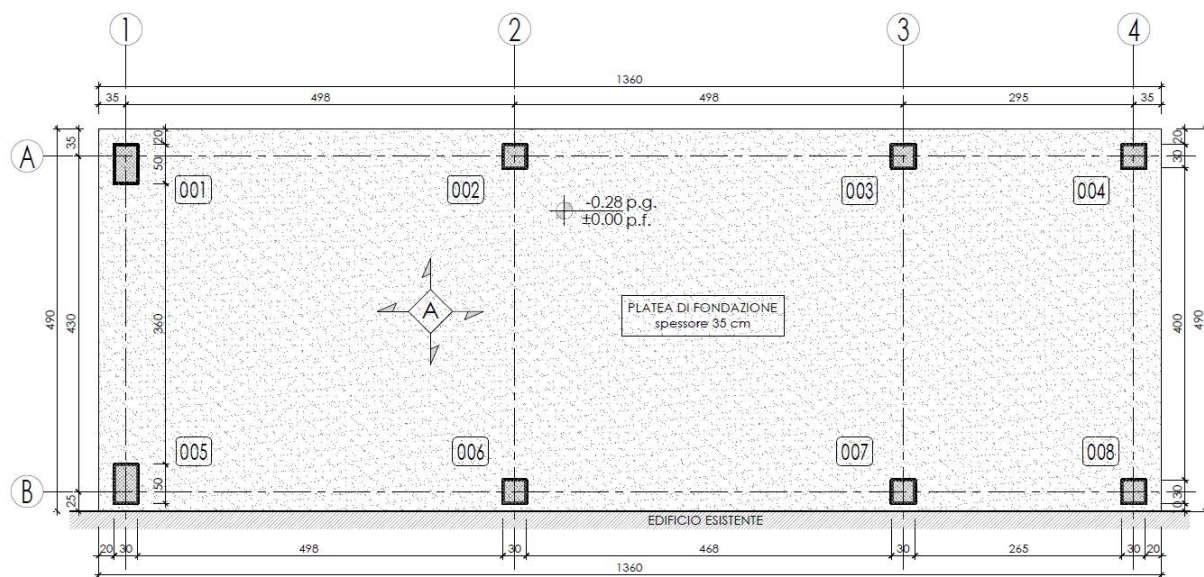


Figura 5 – Pianta fondazioni

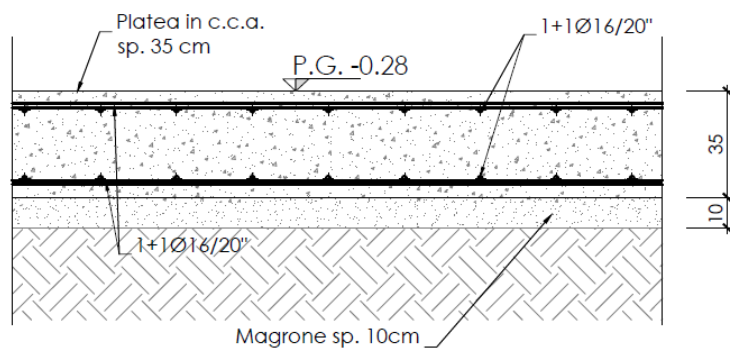


Figura 6 – Platea – Sezione tipica

2.1. CONDIZIONI D'USO E LIVELLI DI SICUREZZA

Il progetto dell'edificio è stato eseguito nel rispetto delle prescrizioni contenute nel D.M. 17.01.2018, e in particolare quelle relative alle azioni di progetto.

Per la valutazione della sicurezza dell'edificio si sono adottate le seguenti ipotesi:

- ✓ Localizzazione: Piazza Guglielmo Marconi 4, 40069 Zola Predosa BO, Italia
Longitudine 11.2227 Latitudine 44.4906;
- ✓ Tipo di costruzione: 2 – *Costruzioni con livelli di prestazione ordinari*;
- ✓ Vita nominale: $V_N = 50$ anni ;
- ✓ Classe d'uso: III – *Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi*;
- ✓ Periodo di riferimento per le azioni variabili (sisma, vento):
 $V_R = V_N \cdot C_U = 75$ anni ;
- ✓ Sovraccarichi variabili:

Aree per accumulo merci e relative aree di accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi laboratori manifatturieri:

Categoria E1: 600 kg/m²;

Copertura:

Categoria H: 50 kg/m²;

Carico da neve: 120 kg/m²

2.2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO

La normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo è la seguente:

- ✓ D.M. del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni*"
- ✓ D.M. del 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- ✓ Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008"
- ✓ Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- ✓ Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- ✓ D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380

2.3. METODOLOGIE DI ANALISI E VERIFICHE

Conformemente alle indicazioni del D.M.17/01/2018, il dimensionamento delle strutture classificate come nuova costruzione è stato studiato il comportamento globale della struttura in condizioni sia statiche che sismiche.

Per lo studio di queste ultime in particolare è stata condotta una analisi dinamica lineare, considerando un comportamento strutturale a media capacità dissipativa (CD"B") ai sensi del §7.2.2.

Nel seguito della relazione di calcolo sono esplicitati i calcoli di progetto e verifica degli elementi strutturali in c.c.a. nei confronti degli stati limite di interesse.

Le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte sia nei confronti degli stati limite ultimi che nei confronti degli stati limite d'esercizio.

2.3.1. Verifiche di Resistenza

Per tutti gli elementi strutturali si applicano le verifiche di resistenza come da punto §7.3.6.1 e §4.1.2.3 del *D.M. 17.01.2018*, verificando che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti delle non linearità geometriche (se necessario), sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d).

Si sottolinea che le verifiche di resistenza allo SLD non sono esplicitate nella presente relazione in quanto, come mostrato al successivo §2.4.4.3, l'azione sismica a questo stato limite risulta sempre inferiore a quella calcolata per lo SLV e ridotta attraverso il fattore di comportamento.

Le verifiche di resistenza allo SLD si ritengono pertanto implicitamente soddisfatte, in quanto meno gravose di quelle allo SLV.

2.3.2. Verifiche di Rigidezza

Le verifiche della struttura in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali per azioni sismiche sono state condotte con riferimento allo Stato Limite di Operatività, come da punto §7.3.6.1 del *D.M. 17.01.2018*.

2.3.3. Verifiche agli stati limite di esercizio

Per tutti gli elementi strutturali si sono applicate le verifiche agli stati limite di esercizio, come definite in §4.1.2.2 del *D.M. 17.01.2018*. In particolare sono state condotte verifiche nei confronti degli stati limite di deformazione, fessurazione, limitazione delle tensioni.

2.4. AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE

Per l'analisi della struttura si sono considerate agenti le azioni gravitazionali dovute ai pesi propri degli elementi strutturali e alla presenza dei sovraccarichi non strutturali permanenti e variabili. Tali azioni sono state combinate con l'azione sismica prevista dalla normativa vigente per il sito in questione secondo quanto previsto dal *D.M.17/01/2018 - §2.5.3*.

Si riportano nel seguito le azioni statiche e dinamiche considerate agenti sul fabbricato.

2.4.1. Azioni gravitazionali

BIBLIOTECA ZOLA PREDOSA	
AMPLIAMENTO	02718
ANALISI DEI CARICHI	

A	Platea di fondazione		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Peso proprio platea	sp. 35 cm	875
	Isolamento	sp. 14 cm	20
	Massetto alleggerito	sp. 10 cm dens. 800 kg/mc	80
	Sottofondo		100
	Pavimentazione		30
	Totale permanenti		1105
	Variabili	Categoria E	600

B	Solaio intermedio		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Peso proprio solaio	sp. 14+4	260
	Intonaco		30
	Massetto alleggerito	sp. 7 cm dens. 800 kg/mc	56
	Sottofondo		100
	Pavimentazione		30
	Totale permanenti		476
	Variabili	Categoria E	600

C	Solaio di copertura		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Peso proprio solaio	sp. 12+4	230
	Intonaco		30
	Isolamento	sp. 14 cm	20
	Impermeabilizzazione		20
	Totale permanenti		300
	Variabili	Categoria H	50
		Neve	120
		Neve accumulo	330÷450

D	Scale		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Peso proprio soletta	sp. 15 cm	375
	Intonaco		30
	Permanenti portati		300
	Totale permanenti		705
	Variabili	Categoria C1	400

Tabella 1 – Carichi gravitazionali

2.4.2. Azione della temperatura

Conformemente a quanto indicato nel paragrafo §3.5 del *D.M. 17.01.2018*, si è assunta una variazione termica sugli elementi strutturali pari a 10°.

2.4.3. Azione della neve

Conformemente a quanto indicato nel paragrafo §3.4 del *D.M. 17.01.2018*, la valutazione dell'azione della neve è quella riportata nella tabella seguente.

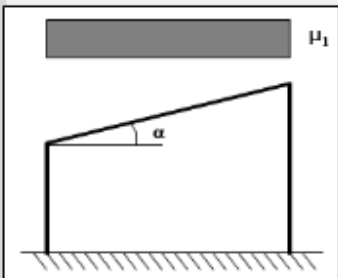
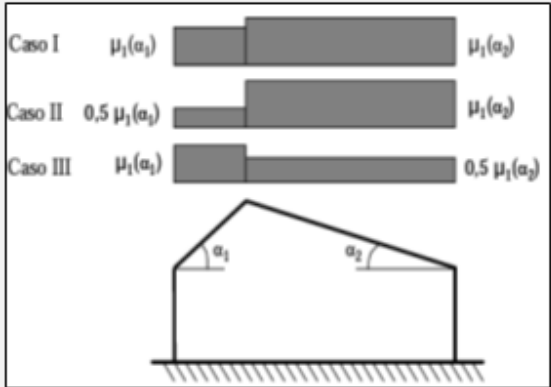
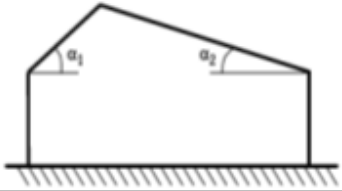
AZIONE DELLA NEVE D.M. 17.01.2018 §3.4			
Caratteristiche del sito	Provincia	Bologna	
	Zona	I - Mediterranea	
	Altitudine	as =	100 m s.l.m.
	Valore caratteristico di riferimento carico neve al suolo	qsk =	1.50 kN/m ²
Caratteristiche dell'edificio	Topografia	Normale	
	Coefficiente di esposizione	Ce =	1.0
	Numero falde	nf =	1
	Inclinazione falda 1	$\alpha_1 =$	10.0 °
	Coefficiente di forma	$\mu_1(\alpha_1) =$	0.8
	Inclinazione falda 2	$\alpha_2 =$	0.0 °
	Coefficiente di forma	$\mu_1(\alpha_2) =$	
			
			
	Coefficiente termico	Ct =	1.0
Carico da neve	Carico da neve massimo sulla falda 1	qs1 =	1.20 kN/m ²
	Carico da neve massimo sulla falda 2	qs2 =	kN/m ²
Nota	"Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura" (§3.4.1)		

Tabella 2 – Azione della neve

Considerata la presenza del fabbricato esistente in adiacenza, più alto del nuovo fabbricato, si è tenuto conto del possibile accumulo di neve dovuto agli effetti del vento, in accordo con le indicazioni della circolare n. 617 del 2 febbraio 2009, paragrafo §C3.4.5.6.

EFFETTI ACCUMULO DI NEVE			
γ	200	kg/mc	
l	7.40	m	
b_1	14.50	m	
b_2	4.75	m	
h	3.70	m	
μ_1	0.80		
a	20.00		
μ_s	0.40		
μ_w	2.60		
Verifica condizione	$\mu_w \leq \gamma h / q_{sk}$	Verificato	
$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$	3.00		
l_s	7.4	m	
Massimo carico neve	450	kg/mq	
Minimo carico neve	332	kg/mq	

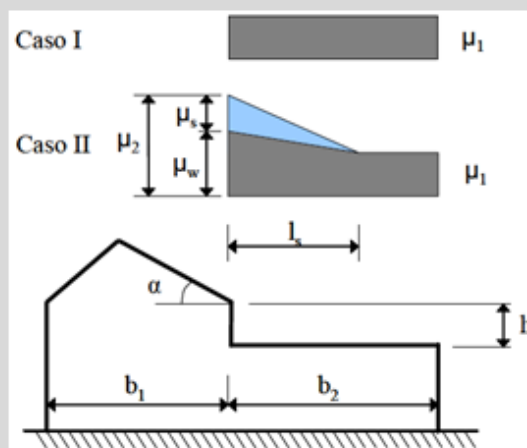


Tabella 3 – Effetti dell'accumulo di neve

2.4.4. Azione sismica

2.4.4.1. Parametri per la definizione dello spettro di progetto

I parametri dell'azione sismica considerati sono quelli indicati dalla normativa, ed in particolare:

- ✓ Localizzazione: Piazza Guglielmo Marconi 4, 40069 Zola Predosa BO, Italia
Longitudine 11.2227 Latitudine 44.4906;
- ✓ Categoria di terreno: C – Depositi a grana grossa mediamente addensati eo terreni a grana fina mediamente consistenti;
- ✓ Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.00;
- ✓ Vita nominale della costruzione (VN) 50 anni;
- ✓ Classe d'uso III coefficiente CU 1.5.

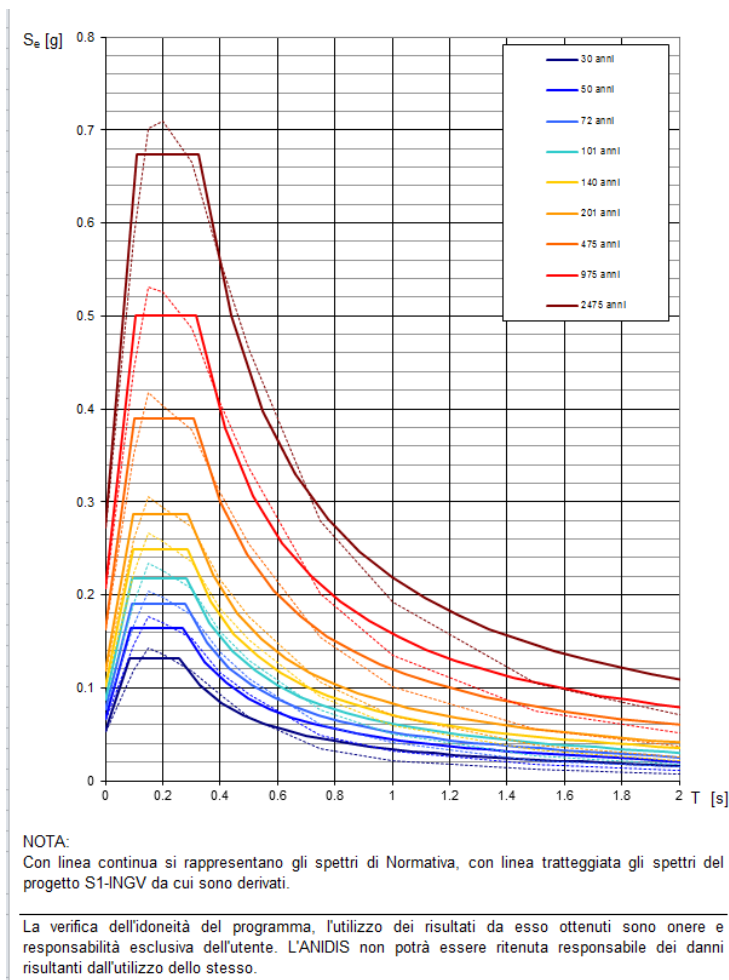


Figura 7 – Spettri di risposta elastici in funzione del periodo di ritorno

2.4.4.2. *Fattore di comportamento*

Nel dimensionamento e nelle verifiche della struttura si è ipotizzato un comportamento strutturale dissipativo ai sensi del *D.M 17.01.2018 §7.2.2.*, assumendo una classe di duttilità media CD"B".

Per la determinazione del fattore di struttura si è fatto riferimento alle tipologie descritte in §7.4.3.1, assimilando l'edificio ad una struttura a telaio.

Le strutture resistenti dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sono infatti rappresentate dai telai perimetrali costituiti da pilastri e travi in cemento armato.

Nella tabella seguente si riporta il dettaglio del calcolo del fattore di comportamento utilizzato nel calcolo della struttura e relativo allo SLV.

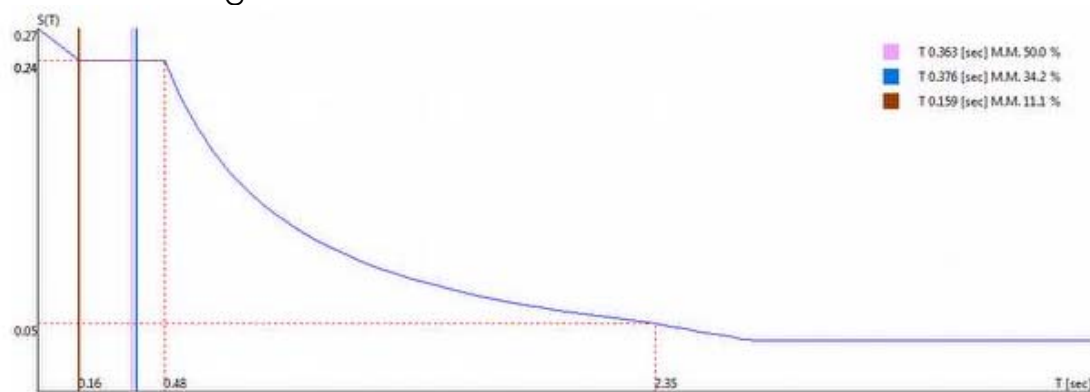
Per lo SLD si è adottato invece un fattore di comportamento pari a 1.5.

BIBLIOTECA ZOLA PREDOSA		
AMPLIAMENTO		02718
CALCOLO FATTORE DI COMPORTAMENTO		
§7.4.3.1	Tipologia strutturale	Struttura a telaio
§7.4.3.2	Tipologia strutturale	A più piani e una sola campata
		$(\alpha_U/\alpha_1)_0$ 1.2
§7.3.1		q_0 3.0
§7.2.1	Non regolare in pianta	α_U/α_1 1.1
§7.2.1	Non regolare in elevazione	K_R 0.8
§7.3.1	Fattore di comportamento	q 2.64

Tabella 4 – Calcolo del fattore di comportamento

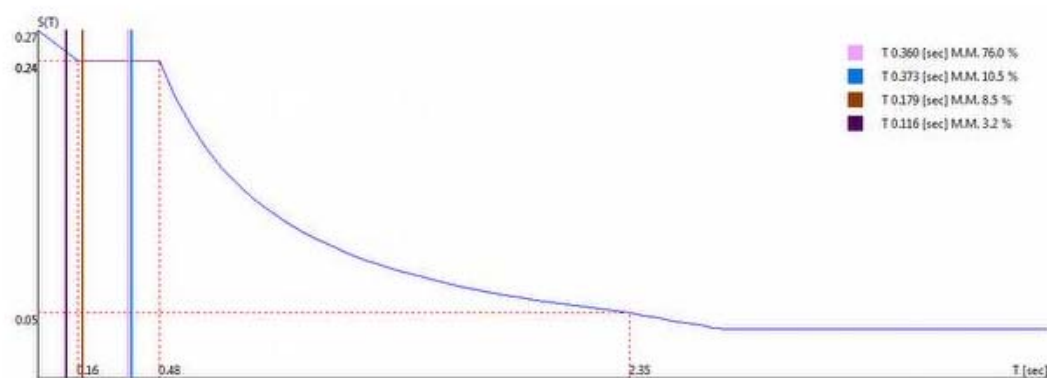
2.4.4.3. Spettri di progetto

Nelle figure seguenti vengono riportati gli spettri di progetto relativi rispettivamente a Stato limite di salvaguardia della vita e stato limite di danno.



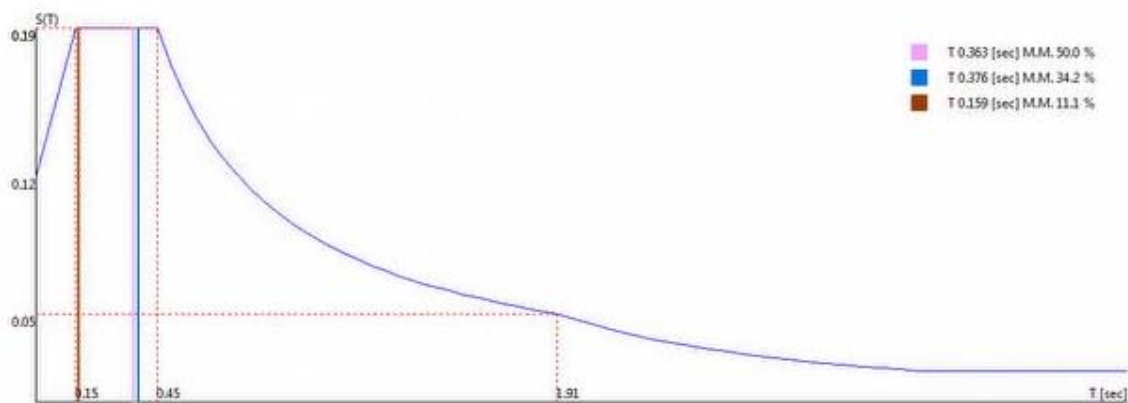
0.00 [°] + SLV

Figura 8 – Spettro di progetto allo SLV direzione 0° e periodi principali



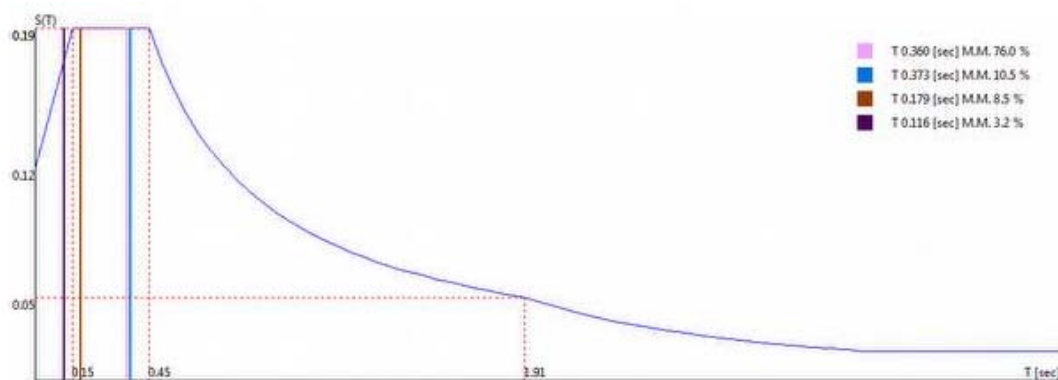
90.00 [°] + SLV

Figura 9 – Spettro di progetto allo SLV direzione 90° e periodi principali



0.00 [°] + SLD

Figura 10 – Spettro di progetto allo SLD direzione 0° e periodi principali



90.00 [°] + SLD

Figura 11 – Spettro di progetto allo SLD direzione 90° e periodi principali

Nella figura seguente vengono confrontati gli spettri di calcolo allo SLV (in blu) e allo SLD (in verde) ridotti attraverso i relativi fattori di comportamento. Come si vede l'azione sismica maggiormente penalizzante risulta essere quella allo SLD. Le verifiche di resistenza allo SLD si ritengono pertanto implicitamente soddisfatte, in quanto meno gravose di quelle allo SLV.

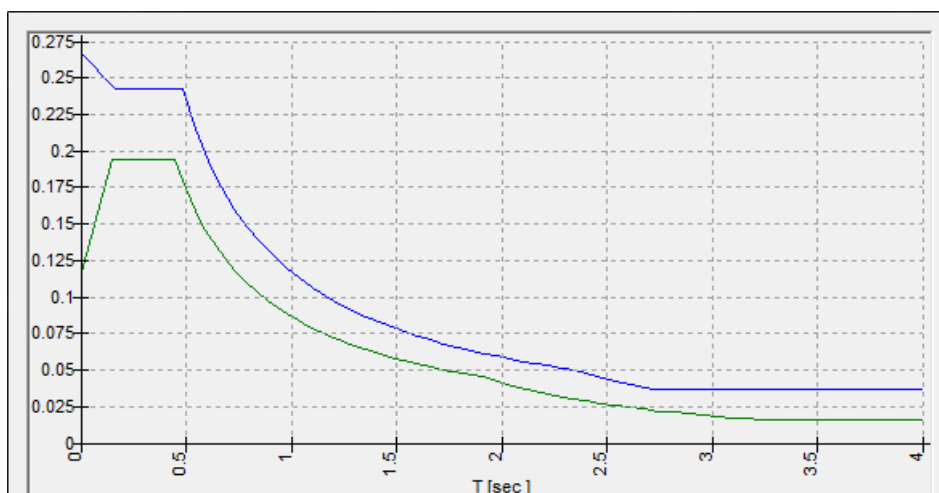


Figura 12 – Confronto fra spettro allo SLV (blu) e SLD (verde)

2.5. MODELLO NUMERICO

2.5.1. Metodologia di modellazione ed analisi

La struttura è stata modellata con l'ausilio di un programma di calcolo agli elementi finiti. È stata condotta un'analisi statica/dinamica in ambito lineare.

2.5.2. Informazioni sul codice di calcolo

Per lo studio della struttura è stato adottato il seguente codice di calcolo:

En.Ex.Sys. WinStrand Structural Analysis & Design, prodotto dalla ditta *En.Ex.Sys. s.r.l.* - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno (Bologna), versione 2017-051, con licenza d'uso intestata a *Studio Beta*, numero di serie 9936STDBTS.

Si tratta di un software di calcolo agli elementi finiti in grado di svolgere analisi statiche e dinamiche di strutture in campo elastico lineare.

L'esame preliminare della documentazione fornita dal produttore del codice di calcolo (per la quale si rimanda a www.enexsys.com), ed in particolare della descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, oltre ai casi prova risolti, permette di considerare il software idoneo allo studio della struttura oggetto della presente relazione.

2.5.3. Modellazione della geometria

L'analisi delle strutture in elevazione è stata condotta utilizzando un modello di calcolo agli elementi finiti dell'edificio incastrato a livello dello spiccato di fondazione.

Per il calcolo delle strutture di fondazione è stato realizzato un secondo modello di calcolo agli elementi finiti completo di tutte le strutture, compreso il sistema fondale. L'interazione fra struttura e terreno è stata studiata considerando un suolo elastico alla Winkler.

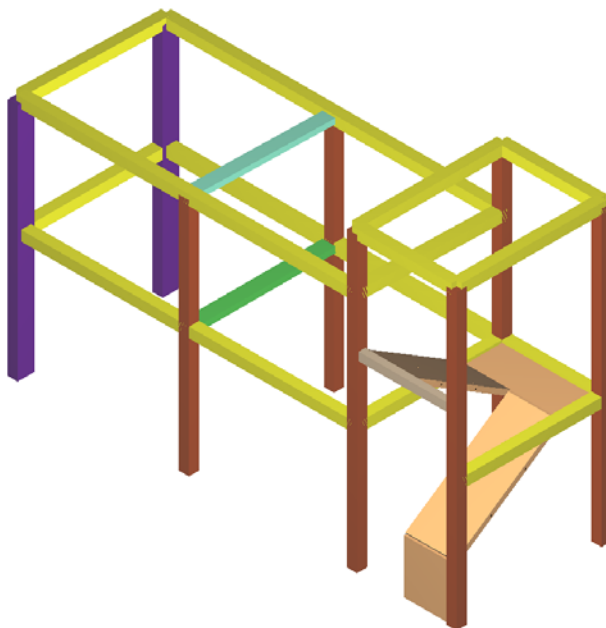


Figura 13 – Modello agli elementi finiti – Struttura in elevazione – Vista 1

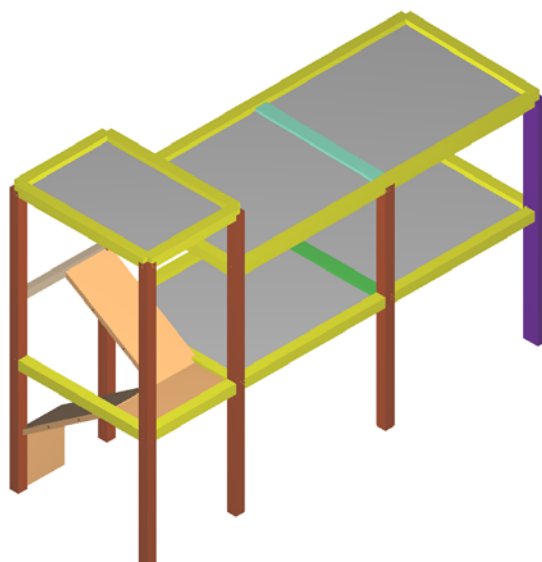


Figura 14 – Modello agli elementi finiti – Struttura in elevazione – Vista 2

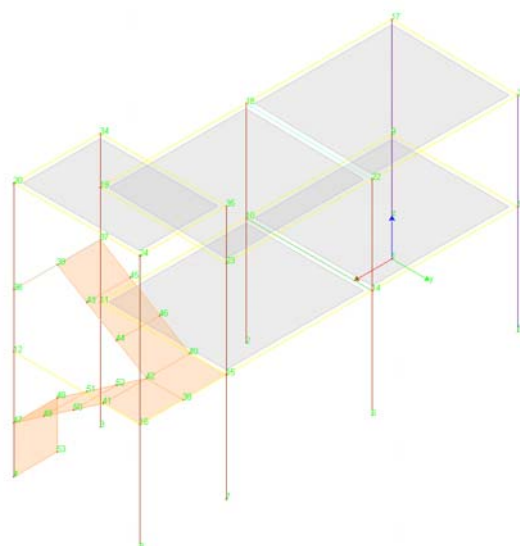


Figura 15 – Modello agli elementi finiti – Struttura in elevazione – Unifilare

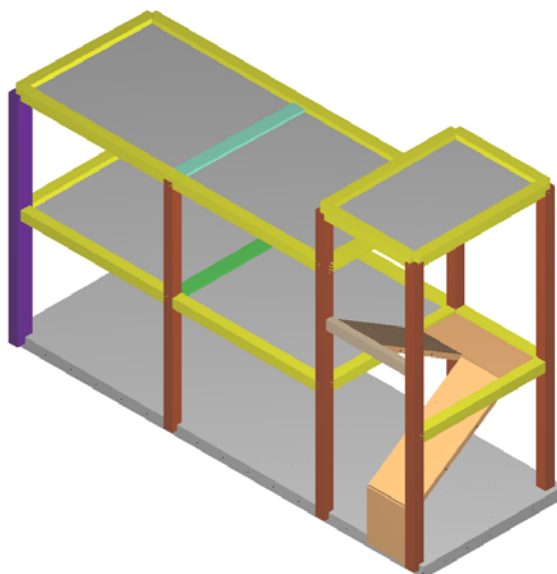


Figura 16 – Modello agli elementi finiti – Strutture in elevazione e di fondazione

2.6. Modellazione delle proprietà meccaniche

Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche meccaniche del materiale utilizzato nella modellazione della struttura:

Materiale Numero	Info	Tipo	E [kg/cm ²]	v	α 1/[1/°C]	Peso Specifico [kg/m ³]
1	Calcestruzzo	Calcestruzzo	240000.0	0.12	0.000010	2500
2	Acciaio	Acciaio	2100000.0	0.33	0.000012	7850

Tabella 5 – Caratteristiche meccaniche dei materiali

2.7. Modellazione dei vincoli

Il modello della struttura in elevazione è stato vincolato con incastri alla base. Nel modello comprendente anche le fondazioni i nodi alla base sono vincolati nei confronti delle traslazioni e delle rotazioni nel piano orizzontale ed l'interazione con il terreno è considerata attraverso un sistema di molle verticali alla Winkler.

A livello degli impalcati in soletta piena i nodi sono stati considerati con vincoli di piano infinitamente rigido. Seguendo tale ipotesi di calcolo, le componenti di spostamento del singolo nodo di impalcato vengono in parte riferite a quelle di un nodo *master*, solitamente coincidente con il centro di massa dell'impalcato.

2.8. Condizioni di carico elementari

Condizione	
1	Pesi propri
2	Permanententi portati
3	Variabili cat. E
4	Variabili cat. H
5	Neve
6	Neve accumulo
7	Variazione termica +
8	Variazione termica -
9	Sisma 0+SLU
10	Sisma 0-SLU
11	Sisma 90+SLU
12	Sisma 90-SLU
13	Sisma 180+SLU
14	Sisma 180-SLU
15	Sisma 270+SLU
16	Sisma 270-SLU
17	Sisma 0+SLD
18	Sisma 0-SLD
19	Sisma 90+SLD
20	Sisma 90-SLD
21	Sisma 180+SLD
22	Sisma 180-SLD

Condizione	
23	Sisma 270+SLD
24	Sisma 270-SLD
25	Sisma 0+SLO
26	Sisma 0-SLO
27	Sisma 90+SLO
28	Sisma 90-SLO
29	Sisma 180+SLO
30	Sisma 180-SLO
31	Sisma 270+SLO
32	Sisma 270-SLO

Tabella 6 – Condizioni di carico elementari

2.9. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico sotto riportate fanno riferimento alle condizioni di carico elementari descritte nel paragrafo precedente. Per tener conto della variabilità spaziale del moto, conformemente con quanto indicato nel paragrafo §7.2.6. del *D.M. 17.01.2018*, nella definizione delle combinazioni di carico sismiche sono state considerate eccentricità aggiuntive applicate al centro di massa di ogni piano, in entrambe le direzioni considerate.

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	6	7	8
1	1.3	1.3	1.5		0.75			0.9
2	1.3	1.3	1.5	1.5	0.75			0.9
3	1.3	1.3	1.5		1.5			0.9
4	1.3	1.3	1.5			1.5		0.9
5	1.3	1.3	1.5				1.5	
6	1.3	1.3	1.5		0.75			1.5
7	1.3	1.3	1.5				0.9	
8	1.3	1.3	1.5	1.5			0.9	

Tabella 7 – Combinazioni di carico agli SLU

Comb.\Cond	1	2	3	9	10	11	12	13	14	15	16
9	1	1	0.8	1		0.3					
10	1	1	0.8	1			0.3				
11	1	1	0.8	1						0.3	
12	1	1	0.8	1							0.3
13	1	1	0.8		1	0.3					
14	1	1	0.8		1		0.3				
15	1	1	0.8		1					0.3	
16	1	1	0.8		1						0.3
17	1	1	0.8	0.3		1					
18	1	1	0.8		0.3	1					

Comb.\Cond	1	2	3	9	10	11	12	13	14	15	16
19	1	1	0.8			1		0.3			
20	1	1	0.8			1			0.3		
21	1	1	0.8	0.3			1				
22	1	1	0.8		0.3		1				
23	1	1	0.8				1	0.3			
24	1	1	0.8				1		0.3		
25	1	1	0.8			0.3		1			
26	1	1	0.8				0.3	1			
27	1	1	0.8					1		0.3	
28	1	1	0.8					1			0.3
29	1	1	0.8			0.3			1		
30	1	1	0.8				0.3		1		
31	1	1	0.8						1	0.3	
32	1	1	0.8						1		0.3
33	1	1	0.8	0.3						1	
34	1	1	0.8		0.3					1	
35	1	1	0.8					0.3		1	
36	1	1	0.8						0.3	1	
37	1	1	0.8	0.3							1
38	1	1	0.8		0.3						1
39	1	1	0.8					0.3			1
40	1	1	0.8						0.3		1

Tabella 8 – Combinazioni di carico agli SLV

Comb.\Cond	1	2	3	4	5	7	8
41	1	1	1		0.5		0.6
42	1	1	1	1	0.5		0.6
43	1	1	1		1		0.6
44	1	1	1		0.5		1
45	1	1	1			0.6	
46	1	1	1			1	

Tabella 9 – Combinazioni di carico agli SLE- Rare

Comb.\Cond	1	2	3	5	6	7	8
47	1	1	0.9				
48	1	1	0.8	0.2			
49	1	1	0.8		0.2		
50	1	1	0.8			0.5	
51	1	1	0.8				0.5

Tabella 10 – Combinazioni di carico agli SLE- Frequenti

Comb.\Cond	1	2	3
52	1	1	0.8

Tabella 11 – Combinazioni di carico agli SLE- Quasi permanenti

Comb.\Cond	1	2	3	17	18	19	20	21	22	23	24
53	1	1	0.8	1		0.3					
54	1	1	0.8	1						0.3	
55	1	1	0.8		1		0.3				
56	1	1	0.8		1						0.3
57	1	1	0.8	0.3		1					
58	1	1	0.8			1		0.3			
59	1	1	0.8		0.3		1				
60	1	1	0.8				1		0.3		
61	1	1	0.8			0.3		1			
62	1	1	0.8					1		0.3	
63	1	1	0.8				0.3		1		
64	1	1	0.8						1		0.3
65	1	1	0.8	0.3						1	
66	1	1	0.8					0.3		1	
67	1	1	0.8		0.3						1
68	1	1	0.8						0.3		1

Tabella 12 – Combinazioni di carico agli SLD

Comb.\Cond	1	2	3	25	26	27	28	29	30	31	32
69	1	1	0.8	1		0.3					
70	1	1	0.8	1						0.3	
71	1	1	0.8		1		0.3				
72	1	1	0.8		1						0.3
73	1	1	0.8	0.3		1					
74	1	1	0.8			1		0.3			
75	1	1	0.8		0.3		1				
76	1	1	0.8				1		0.3		
77	1	1	0.8			0.3		1			
78	1	1	0.8					1		0.3	
79	1	1	0.8				0.3		1		
80	1	1	0.8						1		0.3
81	1	1	0.8	0.3						1	
82	1	1	0.8					0.3		1	
83	1	1	0.8		0.3						1
84	1	1	0.8						0.3		1

Tabella 13 – Combinazioni di carico agli SLO

2.10. PRINCIPALI RISULTATI

2.10.1. Analisi modale

Si è condotta un'analisi dinamica modale con condensazione di piano ed inclusione delle masse dei nodi liberi. Di seguito vengono riportati i risultati per ciascuna delle direzioni di ingresso del sisma.

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
2	0.363	0.243	-7.73E+01		5.98E+03	50	50
1	0.376	0.243	6.39E+01	82.7	4.09E+03	34.2	84.2
4	0.159	0.243	-3.64E+01	47.1	1.32E+03	11.1	95.3
3	0.263	0.243	1.67E+01	21.6	2.79E+02	2.3	97.6

Tabella 14 – Risultati analisi modale – Direzione 0°+

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
5	0.385	0.243	7.61E+01		5.79E+03	48.4	48.4
6	0.362	0.243	-6.22E+01	81.7	3.87E+03	32.4	80.8
8	0.158	0.243	-3.67E+01	48.3	1.35E+03	11.3	92.1
7	0.268	0.243	2.60E+01	34.1	6.74E+02	5.6	97.7

Tabella 15 – Risultati analisi modale – Direzione 0°-

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
10	0.36	0.243	-9.53E+01		9.09E+03	76	76
9	0.373	0.243	3.54E+01	37.1	1.25E+03	10.5	86.5
11	0.179	0.243	3.18E+01	33.4	1.01E+03	8.5	95
12	0.116	0.25	-1.97E+01	20.7	3.88E+02	3.2	98.2

Tabella 16 – Risultati analisi modale – Direzione 90°+

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
13	0.393	0.243	8.09E+01		6.55E+03	54.8	54.8
14	0.363	0.243	-5.25E+01	64.8	2.75E+03	23	77.8
16	0.149	0.245	-3.58E+01	44.2	1.28E+03	10.7	88.6
15	0.269	0.243	3.43E+01	42.3	1.17E+03	9.8	98.4

Tabella 17 – Risultati analisi modale – Direzione 90°-

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
17	0.385	0.243	7.61E+01		5.79E+03	48.4	48.4
18	0.362	0.243	-6.22E+01	81.7	3.87E+03	32.4	80.8
20	0.158	0.243	-3.67E+01	48.3	1.35E+03	11.3	92.1
19	0.268	0.243	2.60E+01	34.1	6.74E+02	5.6	97.7

Tabella 18 – Risultati analisi modale – Direzione 180°+

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
22	0.363	0.243	-7.73E+01		5.98E+03	50	50
21	0.376	0.243	6.39E+01	82.7	4.09E+03	34.2	84.2
24	0.159	0.243	-3.64E+01	47.1	1.32E+03	11.1	95.3
23	0.263	0.243	1.67E+01	21.6	2.79E+02	2.3	97.6

Tabella 19 – Risultati analisi modale – Direzione 180°-

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
25	0.393	0.243	8.09E+01		6.55E+03	54.8	54.8
26	0.363	0.243	-5.25E+01	64.8	2.75E+03	23	77.8
28	0.149	0.245	-3.58E+01	44.2	1.28E+03	10.7	88.6
27	0.269	0.243	3.43E+01	42.3	1.17E+03	9.8	98.4

Tabella 20 – Risultati analisi modale – Direzione 270°+

Modo	Periodo [sec]	R	Coefficiente di Partecipazione	$\% L_i / L_1 $	Massa Modale Traslante		
					Massa Modale	$\% \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$	$\% \Sigma \frac{M_{mi}}{M_{mtot}}$
30	0.36	0.243	-9.53E+01		9.09E+03	76	76
29	0.373	0.243	3.54E+01	37.1	1.25E+03	10.5	86.5
31	0.179	0.243	3.18E+01	33.4	1.01E+03	8.5	95
32	0.116	0.25	-1.97E+01	20.7	3.88E+02	3.2	98.2

Tabella 21 – Risultati analisi modale – Direzione 270°-

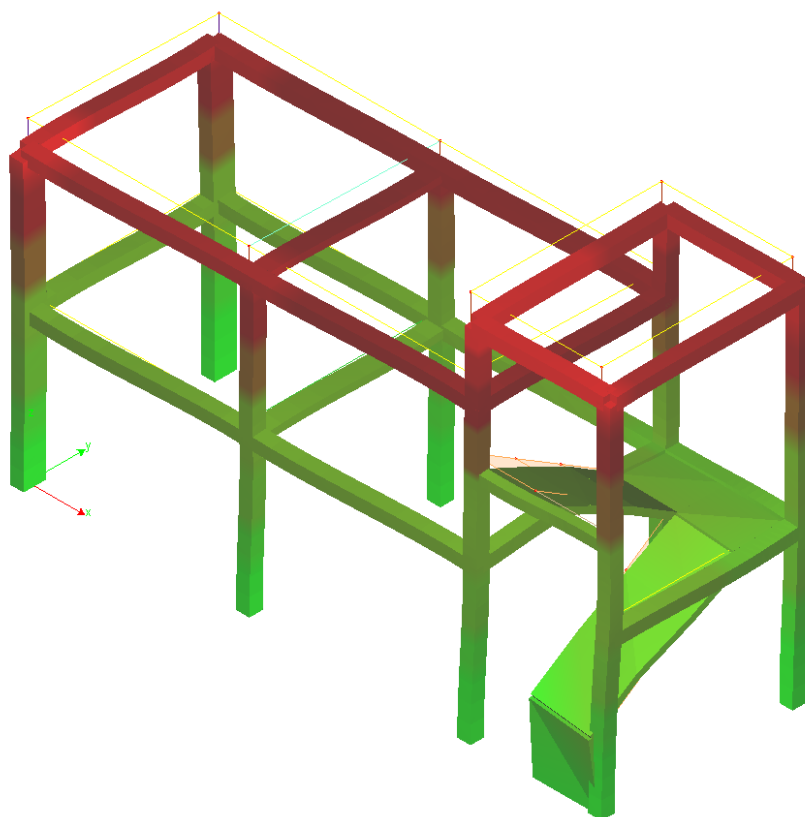


Figura 17 – Direzione 0.00 – Deformata modale modo 2

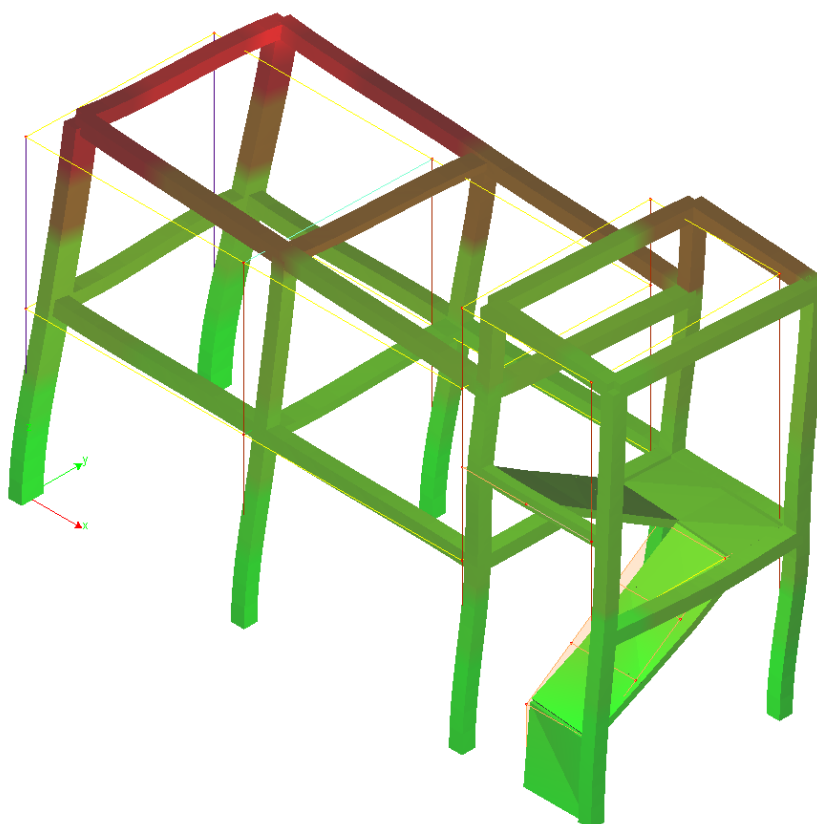


Figura 18 – Direzione 0.00 – Deformata modale modo 1

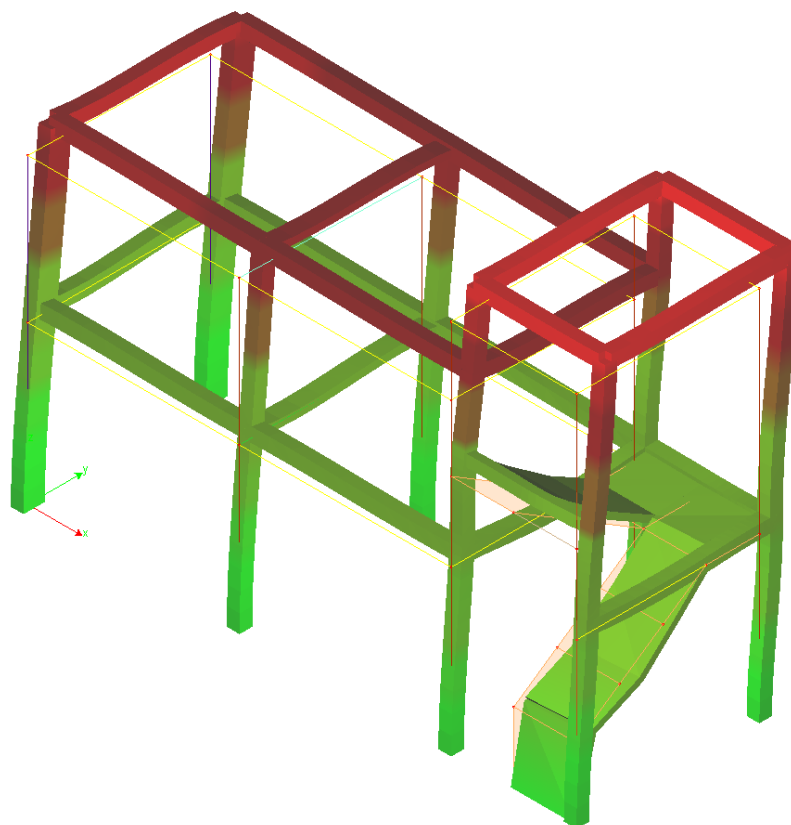


Figura 19 – Direzione 90.00 – Deformata modale modo 10

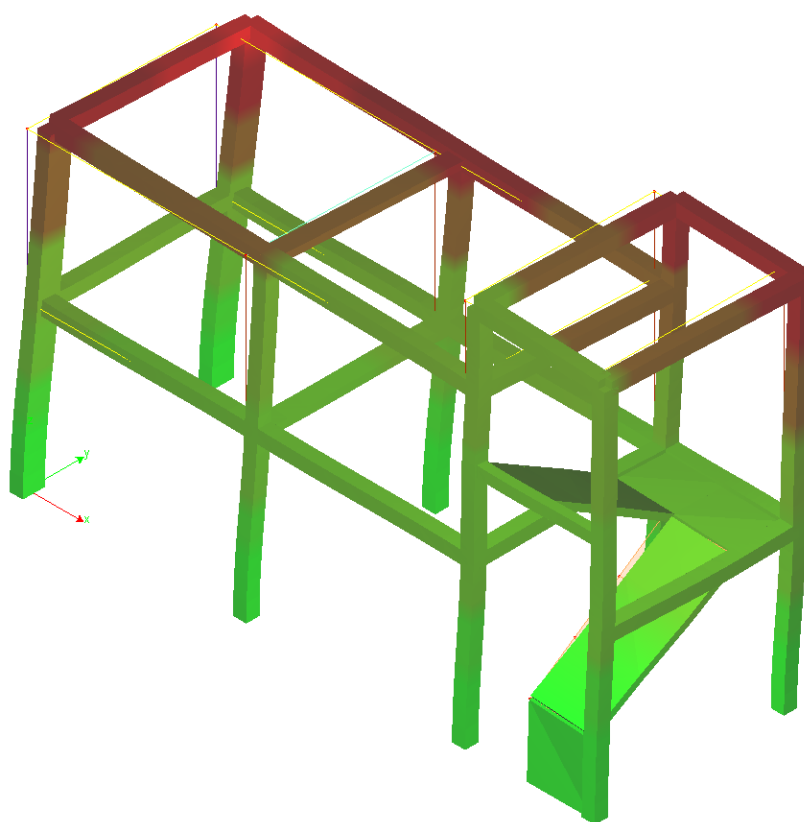


Figura 20 – Direzione 90.00 – Deformata modale modo 9

2.11. Inviluppo sollecitazioni

Nelle figure seguenti vengono riportati gli andamenti degli involuipi delle sollecitazioni maggiormente significative per gli elementi strutturali modellati.

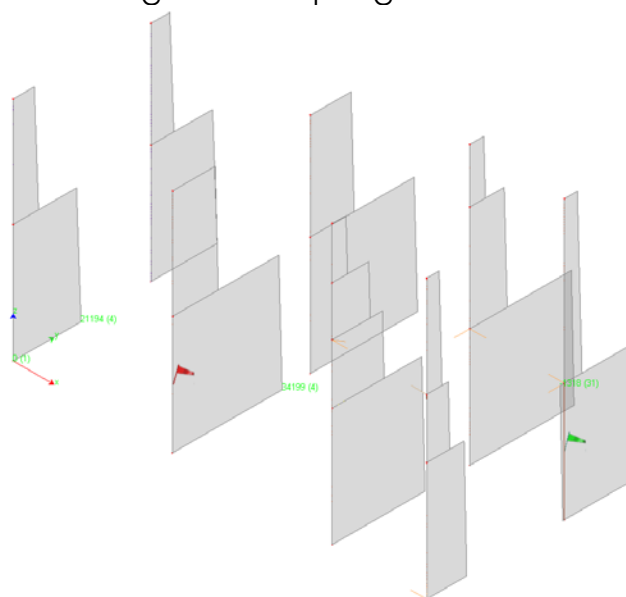


Figura 21 – Inviluppo sforzi normali pilastri

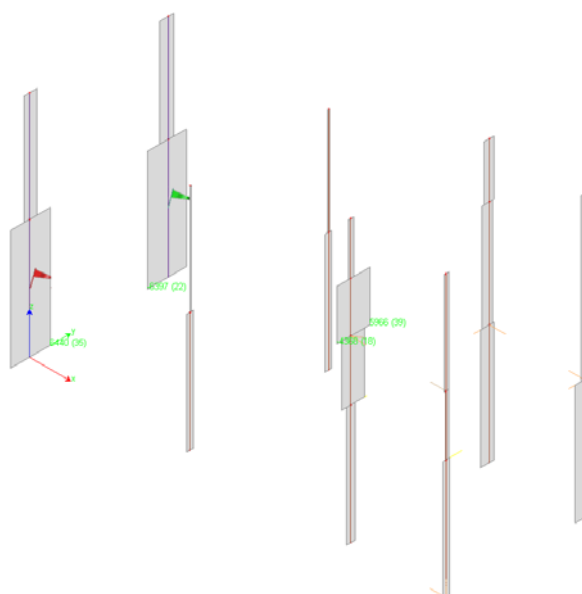


Figura 22 – Inviluppo sforzi taglienti piano 1-2 pilastri

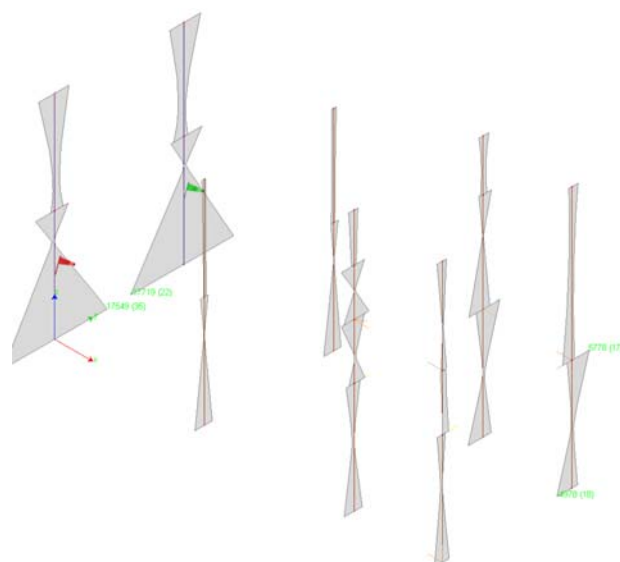


Figura 23 – Involuppo momenti flettenti piano 1-2 pilastri

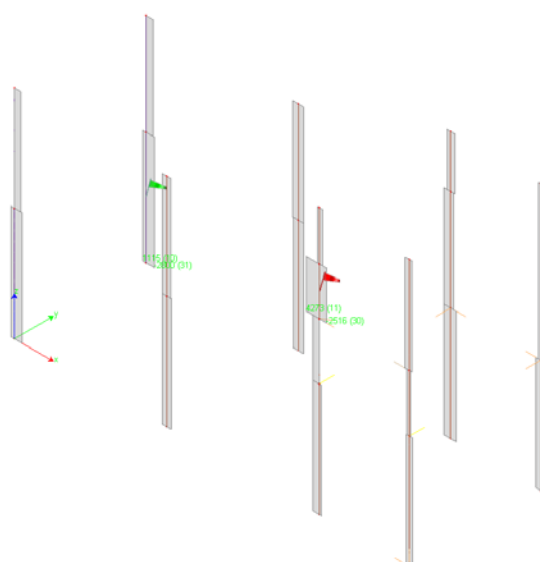


Figura 24 – Involuppo sforzi taglienti piano 1-3 pilastri

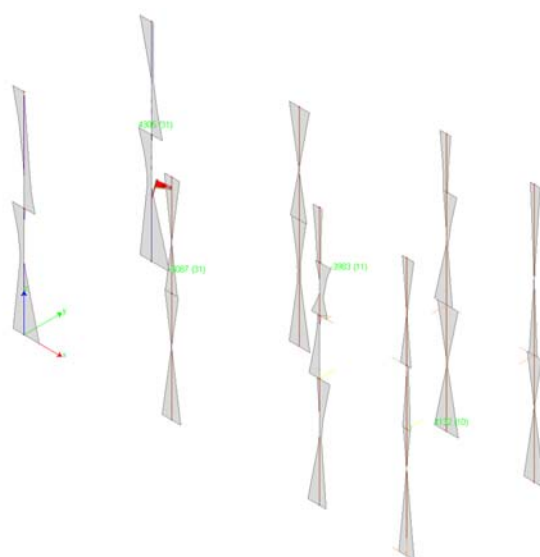


Figura 25 – Involuppo momenti flettenti piano 1-3 pilastri

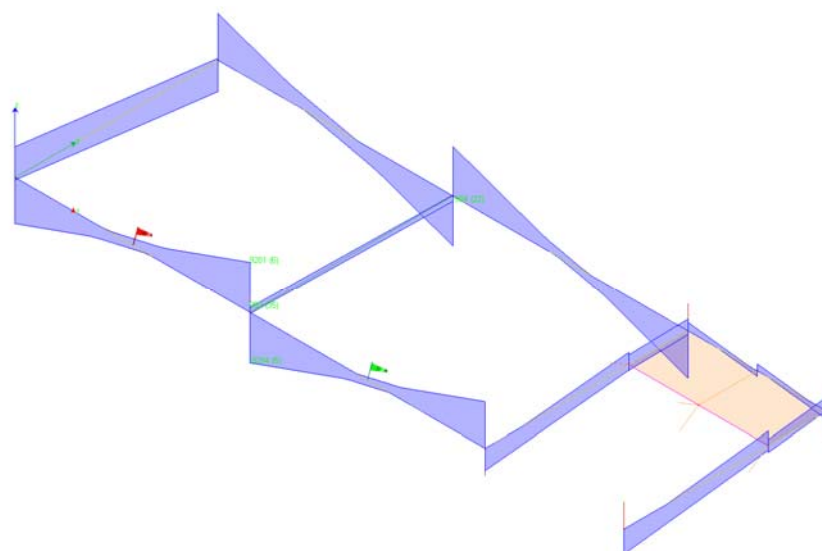


Figura 26 – Involuppo sforzi taglienti travi primo impalcato

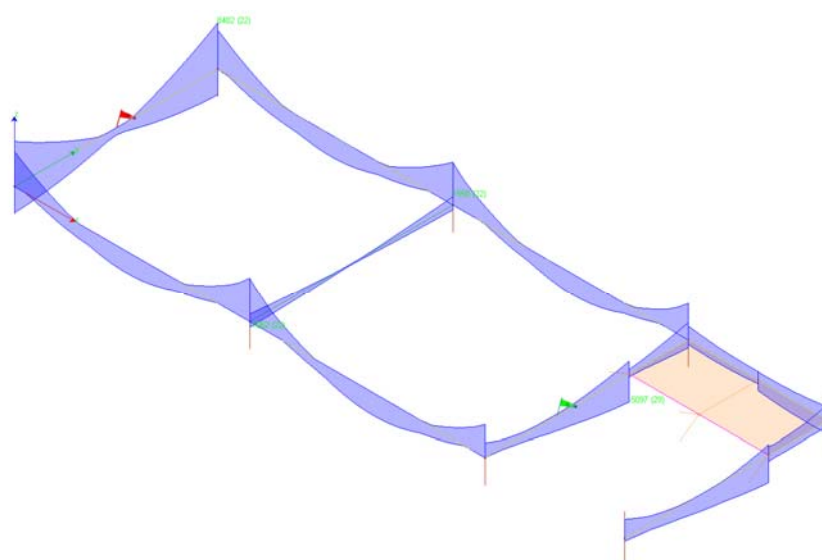


Figura 27 – Involuppo momenti flettenti travi primo impalcato

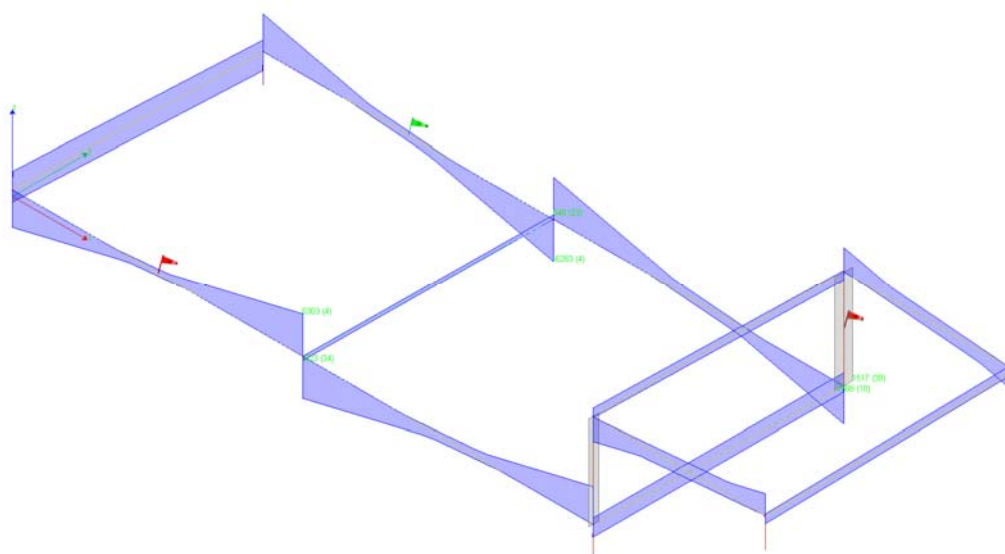


Figura 28 – Involuppo sforzi taglienti travi copertura

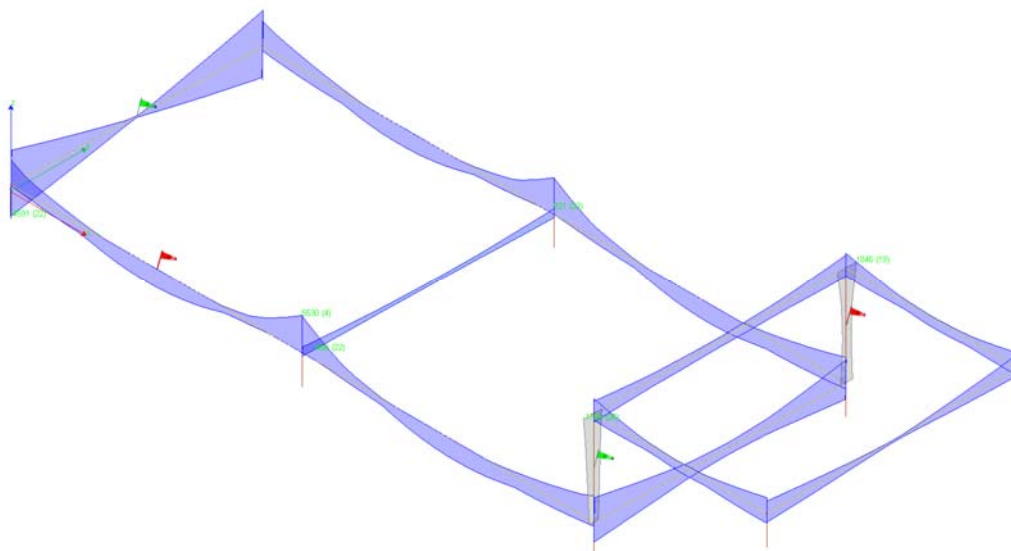


Figura 29 – Involuppo momenti flettenti travi copertura

2.12. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (SLU, SLV, SLE)

2.12.1. Pilastri in c.a.

Nel presente paragrafo vengono riportate le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio relative ai pilastri, per sollecitazioni di presso-flessione e taglio.

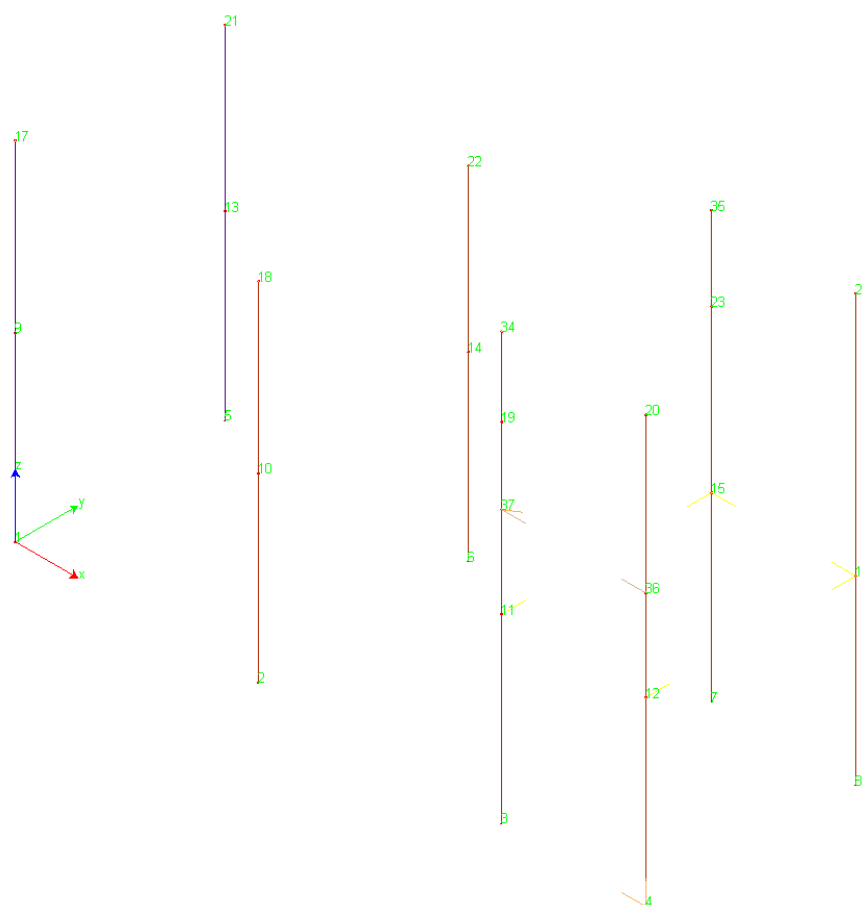


Figura 30 – Modello di calcolo generale – Numerazione pilastri in c.a.

Per ogni pilastro le verifiche vengono svolte sia nella sezione di sommità che in quella di base in tutte le combinazioni di carico. Le verifiche a taglio sono state condotte con riferimento al §4.3.2.4.4 dell'EC2, utilizzando il metodo dell'inclinazione variabile del traliccio.

Per garantire maggiore comprensibilità di seguito vengono esplicitate nel dettaglio le verifiche relative ad uno dei pilastri dell'elevazione (asta fra i nodi 1 e 9), per sollecitazioni presso-flessionali e taglianti, sia allo Stato Limite Ultimo che allo Stato Limite di Esercizio.

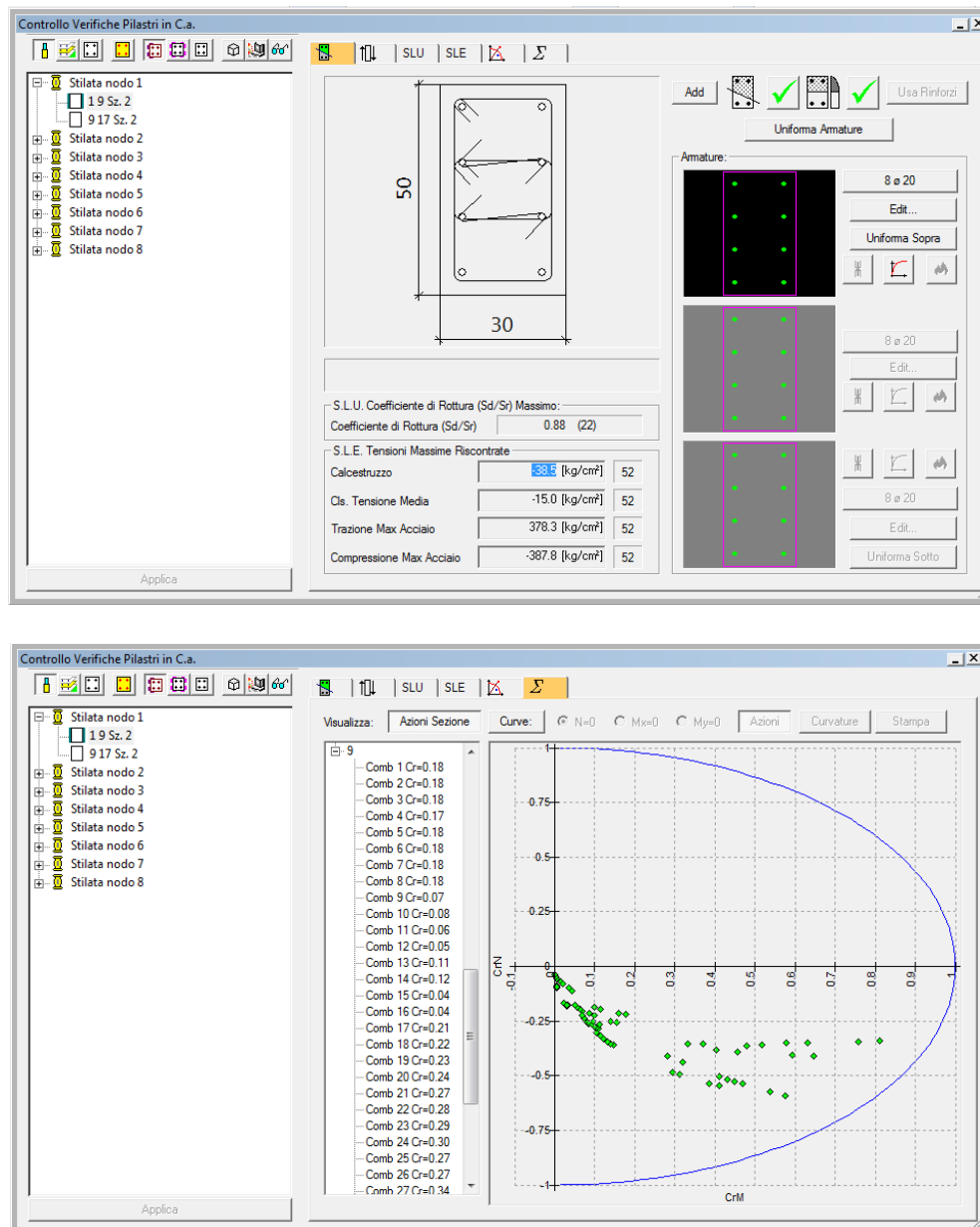


Figura 31 – Pilastro 1-9 – Verifiche a pressoflessione

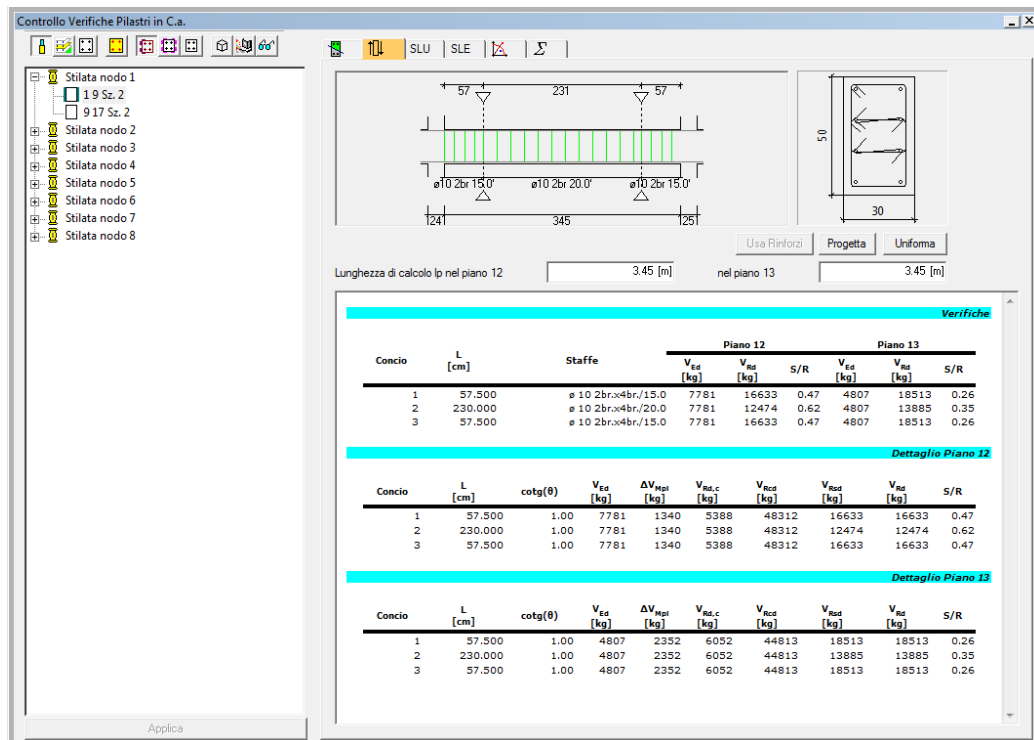


Figura 32 – Pilastro 1-9 – Verifiche a taglio

Pilastro: 1/9 / L 3.450[m] / Sezione 2 B 30 [cm]H 50 [cm]

Af: $8 \varnothing 20$ Af=25.13 [cm²] < $1f20 \times 4 V + 0f20 \times 2 B + 2f20 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0 x 57.5/ $\varnothing 10$ 2br.x4br./20.0 x 230.0/ $\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0 x 57.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
1	22	-7164	-17017	1229	1	1	0.88
9	27	-15888	-4660	-3364	1	1	0.34

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	cotg(θ) ₁₂	V _{d12} [kg]	V _{rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	cotg(θ) ₁₃	V _{d13} [kg]	V _{rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	7781	16633	0.47	1	4807	18513	0.26	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0
0.7	3	1	7781	12474	0.62	1	4807	13885	0.35	$\varnothing 10$ 2br.x4br./20.0
3	3.575	1	7781	16633	0.47	1	4807	18513	0.26	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
1	Ft. 46	-12790	289	810	4.6
	$\sigma_{s,c44}$	-14004	200	854	-211.7

	$\sigma_{cls,Max}44$	-14004	200	854	-17.7
	$\sigma_{cls,Med}44$	-14004	200	854	-8.2
9	Ft. 45	-11862	-906	-1932	435.4
	$\sigma_{s,c}44$	-12894	-891	-1972	-423.1
	$\sigma_{cls,Max}44$	-12894	-891	-1972	-42.2
	$\sigma_{cls,Med}44$	-12894	-891	-1972	-16.8
Combinazioni Frequenti					
1	Ft. 47	-12940	254	788	-3.4
	$\sigma_{s,c}47$	-12940	254	788	-201.1
	$\sigma_{cls,Max}47$	-12940	254	788	-16.8
	$\sigma_{cls,Med}47$	-12940	254	788	-7.6
9	Ft. 47	-11830	-900	-1847	405.1
	$\sigma_{s,c}47$	-11830	-900	-1847	-403
	$\sigma_{cls,Max}47$	-11830	-900	-1847	-40.2
	$\sigma_{cls,Med}47$	-11830	-900	-1847	-15.8
Combinazioni Quasi Permanenti					
1	Ft. 52	-12635	263	736	-6.6
	$\sigma_{s,c}52$	-12635	263	736	-193.8
	$\sigma_{cls,Max}52$	-12635	263	736	-16.1
	$\sigma_{cls,Med}52$	-12635	263	736	-7.3
9	Ft. 52	-11525	-902	-1733	374.6
	$\sigma_{s,c}52$	-11525	-902	-1733	-387.1
	$\sigma_{cls,Max}52$	-11525	-902	-1733	-38.3
	$\sigma_{cls,Med}52$	-11525	-902	-1733	-14.9

Pilastro: 9/17 / L 3.150[m] / Sezione 2 B 30 [cm]H 50 [cm]

Af: $8 \varnothing 20$ Af=25.13 [cm²] < $1f20 \times 4 V + 0f20 \times 2 B + 2f20 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0 x 52.5/ $\varnothing 10$ 2br.x4br./20.0 x 210.0/ $\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0 x 52.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
9	4	-7917	985	3727	1	1	0.29
17	22	-201	4747	-1713	1	1	0.31

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	cotg(θ) ₁₂	V _{d12} [kg]	V _{rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	cotg(θ) ₁₃	V _{d13} [kg]	V _{rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.65	1	3215	16633	0.19	1	2572	18513	0.14	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0
0.65	2.75	1	3215	12474	0.26	1	2572	13885	0.19	$\varnothing 10$ 2br.x4br./20.0
2.75	3.275	1	3215	16633	0.19	1	2572	18513	0.14	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
9	Ft. 46	-3057	822	2365	920.1
	σ _{s,c} 43	-4406	796	2381	-396.5
	σ _{cls,Max} 46	-3057	822	2365	-48.4
	σ _{cls,Med} 43	-4406	796	2381	-19.4
17	Ft. 43	-3386	-248	-1848	613.9
	σ _{s,c} 43	-3386	-248	-1848	-253
	σ _{cls,Max} 43	-3386	-248	-1848	-32.8
	σ _{cls,Med} 43	-3386	-248	-1848	-14.9
Combinazioni Frequenti					
9	Ft. 47	-3526	816	2199	836.6
	σ _{s,c} 49	-3910	810	2182	-373.9
	σ _{cls,Max} 47	-3526	816	2199	-45.7
	σ _{cls,Med} 47	-3526	816	2199	-18
17	Ft. 49	-2890	-269	-1718	586.8
	σ _{s,c} 49	-2890	-269	-1718	-238.4
	σ _{cls,Max} 49	-2890	-269	-1718	-31
	σ _{cls,Med} 49	-2890	-269	-1718	-13.8
Combinazioni Quasi Permanenti					
9	Ft. 52	-3523	818	2101	799.6
	σ _{s,c} 52	-3523	818	2101	-363.5
	σ _{cls,Max} 52	-3523	818	2101	-44.2
	σ _{cls,Med} 52	-3523	818	2101	-17.2
17	Ft. 52	-2503	-274	-1471	508.4
	σ _{s,c} 52	-2503	-274	-1471	-210.9
	σ _{cls,Max} 52	-2503	-274	-1471	-27.1
	σ _{cls,Med} 52	-2503	-274	-1471	-11.8

Pilastro: 2/10 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 ø 20 Af=25.13 [cm²] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ø 10/12.5 x 57.5/ø 10/15.0 x 230.0/ø 10/12.5 x 57.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α ₁₂	α ₁₃	Sd/Sr
2	13	-18037	-2095	-2440	1	1	0.33
10	11	-17828	88	2348	1	1	0.21

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kg]	V_{rd12} [kg]	S/R_{12} [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kg]	V_{rd13} [kg]	S/R_{13} [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	3071	11108	0.28	1	3978	11108	0.36	ø 10/12.5
0.7	3	1	3071	9257	0.33	1	3978	9257	0.43	ø 10/15.0
3	3.575	1	3071	11108	0.28	1	3978	11108	0.36	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
2	Ft. 46	-19631	-290	-95	-171.7
	$\sigma_{s,c}43$	-21521	-200	-73	-294.5
	$\sigma_{cls,Max}46$	-19631	-290	-95	-21.6
	$\sigma_{cls,Med}43$	-21521	-200	-73	-16.9
10	Ft. 46	-18798	96	29	-201.7
	$\sigma_{s,c}43$	-20688	-17	4	-246.3
	$\sigma_{cls,Max}46$	-18798	96	29	-16.7
	$\sigma_{cls,Med}43$	-20688	-17	4	-16.2
Combinazioni Frequenti					
2	Ft. 50	-18468	-246	-84	-166.3
	$\sigma_{s,c}49$	-19515	-219	-75	-274.4
	$\sigma_{cls,Max}47$	-19301	-224	-83	-20.1
	$\sigma_{cls,Med}49$	-19515	-219	-75	-15.3
10	Ft. 50	-17636	53	23	-195.5
	$\sigma_{s,c}49$	-18683	19	12	-224.3
	$\sigma_{cls,Max}49$	-18683	19	12	-15.1
	$\sigma_{cls,Med}49$	-18683	19	12	-14.6
Combinazioni Quasi Permanenti					
2	Ft. 52	-18636	-217	-80	-173.4
	$\sigma_{s,c}52$	-18636	-217	-80	-264.4
	$\sigma_{cls,Max}52$	-18636	-217	-80	-19.4
	$\sigma_{cls,Med}52$	-18636	-217	-80	-14.6
10	Ft. 52	-17803	17	17	-203.9
	$\sigma_{s,c}52$	-17803	17	17	-214.3
	$\sigma_{cls,Max}52$	-17803	17	17	-14.5
	$\sigma_{cls,Med}52$	-17803	17	17	-13.9

Pilastro: 10/18 / L 3.150[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 ø 20 Af=25.13 [cm²] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: ø 10/12.5 x 52.5/ø 10/15.0 x 210.0/ø 10/12.5 x 52.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
10	11	-5515	317	-1989	1	1	0.18
18	11	-4750	-473	2535	1	1	0.25

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.65	1	973	11108	0.09	1	3510	11108	0.32	ø 10/12.5
0.65	2.75	1	973	9257	0.11	1	3510	9257	0.38	ø 10/15.0
2.75	3.275	1	973	11108	0.09	1	3510	11108	0.32	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
10	Ft. 46	-5220	327	-35	-2.2
	$\sigma_{s,c}43$	-7166	215	-121	-135.6
	$\sigma_{cls,Max}43$	-7166	215	-121	-11
	$\sigma_{cls,Med}43$	-7166	215	-121	-5.6
18	Ft. 46	-4455	-189	57	-14.5
	$\sigma_{s,c}43$	-6401	-115	114	-110.3
	$\sigma_{cls,Max}43$	-6401	-115	114	-8.7
	$\sigma_{cls,Med}43$	-6401	-115	114	-5
Combinazioni Frequenti					
10	Ft. 50	-5416	289	-58	-9.4
	$\sigma_{s,c}49$	-6487	254	-81	-127.6
	$\sigma_{cls,Max}49$	-6487	254	-81	-10.5
	$\sigma_{cls,Med}49$	-6487	254	-81	-5.1
18	Ft. 50	-4651	-169	70	-18
	$\sigma_{s,c}49$	-5722	-146	86	-102.8
	$\sigma_{cls,Max}49$	-5722	-146	86	-8.2
	$\sigma_{cls,Med}49$	-5722	-146	86	-4.5
Combinazioni Quasi Permanenti					
10	Ft. 52	-5595	253	-88	-13.1
	$\sigma_{s,c}52$	-5595	253	-88	-118.1
	$\sigma_{cls,Max}52$	-5595	253	-88	-9.9
	$\sigma_{cls,Med}52$	-5595	253	-88	-4.5
18	Ft. 52	-4830	-145	90	-20.7
	$\sigma_{s,c}52$	-4830	-145	90	-92.7
	$\sigma_{cls,Max}52$	-4830	-145	90	-7.6

	$\sigma_{cls,Med}52$	-4830	-145	90	-3.8
--	----------------------	-------	------	----	------

Pilastro: 3/11 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]
Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H$ >
Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 57.5/\varnothing 10/15.0 \times 230.0/\varnothing 10/12.5 \times 57.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
3	9	-11119	-1756	-3340	1	1	0.49
11	9	-10287	1370	3220	1	1	0.45

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	3307	11108	0.3	1	3651	11108	0.33	$\varnothing 10/12.5$
0.7	3	1	3307	9257	0.36	1	3651	9257	0.39	$\varnothing 10/15.0$
3	3.575	1	3307	11108	0.3	1	3651	11108	0.33	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
3	Ft. 46	-16600	-428	-916	31.9
	$\sigma_{s,c}46$	-16600	-428	-916	-458.7
	$\sigma_{cls,Max}46$	-16600	-428	-916	-39.5
	$\sigma_{cls,Med}43$	-18836	-165	-807	-16.5
11	Ft. 46	-15767	-50	1693	284.1
	$\sigma_{s,c}44$	-17834	-517	1456	-617.6
	$\sigma_{cls,Max}44$	-17834	-517	1456	-56.4
	$\sigma_{cls,Med}46$	-15767	-50	1693	-25.1
Combinazioni Frequenti					
3	Ft. 50	-16177	-325	-798	-13.2
	$\sigma_{s,c}50$	-16177	-325	-798	-409.1
	$\sigma_{cls,Max}50$	-16177	-325	-798	-34.5
	$\sigma_{cls,Med}47$	-16981	-248	-812	-15.4
11	Ft. 47	-16148	-286	1496	228.8
	$\sigma_{s,c}47$	-16148	-286	1496	-560.2
	$\sigma_{cls,Max}47$	-16148	-286	1496	-51.7
	$\sigma_{cls,Med}47$	-16148	-286	1496	-22.6
Combinazioni Quasi Permanenti					

3	Ft. 52	-16572	-239	-768	-42.7
	$\sigma_{s,c}52$	-16572	-239	-768	-392.2
	$\sigma_{cls,Max}52$	-16572	-239	-768	-32.5
	$\sigma_{cls,Med}52$	-16572	-239	-768	-14.9
11	Ft. 52	-15739	-284	1413	202.1
	$\sigma_{s,c}52$	-15739	-284	1413	-536.3
	$\sigma_{cls,Max}52$	-15739	-284	1413	-49.2
	$\sigma_{cls,Med}52$	-15739	-284	1413	-21.4

Pilastro: 11/37 / L 1.600[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 ø 16 Af=16.08 [cm²] < 1f16 x 4 V + 1f16 x 2 B + 1f16 x 2 H >

Staffe: ø 10/12.5 x 160.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
11	18	-305	3642	-2076	1	1	0.64
37	18	112	-4191	580	1	1	0.63

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	1.725	1	6469	11108	0.58	1	5739	11108	0.52	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
11	Ft. 46	-7176	1456	-2213	1665.7
	$\sigma_{s,c}46$	-7176	1456	-2213	-987.8
	$\sigma_{cls,Max}46$	-7176	1456	-2213	-114.2
	$\sigma_{cls,Med}46$	-7176	1456	-2213	-38.3
37	Ft. 46	-6760	-778	15	149.6
	$\sigma_{s,c}46$	-6760	-778	15	-244
	$\sigma_{cls,Max}46$	-6760	-778	15	-23.4
	$\sigma_{cls,Med}46$	-6760	-778	15	-11.5
Combinazioni Frequenti					
11	Ft. 50	-7435	1217	-2045	1422.3
	$\sigma_{s,c}50$	-7435	1217	-2045	-882.1
	$\sigma_{cls,Max}50$	-7435	1217	-2045	-100.8
	$\sigma_{cls,Med}47$	-7932	1029	-2211	-35.2

37	Ft. 50	-7018	-566	83	49.8
	$\sigma_{s,c}50$	-7018	-566	83	-214
	$\sigma_{cls,Max}50$	-7018	-566	83	-19.1
	$\sigma_{cls,Med}50$	-7018	-566	83	-8.6
Combinazioni Quasi Permanenti					
11	Ft. 52	-7853	1012	-2100	1338
	$\sigma_{s,c}52$	-7853	1012	-2100	-838
	$\sigma_{cls,Max}52$	-7853	1012	-2100	-95.5
	$\sigma_{cls,Med}52$	-7853	1012	-2100	-33.6
37	Ft. 52	-7436	-381	164	0.4
	$\sigma_{s,c}52$	-7436	-381	164	-193.8
	$\sigma_{cls,Max}52$	-7436	-381	164	-16.5
	$\sigma_{cls,Med}52$	-7436	-381	164	-7.1

Pilastro: 37/19 / L 1.300[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 130.0$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
37	39	-7166	5085	24	1	1	0.66
19	37	-6427	-3537	2830	1	1	0.64

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	1.425	1	7915	11108	0.71	1	4501	11108	0.41	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
37	Ft. 44	-5982	1250	94	518.8
	$\sigma_{s,c}44$	-5982	1250	94	-358.9
	$\sigma_{cls,Max}44$	-5982	1250	94	-39.9
	$\sigma_{cls,Med}44$	-5982	1250	94	-18.5
19	Ft. 43	-5958	-406	1743	969.8
	$\sigma_{s,c}43$	-5958	-406	1743	-557.7
	$\sigma_{cls,Max}43$	-5958	-406	1743	-65
	$\sigma_{cls,Med}43$	-5958	-406	1743	-26.2

Combinazioni Frequenti					
37	Ft. 51	-5250	1048	39	408.1
	$\sigma_{s,c}51$	-5250	1048	39	-291.6
	$\sigma_{cls,Max}51$	-5250	1048	39	-32.2
	$\sigma_{cls,Med}51$	-5250	1048	39	-15.5
19	Ft. 49	-5333	-358	1581	880.5
	$\sigma_{s,c}49$	-5333	-358	1581	-501.9
	$\sigma_{cls,Max}49$	-5333	-358	1581	-58.6
	$\sigma_{cls,Med}49$	-5333	-358	1581	-23.7
Combinazioni Quasi Permanenti					
37	Ft. 52	-5022	896	-36	318.6
	$\sigma_{s,c}52$	-5022	896	-36	-256.5
	$\sigma_{cls,Max}52$	-5022	896	-36	-27.6
	$\sigma_{cls,Med}52$	-5022	896	-36	-13.2
19	Ft. 52	-4673	-358	1414	808
	$\sigma_{s,c}52$	-4673	-358	1414	-459.4
	$\sigma_{cls,Max}52$	-4673	-358	1414	-53.7
	$\sigma_{cls,Med}52$	-4673	-358	1414	-21.3

Pilastro: 19/34 / L 1.350[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 135.0$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
19	17	-1238	744	-514	1	1	0.13
34	31	-2899	-943	-2058	1	1	0.31

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	1.475	1	2558	11108	0.23	1	2813	11108	0.25	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
19	Ft. 43	-2549	-77	-116	1.4
	$\sigma_{s,c}43$	-2549	-77	-116	-67.6
	$\sigma_{cls,Max}43$	-2549	-77	-116	-5.8

	$\sigma_{cls,Med43}$	-2549	-77	-116	-2.4
34	Ft. 43	-2189	-212	-780	477.4
	$\sigma_{s,c43}$	-2189	-212	-780	-253.5
	$\sigma_{cls,Max43}$	-2189	-212	-780	-30.2
	$\sigma_{cls,Med43}$	-2189	-212	-780	-11.8
Combinazioni Frequenti					
19	Ft. 49	-2419	-25	-163	4.1
	$\sigma_{s,c49}$	-2419	-25	-163	-65.5
	$\sigma_{cls,Max49}$	-2419	-25	-163	-5.6
	$\sigma_{cls,Med49}$	-2419	-25	-163	-2.6
34	Ft. 49	-2059	-226	-679	421.4
	$\sigma_{s,c49}$	-2059	-226	-679	-235.3
	$\sigma_{cls,Max49}$	-2059	-226	-679	-27.6
	$\sigma_{cls,Med49}$	-2059	-226	-679	-10.4
Combinazioni Quasi Permanenti					
19	Ft. 52	-2151	-25	-71	-11.7
	$\sigma_{s,c52}$	-2151	-25	-71	-44.9
	$\sigma_{cls,Max52}$	-2151	-25	-71	-3.6
	$\sigma_{cls,Med52}$	-2151	-25	-71	-1.9
34	Ft. 52	-1791	-226	-571	365.8
	$\sigma_{s,c52}$	-1791	-226	-571	-209.8
	$\sigma_{cls,Max52}$	-1791	-226	-571	-24.5
	$\sigma_{cls,Med52}$	-1791	-226	-571	-8.9

Pilastro: 4/12 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16 A_f = 16.08 \text{ [cm}^2\text{]} < 1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H >$

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 57.5 / \varnothing 10/15.0 \times 230.0 / \varnothing 10/12.5 \times 57.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
4	29	-2372	-1766	2355	1	1	0.43
12	12	-12014	-1793	1056	1	1	0.26

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	2913	11108	0.26	1	2633	11108	0.24	$\varnothing 10/12.5$
0.7	3	1	2913	9257	0.31	1	2633	9257	0.28	$\varnothing 10/15.0$
3	3.575	1	2913	11108	0.26	1	2633	11108	0.24	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
4	Ft. 46	-7652	-441	-40	-15.3
	σ _{s,c} 46	-7652	-441	-40	-184.4
	σ _{cls,Max} 46	-7652	-441	-40	-15.4
	σ _{cls,Med} 46	-7652	-441	-40	-7.3
12	Ft. 44	-7164	-653	52	76.1
	σ _{s,c} 44	-7164	-653	52	-228.2
	σ _{cls,Max} 44	-7164	-653	52	-20.8
	σ _{cls,Med} 44	-7164	-653	52	-9.8
Combinazioni Frequenti					
4	Ft. 50	-7571	-335	-45	-34
	σ _{s,c} 50	-7571	-335	-45	-165
	σ _{cls,Max} 50	-7571	-335	-45	-13.4
	σ _{cls,Med} 49	-7860	-255	-50	-6.9
12	Ft. 51	-6815	-557	15	35.8
	σ _{s,c} 51	-6815	-557	15	-194.9
	σ _{cls,Max} 51	-6815	-557	15	-17.2
	σ _{cls,Med} 51	-6815	-557	15	-8.4
Combinazioni Quasi Permanenti					
4	Ft. 52	-7609	-253	-61	-46
	σ _{s,c} 52	-7609	-253	-61	-154
	σ _{cls,Max} 52	-7609	-253	-61	-12.2
	σ _{cls,Med} 52	-7609	-253	-61	-6.7
12	Ft. 52	-6777	-463	-21	3.5
	σ _{s,c} 52	-6777	-463	-21	-175.3
	σ _{cls,Max} 52	-6777	-463	-21	-14.9
	σ _{cls,Med} 52	-6777	-463	-21	-7.3

Pilastro: 12/36 / L 1.600[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 ø 16 Af=16.08 [cm²] < 1f16 x 4 V + 1f16 x 2 B + 1f16 x 2 H >

Staffe: ø 10/12.5 x 160.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α ₁₂	α ₁₃	Sd/Sr
12	9	-6870	1993	987	1	1	0.29
36	12	-7343	1145	926	1	1	0.19

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kg]	V_{rd12} [kg]	S/R_{12} [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kg]	V_{rd13} [kg]	S/R_{13} [kg]	Staffe
0.125	1.725	1	2816	11108	0.25	1	1952	11108	0.18	Ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
12	Ft. 46	-3924	1258	-225	699
	$\sigma_{s,c}46$	-3924	1258	-225	-376.5
	$\sigma_{cls,Max}46$	-3924	1258	-225	-44.7
	$\sigma_{cls,Med}46$	-3924	1258	-225	-18.7
36	Ft. 46	-3508	78	561	196.5
	$\sigma_{s,c}46$	-3508	78	561	-180.6
	$\sigma_{cls,Max}46$	-3508	78	561	-18.9
	$\sigma_{cls,Med}46$	-3508	78	561	-8.3
Combinazioni Frequenti					
12	Ft. 50	-3889	1119	-149	577.6
	$\sigma_{s,c}50$	-3889	1119	-149	-323.6
	$\sigma_{cls,Max}50$	-3889	1119	-149	-38
	$\sigma_{cls,Med}50$	-3889	1119	-149	-16.6
36	Ft. 50	-3473	120	475	157
	$\sigma_{s,c}49$	-3757	166	421	-173.6
	$\sigma_{cls,Max}50$	-3473	120	475	-17.5
	$\sigma_{cls,Med}50$	-3473	120	475	-7.2
Combinazioni Quasi Permanenti					
12	Ft. 52	-3925	1017	-60	473.6
	$\sigma_{s,c}52$	-3925	1017	-60	-274.8
	$\sigma_{cls,Max}52$	-3925	1017	-60	-31.9
	$\sigma_{cls,Med}52$	-3925	1017	-60	-15
36	Ft. 52	-3509	159	389	116.5
	$\sigma_{s,c}52$	-3509	159	389	-162.1
	$\sigma_{cls,Max}52$	-3509	159	389	-15.9
	$\sigma_{cls,Med}52$	-3509	159	389	-6.1

Pilastro: 36/20 / L 2.900[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4V + 1f16 \times 2B + 1f16 \times 2H$ >

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 48.3/\varnothing 10/15.0 \times 193.3/\varnothing 10/12.5 \times 48.3$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M_{12}	M_{13}	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
------	------	---	----------	----------	---------------	---------------	-------

36	11	-3925	1363	-2338	1	1	0.38
20	12	-3227	-1646	2299	1	1	0.4

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kg]	V_{rd12} [kg]	S/R_{12} [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kg]	V_{rd13} [kg]	S/R_{13} [kg]	Staffe
0.125	0.608	1	2679	11108	0.24	1	2346	11108	0.21	ø 10/12.5
0.608	2.542	1	2679	9257	0.29	1	2346	9257	0.25	ø 10/15.0
2.542	3.025	1	2679	11108	0.24	1	2346	11108	0.21	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
36	Ft. 44	-2561	515	-594	468
	$\sigma_{s,c44}$	-2561	515	-594	-304.8
	$\sigma_{cls,Max44}$	-2561	515	-594	-34.4
	$\sigma_{cls,Med44}$	-2561	515	-594	-11.5
20	Ft. 44	-1852	-275	619	415.1
	$\sigma_{s,c43}$	-2034	-291	620	-242.7
	$\sigma_{cls,Max43}$	-2034	-291	620	-28.1
	$\sigma_{cls,Med43}$	-2034	-291	620	-9.9
Combinazioni Frequenti					
36	Ft. 51	-2388	463	-463	372.7
	$\sigma_{s,c51}$	-2388	463	-463	-256.5
	$\sigma_{cls,Max51}$	-2388	463	-463	-28.6
	$\sigma_{cls,Med51}$	-2388	463	-463	-9.5
20	Ft. 51	-1679	-286	515	362.3
	$\sigma_{s,c49}$	-1915	-307	519	-223.8
	$\sigma_{cls,Max49}$	-1915	-307	519	-25.5
	$\sigma_{cls,Med49}$	-1915	-307	519	-8.7
Combinazioni Quasi Permanenti					
36	Ft. 52	-2396	430	-368	300.1
	$\sigma_{s,c52}$	-2396	430	-368	-223
	$\sigma_{cls,Max52}$	-2396	430	-368	-24.4
	$\sigma_{cls,Med52}$	-2396	430	-368	-8.1
20	Ft. 52	-1687	-303	473	341.8
	$\sigma_{s,c52}$	-1687	-303	473	-210.2
	$\sigma_{cls,Max52}$	-1687	-303	473	-24.1
	$\sigma_{cls,Med52}$	-1687	-303	473	-8.1

Pilastro: 5/13 / L 3.450[m] / Sezione 2 B 30 [cm]H 50 [cm]

Af: $8 \varnothing 20 A_f=25.13 \text{ [cm}^2\text{]} < 1f_{20} \times 4 V + 0f_{20} \times 2 B + 2f_{20} \times 2 H >$

Staffe: $\varnothing 10 2br.x4br./15.0 \times 57.5/\varnothing 10 2br.x4br./20.0 \times 230.0/\varnothing 10 2br.x4br./15.0 \times 57.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	a ₁₂	a ₁₃	Sd/Sr
5	35	-9266	16558	4458	1	1	0.96
13	35	-8156	-4318	-3497	1	1	0.36

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	cotg(θ) ₁₂	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	cotg(θ) ₁₃	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	7789	16633	0.47	1	4894	18513	0.26	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0
0.7	3	1	7789	12474	0.62	1	4894	13885	0.35	$\varnothing 10$ 2br.x4br./20.0
3	3.575	1	7789	16633	0.47	1	4894	18513	0.26	$\varnothing 10$ 2br.x4br./15.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
5	Ft. 46	-13973	-554	1292	117.4
	σ _{s,c} 46	-13973	-554	1292	-300.2
	σ _{cls,Max} 46	-13973	-554	1292	-27
	σ _{cls,Med} 46	-13973	-554	1292	-11.3
13	Ft. 46	-12863	838	-2277	516.6
	σ _{s,c} 46	-12863	838	-2277	-454
	σ _{cls,Max} 46	-12863	838	-2277	-46.9
	σ _{cls,Med} 46	-12863	838	-2277	-19.2
Combinazioni Frequenti					
5	Ft. 47	-13180	-589	1167	105.3
	σ _{s,c} 47	-13180	-589	1167	-282.8
	σ _{cls,Max} 47	-13180	-589	1167	-25.2
	σ _{cls,Med} 47	-13180	-589	1167	-10.3
13	Ft. 47	-12070	849	-2104	482.2
	σ _{s,c} 47	-12070	849	-2104	-429.8
	σ _{cls,Max} 47	-12070	849	-2104	-44.1
	σ _{cls,Med} 47	-12070	849	-2104	-17.8
Combinazioni Quasi Permanenti					
5	Ft. 52	-12866	-579	1107	95.3
	σ _{s,c} 52	-12866	-579	1107	-272
	σ _{cls,Max} 52	-12866	-579	1107	-24.1

	$\sigma_{cls,Med}52$	-12866	-579	1107	-9.9
13	Ft. 52	-11756	847	-1985	449.3
	$\sigma_{s,c}52$	-11756	847	-1985	-413.3
	$\sigma_{cls,Max}52$	-11756	847	-1985	-42.1
	$\sigma_{cls,Med}52$	-11756	847	-1985	-16.9

Pilastro: 13/21 / L 3.050[m] / Sezione 2 B 30 [cm]H 50 [cm]

Af: 8 \varnothing 20 Af=25.13 [cm²] < 1f20 x 4 V + 0f20 x 2 B + 2f20 x 2 H >

Staffe: \varnothing 10 2br.x4br./15.0 x 50.8/ \varnothing 10 2br.x4br./20.0 x 203.3/ \varnothing 10 2br.x4br./15.0 x 50.8

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
13	27	-3808	-1264	3484	1	1	0.3
21	35	-1062	-4659	-3103	1	1	0.38

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.633	1	3320	16633	0.2	1	2739	18513	0.15	\varnothing 10 2br.x4br./15.0
0.633	2.667	1	3320	12474	0.27	1	2739	13885	0.2	\varnothing 10 2br.x4br./20.0
2.667	3.175	1	3320	16633	0.2	1	2739	18513	0.15	\varnothing 10 2br.x4br./15.0

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
13	Ft. 44	-3420	-1049	2358	942
	$\sigma_{s,c}43$	-3914	-1051	2397	-430.9
	$\sigma_{cls,Max}43$	-3914	-1051	2397	-51.9
	$\sigma_{cls,Med}43$	-3914	-1051	2397	-19.8
21	Ft. 43	-2924	492	-1925	701.3
	$\sigma_{s,c}43$	-2924	492	-1925	-292.5
	$\sigma_{cls,Max}43$	-2924	492	-1925	-37.2
	$\sigma_{cls,Med}43$	-2924	492	-1925	-15.5
Combinazioni Frequenti					
13	Ft. 47	-3599	-1030	2158	855.3
	$\sigma_{s,c}49$	-3983	-1036	2134	-402.1
	$\sigma_{cls,Max}47$	-3599	-1030	2158	-47.8
	$\sigma_{cls,Med}47$	-3599	-1030	2158	-17.9

21	Ft. 49	-2993	472	-1752	628.9
	$\sigma_{s,c}49$	-2993	472	-1752	-272.9
	$\sigma_{cls,Max}49$	-2993	472	-1752	-34.2
	$\sigma_{cls,Med}49$	-2993	472	-1752	-14.2
Combinazioni Quasi Permanenti					
13	Ft. 52	-3593	-1028	2059	817.6
	$\sigma_{s,c}52$	-3593	-1028	2059	-390
	$\sigma_{cls,Max}52$	-3593	-1028	2059	-46.1
	$\sigma_{cls,Med}52$	-3593	-1028	2059	-17.2
21	Ft. 52	-2603	467	-1507	550.1
	$\sigma_{s,c}52$	-2603	467	-1507	-243.9
	$\sigma_{cls,Max}52$	-2603	467	-1507	-30.2
	$\sigma_{cls,Med}52$	-2603	467	-1507	-12.3

Pilastro: 6/14 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 \varnothing 20 Af=25.13 [cm²] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: \varnothing 10/12.5 x 57.5/ \varnothing 10/15.0 x 230.0/ \varnothing 10/12.5 x 57.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
6	14	-19357	-2208	-3355	1	1	0.41
14	14	-18525	1069	2316	1	1	0.25

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	cotg(θ) ₁₂	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	cotg(θ) ₁₃	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	3400	11108	0.31	1	4449	11108	0.4	\varnothing 10/12.5
0.7	3	1	3400	9257	0.37	1	4449	9257	0.48	\varnothing 10/15.0
3	3.575	1	3400	11108	0.31	1	4449	11108	0.4	\varnothing 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
6	Ft. 46	-20196	-438	179	-142.7
	$\sigma_{s,c}46$	-20196	-438	179	-331.7
	$\sigma_{cls,Max}46$	-20196	-438	179	-25.8
	$\sigma_{cls,Med}43$	-21025	-353	117	-16.5
14	Ft. 46	-19364	397	-158	-142.5
	$\sigma_{s,c}46$	-19364	397	-158	-312.4

	$\sigma_{cls,Max}$ 46	-19364	397	-158	-24.1
	$\sigma_{cls,Med}$ 43	-20192	293	-98	-15.8
Combinazioni Frequenti					
6	Ft. 50	-18709	-393	154	-135.9
	$\sigma_{s,c}$ 49	-19427	-368	138	-305.7
	$\sigma_{cls,Max}$ 50	-18709	-393	154	-23.5
	$\sigma_{cls,Med}$ 49	-19427	-368	138	-15.2
14	Ft. 50	-17877	352	-134	-135.6
	$\sigma_{s,c}$ 49	-18594	320	-118	-285.6
	$\sigma_{cls,Max}$ 50	-17877	352	-134	-21.8
	$\sigma_{cls,Med}$ 49	-18594	320	-118	-14.6
Combinazioni Quasi Permanenti					
6	Ft. 52	-18544	-366	132	-141.6
	$\sigma_{s,c}$ 52	-18544	-366	132	-294
	$\sigma_{cls,Max}$ 52	-18544	-366	132	-22.5
	$\sigma_{cls,Med}$ 52	-18544	-366	132	-14.5
14	Ft. 52	-17711	319	-112	-142.1
	$\sigma_{s,c}$ 52	-17711	319	-112	-274
	$\sigma_{cls,Max}$ 52	-17711	319	-112	-20.8
	$\sigma_{cls,Med}$ 52	-17711	319	-112	-13.9

Pilastro: 14/22 / L 3.050[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: 8 \varnothing 20 Af=25.13 [cm²] < 1f20 x 4 V + 1f20 x 2 B + 1f20 x 2 H >

Staffe: \varnothing 10/12.5 x 50.8/ \varnothing 10/15.0 x 203.3/ \varnothing 10/12.5 x 50.8

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
14	10	-5557	256	-2782	1	1	0.26
22	10	-4814	225	3340	1	1	0.31

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.633	1	1005	11108	0.09	1	4894	11108	0.44	\varnothing 10/12.5
0.633	2.667	1	1005	9257	0.11	1	4894	9257	0.53	\varnothing 10/15.0
2.667	3.175	1	1005	11108	0.09	1	4894	11108	0.44	\varnothing 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
------	--------------	-----------	--------------------------	--------------------------	-----------------------------------

Combinazioni Rare					
14	Ft. 44	-5952	-258	-145	-6.6
	$\sigma_{s,c}43$	-6772	-226	-151	-137.4
	$\sigma_{cls,Max}43$	-6772	-226	-151	-11.4
	$\sigma_{cls,Med}43$	-6772	-226	-151	-5.4
22	Ft. 44	-5209	260	49	-13.2
	$\sigma_{s,c}43$	-6030	244	54	-116.5
	$\sigma_{cls,Max}43$	-6030	244	54	-9.5
	$\sigma_{cls,Med}43$	-6030	244	54	-4.7
Combinazioni Frequenti					
14	Ft. 51	-5444	-220	-143	-7.2
	$\sigma_{s,c}49$	-6505	-180	-150	-127
	$\sigma_{cls,Max}49$	-6505	-180	-150	-10.4
	$\sigma_{cls,Med}49$	-6505	-180	-150	-5.1
22	Ft. 51	-4702	240	51	-10
	$\sigma_{s,c}49$	-5762	220	56	-109.9
	$\sigma_{cls,Max}49$	-5762	220	56	-9
	$\sigma_{cls,Med}49$	-5762	220	56	-4.5
Combinazioni Quasi Permanenti					
14	Ft. 52	-5609	-182	-152	-14.4
	$\sigma_{s,c}52$	-5609	-182	-152	-117.3
	$\sigma_{cls,Max}52$	-5609	-182	-152	-9.8
	$\sigma_{cls,Med}52$	-5609	-182	-152	-4.5
22	Ft. 52	-4866	220	58	-14.3
	$\sigma_{s,c}52$	-4866	220	58	-100
	$\sigma_{cls,Max}52$	-4866	220	58	-8.3
	$\sigma_{cls,Med}52$	-4866	220	58	-3.9

Pilastro: 7/15 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 57.5/\varnothing 10/15.0 \times 230.0/\varnothing 10/12.5 \times 57.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
7	25	-32165	-3624	3578	1	1	0.64
15	25	-31332	4509	-2829	1	1	0.66

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	3380	11108	0.3	1	4599	11108	0.41	$\varnothing 10/12.5$

0.7	3	1	3380	9257	0.37	1	4599	9257	0.5	ø 10/15.0
3	3.575	1	3380	11108	0.3	1	4599	11108	0.41	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm²]
Combinazioni Rare					
7	Ft. 46	-20306	-1336	-139	10.6
	σ _{s,c} 46	-20306	-1336	-139	-529.7
	σ _{cls,Max} 46	-20306	-1336	-139	-45.2
	σ _{cls,Med} 46	-20306	-1336	-139	-21.2
15	Ft. 46	-19474	1791	487	310.4
	σ _{s,c} 46	-19474	1791	487	-706.2
	σ _{cls,Max} 46	-19474	1791	487	-65.6
	σ _{cls,Med} 46	-19474	1791	487	-27.3
Combinazioni Frequenti					
7	Ft. 50	-19062	-1217	-104	-6.5
	σ _{s,c} 47	-19239	-1185	-141	-486.8
	σ _{cls,Max} 47	-19239	-1185	-141	-41.1
	σ _{cls,Med} 50	-19062	-1217	-104	-19.5
15	Ft. 50	-18229	1642	389	253.9
	σ _{s,c} 47	-18406	1613	442	-643.5
	σ _{cls,Max} 47	-18406	1613	442	-59.2
	σ _{cls,Med} 50	-18229	1642	389	-25
Combinazioni Quasi Permanenti					
7	Ft. 52	-18765	-1156	-117	-14.9
	σ _{s,c} 52	-18765	-1156	-117	-470.8
	σ _{cls,Max} 52	-18765	-1156	-117	-39.7
	σ _{cls,Med} 52	-18765	-1156	-117	-18.7
15	Ft. 52	-17932	1574	392	232.2
	σ _{s,c} 52	-17932	1574	392	-618.1
	σ _{cls,Max} 52	-17932	1574	392	-56.7
	σ _{cls,Med} 52	-17932	1574	392	-24

Pilastro: 15/23 / L 3.050[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \text{ } \varnothing 16 \text{ Af}=16.08 \text{ [cm}^2\text{]} < 1\text{f}16 \times 4 \text{ V} + 1\text{f}16 \times 2 \text{ B} + 1\text{f}16 \times 2 \text{ H} >$

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 50.8/\varnothing 10/15.0 \times 203.3/\varnothing 10/12.5 \times 50.8$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α ₁₂	α ₁₃	Sd/Sr
15	29	-6959	-4668	1270	1	1	0.66

23	10	-4378	-294	3298	1	1	0.44
----	----	-------	------	------	---	---	------

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V_{d12} [kg]	V_{rd12} [kg]	S/R_{12} [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V_{d13} [kg]	V_{rd13} [kg]	S/R_{13} [kg]	Staffe
0.125	0.633	1	2250	11108	0.2	1	2672	11108	0.24	ø 10/12.5
0.633	2.667	1	2250	9257	0.24	1	2672	9257	0.29	ø 10/15.0
2.667	3.175	1	2250	11108	0.2	1	2672	11108	0.24	ø 10/12.5

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M_{12} [kgm]	M_{13} [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
15	Ft. 44	-5564	-1516	-1202	1200.6
	$\sigma_{s,c43}$	-6257	-1423	-1272	-741.3
	$\sigma_{cls,Max44}$	-5564	-1516	-1202	-84.7
	$\sigma_{cls,Med44}$	-5564	-1516	-1202	-28.2
23	Ft. 44	-4822	886	1235	910.5
	$\sigma_{s,c43}$	-5515	805	1363	-591
	$\sigma_{cls,Max43}$	-5515	805	1363	-66.7
	$\sigma_{cls,Med43}$	-5515	805	1363	-22.8
Combinazioni Frequenti					
15	Ft. 51	-5292	-1359	-1064	1048.4
	$\sigma_{s,c47}$	-5530	-1289	-1153	-670.8
	$\sigma_{cls,Max47}$	-5530	-1289	-1153	-75.8
	$\sigma_{cls,Med47}$	-5530	-1289	-1153	-25.3
23	Ft. 49	-5441	666	1256	777.7
	$\sigma_{s,c49}$	-5441	666	1256	-525.3
	$\sigma_{cls,Max49}$	-5441	666	1256	-58.8
	$\sigma_{cls,Med49}$	-5441	666	1256	-20.5
Combinazioni Quasi Permanenti					
15	Ft. 52	-5528	-1256	-1093	984.3
	$\sigma_{s,c52}$	-5528	-1256	-1093	-646.6
	$\sigma_{cls,Max52}$	-5528	-1256	-1093	-72.8
	$\sigma_{cls,Med52}$	-5528	-1256	-1093	-24.3
23	Ft. 52	-4786	675	1105	725.2
	$\sigma_{s,c52}$	-4786	675	1105	-487.9
	$\sigma_{cls,Max52}$	-4786	675	1105	-54.6
	$\sigma_{cls,Med52}$	-4786	675	1105	-18.6

$$A_f: 8 \varnothing 16 A_f=16.08 \text{ [cm}^2\text{]} < 1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H >$$

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 145.0$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
23	39	-1845	1223	-954	1	1	0.22
35	25	-3216	1367	-2178	1	1	0.36

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	1.575	1	4171	11108	0.38	1	3665	11108	0.33	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
23	Ft. 44	-2397	293	-398	241.7
	$\sigma_{s,c}44$	-2397	293	-398	-194.2
	$\sigma_{cls,Max}44$	-2397	293	-398	-20.9
	$\sigma_{cls,Med}43$	-2600	241	-452	-7.3
35	Ft. 43	-2217	205	-630	369.4
	$\sigma_{s,c}43$	-2217	205	-630	-220.4
	$\sigma_{cls,Max}43$	-2217	205	-630	-25.4
	$\sigma_{cls,Med}43$	-2217	205	-630	-9.6
Combinazioni Frequenti					
23	Ft. 49	-2458	149	-398	174.8
	$\sigma_{s,c}49$	-2458	149	-398	-154.5
	$\sigma_{cls,Max}49$	-2458	149	-398	-16.3
	$\sigma_{cls,Med}49$	-2458	149	-398	-6.2
35	Ft. 49	-2075	221	-593	360
	$\sigma_{s,c}49$	-2075	221	-593	-216
	$\sigma_{cls,Max}49$	-2075	221	-593	-24.9
	$\sigma_{cls,Med}49$	-2075	221	-593	-9.2
Combinazioni Quasi Permanenti					
23	Ft. 52	-2188	155	-309	134.7
	$\sigma_{s,c}52$	-2188	155	-309	-132.5
	$\sigma_{cls,Max}52$	-2188	155	-309	-13.7
	$\sigma_{cls,Med}52$	-2188	155	-309	-4.9
35	Ft. 52	-1806	221	-480	300.7
	$\sigma_{s,c}52$	-1806	221	-480	-188.6
	$\sigma_{cls,Max}52$	-1806	221	-480	-21.5

	$\sigma_{cls,Med}52$	-1806	221	-480	-7.6
--	----------------------	-------	-----	------	------

Pilastro: 8/16 / L 3.450[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16 A_f=16.08 [cm^2] < 1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H >$

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 57.5/\varnothing 10/15.0 \times 230.0/\varnothing 10/12.5 \times 57.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
8	18	-18626	-4979	-1485	1	1	0.63
16	17	-18090	5754	1251	1	1	0.72

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.7	1	3148	11108	0.28	1	3346	11108	0.3	$\varnothing 10/12.5$
0.7	3	1	3148	9257	0.34	1	3346	9257	0.36	$\varnothing 10/15.0$
3	3.575	1	3148	11108	0.28	1	3346	11108	0.3	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
8	Ft. 46	-10751	-1728	56	550.8
	$\sigma_{s,c}46$	-10751	-1728	56	-502.9
	$\sigma_{cls,Max}46$	-10751	-1728	56	-52.7
	$\sigma_{cls,Med}46$	-10751	-1728	56	-25.5
16	Ft. 46	-9919	2333	91	1015.2
	$\sigma_{s,c}46$	-9919	2333	91	-627.7
	$\sigma_{cls,Max}46$	-9919	2333	91	-71.8
	$\sigma_{cls,Med}46$	-9919	2333	91	-34.4
Combinazioni Frequenti					
8	Ft. 50	-10615	-1592	34	464.4
	$\sigma_{s,c}50$	-10615	-1592	34	-466.4
	$\sigma_{cls,Max}50$	-10615	-1592	34	-48
	$\sigma_{cls,Med}50$	-10615	-1592	34	-23.5
16	Ft. 50	-9783	2178	109	924.3
	$\sigma_{s,c}50$	-9783	2178	109	-600.4
	$\sigma_{cls,Max}50$	-9783	2178	109	-67.8
	$\sigma_{cls,Med}50$	-9783	2178	109	-32.2
Combinazioni Quasi Permanenti					

8	Ft. 52	-10666	-1528	22	417.2
	$\sigma_{s,c}52$	-10666	-1528	22	-449.7
	$\sigma_{cls,Max}52$	-10666	-1528	22	-45.8
	$\sigma_{cls,Med}52$	-10666	-1528	22	-22.6
16	Ft. 52	-9834	2121	110	882.5
	$\sigma_{s,c}52$	-9834	2121	110	-589.7
	$\sigma_{cls,Max}52$	-9834	2121	110	-66.1
	$\sigma_{cls,Med}52$	-9834	2121	110	-31.3

Pilastro: 16/24 / L 4.750[m] / Sezione 1 B 30 [cm]H 30 [cm]

Af: $8 \varnothing 16$ Af=16.08 [cm²] < $1f16 \times 4 V + 1f16 \times 2 B + 1f16 \times 2 H$ >

Staffe: $\varnothing 10/12.5 \times 79.2/\varnothing 10/15.0 \times 316.7/\varnothing 10/12.5 \times 79.2$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.U.

Nodo	Comb	N	M ₁₂	M ₁₃	α_{12}	α_{13}	Sd/Sr
16	18	-3698	-2991	-1028	1	1	0.44
24	25	-1244	1757	-941	1	1	0.29

Verifiche a Taglio

Da [m]	A [m]	$\cotg(\theta)_{12}$	V _{d12} [kg]	V _{Rd12} [kg]	S/R ₁₂ [kg]	$\cotg(\theta)_{13}$	V _{d13} [kg]	V _{Rd13} [kg]	S/R ₁₃ [kg]	Staffe
0.125	0.917	1	1437	11108	0.13	1	1569	11108	0.14	$\varnothing 10/12.5$
0.917	4.083	1	1437	9257	0.16	1	1569	9257	0.17	$\varnothing 10/15.0$
4.083	4.875	1	1437	11108	0.13	1	1569	11108	0.14	$\varnothing 10/12.5$

Verifiche a Presso-Flessione S.L.E.

Nodo	Combinazione	N [kg]	M ₁₂ [kgm]	M ₁₃ [kgm]	σ [kg/cm ²]
Combinazioni Rare					
16	Ft. 44	-3110	-1206	-315	751.1
	$\sigma_{s,c}43$	-3275	-1160	-343	-386
	$\sigma_{cls,Max}44$	-3110	-1206	-315	-46.3
	$\sigma_{cls,Med}44$	-3110	-1206	-315	-18.1
24	Ft. 44	-1985	645	416	489.2
	$\sigma_{s,c}43$	-2150	611	463	-291.7
	$\sigma_{cls,Max}43$	-2150	611	463	-33.5
	$\sigma_{cls,Med}43$	-2150	611	463	-11.2
Combinazioni Frequenti					
16	Ft. 51	-2918	-1106	-318	696.2
	$\sigma_{s,c}49$	-3134	-1048	-354	-364.6

	$\sigma_{cls,Max51}$	-2918	-1106	-318	-43.5
	$\sigma_{cls,Med51}$	-2918	-1106	-318	-16.7
24	Ft. 51	-1793	590	382	449.5
	$\sigma_{s,c49}$	-2009	548	442	-269.5
	$\sigma_{cls,Max49}$	-2009	548	442	-30.9
	$\sigma_{cls,Med49}$	-2009	548	442	-10.3
Combinazioni Quasi Permanenti					
16	Ft. 52	-2909	-1048	-337	664.1
	$\sigma_{s,c52}$	-2909	-1048	-337	-356.7
	$\sigma_{cls,Max52}$	-2909	-1048	-337	-42.4
	$\sigma_{cls,Med52}$	-2909	-1048	-337	-16
24	Ft. 52	-1784	549	394	429.4
	$\sigma_{s,c52}$	-1784	549	394	-254.5
	$\sigma_{cls,Max52}$	-1784	549	394	-29.4
	$\sigma_{cls,Med52}$	-1784	549	394	-9.8

2.12.2. Travi in c.a.

Nelle tabelle che seguono sono riportate le verifiche nei confronti delle azioni flessionali sia agli stati limite ultimi che agli stati limite di esercizio.

Travata: Travata 0 Nodi 37 39 36

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ_{be} [kg/cm ²]	σ_{bi} [kg/cm ²]	σ_{fe} [kg/cm ²]	σ_{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 4 Rett. 20x30 [cm] Trave 20x30																
37	0.12 5	4.62	4.62			1129	3957	0.23	-1638	-3957	0.23					
					SLE Rare	0			-296			11.6	0	74.3	302.2	
					SLE Freq.	0			-265			10.4	0	66.3	269.7	0.019 2
					SLE Q.P.	0			-306			12	0	76.7	312	0.022 2
Camp	0.8	4.62	4.62	195	27	978	3957	0.23	-1582	-3957	0.23					
					SLE Rare	0			-350			13.7	0	87.8	357.1	
					SLE Freq.	0			-317			12.4	0	79.4	323	0.023
					SLE Q.P.	0			-306			12	0	76.7	312	0.022 2
39	1.47 5	4.62	4.62			857	3957	0.23	-1452	-3957	0.23					
					SLE Rare	0			-337			13.2	0	84.5	343.7	
					SLE Freq.	0			-301			11.8	0	75.4	306.6	0.021 8
					SLE Q.P.	0			-289			11.3	0	72.5	295	0.021
Trave Sez. 4 Rett. 20x30 [cm] Trave 20x30																
39	0	4.62	4.62			348	3957	0.23	-1756	-3957	0.23					
					SLE Rare	0			-872			34.2	0	218.5	888.9	
					SLE Freq.	0			-761			29.8	0	190.5	775.2	0.055 1
					SLE Q.P.	0			-704			27.6	0	176.4	717.9	0.051
Camp	0.67 5	4.62	4.62	195	27	1073	3957	0.23	-1004	-3957	0.23					
					SLE Rare	0			-139			5.4	0	34.7	141.2	
					SLE Freq.	0			-110			4.3	0	27.5	111.9	0.008
					SLE Q.P.	0			-84			3.3	0	21.1	86	0.006 1

36	1.35	4.62	4.62			3079	3957	0.23	-1871	-3957	0.23				
				SLE Rare		672			0			0	26.3	685.4	168.4
				SLE Freq.		622			0			0	24.3	633.8	155.8
				SLE Q.P.		604			0			0	23.7	615.6	151.3

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) []	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
Trave 37 39 Sez. 4 Rett. 20x30 [cm] Trave 20x30											
0.125	0.42 5	0.3	1	975	3396	1828 2	2832 3	370	1475	3196	ø 10 2br. 5.0'
0.425	1.17 5	0.75	1	930	3396	1828 2	1888 2	370	1475	2754	ø 10 2br. 7.5'
1.175	1.47 5	0.3	1	817	3396	1828 2	2832 3	370	1475	3196	ø 10 2br. 5.0'
Trave 39 36 Sez. 4 Rett. 20x30 [cm] Trave 20x30											
0	0.3	0.3	1	6383	3396	1828 2	2832 3	413	1475	3196	ø 10 2br. 5.0'
0.3	1.05	0.75	1	6495	3396	1828 2	1888 2	413	1475	2754	ø 10 2br. 7.5'
1.05	1.35	0.3	1	6540	3396	1828 2	2832 3	413	1475	3196	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 10 Nodi 10 14

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{fi} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave Sez. 1 Rett. 39x18 [cm] Trave 39x18																
10	0.12 5	4.62	4.62			1266	2128	0.36	-1014	-2128	0.36					
				SLE Rare		130			0			0	11.6	253.5	0.1	
				SLE Freq.		129			0			0	11.5	252.6	0.1	0
				SLE Q.P.		124			0			0	11	242.2	0.1	0
Camp.	2.15	4.62	4.62	228	264	0	2128	0.36	-264	-2128	0.36					
				SLE Rare		0			-203			18.1	0	0.1	396.8	
				SLE Freq.		0			-203			18.1	0	0.1	396.8	0.029 8
				SLE Q.P.		0			-203			18.1	0	0.1	396.8	0.029 8
14	4.17 5	4.62	4.62			1433	2128	0.36	-847	-2128	0.36					
				SLE Rare		304			0			0	27.1	595.4	0.2	
				SLE Freq.		295			0			0	26.3	577.1	0.2	0
				SLE Q.P.		290			0			0	25.9	567.5	0.2	0

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) []	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
Trave 10 14 Sez. 1 Rett. 39x18 [cm] Trave 39x18											
0.125	0.37 5	0.25	1	1511	3691	1893 9	3009 3	114	1753	3146	ø 10 4br. 5.0'
0.375	3.92 5	3.55	1	1467	3691	1893 9	7523	114	1753	2391	ø 10 2br. 10.0'
3.925	4.17 5	0.25	1	1511	3691	1893 9	3009 3	114	1753	3146	ø 10 4br.

											5.0'
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	------

Travata: Travata 11 Nodi 11 40 15
N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:
Travata 11 Nodi 12 41 16

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
11	0.12 5	4.62	4.62			3041	4144	0.2	-919	-4144	0.2					
				SLE Rare		1269			0			0	40.4	1265.9	213.3	
				SLE Freq.		1160			0			0	36.9	1157.2	194.9	0.016 2
				SLE Q.P.		1124			0			0	35.8	1121.8	189	0.015 7
Camp.	1.58 8	4.62	4.62	1593	926	513	4144	0.2	-3352	-4144	0.2					
				SLE Rare		0			-1578			50.2	0	265.3	1574.8	
				SLE Freq.		0			-1530			48.7	0	257.3	1527	0.126 5
				SLE Q.P.		0			-1510			48.1	0	253.9	1506.9	0.124 9
40	3.05	4.62	6.63			2575	4147	0.2	-5316	-5699	0.23					
				SLE Rare		0			-1679			46.8	0	305.6	1190.5	
				SLE Freq.		0			-1584			44.2	0	288.3	1123.1	0.084 4
				SLE Q.P.		0			-1529			42.6	0	278.2	1084	0.079 6
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
40	0	4.62	6.63			1595	4147	0.2	-1223	-5699	0.23					
				SLE Rare		241			0			0	7.4	241.8	37.4	
				SLE Freq.		211			0			0	6.5	211.8	32.7	0.003 2
				SLE Q.P.		186			0			0	5.7	186.2	28.8	0.002 8
Camp.	0.56 3	4.62	5.39	1593	156	2005	4145	0.2	-1095	-4745	0.21					
				SLE Rare		531			-117			3.5	16.7	531.1	101	
				SLE Freq.		488			-117			3.5	15.3	487.2	101	0.007 9
				SLE Q.P.		461			-117			3.5	14.5	461.2	101	0.007 9
15	1.12 5	4.62	4.62			2940	4144	0.2	-1319	-4144	0.2					
				SLE Rare		893			0			0	28.4	890.7	150	
				SLE Freq.		862			0			0	27.4	860.4	144.9	0.012
				SLE Q.P.		846			0			0	26.9	844.7	142.3	0.011 8

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) (°)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 11 40 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.42 5	0.3	1	5137	4450	2742 3	2832 3	657	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'
0.425	2.75	2.32 5	1	4829	4450	2742 3	1416 2	657	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
2.75	3.05	0.3	1	4681	5020	2742 3	2832 3	657	2779	4951	ø 10 2br. 5.0'
Trave 40 15 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0	0.3	0.3	1	7130	4954	2742 3	2832 3	850	2779	4838	ø 10 2br. 5.0'
0.3	0.82	0.52	1	7248	4450	2742	1416	850	2779	3112	ø 10

	5	5				3	2				2br. 10.0'
0.825	1.12 5	0.3	1	7316	4450	2742 3	2832 3	850	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 5 Nodi 9 10 11

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _t [kg/m]	M _{fi} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
9	0.12 5	6.03	6.03			3753	5573	0.21	0	-5267	0.18					
					SLE Rare	2564			0			0	65.5	1872.3	404.7	
					SLE Freq.	2418			0			0	61.8	1766.3	381.8	0.033 5
					SLE Q.P.	2292			0			0	58.5	1673.8	361.7	0.031 7
Camp	2.49	6.03	8.04	3558	5515	0	5572	0.21	-6590	-6906	0.21					
					SLE Rare	0			-4700			112.5	0	1007.5	2734	
					SLE Freq.	0			-4461			106.8	0	956.2	2594.8	0.265 4
					SLE Q.P.	0			-4221			101	0	904.7	2455.2	0.248 8
10	4.85 5	6.03	6.03			4200	5573	0.21	0	-5267	0.18					
					SLE Rare	2991			0			0	76.4	2184.5	472.1	
					SLE Freq.	2835			0			0	72.4	2070.7	447.5	0.039 2
					SLE Q.P.	2683			0			0	68.5	1959.7	423.5	0.037 1
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
10	0.12 5	6.03	6.03			4146	5573	0.21	0	-5267	0.18					
					SLE Rare	2950			0			0	75.3	2154.2	465.6	
					SLE Freq.	2782			0			0	71.1	2032	439.2	0.038 5
					SLE Q.P.	2632			0			0	67.2	1922.4	415.5	0.036 4
Camp	2.49	6.03	8.04	3558	5515	0	5443	0.21	-6661	-6860	0.23					
					SLE Rare	0			-4751			116.5	0	478.6	2781.8	
					SLE Freq.	0			-4497			110.3	0	453.1	2633.4	0.269 8
					SLE Q.P.	0			-4256			104.3	0	428.8	2492.1	0.253
11	4.85 5	6.03	6.03			3599	5337	0.22	0	-5226	0.21					
					SLE Rare	2563			0			0	70	1953	418.6	
					SLE Freq.	2390			0			0	65.3	1821.4	390.4	0.032 4
					SLE Q.P.	2265			0			0	61.9	1725.7	369.9	0.030 7

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) (°)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
Trave 9 10 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.42 5	0.3	1	8315	4864	2742 3	2832 3	283	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'
0.425	4.55 5	4.13	1	7480	4864	2742 3	1416 2	283	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
4.555	4.85 5	0.3	1	8547	4864	2742 3	2832 3	283	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'
Trave 10 11 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											

0.125	0.42 5	0.3	1	8559	4864	2742 3	2832 3	442	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'
0.425	4.55 5	4.13	1	7491	4864	2742 3	1416 2	442	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
4.555	4.85 5	0.3	1	8310	4864	2742 3	2832 3	442	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 6 Nodi 13 14 15 38 16

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
13	0.12 5	6.03	6.03			4154	5455	0.22	-103	-5242	0.2					
					SLE Rare	2645			0			0	69.8	1972.8	424.7	
					SLE Freq.	2497			0			0	65.9	1862.2	400.9	0.034 5
					SLE Q.P.	2368			0			0	62.5	1766.3	380.2	0.032 7
Camp.	2.49	6.03	8.04	3558	5515	0	5454	0.21	-6588	-6846	0.23					
					SLE Rare	0			-4699			115	0	945.8	2751.2	
					SLE Freq.	0			-4459			109.1	0	897.6	2611	0.267 2
					SLE Q.P.	0			-4220			103.3	0	849.3	2470.5	0.250 5
14	4.85 5	6.03	6.03			4241	5455	0.22	0	-5242	0.2					
					SLE Rare	2911			0			0	76.9	2171.5	467.5	
					SLE Freq.	2760			0			0	72.9	2058.7	443.2	0.038 1
					SLE Q.P.	2610			0			0	68.9	1946.6	419.1	0.036
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
14	0.12 5	6.03	6.03			4131	5455	0.22	0	-5242	0.2					
					SLE Rare	2940			0			0	77.6	2193	472.1	
					SLE Freq.	2781			0			0	73.4	2074.5	446.6	0.038 4
					SLE Q.P.	2632			0			0	69.5	1962.9	422.6	0.036 3
Camp.	2.49	6.03	8.04	3558	5515	0	5382	0.21	-6516	-6818	0.23					
					SLE Rare	0			-4645			115.2	0	531.6	2729.1	
					SLE Freq.	0			-4402			109.2	0	503.8	2586.5	0.264 2
					SLE Q.P.	0			-4164			103.2	0	476.5	2446.4	0.247 5
15	4.85 5	6.03	6.03			3893	5337	0.22	0	-5226	0.21					
					SLE Rare	2760			0			0	75.4	2102.8	450.7	
					SLE Freq.	2603			0			0	71.1	1983.5	425.1	0.035 3
					SLE Q.P.	2470			0			0	67.5	1882.5	403.5	0.033 5
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
15	0.12 5	6.03	6.03			1587	5337	0.22	-1127	-5226	0.21					
					SLE Rare	374			0			0	10.2	285.3	61.1	
					SLE Freq.	317			0			0	8.7	241.6	51.8	0.004 3
					SLE Q.P.	296			0			0	8.1	225.5	48.3	0.004
Camp.	0.8	6.03	6.03	1593	217	1758	5337	0.22	-1533	-5226	0.21					
					SLE Rare	180			-164			4.5	4.9	137.2	127.3	
					SLE Freq.	117			-164			4.5	3.2	89.1	127.3	0.010 1
					SLE Q.P.	90			-164			4.5	2.5	68.5	127.3	0.010 1

38	1.47 5	6.03	6.03			2336	5337	0.22	-1501	-5226	0.21					
SLE Rare						544			0			0	14.9	414.3	88.8	
SLE Freq.						475			0			0	13	361.8	77.5	0.006 4
SLE Q.P.						442			0			0	12.1	336.8	72.2	0.006
<i>Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30</i>																
38	0	6.03	6.03			2264	5337	0.22	-2667	-5226	0.21					
SLE Rare						0			-243			6.7	0	44.6	188.3	
SLE Freq.						0			-215			5.9	0	39.4	166.7	0.013 2
SLE Q.P.						0			-196			5.4	0	35.9	151.7	0.012
Camp	0.67 5	6.03	6.03	1593	217	1704	5337	0.22	-2564	-5226	0.21					
SLE Rare						0			-475			13.1	0	87.2	368.6	
SLE Freq.						0			-450			12.4	0	82.5	348.8	0.027 6
SLE Q.P.						0			-432			11.9	0	79.2	334.7	0.026 5
16	1.35	6.03	6.03			1556	5337	0.22	-1946	-5226	0.21					
SLE Rare						0			-149			4.1	0	27.4	115.9	
SLE Freq.						0			-126			3.5	0	23.2	98	0.007 7
SLE Q.P.						0			-109			3	0	20.1	84.9	0.006 7

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) (°)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
<i>Trave 13 14 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30</i>											
0.125	0.42 5	0.3	1	8360	4864	2742 3	2832 3	298	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
0.425	4.55 5	4.13	1	7434	4864	2742 3	1416 2	298	2779	3112	∅ 10 2br. 10.0'
4.555	4.85 5	0.3	1	8501	4864	2742 3	2832 3	298	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
<i>Trave 14 15 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30</i>											
0.125	0.42 5	0.3	1	8484	4864	2742 3	2832 3	599	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
0.425	4.55 5	4.13	1	7417	4864	2742 3	1416 2	599	2779	3112	∅ 10 2br. 10.0'
4.555	4.85 5	0.3	1	8371	4864	2742 3	2832 3	599	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
<i>Trave 15 38 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30</i>											
0.125	0.42 5	0.3	1	4238	4864	2742 3	2832 3	965	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
0.425	1.17 5	0.75	1	4192	4864	2742 3	1416 2	965	2779	3112	∅ 10 2br. 10.0'
1.175	1.47 5	0.3	1	4559	4864	2742 3	2832 3	965	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
<i>Trave 38 16 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30</i>											
0	0.3	0.3	1	4472	4864	2742 3	2832 3	1552	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'
0.3	1.05	0.75	1	4691	4864	2742 3	1416 2	1552	2779	3112	∅ 10 2br. 10.0'
1.05	1.35	0.3	1	5059	4864	2742 3	2832 3	1552	2779	5311	∅ 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 9 Nodi 9 13

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
9	0.12 5	9.17	6.03			7508	7882	0.25	-4690	-5387	0.2					
						SLE Rare	1422		0			0	32.7	738.7	260.6	
						SLE Freq.	1418		0			0	32.6	736.7	259.9	0.016 2
						SLE Q.P.	1408		0			0	32.3	731	257.9	0.016 1
Camp	2.15	6.03	6.03	1593	1840	0	5462	0.2	-1840	-5360	0.19					
						SLE Rare	0		-1416			37	0	277.5	1068.8	
						SLE Freq.	0		-1416			37	0	277.5	1068.8	0.079 3
						SLE Q.P.	0		-1416			37	0	277.5	1068.8	0.079 3
13	4.17 5	9.17	6.03			7699	7882	0.25	-4556	-5387	0.2					
						SLE Rare	1601		0			0	36.8	831.4	293.3	
						SLE Freq.	1581		0			0	36.3	821.2	289.7	0.018 1
						SLE Q.P.	1570		0			0	36.1	815.5	287.7	0.018

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) (°)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
Trave 9 13 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.42 5	0.3	1	6084	4864	2742 3	2832 3	271	2779	6223	ø 10 2br. 5.0'
0.425	3.87 5	3.45	1	5717	4864	2742 3	1416 2	271	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
3.875	4.17 5	0.3	1	6084	4864	2742 3	2832 3	271	2779	6223	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 1 Nodi 22 18

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 2 Rett. 38x16 [cm] Trave 38x16																
22	0.12 3	4.62	4.62			845	1750	0.43	-415	-1750	0.43					
						SLE Rare	239		0			0	29.5	549	35.1	
						SLE Freq.	226		0			0	27.9	519.1	33.2	0.002 4
						SLE Q.P.	215		0			0	26.5	492.9	31.5	0.002 2
Camp	2.14 9	4.62	4.62	198	228	121	1750	0.43	-367	-1750	0.43					
						SLE Rare	0		-176			21.7	0	25.8	403.7	
						SLE Freq.	0		-176			21.7	0	25.8	403.7	0.028 8
						SLE Q.P.	0		-176			21.7	0	25.8	403.7	0.028 8
18	4.17 4	4.62	4.62			786	1750	0.43	-461	-1750	0.43					
						SLE Rare	181		0			0	22.4	416.6	26.6	
						SLE Freq.	172		0			0	21.2	395.5	25.3	0.001 8
						SLE Q.P.	161		0			0	19.9	370.9	23.7	0.001 7

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 22 18 Sez. 2 Rett. 38x16 [cm] Trave 38x16											
0.123	0.37 ₃	0.25	1	1259	3263	1574 ₀	2566 ₈	29	1405	2754	ø 10 4br. 5.0'
0.373	3.92 ₄	3.55 ₁	1	1221	3263	1574 ₀	8556	29	1405	2623	ø 10 2br. 7.5'
3.924	4.17 ₄	0.25	1	1258	3263	1574 ₀	2566 ₈	29	1405	2754	ø 10 4br. 5.0'

Travata: Travata 2 Nodi 17 21

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{fi} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
17	0.12 ₈	6.03	6.03			4724	5344	0.21	-4298	-5344	0.21					
				SLE Rare		233			0			0	6.2	177.1	42	
				SLE Freq.		226			0			0	6	171.5	40.7	0.003
				SLE Q.P.		213			0			0	5.7	161.5	38.3	0.002 ₈
Camp.	2.15 ₄	6.03	6.03	292	338	166	5344	0.21	-480	-5344	0.21					
				SLE Rare		0			-260			6.9	0	46.8	197.3	
				SLE Freq.		0			-260			6.9	0	46.8	197.3	0.014 ₆
				SLE Q.P.		0			-260			6.9	0	46.8	197.3	0.014 ₆
21	4.18	6.03	6.03			4992	5344	0.21	-4226	-5344	0.21					
				SLE Rare		419			0			0	11.2	317.6	75.3	
				SLE Freq.		396			0			0	10.6	300.5	71.3	0.005 ₃
				SLE Q.P.		383			0			0	10.2	290.4	68.9	0.005 ₁

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 17 21 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.128	0.42 ₈	0.3	1	3357	4864	2742 ₃	2832 ₃	168	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'
0.428	3.88	3.45 ₁	1	3291	4864	2742 ₃	1416 ₂	168	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
3.88	4.18	0.3	1	3358	4864	2742 ₃	2832 ₃	168	2779	5311	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 4 Nodi 23 19

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{fi} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
23	0.12 ₈	4.62	4.62			3090	4220	0.19	-2219	-4220	0.19					
				SLE Rare		508			0			0	15.3	495.1	95.3	
				SLE Freq.		468			0			0	14.1	455.8	87.8	0.006 ₈
				SLE Q.P.		435			0			0	13.1	423.9	81.6	0.006

																4
Camp	2.15 ₁	4.62	4.62	292	338	798	4220	0.19	-1051	-4220	0.19					
				SLE Rare		0			-260			7.8	0	48.8	253.3	
				SLE Freq.		0			-260			7.8	0	48.8	253.3	0.019 ₈
				SLE Q.P.		0			-260			7.8	0	48.8	253.3	0.019 ₈
19	4.17 ₃	4.62	4.62			3269	4220	0.19	-2790	-4220	0.19					
				SLE Rare		259			0			0	7.8	252.3	48.6	
				SLE Freq.		250			0			0	7.5	243.7	46.9	0.003 ₇
				SLE Q.P.		240			0			0	7.2	233.3	44.9	0.003 ₅

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staff e
Trave 23 19 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.128	0.42 ₈	0.3	1	2750	4450	2742 ₃	2832 ₃	138	2779	4066	Ø 10 2br. 5.0'
0.428	3.87 ₃	3.44 ₄	1	2683	4450	2742 ₃	1416 ₂	138	2779	3112	Ø 10 2br. 10.0'
3.873	4.17 ₃	0.3	1	2750	4450	2742 ₃	2832 ₃	138	2779	4066	Ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 8 Nodi 21 22 23
N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:
Travata 8 Nodi 17 18 19

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _T [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
21	0.12 5	4.62	4.62			3225	4220	0.19	-972	-4220	0.19					
				SLE Rare		1529			0			0	46.1	1488.7	286.6	
				SLE Freq.		1394			0			0	42.1	1357.8	261.4	0.020 4
				SLE Q.P.		1196			0			0	36.1	1164.5	224.2	0.017 5
Camp	2.49	4.62	4.62	2389	3704	0	4220	0.19	-3704	-4220	0.19					
				SLE Rare		0			-1749			52.8	0	327.9	1703.1	
				SLE Freq.		0			-1609			48.5	0	301.7	1566.8	0.124 1
				SLE Q.P.		0			-1349			40.7	0	252.9	1313.5	0.102 5
22	4.85 5	6.16	7.65			4793	5440	0.2	0	-6676	0.23					
				SLE Rare		2262			0			0	57.7	1697.7	389.4	
				SLE Freq.		2063			0			0	52.6	1548.9	355.3	0.027
				SLE Q.P.		1727			0			0	44.1	1296.4	297.3	0.022 6
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
22	0.12 5	6.16	5.27			4735	5442	0.21	-115	-4758	0.2					
				SLE Rare		2199			0			0	59.2	1647.4	306.5	
				SLE Freq.		2026			0			0	54.6	1518.3	282.5	0.025 7
				SLE Q.P.		1684			0			0	45.3	1261.5	234.7	0.021 4
Camp	2.49	4.59	4.62	2389	3704	0	4200	0.19	-3704	-4220	0.19					
				SLE Rare		0			-1749			52.8	0	207.1	1703	
				SLE Freq.		0			-1609			48.6	0	190.5	1566.7	0.124

				SLE Q.P.	0			-1349			40.7	0	159.7	1313.5	0.1025
23	4.855	4.62	4.62			3401	4220	0.19	-1293	-4220	0.19				
				SLE Rare	1482			0			0	44.7	1442.8	277.8	
				SLE Freq.	1388			0			0	41.9	1351.6	260.2	0.0203
				SLE Q.P.	1180			0			0	35.6	1149	221.2	0.0173

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 21 22 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.425	0.3	1	5301	4450	27423	28323	212	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'
0.425	4.555	4.13	1	5304	4450	27423	14162	212	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
4.555	4.855	0.3	1	6021	4496	27423	28323	212	2779	4545	ø 10 2br. 5.0'
Trave 22 23 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.425	0.3	1	6024	4496	27423	28323	245	2779	4518	ø 10 2br. 5.0'
0.425	4.555	4.13	1	5307	4450	27423	14162	245	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
4.555	4.855	0.3	1	5314	4450	27423	28323	245	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 0 Nodi 20 24
N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:
Travata 0 Nodi 35 34

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm²]	A _{fi} [cm²]	q _T [kg/m]	M _{fi} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm²]	σ _{bi} [kg/cm²]	σ _{fe} [kg/cm²]	σ _{fi} [kg/cm²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
20	0.125	4.62	4.62			1714	4220	0.19	-1266	-4220	0.19					
				SLE Rare		246			0			0	7.4	239.1	46	
				SLE Freq.		238			0			0	7.2	231.9	44.7	0.0035
				SLE Q.P.		237			0			0	7.1	230.7	44.4	0.0035
Camp.	2.15	4.62	4.62	292	338	425	4220	0.19	-903	-4220	0.19					
				SLE Rare		0			-277			8.4	0	52	270.2	
				SLE Freq.		0			-274			8.3	0	51.3	266.7	0.0208
				SLE Q.P.		0			-271			8.2	0	50.8	263.7	0.0206
24	4.175	4.62	4.62			1872	4220	0.19	-1217	-4220	0.19					
				SLE Rare		487			0			0	14.7	473.9	91.2	
				SLE Freq.		448			0			0	13.5	436	83.9	0.0065
				SLE Q.P.		419			0			0	12.6	408.1	78.6	0.0061

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 20 24 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											

0.125	0.42 5	0.3	1	2748	4450	2742 3	2832 3	124	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'
0.425	3.87 5	3.45	1	2680	4450	2742 3	1416 2	124	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
3.875	4.17 5	0.3	1	2748	4450	2742 3	2832 3	124	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'

Travata: Travata 0 Nodi 24 35
N.B. Nella travata che segue sono incluse le verifiche delle travate:
Travata 0 Nodi 34 20

Nodo	x [m]	A _{fe} [cm ²]	A _{fi} [cm ²]	q _r [kg/m]	M _{ri} [kgm]	M _{de} [kgm]	M _{re} [kgm]	x/d	M _{di} [kgm]	M _{ri} [kgm]	x/d	σ _{be} [kg/cm ²]	σ _{bi} [kg/cm ²]	σ _{fe} [kg/cm ²]	σ _{fi} [kg/cm ²]	w mm
Trave Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30																
24	0.12 5	4.62	4.62			1885	4220	0.19	-1394	-4220	0.19					
					SLE Rare	554			0			0	16.7	539.7	103.9	
					SLE Freq.	481			0			0	14.5	468.8	90.3	0.007
					SLE Q.P.	405			0			0	12.2	394.4	75.9	0.005 9
Camp.	1.47 5	4.62	4.62	2389	1299	314	4220	0.19	-1526	-4220	0.19					
					SLE Rare	0			-706			21.3	0	132.4	687.5	
					SLE Freq.	0			-646			19.5	0	121.1	628.8	0.049 1
					SLE Q.P.	0			-535			16.1	0	100.3	521.1	0.040 7
35	2.82 5	4.62	4.62			2160	4220	0.19	-1617	-4220	0.19					
					SLE Rare	482			0			0	14.5	469.2	90.3	
					SLE Freq.	445			0			0	13.4	433.4	83.4	0.006 5
					SLE Q.P.	365			0			0	11	355.2	68.4	0.005 3

Da [m]	A [m]	Dx [m]	cotg(θ) (°)	V _{Ed} [kg]	V _{Rd,c} [kg]	V _{Rcd} [kg]	V _{Rd} [kg]	T _{Ed} [kgm]	T _{Rcd} [kgm]	T _{Rsd} [kgm]	Staffe
Trave 24 35 Sez. 3 Rett. 30x30 [cm] Trave 30x30											
0.125	0.42 5	0.3	1	4613	4450	2742 3	2832 3	197	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'
0.425	2.52 5	2.1	1	4352	4450	2742 3	1416 2	197	2779	3112	ø 10 2br. 10.0'
2.525	2.82 5	0.3	1	4613	4450	2742 3	2832 3	197	2779	4066	ø 10 2br. 5.0'

2.12.3. Nodi trave-pilastro

2.12.3.1. Verifica della gerarchia delle resistenze nodale

Di seguito viene riportato il controllo dell'equilibrio nodale per la verifica della gerarchia delle resistenze, così come indicato nel paragrafo §7.4.4.2 del D.M. 17.01.2018. Il controllo viene eseguito sui nodi interessati dalle regole della gerarchia delle resistenze e quindi si escludono i nodi a livello della copertura o della fondazione, i nodi connessi ai setti e quelli dove non convergono contestualmente due pilastri ed una trave almeno.

Il controllo viene eseguito nella direzione 1-3 e 1-2 del pilastro, considerando i momenti resistenti positivi o negativi.

Il momento resistente della sezione del pilastro viene valutato in corrispondenza dello sforzo normale medio nelle combinazioni sismiche.

Il controllo consiste nel calcolo del rapporto tra la sommatoria dei momenti resistenti delle sezioni dei pilastri connessi al nodo e la sommatoria dei momenti resistenti delle travi connesse allo stesso nodo. Tale rapporto, nel caso della struttura in esame, calcolata in classe d duttilità bassa (CDB) deve risultare sempre maggiore o uguale a 1,3.

Nodo	N _{TOP} [kg]	N _{BOTTOM} [kg]	Direzione X					
			ΣM ⁺ Pilastri [kgm]	ΣM ⁺ Travi [kgm]	ΣM ⁺ Pilastri	ΣM ⁻ Pilastri [kgm]	ΣM ⁻ Travi [kgm]	ΣM ⁻ Pilastri
					ΣM _{Travi}			ΣM _{Travi}
14	-5646	-17506	-23185	-2128	10.89	23185	2128	10.89
11	-7869	-15929	-16604	-4144	4.01	16604	4144	4.01
19	-2168	-4670	-14968	-4220	3.55	14968	4220	3.55
36	-2376	-3465	-14869	0	N.D.	14869	0	N.D.
16	-2897	-10046	-15566	-4144	3.76	15566	4144	3.76
13	-3571	-11872	-39807	-7882	5.05	39807	5387	7.39
10	-5630	-17483	-23183	-2128	10.89	23183	2128	10.89
15	-5525	-17815	-16542	-4144	3.99	16542	4144	3.99
12	-3881	-6733	-15344	-4144	3.7	15344	4144	3.7
9	-3512	-11701	-39785	-5387	7.39	39785	7882	5.05
23	-2203	-4782	-14983	-4220	3.55	14983	4220	3.55
37	-5019	-7453	-15528	0	N.D.	15528	0	N.D.

Tabella 22 – Verifica G.D.R. nodale – Direzione X

Nodo	N _{TOP} [kg]	N _{BOTTOM} [kg]	Direzione Y					
			$\Sigma M^{+}_{Pilastr}$ [kgm]	ΣM^{+}_{Travi} [kgm]	$\Sigma M^{+}_{Pilastr}$	$\Sigma M^{-}_{Pilastr}$ [kgm]	ΣM^{-}_{Travi} [kgm]	$\Sigma M^{-}_{Pilastr}$
					ΣM_{Travi}			ΣM_{Travi}
14	-5646	-17506	-23184	-10697	2.17	23184	10697	2.17
11	-7869	-15929	-16604	-5226	3.18	16604	5337	3.11
19	-2168	-4670	-14968	-4758	3.15	14968	5442	2.75
36	-2376	-3465	-14869	-3957	3.76	14869	3957	3.76
16	-2897	-10046	-15566	-5226	2.98	15566	5337	2.92
13	-3571	-11872	-22486	-5455	4.12	22486	5242	4.29
10	-5630	-17483	-23182	-10841	2.14	23182	10841	2.14
15	-5525	-17815	-16542	-10563	1.57	16542	10563	1.57
12	-3881	-6733	-15344	0	N.D.	15344	0	N.D.
9	-3512	-11701	-22464	-5573	4.03	22464	5267	4.26
23	-2203	-4782	-14983	-4220	3.55	14983	4220	3.55
37	-5019	-7453	-15528	-3957	3.92	15528	3957	3.92

Tabella 23 – Verifica G.D.R. nodale – Direzione Y

2.12.3.2. Verifiche di resistenza

Di seguito si riportano le verifiche dei nodi trave-pilastro ai sensi del D.M. 17.01.2018, paragrafo §7.4.4.3.1, sia nei confronti della compressione diagonale che della fessurazione diagonale.

Nodo	Pilastro di riferimento	Ingombro nodo		Materiali		Staffe	Verifica compressione diagonale													
		B [cm]	H [cm]	f _{ck}	Acciaio		v _{d,x}	a _{j,x}	η _x	b _{j,x} [cm]	h _{j,x} [cm]	V _{jbd,Rdx} [kg]	V _{jbd,Edx} [kg]	v _{d,y}	a _{j,y}	η _y	b _{j,y} [cm]	h _{j,y} [cm]	V _{jbd,Rdy} [kg]	V _{jbd,Edy} [kg]
9	1 9	30	50	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br.x4br./5.0	0.021	0.48	0.426	45	21	56370	25422	0.012	0.48	0.426	30	39	78063	39417
10	2 10	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br./5.0	0.042	0.6	0.533	30	21	51129	50870	0.04	0.48	0.426	39	21	52708	19849
11	3 11	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0.108	0.48	0.426	30	21	37529	25170	0.092	0.48	0.426	30	21	38466	19085
12	4 12	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0								0.046	0.48	0.426	30	21	41029	19832
13	5 13	30	50	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br.x4br./5.0	0.015	0.48	0.426	45	21	56824	25943	0.02	0.48	0.426	30	39	77240	39477
14	6 14	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br./5.0	0.043	0.6	0.533	30	21	51100	50823	0.039	0.48	0.426	39	21	52785	19795
15	7 15	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br./5.0	0.054	0.6	0.533	30	21	51447	50513	0.036	0.48	0.426	30	21	41558	19677
16	8 16	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0.023	0.48	0.426	30	21	42266	25863	0.018	0.48	0.426	30	21	42493	19867
17	9 17	30	50	C28/35	B 450 C	∅ 10 2br.x4br./5.0	0	0.48	0.426	45	21	57836	26504	0	0.48	0.426	30	39	79144	25963
18	10 18	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br./5.0	0	0.6	0.533	30	21	53270	39756	0	0.48	0.426	38	21	53980	19878
19	37 19	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0.013	0.48	0.426	30	21	42758	26502	0.024	0.48	0.426	30	21	42209	19754
20	36 20	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878
21	13 21	30	50	C28/35	B 450 C	∅ 10 2br.x4br./5.0	0	0.48	0.426	45	21	57836	19878	0	0.48	0.426	30	39	79144	25963
22	14 22	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10 3br./5.0	0	0.6	0.533	30	21	53270	39756	0	0.48	0.426	38	21	53980	19878
23	15 23	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0.013	0.48	0.426	30	21	42755	19782	0.025	0.48	0.426	30	21	42139	19868
24	16 24	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878
34	19 34	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878
35	23 35	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878	0	0.48	0.426	30	21	43428	19878
36	12 36	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/5.0	0.019	0.48	0.426	30	21	42474	19747							
37	11 37	30	30	C28/35	B 450 C	∅ 10/7.5	0.049	0.48	0.426	30	21	40836	19146							

Tabella 24 – Nodi trave-pilastro – Verifiche a compressione diagonale

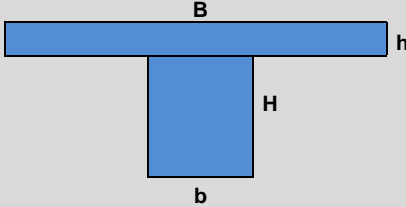
Nodo	Pilastro di riferimento	Ingombro nodo		Materiali		Staffe	Verifica fessurazione diagonale												
		B [cm]	H [cm]	f _{ck}	Acciaio		v	b _x [cm]	h _x [cm]	As _{1,x} [cm²]	As _{2,x} [cm²]	V _{jbd,Edx} [kg]	V _{jbd,Rdx} [kg]	b _y [cm]	h _y [cm]	As _{1,y} [cm²]	As _{2,y} [cm²]	V _{jbd,Edy} [kg]	V _{jbd,Rdy} [kg]
9	1 9	30	50	C28/35	B 450 C	ø 10 3br.x4br./5.0	0.08403	45	21	6.03		24218	61465	30	21	9.17		36831	46099
10	2 10	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10 3br./5.0	0.22862	30	21	6.03		42429	46099	39	8	4.62		16242	18440
11	3 11	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.19659	30	20	6.03		21880	24586	30	20	4.62		16752	24586
12	4 12	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.08885							30	20	4.62		18465	24586
13	5 13	30	50	C28/35	B 450 C	ø 10 3br.x4br./5.0	0.08174	45	20	6.03		24265	61465	30	21	9.17		36903	46099
14	6 14	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10 3br./5.0	0.22478	30	20	6.03		42588	46099	39	8	4.62		16303	18440
15	7 15	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10 3br./5.0	0.22657	30	20	6.03		32514	36879	30	20	4.62		16275	36879
16	8 16	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.15519	30	20	6.03		22740	24586	30	20	4.62		17410	24586
17	9 17	30	50	C28/35	B 450 C	ø 10 2br.x4br./5.0	0.02761	45	21	6.16		25918	61465	30	20	6.03		25389	30733
18	10 18	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10 3br./5.0	0.09318	30	21	4.62		36792	46099	38	6	4.62		18396	18440
19	37 19	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.07995	30	21	6.16		24809	30733	30	21	4.62		18607	30733
20	36 20	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.02707	30	21	4.62		19447	30733	30	21	4.62		19447	30733
21	13 21	30	50	C28/35	B 450 C	ø 10 2br.x4br./5.0	0.02464	45	21	4.62		19486	61465	30	20	6.03		25451	30733
22	14 22	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10 3br./5.0	0.0894	30	21	6.16		36792	46099	38	6	4.62		18456	18440
23	15 23	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.07501	30	21	4.62		18685	30733	30	21	4.62		18685	30733
24	16 24	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.02816	30	21	4.62		19430	30733	30	21	4.62		19430	30733
34	19 34	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.03038	30	21	4.62		19395	30733	30	21	4.62		19395	30733
35	23 35	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.03068	30	21	4.62		19390	30733	30	21	4.62		19390	30733
36	12 36	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/5.0	0.05352	30	20	4.62		19027	24586						
37	11 37	30	30	C28/35	B 450 C	ø 10/7.5	0.10903	30	20	4.62		18144	18440						


Tabella 25 – Primo impalcato – Nodi trave-pilastro – Verifiche a fessurazione diagonale

2.12.4. Solaio in laterocemento primo impalcato

Nelle tabelle che seguono vengono riportate le verifiche del solaio in laterocemento nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

Geometria travetto			
b =	12	cm	base inferiore
B =	50	cm	base superiore
h =	4	cm	altezza soletta
H =	14	cm	altezza travetto (senza sol)
Af' =	0	cmq	Area armatura superiore
Af =	5.09	cmq	Area armatura inferiore 2D16
d' =	3	cm	copriferro arm superiore (da bordo sup)
d =	3.5	cm	copriferro arm inferiore (da bordo inf)
Rck	35	N/mmq	Classe CLS
Es =	2100000	kg/cmq	modulo di elasticità acciaio
Ec =	325881	kg/cmq	modulo di elasticità cls
n,ist =	6.44		coefficiente di omogeneizzazione a tempo 0
n,eff =	22.55		coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
φ =	2.5		coefficiente di viscosità a tempo infinito



Calcolo delle sollecitazioni			
analisi dei carichi			
Q =	600	kg/m^2	
ψ0 =	1.0		
ψ1 =	0.9		
ψ2 =	0.8		
G1 =	260	kg/m^2	Schema statico 1. Trave doppio appoggio carico uniforme 2. Trave doppio appoggio momento all'estremità
G2 =	216	kg/m^2	
l =	50	cm	Sollecitazioni agli appoggi (semiincastri) M,slu = -293 kgm M,sle,rara = -207 kgm Msle,freq = -196 kgm Msle,q.p. = -184 kgm Msle* = -300 kgm V slu = 1633 kg
L =	430	cm	
q,slu =	759	kg/m	
q,sle,rara =	538	kg/m	
qsle,freq =	508	kg/m	
qsle,q.p. =	478	kg/m	
qsle* =	130	kg/m	

Sollecitazioni in campata calcolati					
Mslu,1 =	1755	kgm	Mslu,2 =	-293	kgm
M,sle,rara,1 =	1243	kgm	M,sle,rara,2 =	-207	kgm
Msle,freq,1 =	1174	kgm	Msle,freq,2 =	-196	kgm
Msle,q.p.,1 =	1105	kgm	Msle,q.p.,2 =	-184	kgm
			Mslu =	1463	kgm
			M,sle,rara =	1036	kgm
			Msle,freq =	978	kgm
			Msle,q.p. =	921	kgm

Sollecitazioni appoggi			
Appoggio estremità 1		Appoggio estremità 2	
Mslu,i =	-293 kgm	Mslu,e =	-293 kgm
Vslu,i =	1469 kgm	Vslu,e =	1469 kgm
(*) taglio ridotto a filo trave			

Verifiche di resistenza SLU					
		arm. Sup	arm. Inf		
Mrd+ =	2510	kgm	-	2D18	Verificato Campata
Mrd- =	-1518	kgm	2D14	-	Verificato Appoggio estremità 1
Vrd =	1590	kg	-	2D14	Verificato Appoggio estremità 1
Mrd- =	-1518	kgm	2D14	-	Verificato Appoggio estremità 2
Vrd =	1590	kg	-	2D14	Verificato Appoggio estremità 2

Tabella 26 – Solaio in laterocemento primo impalcato – Verifiche SLU

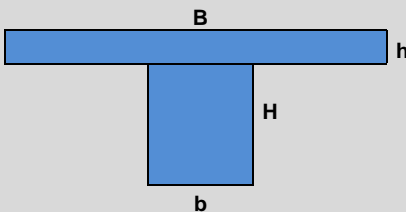
Verifica delle tensioni in esercizio						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc =	3.76	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	185					
c =	-780					
Jci,n =	4670	cm^4				
σc,max,rara =	83.4	kg/cmq	< 0.6 fck =	174.3	kg/cmq	Verificato
σc,max,q.p. =	74.1	kg/cmq	< 0.45 fck	130.7	kg/cmq	Verificato
σf,rara =	1535.8	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
σf,rara =	108.6	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
Stadio I - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
xc1 =	7.41	cm				
Jci,n =	12048	cm^4				
Stadio II - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc2 =	6.44	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	267					
c =	-1969					
Jci,n =	11725	cm^4				
Frecce istantanee						
fslu,1 =	2.22	cm				
f,sle,rara,1 =	1.57	cm				
fsle,freq,1 =	1.49	cm				
fsle,q.p.,1 =	1.40	cm				
fsle,1* =	0.38	cm				
fslu,2 =	-0.23	cm				
f,sle,rara,2 =	-0.16	cm				
fsle,freq,2 =	-0.15	cm				
fsle,q.p.,2 =	-0.14	cm				
fsle,2* =	-0.23	cm				
fslu =	1.99	cm	L/216			
f,sle,rara =	1.41	cm	L/304			
fsle,freq =	1.33	cm	L/322			
fsle,q.p. =	1.25	cm	L/343			
fsle* =	0.15	cm	L/2943			
fsle,q.p.* =	1.11		L/388	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		
Frecce differite - Stadio I						
f-I,sle,q.p. =	1.70	cm				
Frecce differite - Stadio II						
f-II,sle,q.p. =	1.75	cm				
Frecce differite - Totali						
f-dif,sle,q.p. =	1.74	cm	L/247			
f-dif,sle,q.p.* =	1.59	cm	L/270	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		

Tabella 27 – Solaio in laterocemento primo impalcato – Verifiche SLE

2.12.5. Solaio in laterocemento copertura

Nelle tabelle che seguono vengono riportate le verifiche del solaio in laterocemento nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

Geometria travetto			
b =	12	cm	base inferiore
B =	50	cm	base superiore
h =	4	cm	altezza soletta
H =	12	cm	altezza travetto (senza sol)
Af' =	0	cmq	Area armatura superiore
Af =	4.02	cmq	Area armatura inferiore 2D16
d' =	3	cm	copriferro arm superiore (da bordo sup)
d =	3.5	cm	copriferro arm inferiore (da bordo inf)
Rck	35	N/mmq	Classe CLS
Es =	2100000	kg/cmq	modulo di elasticità acciaio
Ec =	325881	kg/cmq	modulo di elasticità cls
n,ist =	6.44		coefficiente di omogeneizzazione a tempo 0
n,eff =	22.55		coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito
φ =	2.5		coefficiente di viscosità a tempo infinito



Calcolo delle sollecitazioni								
analisi dei carichi								
Q =	390	kg/m^2						
ψ0 =	0.5							
ψ1 =	0.2							
ψ2 =	0							
G1 =	230	kg/m^2	**Schema statico** 1. Trave doppio appoggio carico uniforme 2. Trave doppio appoggio momento all'estremità					
G2 =	70	kg/m^2						
l =	50	cm						
L =	430	cm						
		Sollecitazioni agli appoggi (semiincastri)						
q,slu =	488	kg/m	M,slu =	-188	kgm			
q,sle,rara =	345	kg/m	M,sle,rara =	-133	kgm			
qsle,freq =	189	kg/m	Msle,freq =	-73	kgm			
qsle,q.p. =	150	kg/m	Msle,q.p. =	-58	kgm			
qsle* =	115	kg/m	Msle* =	-266	kgm			
			V slu =	1048	kg			
Sollecitazioni in campata calcolati								
Mslu,1 =	1127	kgm	Mslu,2 =	-188	kgm	**Mslu =**	**939**	**kgm**
M,sle,rara,1 =	797	kgm	M,sle,rara,2 =	-133	kgm	**M,sle,rara =**	**664**	**kgm**
Msle,freq,1 =	437	kgm	Msle,freq,2 =	-73	kgm	**Msle,freq =**	**364**	**kgm**
Msle,q.p.,1 =	347	kgm	Msle,q.p.,2 =	-58	kgm	**Msle,q.p. =**	**289**	**kgm**
Sollecitazioni appoggi								
Appoggio estremità 1			Appoggio estremità 2					
Mslu,i =	-188	kgm	Mslu,e =	-188	kgm			
Vslu,i =	943	kgm	Vslu,e =	943	kgm			
(*) taglio ridotto a filo trave								
Verifiche di resistenza SLU								
		arm. Sup	arm. Inf					
Mrd+ =	1700	kgm	-	2D16	Verificato	Campata		
Mrd- =	-955	kgm	2D12	-	Verificato	Appoggio estremità 1		
Vrd =	1590	kg	-	2D12	Verificato	Appoggio estremità 1		
Mrd- =	-955	kgm	2D12	-	Verificato	Appoggio estremità 2		
Vrd =	1590	kg	-	2D12	Verificato	Appoggio estremità 2		

Tabella 28 – Solaio in laterocemento primo impalcato – Verifiche SLU

Verifica delle tensioni in esercizio						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc =	3.19	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	178					
c =	-628					
Jci,n =	2793	cm^4				
σc,max,rara =	75.8	kg/cmq	< 0.6 fck =	174.3	kg/cmq	Verificato
σc,max,q.p. =	33.0	kg/cmq	< 0.45 fck	130.7	kg/cmq	Verificato
σf,rara =	1427.8	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
σf,rara =	28.6	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
Stadio I - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
xc1 =	6.18	cm				
Jci,n =	7423	cm^4				
Stadio II - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc2 =	5.24	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	243					
c =	-1437					
Jci,n =	7153	cm^4				
Frecce istantanee						
fslu,1 =	2.38	cm				
f,sle,rara,1 =	1.69	cm				
fsle,freq,1 =	0.92	cm				
fsle,q.p.,1 =	0.73	cm				
fsle,1* =	0.56	cm				
fslu,2 =	-0.24	cm				
f,sle,rara,2 =	-0.17	cm				
fsle,freq,2 =	-0.09	cm				
fsle,q.p.,2 =	-0.08	cm				
fsle,2* =	-0.35	cm				
fslu =	2.14	cm	L/201			
f,sle,rara =	1.51	cm	L/284			
fsle,freq =	0.83	cm	L/518			
fsle,q.p. =	0.66	cm	L/653			
fsle* =	0.22	cm	L/1990			
fsle,q.p.* =	0.44		L/972	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		
Frecce differite - Stadio I						
f-I,sle,q.p. =	0.87	cm				
Frecce differite - Stadio II						
f-II,sle,q.p. =	0.90	cm				
Frecce differite - Totali						
f-dif,sle,q.p. =	0.87	cm	L/493			
f-dif,sle,q.p.* =	0.66	cm	L/656	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		

Tabella 29 – Solaio in laterocemento primo impalcato – Verifiche SLE

2.12.6. Scala in cemento armato

La struttura portante della rampa scale è costituita da una soletta in cemento armato di spessore 15 cm, concepita con appoggi alle estremità (fondazione e travi di impalcato).

Di seguito si riportano le verifiche per sollecitazioni flessionali e taglianti della soletta in cemento armato.

Azioni di calcolo:

$$q_{slu,d} = (1.3 \cdot 705 + 1.5 \cdot 400) \cdot 1.25 = 1895 \text{ kg} / m$$

Momento sollecitante:

$$M_{Sd} = \frac{q_{slu,d} \cdot L_1^2}{10} = 6825 \text{ kgm}$$

Momento resistente (armature 9+9Ø16):

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = 8280 \text{ kgm} > M_{Sd}$$

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = \frac{q_{slu,d} \cdot L}{2} = 5685 \text{ kg}$$

Taglio resistente:

$$V_{Rd} = 11460 \text{ kg}$$

2.12.7. Platea di fondazione

Il dimensionamento e la verifica della platea di fondazione sono stati condotti conformemente alle indicazioni contenute nel paragrafo §5.4.3 dell'EC2.

Nelle figure che seguono sono riportati gli involuppi massimi e minimi delle sollecitazioni flettenti nelle due direzioni principali X ed Y per combinazioni SLU.

Per ciascun tipo di sollecitazione vengono riportati diversi diagrammi con scale cromatiche comprese fra i momenti resistenti corrispondenti alle varie tipologie di armatura previste. Le zone non colorate sono quelle in cui le sollecitazioni eccedono la capacità resistente della soletta armata con l'armatura indicata.

Armatura corrente (1Ø16/20")

$$A_s = 10.05 \text{ cm}^2 (= 0.29\%)$$

$$M_{Rd}^+ = 10620 \text{ kgm} / m$$

Armatura corrente (1Ø16/20") + integrativa (1Ø12/20")

$$A_s = 15.70 \text{ cm}^2 (= 0.45\%)$$

$$M_{Rd}^+ = 16590 \text{ kgm} / m$$

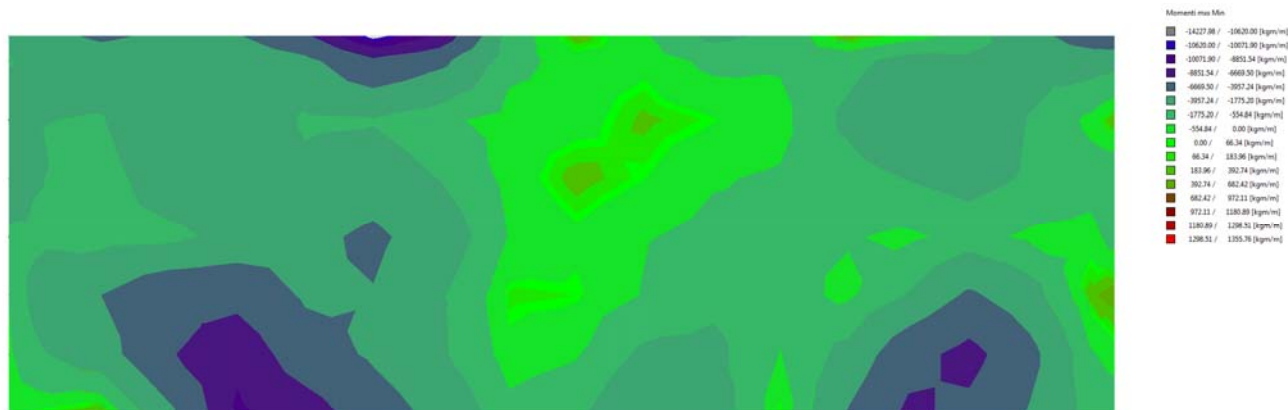


Figura 36 – Platea – Mxx minimi SLU – Armatura corrente

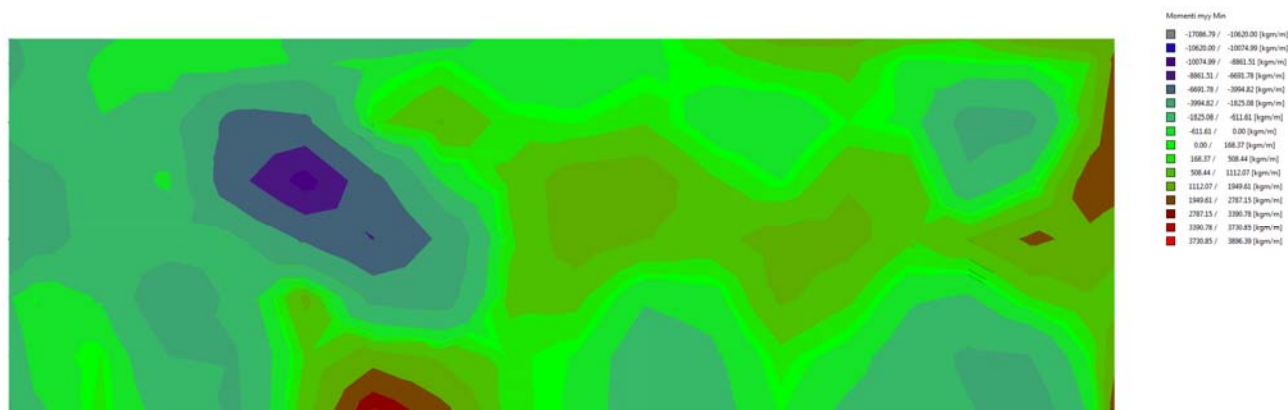


Figura 37 –Platea – Myy minimi SLU – Armatura corrente

2.13. VERIFICHE DI RIGIDEZZA (SLO)

Il D.M. 17.01.2018 al paragrafo §7.3.6.1 prescrivono che, per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si verifichi che l'azione sismica di progetto allo Stato limite di operatività non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

In particolare in presenza di tamponamenti fragili collegati rigidamente alla struttura è richiesto che:

$$q \cdot d_r < \frac{2}{3} 0.005 \cdot h = 0.0033 h$$

Non si sono rilevati spostamenti di interpiano superiori al limite definito dalla normativa.

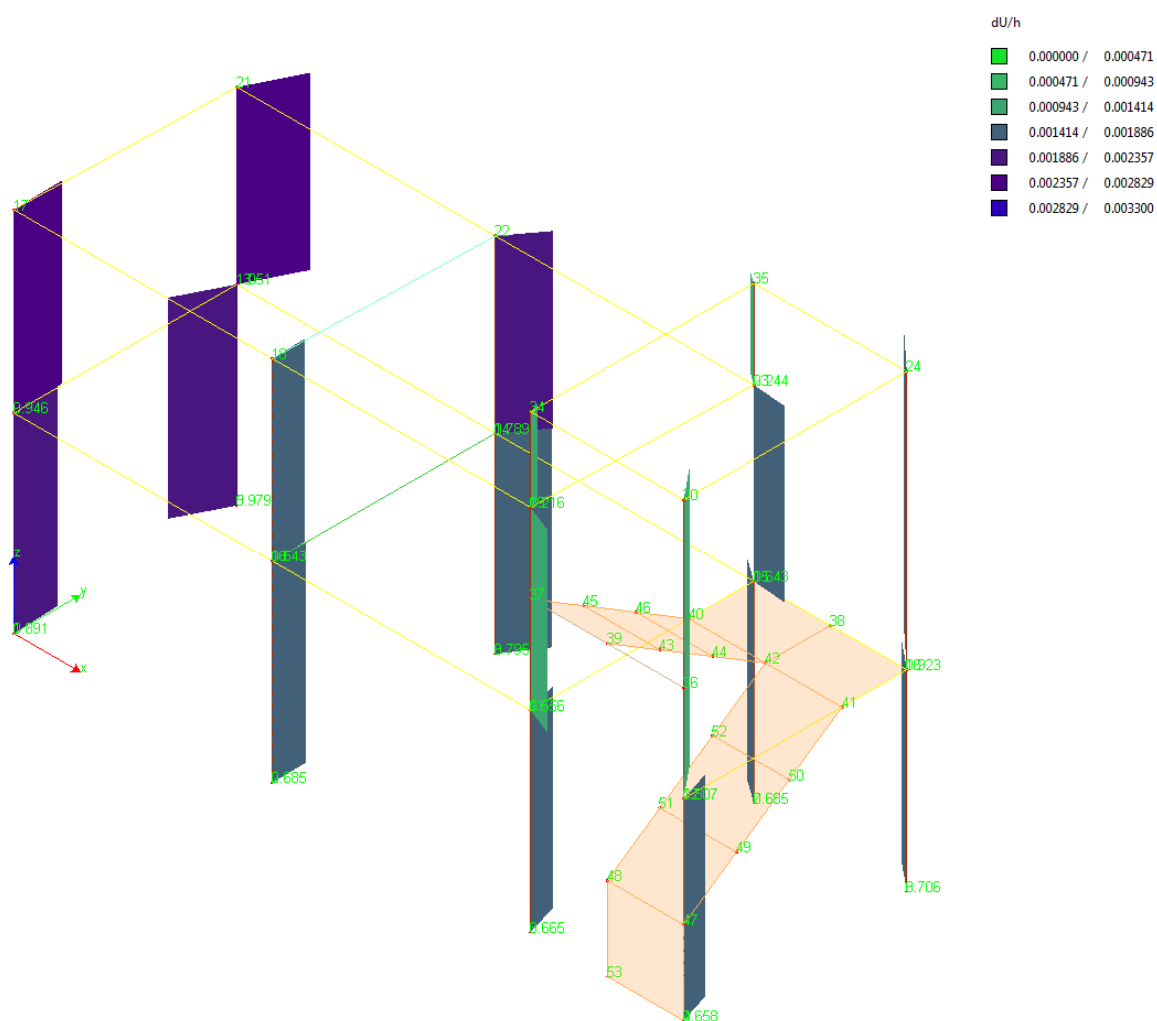


Figura 38 - Verifiche spostamenti di interpiano SLO

Comb.	U _x		U _y		U _z		U _{xyz}	
	Nodi	U _x [cm]	Nodi	U _y [cm]	Nodi	U _z [cm]	Nodi	U _{xyz} [cm]
69	16-24	0.757	13-21	0.458	01-08	-0.036	16-24	0.764
70	12-20	0.651	16-24	-0.364	02-10	-0.032	12-20	0.746
71	16-24	0.82	13-21	0.65	08-15	-0.035	13-21	0.913
72	16-24	0.683	16-24	-0.507	06-14	-0.031	16-24	0.851
73	16-24	0.338	13-21	0.761	07-15	-0.041	13-21	0.813
74	12-20	-0.219	16-24	0.709	07-15	-0.052	12-20	0.742
75	16-24	0.554	13-21	0.946	07-15	-0.038	13-21	1.051
76	12-20	-0.387	13-21	0.757	07-15	-0.049	09-17	0.802
77	16-24	-0.678	16-24	0.626	07-15	-0.054	16-24	0.923
78	16-24	-0.815	13-21	-0.617	07-15	-0.045	16-24	0.892
79	12-20	-0.629	16-24	0.483	07-15	-0.053	dic-20	0.793
80	16-24	-0.752	13-21	-0.425	07-15	-0.045	16-24	0.784
81	12-20	0.409	13-21	-0.724	03-11	-0.034	09-17	0.802
82	16-24	-0.549	13-21	-0.913	03-11	-0.037	13-21	1.001
83	04-12	0.247	16-24	-0.59	03-11	-0.036	12-20	0.637
84	16-24	-0.333	13-21	-0.728	03-11	-0.039	13-21	0.766

Tabella 30 - Verifiche spostamenti di interpiano SLO

COMUNE DI ZOLA PREDOSA (BO)

DESCRIZIONE DEI LAVORI

- BIBLIOTECA COMUNALE - AMPLIAMENTO, SUPERAMENTO BARRIERE ARCHITETTONICHE E MIGLIORAMENTO SISMICO

COMMITTENTE :

Comune di Zola Predosa

PROGETTO ARCHITETTONICO :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO DELLE STRUTTURE :



STUDIO BETA ASSOCIATI
via Castiglione, 31 - 40124 BOLOGNA
tel: 051 270290 fax: 051 2915203
P.IVA 01998241200
e-mail: info@studiobeta.bo.it

ing. Giuseppe Tartarini

PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURALE

OGGETTO:

PROGETTO AMPLIAMENTO E ADEGUAMENTI SULL'ESISTENTE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

PARTE B - INTERVENTI SULL'EDIFICIO ESISTENTE

SPAZIO RISERVATO ALL'UFFICIO TECNICO

POSIZIONE

02718

ELABORATO N.

ES.R.01B

REV.

00

DATA

22.11.2018

N.

DATA

00 22.11.2018

OGGETTO

EMISSIONE

REVISIONI

NOME FILE: 02718_ES.R.01B_00.DWG

INDICE

1.	PREMESSA.....	3
2.	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....	4
2.1.	Analisi storico critica	4
2.2.	Esito del rilievo geometrico strutturale	4
2.3.	Descrizione dell'intervento	6
2.3.1.	Interventi sulle strutture verticali	6
2.3.2.	Interventi sulle strutture orizzontali.....	7
2.4.	Criteri generali di progettazione, analisi e verifica	7
2.5.	Quadro normativo di riferimento.....	8
2.6.	Livello di conoscenza e caratteristiche della muratura esistente.....	9
2.7.	Azioni di progetto sulla costruzione.....	9
2.7.1.	Azioni gravitazionali	9
2.7.2.	Azioni della neve	11
2.7.3.	Azioni del vento	11
2.7.4.	Azioni della temperatura	11
2.7.5.	Azione sismica.....	11
2.8.	Modelli numerici	12
2.8.1.	Metodologia di modellazione ed analisi.....	12
2.8.2.	Informazioni sul codice di calcolo.....	12
2.8.3.	Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche	12
2.9.	Dimensionamento degli interventi di cerchiatura.....	13
2.9.1.	Intervento 1	14
2.9.2.	Intervento 2	17
2.9.3.	Intervento 3	21
2.9.4.	Intervento 4	25
2.9.5.	Intervento 5	29
2.9.6.	Intervento 6	33
2.10.	Verifiche degli elementi strutturali.....	37
2.10.1.	Interventi di cerchiatura	37
2.10.2.	Nuova scala in cemento armato.....	45

1. PREMESSA

La presente relazione concerne le opere strutturali connesse con l'intervento di "ampliamento e superamento delle barriere architettoniche" della biblioteca comunale di Zola Predosa, edificio sito in piazza Guglielmo Marconi n. 4 ed individuato dal riquadro rosso nella figura seguente.

In particolare questa sezione concerne le strutture della nuova costruzione dell'ampliamento, che si prevede di realizzare in adiacenza all'edificio esistente, sul lato nord.

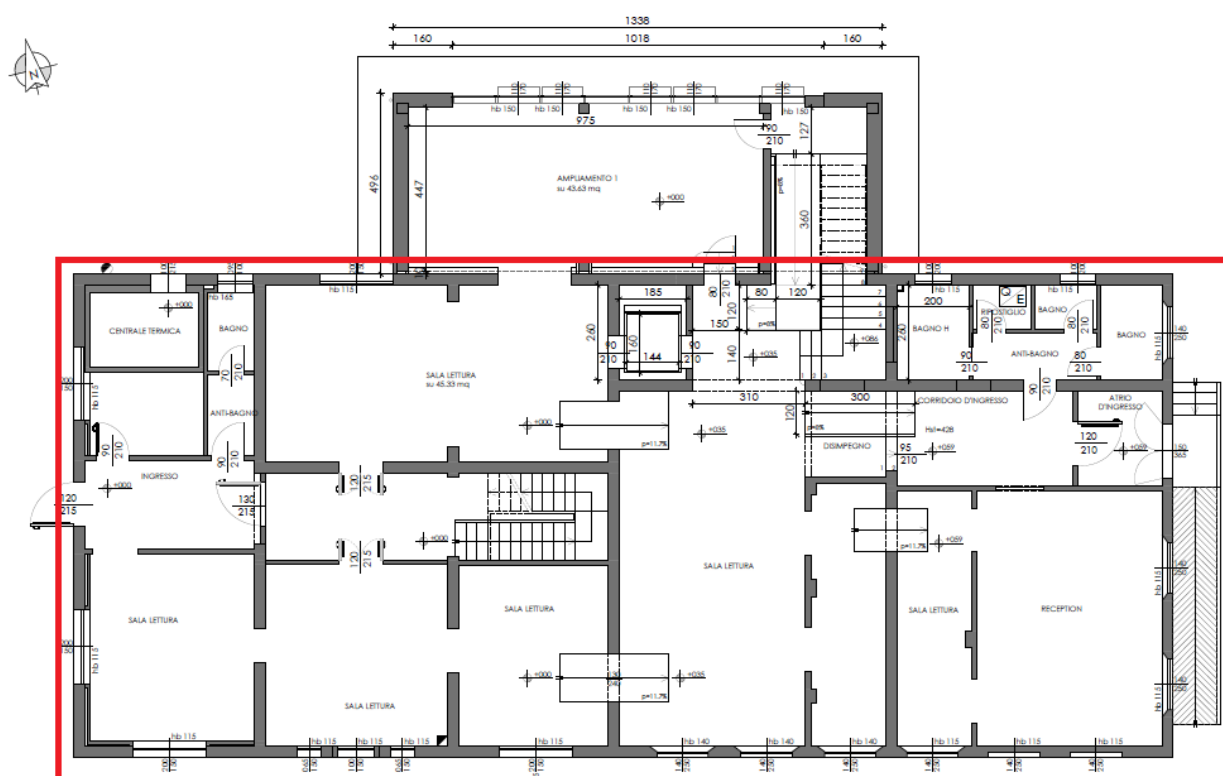


Figura 1 - Planimetria generale dell'intervento - Individuazione edificio esistente



Figura 2 - Prospetto sud

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

2.1. Analisi storico critica

L'edificio, oggi adibito a Biblioteca Comunale, è composto da due corpi di fabbrica aderenti, realizzati in epoche differenti, uno di matrice ottocentesca e uno, più recente, di epoca fascista.

Tale suddivisione è ben visibile sia nei prospetti (i due fabbricati hanno rivestimenti, elementi decorativi e livelli diversi) sia planimetricamente.

Non si sono raccolte informazioni sufficienti ad effettuare una analisi storico-critica di dettaglio. Le caratteristiche costruttive dell'edificio sono comunque visivamente riconoscibili.

Il corpo di fabbrica originale è stato oggetto nel 2010 di un intervento di manutenzione straordinaria che ha riguardato anche le strutture dell'edificio, con consolidamento degli impalcati.

2.2. Esito del rilievo geometrico strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi.

E' stato definito in modo esaustivo l'organismo resistente della costruzione e rilevati i principali meccanismi di danno connessi alle scelte costruttive adottate.

In particolare la geometria delle strutture è stata reperita dagli elaborati di progetto riguardanti il consolidamento strutturale realizzato nel 2010.

La biblioteca è costituita da due corpi di fabbrica pluripiano, tra loro strutturalmente collegati. Entrambi i fabbricati sono adibiti come biblioteca/sale lettura al piano terra, mentre al piano primo sono organizzati principalmente come archivi.

L'edificio presenta in pianta una forma abbastanza regolare, inscrivibile in un rettangolo di dimensioni 31x14 m circa e si sviluppa su due livelli: il fabbricato indicato con la lettera A nell'immagine sottostante ha un'altezza totale di circa 8,5 m; il fabbricato B ha un'altezza totale di circa 12,5 m con livelli di impalcati a quota maggiore rispetto all'altro fabbricato. La struttura portante principale è rappresentata da muratura. Per l'edificio A, il primo impalcato è costituito da solai con volte a botte (per gli ambienti con maggiore superficie) e solai con travetti in acciaio e voltine in laterizio, mentre al secondo livello è presente un controsoffitto in arellato e telaio in legno sorretto dalla copertura con struttura in legno a doppia orditura. Nell'edificio B, il primo impalcato è costituito da un solaio misto in legno con soletta collaborante in calcestruzzo e, al livello superiore, è presente un controsoffitto che grava sulla copertura in legno di recente realizzazione.



Figura 3 – Planimetria della biblioteca

Le strutture verticali sono costituite, per quanto è stato possibile vedere, in muratura a mattoni pieni e malta di calce a una o più teste.

Per quel che riguarda gli orizzontamenti si possono distinguere diverse tipologie di impalcato, sia piani che a volta.

La copertura dell'edificio, a falde, ha una struttura in legno massiccio.

Nella figura seguente viene riportato il rilievo strutturale del primo impalcato.

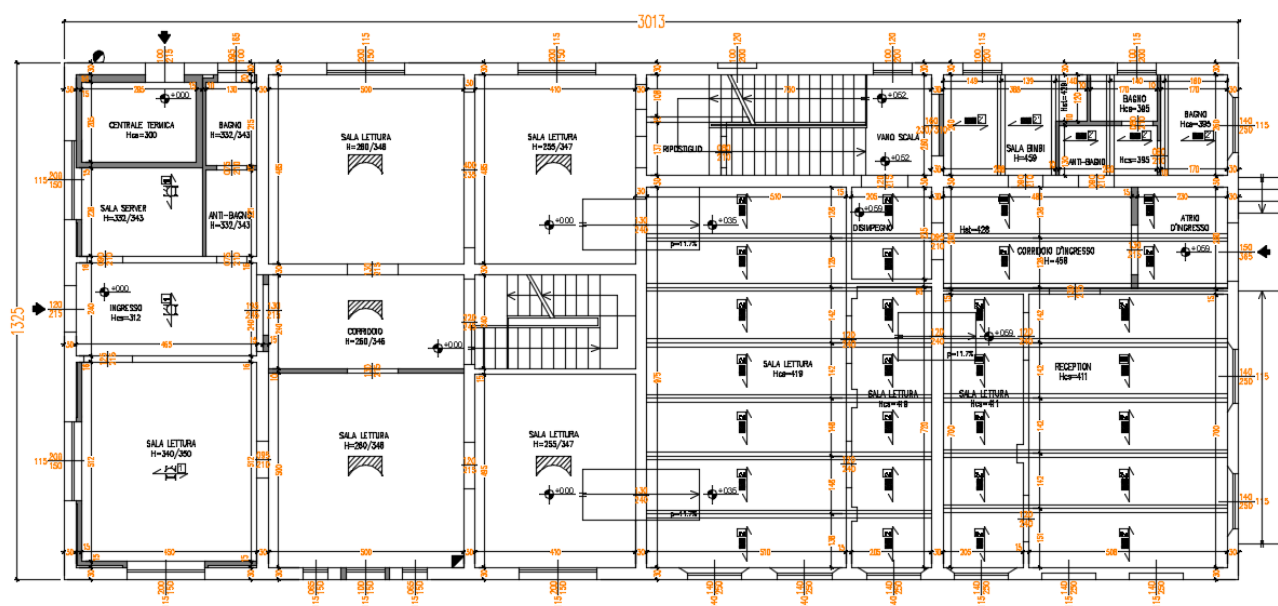


Figura 4 – Pianta primo impalcato

2.3. Descrizione dell'intervento

L'intervento in progetto non si configura come intervento tale da richiedere adeguamento sismico o, in generale, specifico miglioramento globale.

Non sono infatti previsti ampliamenti e sopraelevazioni ai sensi della D.G.R. 1879/2011, né variazioni di destinazioni d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione, né trasformazioni tali da condurre ad un sistema strutturale diverso dall'esistente, né infine modifiche di classe d'uso in aumento.

Gli interventi strutturali previsti, come descritti di seguito, si configurano dunque come un insieme di interventi locali. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici allegati alla presente relazione.

2.3.1. Interventi sulle strutture verticali

Il progetto architettonico prevede la modifica e realizzazione di nuove aperture in pareti interne in muratura ai piani terra e primo, necessarie per la definizione di una nuova distribuzione funzionale per la biblioteca.

Al fine di ripristinare rigidezza e resistenza della parete muraria, dove necessario è stata prevista la realizzazione di telai di cerchiatura metallici, che delimitano le nuove aperture su tutto il loro contorno.

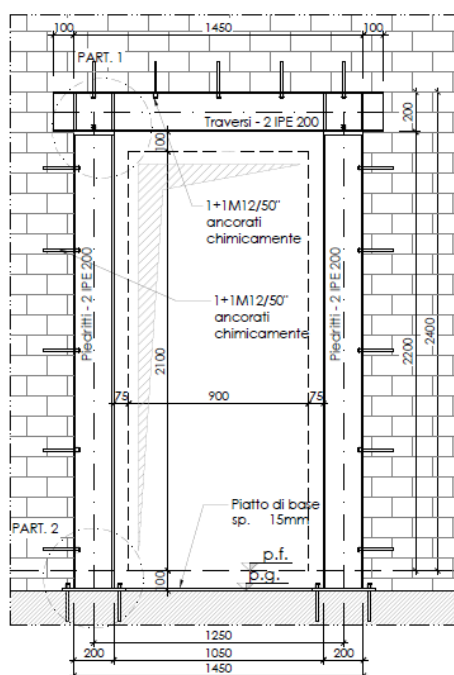


Figura 5 – Intervento di cerchiatura tipico

Sono previsti degli interventi di tamponamento di aperture esistenti con ripristino di continuità della muratura in mattoni pieni come indicato nell'immagine seguente.

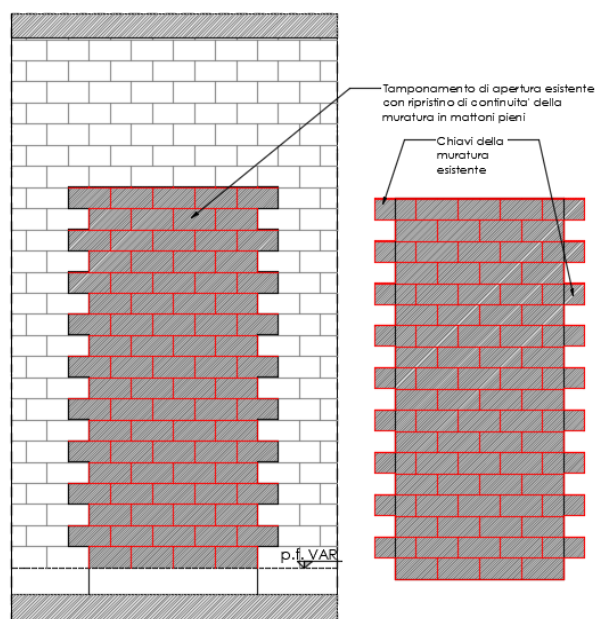


Figura 6 - Intervento di tamponamento tipico

2.3.2. Interventi sulle strutture orizzontali

Il progetto architettonico prevede la demolizione della scala principale nel fabbricato esistente. A livello del primo impalcato si prevede pertanto la chiusura del foro esistente mediante la realizzazione di un nuovo solaio in laterocemento.

Inoltre   prevista la realizzazione di una nuova rampa scale a servizio del piano primo, in corrispondenza della scala presente al centro del fabbricato e che attualmente collega i due corpi di fabbrica al piano terra.

La nuova rampa ed il pianerottolo di sbarco avranno struttura in cemento armato.

2.4. Criteri generali di progettazione, analisi e verifica

Come specificato al paragrafo precedente l'intervento in progetto non si configura come intervento tale da richiedere adeguamento sismico o, in generale, specifico miglioramento globale.

Per gli interventi di cerchiatura si   progettato il telaio metallico in modo da garantire un miglioramento in termini sia di resistenza alle azioni nel piano della parete, sia di capacit  di deformazione e contestualmente in modo da ripristinare, senza variazioni significative, la rigidezza iniziale del paramento murario modificato.

Invece, per quanto riguarda gli interventi riguardanti gli orizzontamenti (demolizione rampa scale esistente, nuovo solaio in laterocemento, nuova rampa scale) si tratta di modifiche estremamente localizzate nel complesso del fabbricato, senza alterazioni significative dei carichi globali e dunque delle masse sismiche presenti.

Per quanto detto sopra si ritiene che gli interventi previsti non alterino il comportamento dinamico in caso di sisma dell'edificio esistente e che quindi

possano essere considerati interventi locali ai sensi del punto C8.4.3 della Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti in data 2 febbraio 2009 n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Per il calcolo delle cerchiature metalliche l'analisi e la verifica degli elementi strutturali (maschi murari ed elementi metallici) è stata condotta con l'ausilio di un programma di calcolo dedicato all'analisi delle cerchiature e delle aperture in murature portanti, con il quale si sono confrontate le caratteristiche della parete nello stato di fatto a quelle della parete comprensiva degli interventi di rinforzo nello stato di progetto.

Il calcolo delle sollecitazioni negli elementi progettati è stato condotto secondo la teoria della Tecnica e Scienza delle Costruzioni. Le verifiche sono state condotte secondo il metodo degli Stati Limite Ultimi e di Esercizio in accordo con il le NTC'08. Le sollecitazioni negli elementi progettati sono state determinate considerando le combinazioni di carico più gravose.

2.5. Quadro normativo di riferimento

La normativa italiana cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- D.M. del 17 Gennaio 2018 "Aggiornamento delle *Norme tecniche per le costruzioni*"
- D.M. del 14 Gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008"
- Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971. "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica"
- Legge n. 64 del 2 Febbraio 1974. "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380

Altre norme e documenti tecnici integrativi cui si è fatto riferimento sono i seguenti:

- Atto di indirizzo della Regione Emilia Romagna recante: "Individuazione dei contenuti cogenti del progetto esecutivo riguardante le strutture, ai sensi dell'art.12, comma 1, della L.R. n.19 del 2008"
- D.G.R. Toscana n. 606 del 21 giugno 2010 recante: "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti".

2.6. Livello di conoscenza e caratteristiche della muratura esistente

I livelli di conoscenza raggiunti sono stati definiti per mezzo del rilievo geometrico della struttura, e attraverso limitate indagini visive sui dettagli costruttivi e materiali utilizzati.

Pertanto, in base a quanto riportato nella Circolare 617 al punto §C8.A.1.A.4, si può definire un livello di conoscenza LC1.

Dal momento che non sono state eseguite specifiche prove sperimentali i valori delle caratteristiche meccaniche della muratura sono state stimate sulla base della tabella C8A.2.1, adottando i valori medi suggeriti per "Muratura in mattoni pieni e malta di calce", riportati di seguito:

$f_m = 240 \text{ N/cm}^2$	Resistenza a compressione media della muratura
$\tau_0 = 6.0 \text{ N/cm}^2$	Resistenza media a taglio della muratura
$E = 1500 \text{ N/mm}^2$	Valore medio del modulo di elasticità normale
$G = 500 \text{ N/mm}^2$	Valore medio del modulo di elasticità tangenziale
$w = 18 \text{ kN/m}^3$	Peso specifico medio della muratura

Si noti che i moduli di elasticità normale E e tangenziale G sono da considerarsi relativi a condizioni non fessurate e in fase di analisi vengono ridotti al 50%.

2.7. Azioni di progetto sulla costruzione

Si riportano nel seguito le azioni considerate per la progettazione degli elementi strutturali in accordo con *le NTC'18*.

2.7.1. Azioni gravitazionali

Le azioni gravitazionali agenti sulla struttura sono state definite come descritto nella tabella seguente.

BIBLIOTECA ZOLA PREDOSA	
FABBRICATO ESISTENTE	02718
ANALISI DEI CARICHI	

A	Solaio a travetti acciaio e voltine laterizio		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		150
	Carichi Permanenti Portati		250
	Totale permanenti		400
	Variabili		300

B	Volta a botte in laterizio		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		300
	Carichi Permanenti Portati		250
	Totale permanenti		550
	Variabili		300

C	Solaio in legno a doppia orditura (1)		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		200
	Carichi Permanenti Portati		250
	Totale permanenti		450
	Variabili		300

D	Solaio in legno a doppia orditura (2)		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		200
	Carichi Permanenti Portati		150
	Totale permanenti		350
	Variabili		300

E	Controsoffitto in arellato e telaio in legno		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		20
	Carichi Permanenti Portati		30
	Totale permanenti		50
	Variabili		0

F	Controsoffitto in cartongesso e telaio in acciaio		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		40
	Carichi Permanenti Portati		80
	Totale permanenti		120
	Variabili		0

G	Coperto in legno a doppia orditura		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		40
	Carichi Permanenti Portati		80
	Totale permanenti		120
	Variabili	neve	130

H	Coperto in legno lamellare a doppia orditura		
	Descrizione	note	carico [kg/mq]
	Pesi Propri		50
	Carichi Permanenti Portati		100
	Totale permanenti		150
	Variabili	neve	130

Tabella 1 – Carichi gravitazionali

2.7.2. Azioni della neve

Non rilevanti agli effetti degli interventi locali in oggetto.

2.7.3. Azioni del vento

Non rilevanti agli effetti degli interventi locali in oggetto.

2.7.4. Azioni della temperatura

Non rilevanti agli effetti degli interventi locali in oggetto.

2.7.5. Azione sismica

I parametri dell'azione sismica considerati sono quelli indicati dalla normativa, ed in particolare:

- ✓ Localizzazione: Piazza Guglielmo Marconi 4, 40069 Zola Predosa BO, Italia
Longitudine 11.2227 Latitudine 44.4906;
- ✓ Categoria di terreno: C – Depositi a grana grossa mediamente addensati eo
terreni a grana fina mediamente consistenti;
- ✓ Coefficiente di amplificazione topografica (ST) 1.00;
- ✓ Vita nominale della costruzione (VN) 50 anni;
- ✓ Classe d'uso III coefficiente CU 1.5.

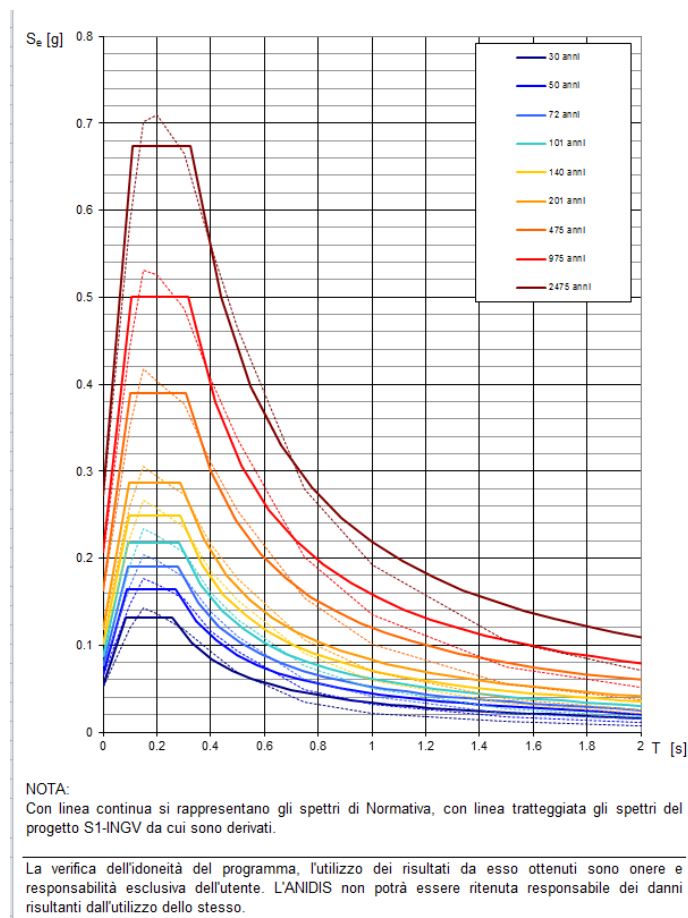


Figura 7 – Spettri di risposta elastici in funzione del periodo di ritorno

Gli interventi di cerchiatura dei varchi nei pannelli murari sono stati progettati in modo tale da non alterare la rigidezza complessiva del sistema portante dell'edificio. Per tale ragione non si ritiene modificato il comportamento dinamico del fabbricato in caso di sisma. In accordo con quanto indicato nelle NTC'18 al paragrafo §8.3 non si ritiene necessario effettuare una valutazione della sicurezza globale del fabbricato.

2.8. Modelli numerici

2.8.1. Metodologia di modellazione ed analisi

Il comportamento dei pannelli murari interessati dagli interventi di cerchiatura è stato analizzato con l'ausilio di un programma di calcolo con il quale sono stati realizzati modelli congruenti alla struttura nello stato di fatto nello stato di progetto. Le calcolazioni relative agli altri interventi sono state eseguite senza utilizzare modelli di calcolo complessi.

2.8.2. Informazioni sul codice di calcolo

Il comportamento dei pannelli murari interessati dagli interventi di cerchiatura è stato analizzato con l'ausilio del seguente codice di calcolo:

AC.M – Aperture e Cerchiature in Murature portanti, prodotto dalla ditta *AEDES software per l'ingegneria civile*.

Si tratta di un software specifico dedicato all'analisi delle cerchiature e delle aperture in murature portanti.

L'esame preliminare della documentazione fornita dal produttore del codice di calcolo (per la quale si rimanda a www.aedes.it), ed in particolare della descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, oltre ai casi prova risolti, permette di considerare il software idoneo allo studio della struttura oggetto della presente relazione.

2.8.3. Modellazione della geometria e delle proprietà meccaniche

Per la modellazione geometrica degli elementi strutturali si è fatto riferimento al rilievo geometrico strutturale (si veda §2.2) ed a schemi e formule note della scienza e della tecnica delle costruzioni.

Le proprietà meccaniche dei materiali sono invece state assunte in conformità a quanto indicato nelle NTC'18, così come descritto nel §2.6.

2.9. Dimensionamento degli interventi di cerchiatura

I telai metallici sono stati progettati in modo da garantire un miglioramento in termini sia di resistenza alle azioni nel piano della parete, sia di capacità di deformazione e contestualmente in modo da ripristinare, senza variazioni significative, la rigidità iniziale del paramento murario modificato.

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi condotta con AC.M per tutte le cerchiature previste, confrontando la parete in oggetto nella configurazione attuale ed in quella di progetto.

Come si evince gli interventi possono essere qualificati come riparazioni locali, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidità (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

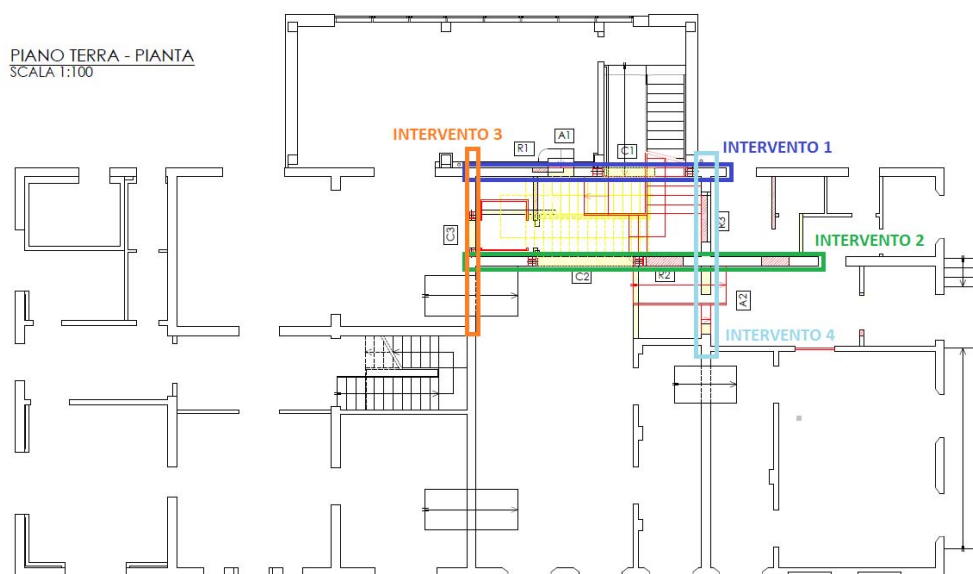


Figura 8 – Pianta chiave interventi – Piano terra

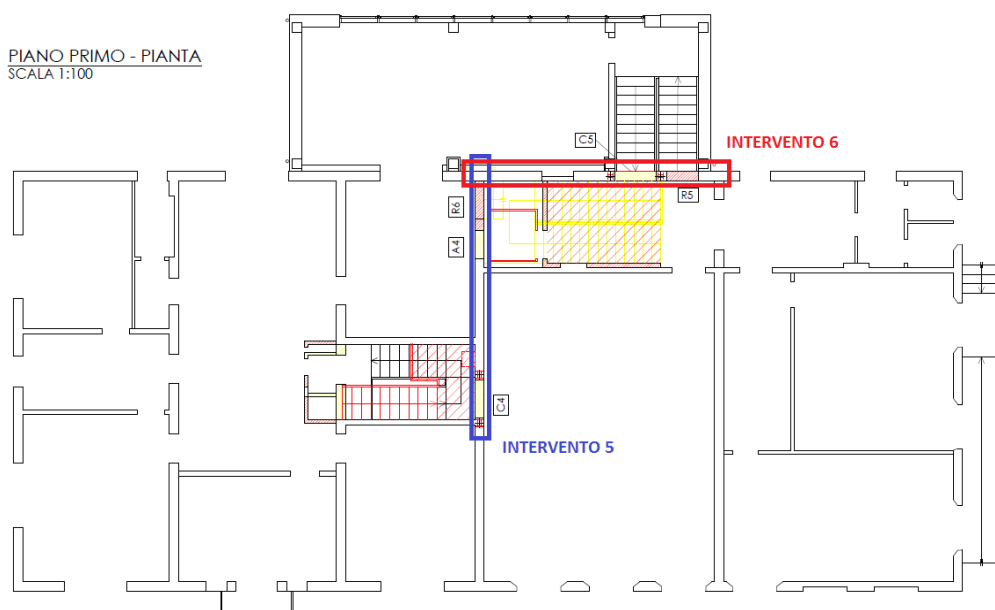


Figura 9 – Pianta chiave interventi – Piano primo

2.9.1. Intervento 1

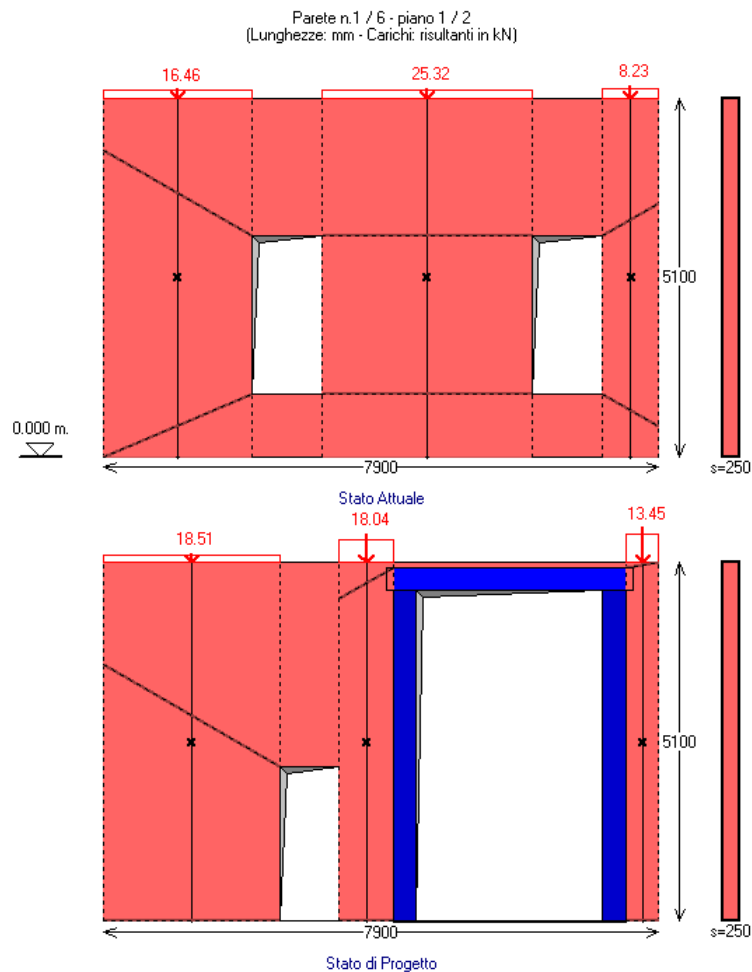


Figura 10 – Intervento 1 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	H _{calc}	(H/B)	K	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Spost.(mm)	
		(mm)		(N/mm)	Taglio	Taglio	Press.compl.	F,ult.	lim. - ult.
					f.diag.	scorr.	somm./base	(max)	elast.
1)	2100	5100	2.43	8129	34.78	-	6.64/ 25.95	25.95	0.82 30.60
2)	3000	5100	1.70	16994	50.36	-	14.56/ 55.05	50.36	0.86 30.60
3)	800	5100	6.38	665	13.97	-	1.26/ 4.36	4.36	1.89 30.60

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 178.61

Carico applicato (kN) = 50.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 139.30

Massa sismica = P/g (kgm) = 14205

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 80.68

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 80.68

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 30.60

Energia dissipata (J=N*m) = 2225.18

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 56.47

Rigidità elastica: k* (N/mm) = 13545

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.203

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 5.95

forza Fy* (kN) = 80.54

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.318 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 3.274$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 44.35$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = 80.54$

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.551$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 3.274$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: $\text{(mm)} = 3.274$

Capacità di spostamento a SLV: $\text{(mm)} = 30.600$

Rapporto: Capacità/Domanda = 9.345: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come a_g , accelerazione su roccia)

Capacità: $PGA,CLV = 0.273 \text{ g}$

Domanda: $PGA,DLV = 0.126 \text{ g}$

Rapporto (Capacità/Domanda): $(PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167$

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO**Maschi murari**

n.	B	H	H/B	K	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	lim. - ult. elast.
1)	2500	5100	2.04	11842	41.20	-	8.90/36.48	36.48	0.75 30.60
2)	770	5100	6.62	596	15.61	-	2.55/5.40	5.40	4.28 30.60
3)	470	5100	10.85	142	9.68	-	1.15/1.96	1.96	8.04 30.60

Cerchiature

n.	B	H	K,in	F,el	Spost. elast.	K,fin	F,ult	Spost. snerv.-ult.
	(mm)		(N/mm)	(kN)	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm) (mm)
2)	3310	4700	11427	271.62	23.77	11427	271.62	23.77 30.60

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete $\text{(kN)} = 110.10$

Carico applicato $\text{(kN)} = 50.00$

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico $P \text{ (kN)} = 105.05$

Massa sismica = $P/g \text{ (kgm)} = 10712$

Resistenza massima (taglio alla base) $\text{(kN)} = 315.46$

Resistenza allo Stato Limite Ultimo $\text{(kN)} = 271.62$

Spostamento allo Stato Limite Ultimo $\text{(mm)} = 30.60$

Energia dissipata $(J=N*m) = 6253.48$

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = $\text{(kN)} = 220.82$

Rigidezza elastica: $k^* \text{ (N/mm)} = 14131$

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*} \text{ (sec)} = 0.173$

Punto di snervamento: spostamento $dy^* \text{ (mm)} = 23.44$

forza $F_y^* \text{ (kN)} = 331.22$

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.318 \text{ g}$
- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*) \text{ (mm)} = 2.367$
- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^* \text{ (kN)} = 33.45$
(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);
- forza di snervamento $F_y^* \text{ (kN)} = 331$
(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.101$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: $d^*,max \text{ (mm)} = 2.367$

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: $\text{(mm)} = 2.367$

Capacità di spostamento a SLV: $\text{(mm)} = 30.600$

Rapporto: Capacità/Domanda = 12.927: Capacità > Domanda

Stato di Progetto: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): $(PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167$

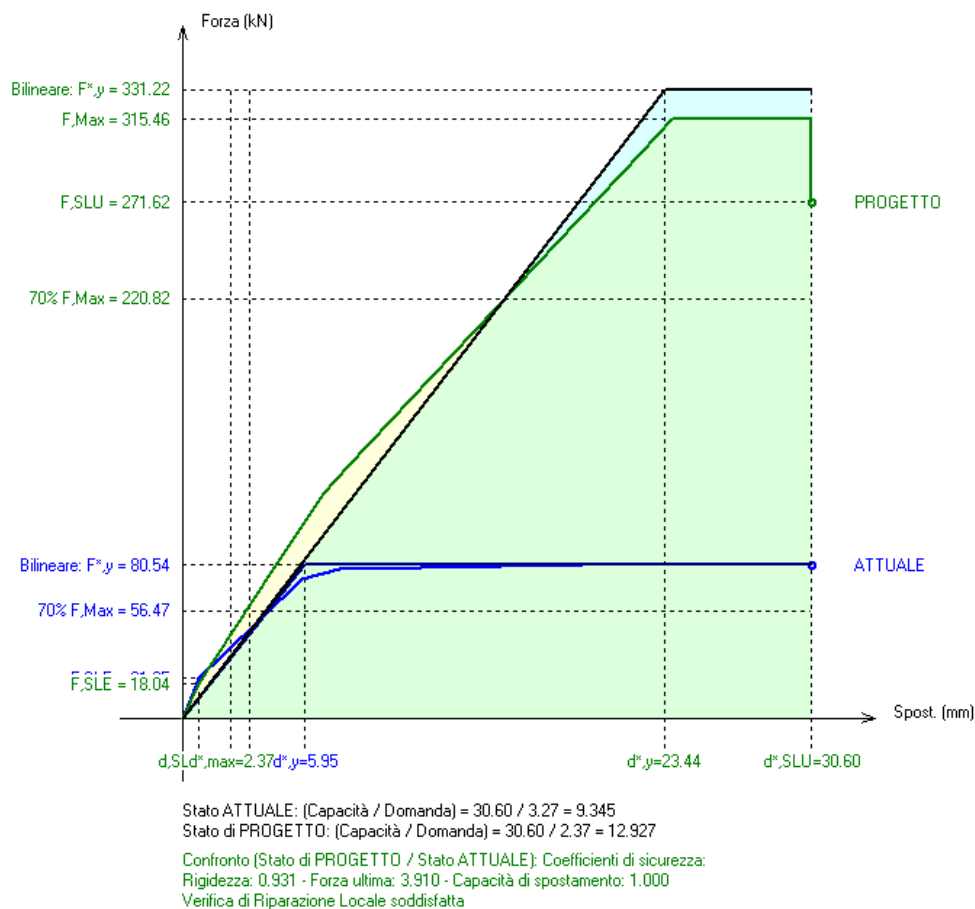


Figura 11 – Intervento 1 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	25788	24008	0.931	compreso fra +/-15% (-6.9%)
F,ult)	80.68	315.46	3.910	> 1 (+291.0%)
Cap.Sp.)	30.60	30.60	1.000	= 1 (=)
En.)	2225.18	6253.48	2.810	> 1 (+181.0%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.9.2. Intervento 2

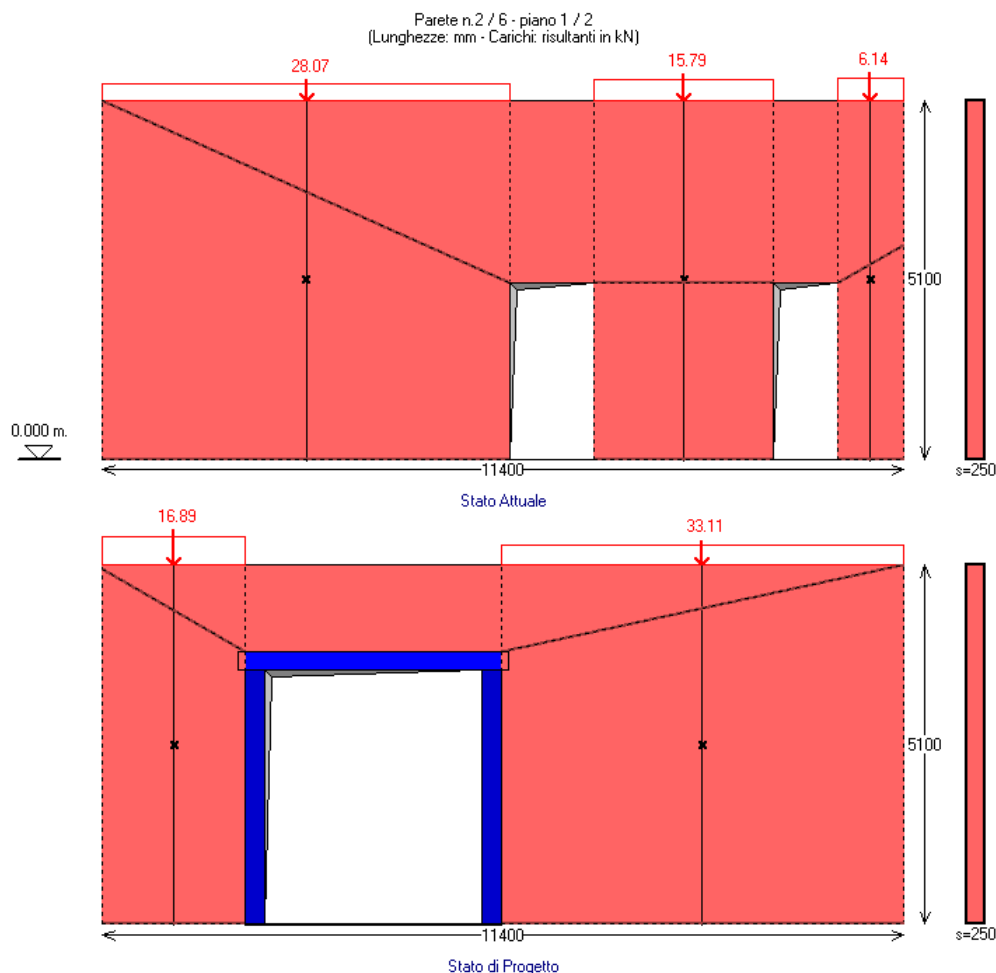


Figura 12 – Intervento 2 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		F,ult. (max)	Spost.(mm) lim. - ult. elast.	
		(mm)		Taglio f.diag.	Taglio scorr.	Press.compl. somm./base		
1)	5800	5100	0.88	48760	91.48	-	31.51/	176.60
2)	2550	5100	2.00	12336	42.07	-	7.77/	39.41
3)	950	5100	5.37	1077	15.81	-	1.12/	5.61

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 262.58

Carico applicato (kN) = 50.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 181.29

Massa sismica = P/g (kgm) = 18486

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 136.50

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 136.50

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 30.60

Energia dissipata (J=N*m) = 3905.04

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 95.55

Rigidità elastica: k* (N/mm) = 44644

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.128

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.01

forza Fy* (kN) = 134.21

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.318 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 1.293

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 57.72

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 134.21

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.430

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 1.293

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.293

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 30.600

Rapporto: Capacità/Domanda = 23.667: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.			lim.	ult.
1)	5800	5100	0.88	48760	91.48	-	31.51/ 176.60	91.48	0.65	30.60
2)	2550	5100	2.00	12336	42.07	-	7.77/ 39.41	39.41	0.63	30.60
3)	950	5100	5.37	1077	15.81	-	1.12/ 5.61	5.61	1.04	30.60

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 262.58

Carico applicato (kN) = 50.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 181.29

Massa sismica = P/g (kgm) = 18486

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 136.50

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 136.50

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 30.60

Energia dissipata (J=N*m) = 3905.04

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 95.55

Rigidità elastica: k* (N/mm) = 44644

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.128

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.01

forza Fy* (kN) = 134.21

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.318 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 1.293

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 57.72

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 134.21

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.430

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 1.293

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.293

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 30.600

Rapporto: Capacità/Domanda = 23.667: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

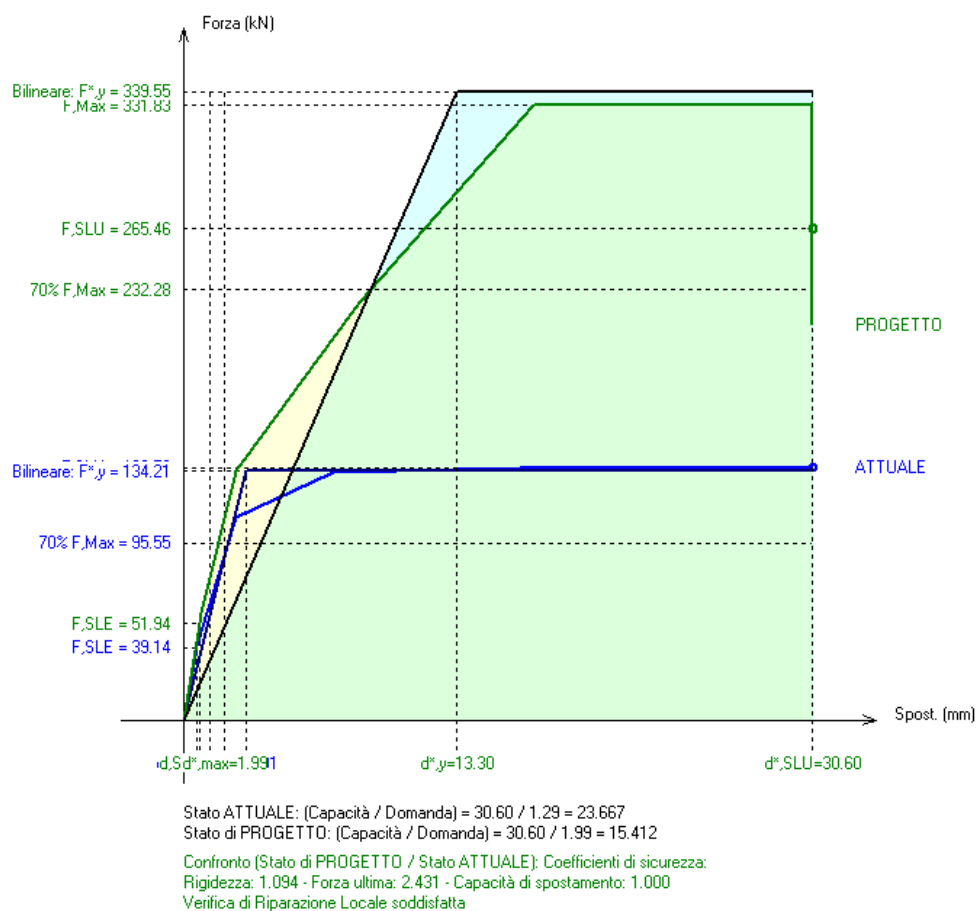


Figura 13 – Intervento 2 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	62173	68002	1.094	compreso fra +/-15% (+9.4%)
F,ult)	136.50	331.83	2.431	> 1 (+143.1%)
Cap.Sp.)	30.60	30.60	1.000	= 1 (=)
En.)	3905.04	8132.12	2.082	> 1 (+108.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.9.3. Intervento 3

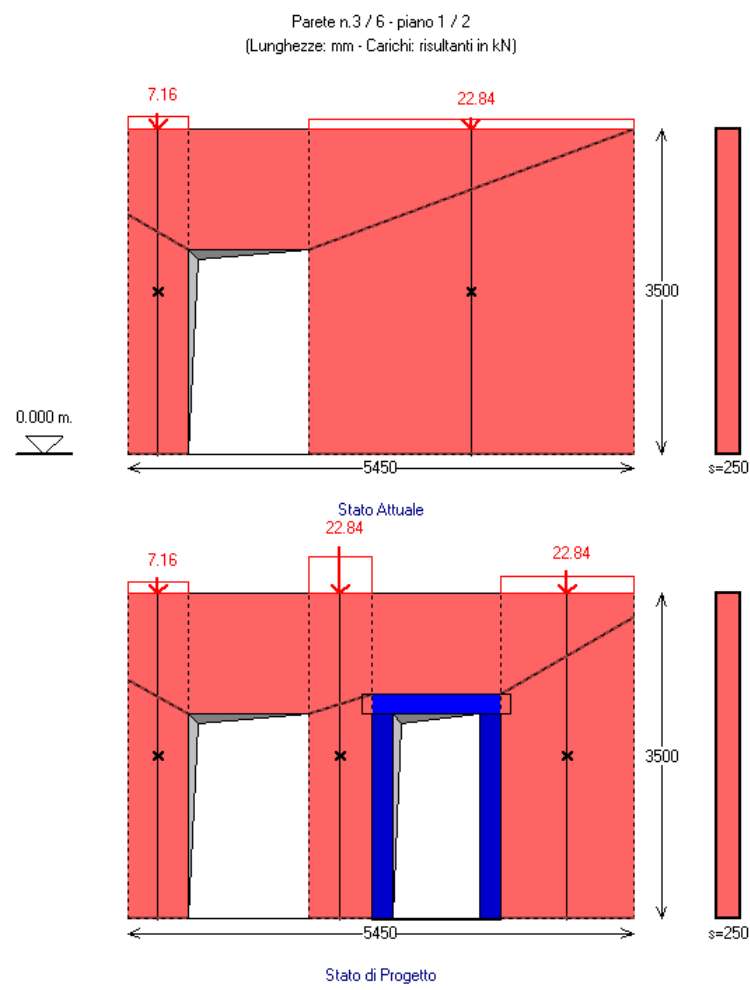


Figura 14 – Intervento 3 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.			lim.	ult.
1)	650	3500	5.38	1068	10.97	-	1.29/	3.60	3.60	1.21
2)	3500	3500	1.00	40761	53.56	-	22.45/	76.71	53.56	0.55

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 80.57

Carico applicato (kN) = 30.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 70.29

Massa sismica = P/g (kgm) = 7167

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 57.15

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 57.15

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 21.00

Energia dissipata (J=N*m) = 1144.62

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 40.01

Rigidezza elastica: k^* (N/mm) = 33061

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.093

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.72

forza Fy^* (kN) = 56.83

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.313$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.666

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 22.03

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 56.83

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.388$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.666

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.666

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 21.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 31.522: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.			lim.	ult.
1)	650	3500	5.38	1068	10.97	-	1.29/	3.60	3.60	1.21
2)	3500	3500	1.00	40761	53.56	-	22.45/	76.71	53.56	21.00

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 80.57

Carico applicato (kN) = 30.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 70.29

Massa sismica = P/g (kgm) = 7167

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 57.15

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 57.15

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 21.00

Energia dissipata (J=N*m) = 1144.62

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 40.01

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 33061

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.093

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.72

forza Fy^* (kN) = 56.83

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.313$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.666

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 22.03

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 56.83

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.388$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.666

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.666

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 21.000

Rapporto: Capacità/Domanda = 31.522: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

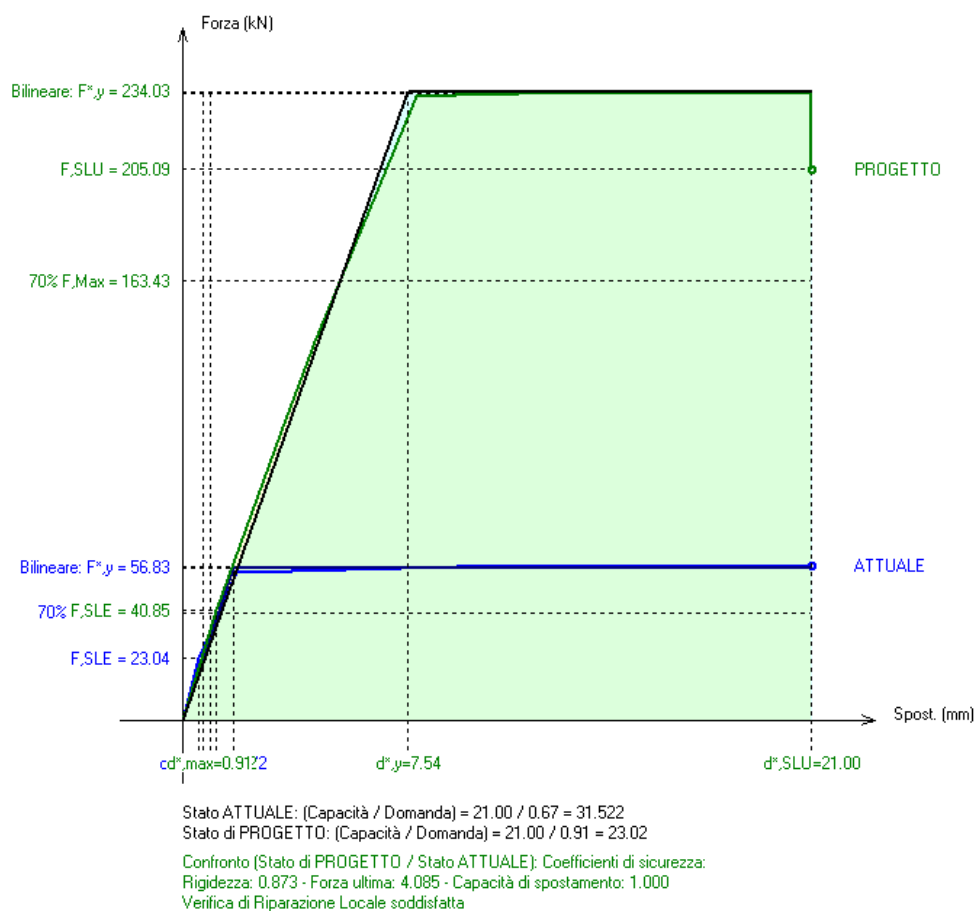


Figura 15 – Intervento 3 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	41829	36508	0.873	compreso fra +/-15% (-12.7%)
F,ult)	57.15	233.47	4.085	> 1 (+308.5%)
Cap.Sp.)	21.00	21.00	1.000	= 1 (=)
En.)	1144.62	4032.41	3.523	> 1 (+252.3%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.9.4. Intervento 4

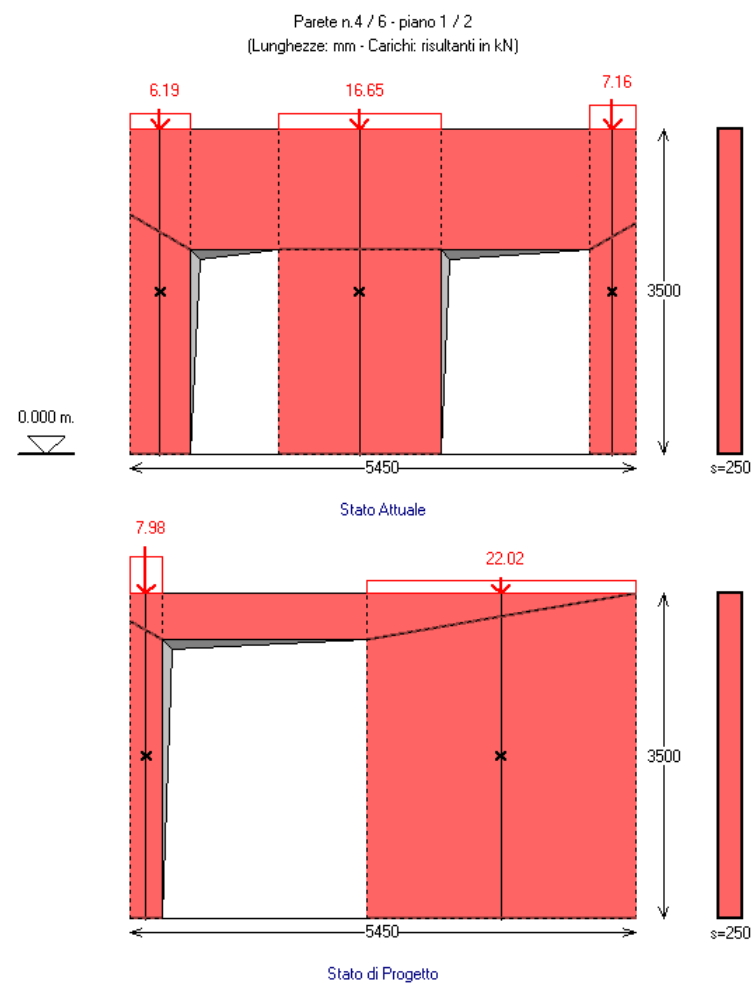


Figura 16 – Intervento 4 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.				lim.	ult.
1)	650	2200	3.38	3680	11.18	-	3.11/	5.23	5.23	0.85	13.20
2)	1750	2200	1.26	28791	30.09	-	22.53/	37.89	30.09	0.78	13.20
3)	500	2200	4.40	1856	9.45	-	2.52/	4.01	4.01	1.36	13.20

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 75.51

Carico applicato (kN) = 30.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 67.76

Massa sismica = P/g (kgm) = 6909

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 39.33

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 39.33

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 13.20

Energia dissipata ($J=N*m$) = 491.57

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 27.53

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 33781

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{(m^*/k^*)}$ (sec) = 0.090

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.15

forza Fy^* (kN) = 38.94

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.308$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.618

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 20.87

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 38.94

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.536$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.618

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.618

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 13.200

Rapporto: Capacità/Domanda = 21.368: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come a_g , accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	H	H/B	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.				lim.	ult.
1)	650	2200	3.38	3680	11.18	-	3.11/	5.23	5.23	0.85	13.20
2)	1750	2200	1.26	28791	30.09	-	22.53/	37.89	30.09	0.78	13.20
3)	500	2200	4.40	1856	9.45	-	2.52/	4.01	4.01	1.36	13.20

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 75.51

Carico applicato (kN) = 30.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 67.76

Massa sismica = P/g (kgm) = 6909

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 39.33

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 39.33

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 13.20

Energia dissipata ($J=N*m$) = 491.57

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 27.53

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 33781

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.090

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.15

forza Fy^* (kN) = 38.94

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.308$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.618

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 20.87

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 38.94

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.536$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.618

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.618

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 13.200

Rapporto: Capacità/Domanda = 21.368: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come a_g , accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

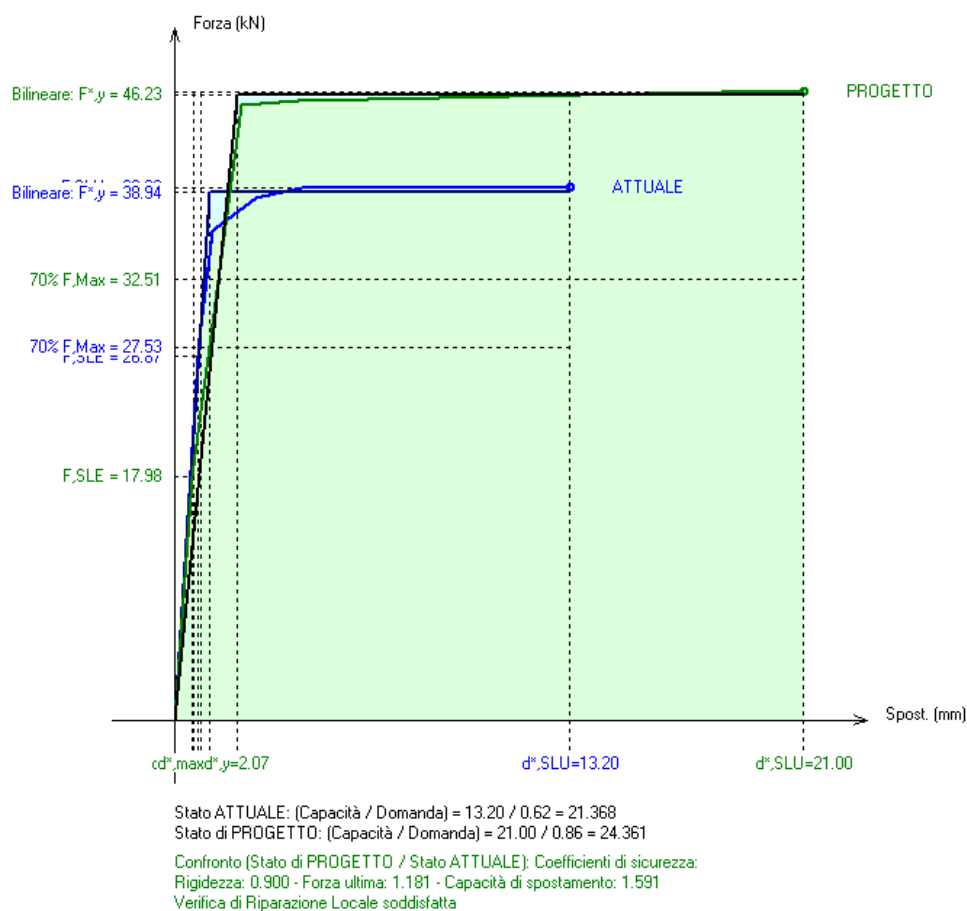


Figura 17 – Intervento 4 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	34326	30905	0.900	compreso fra +/-15% (-10.0%)
F,ult)	39.33	46.44	1.181	> 1 (+18.1%)
Cap.Sp.)	13.20	21.00	1.591	> 1 (+59.1%)
En.)	491.57	561.37	1.142	> 1 (+14.2%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.9.5. Intervento 5

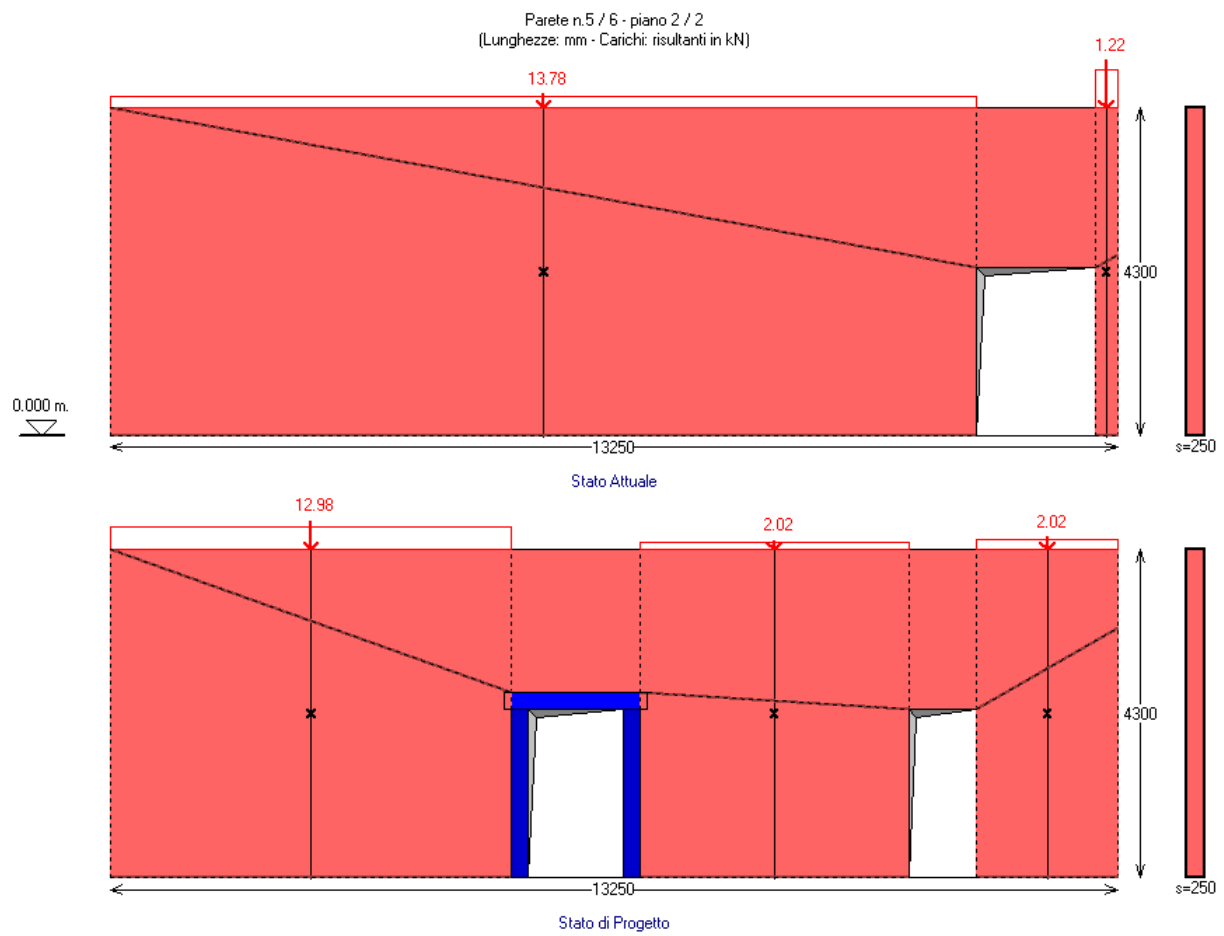


Figura 18 – Intervento 5 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (mm)	(H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		Press.compl. somm./base	F,ult. (max)	Spost.(mm)	
					Taglio f.diag.	Taglio scorr.			lim.	ult.
1)	11400	4300	0.38	132832	163.80	-	36.42/	604.82	163.80	0.27 25.80
2)	300	4300	14.33	63	5.33	-	0.08/	0.87	0.41	1.34 25.80

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 255.69

Carico applicato (kN) = 15.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 142.85

Massa sismica = P/g (kgm) = 14566

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 164.21

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 164.21

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 25.80

Energia dissipata (J=N*m) = 4124.23

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 114.95

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 123295

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.068

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 1.33

forza Fy^* (kN) = 164.09

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.264$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.306

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 37.76

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 164.09

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.230$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.306

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.306

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 25.800

Rapporto: Capacità/Domanda = 84.252: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO**Maschi murari**

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Spost.(mm)		
		(mm)		(N/mm)	Taglio	Taglio	Press.compl.	F,ult.	lim. - ult.	
					f.diag.	scorr.	somm./base	(max)	elast.	
1)	5280	4300	0.81	54004	78.02	-	15.84/	140.97	78.02	0.29 25.80
2)	3530	4300	1.22	30277	51.31	-	1.65/	62.98	51.31	0.05 25.80
3)	1850	4300	2.32	8961	26.92	-	0.86/	17.01	17.01	0.10 25.80

Cerchiature

n.	B	H	K,in	F,el	Spost.	K,fin	F,ult	Spost.
		(mm)			elast.			snerv.-ult.
			(N/mm)	(kN)	(mm)	(N/mm)	(kN)	(mm) (mm)
1)	1690	2200	26241	205.09	7.82	26241	205.09	7.82 25.80

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 251.88

Carico applicato (kN) = 17.02

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 142.95

Massa sismica = P/g (kgm) = 14577

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 351.44

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 281.15

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 25.80

Energia dissipata (J=N*m) = 8071.05

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 246.00

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 62376

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.096

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 5.63

forza Fy^* (kN) = 351.14

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.318$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 0.730

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 45.52

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 351

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.130$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risulta: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 0.730

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 0.730

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 25.800

Rapporto: Capacità/Domanda = 35.356: Capacità > Domanda

Stato di Progetto: Risultati in termini di PGA:

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

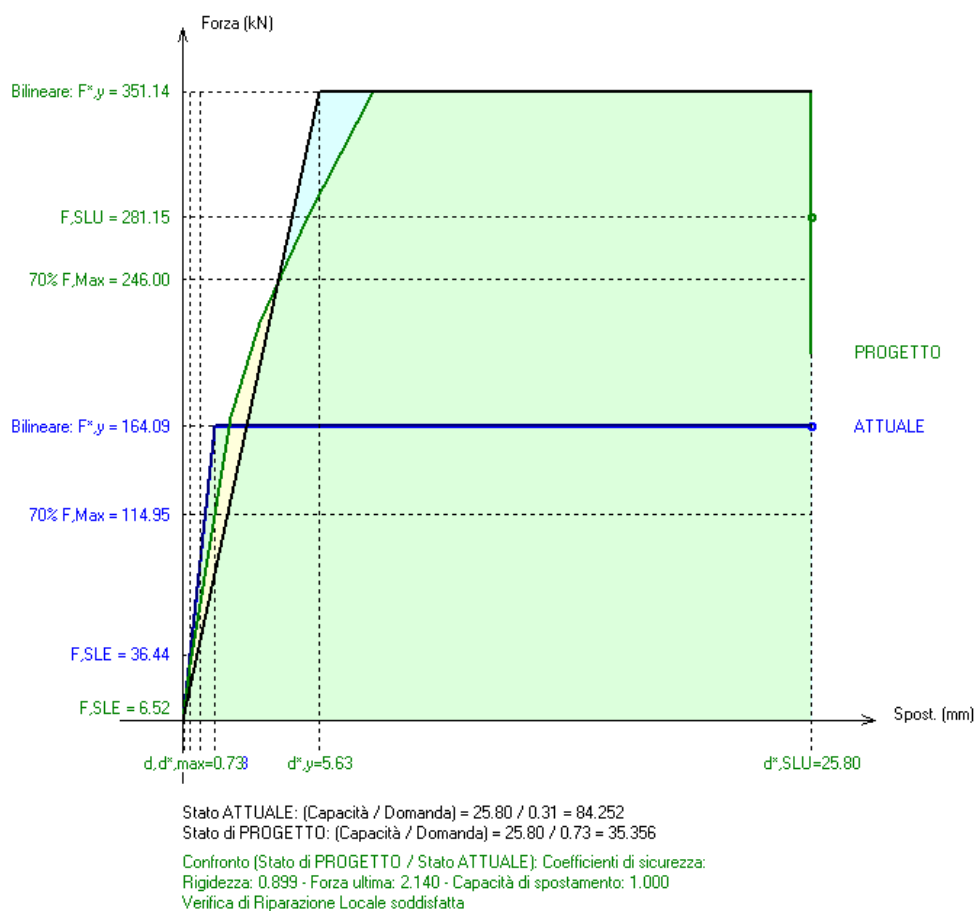


Figura 19 – Intervento 5 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult:kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	132894	119483	0.899	compreso fra +/-15% (-10.1%)
F,ult)	164.21	351.44	2.140	> 1 (+114.0%)
Cap.Sp.)	25.80	25.80	1.000	= 1 (=)
En.)	4124.23	8071.05	1.957	> 1 (+95.7%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.9.6. Intervento 6

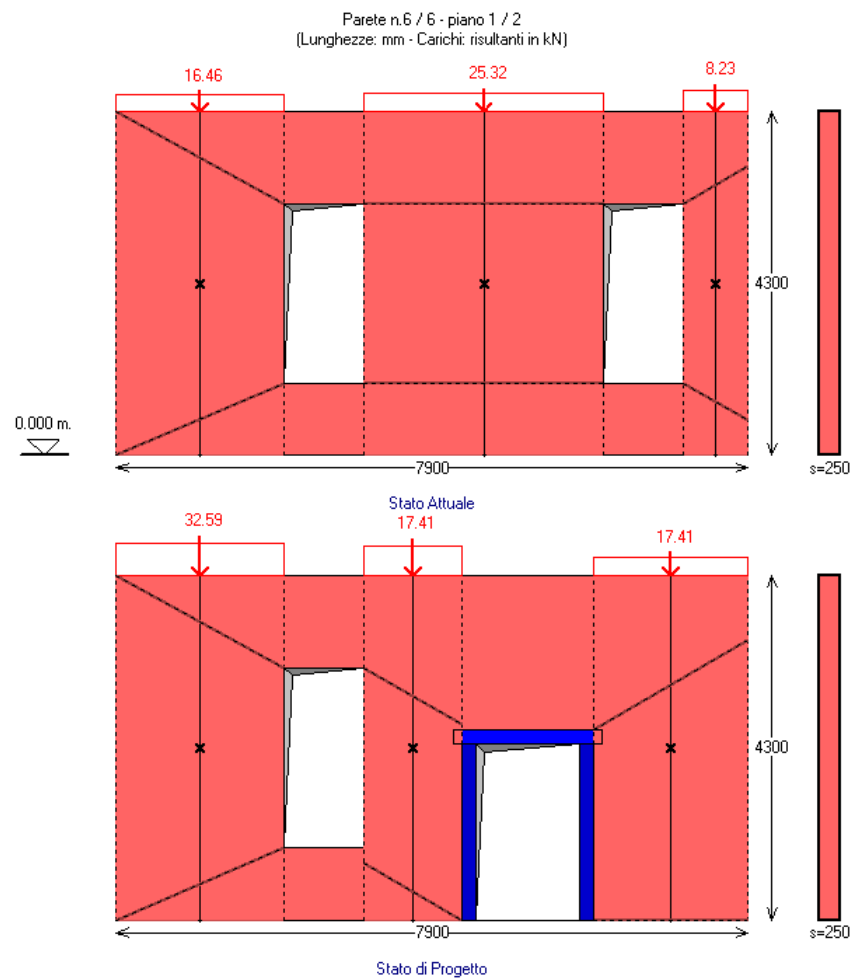


Figura 20 – Intervento 6 – Stato attuale e di progetto

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]			Spost.(mm)		
		(mm)		(N/mm)	Taglio	Taglio	Press.compl.	F,ult.	lim.	ult.
					f.diag.	scorr.	somm./base	(max)	elast.	
1)	2100	4300	2.05	11751	33.71	-	7.87/	26.95	0.67	25.80
2)	3000	4300	1.43	23135	48.75	-	17.27/	56.95	0.75	25.80
3)	800	4300	5.38	1074	13.46	-	1.49/	4.47	1.39	25.80

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 142.97

Carico applicato (kN) = 50.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 121.48

Massa sismica = P/g (kgm) = 12388

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 80.17

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 80.17

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 25.80

Energia dissipata ($J=N*m$) = 1917.35

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 56.12

Rigidità elastica: k^* (N/mm) = 21615

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.150

Punto di snervamento: spostamento dy^* (mm) = 3.70

forza Fy^* (kN) = 80.06

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: $S_e(T^*) = 0.318$ g

- in spostamento: $d^*,e,max = S_{De}(T^*)$ (mm) = 1.790

- forza di risposta elastica = $S_e(T^*) m^*$ (kN) = 38.68

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy^* (kN) = 80.06

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: $q^* = 0.483$

Controllo su q^* secondo §7.8.1.6:

risultato: $q^* \leq 3$: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

$q^* \leq 1$, e quindi: $d^*,max = d^*,e,max$

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d^*,max (mm) = 1.790

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.790

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 25.800

Rapporto: Capacità/Domanda = 14.417: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come a_g , accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

ANALISI SISMICA STATO ATTUALE

Maschi murari

n.	B	Hcalc (H/B)	K (N/mm)	Resistenza(kN) [blu=lim.elast.]		Press.compl.		F,ult. (max)	Spost.(mm) lim. - ult. elast.	
		(mm)		Taglio f.diag.	Taglio scorr.	somm./base				
1)	2100	4300	2.05	11751	33.71	-	7.87/	26.95	26.95	0.67 25.80
2)	3000	4300	1.43	23135	48.75	-	17.27/	56.95	48.75	0.75 25.80
3)	800	4300	5.38	1074	13.46	-	1.49/	4.47	4.47	1.39 25.80

SISTEMA 1-GDL (a 1 grado di libertà)

Peso proprio parete (kN) = 142.97

Carico applicato (kN) = 50.00

Massa sismica valutata su metà altezza della parete, da cui: Peso sismico P (kN) = 121.48

Massa sismica = P/g (kgm) = 12388

Resistenza massima (taglio alla base) (kN) = 80.17

Resistenza allo Stato Limite Ultimo (kN) = 80.17

Spostamento allo Stato Limite Ultimo (mm) = 25.80

Energia dissipata (J=N*m) = 1917.35

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE (a 1 grado di libertà)

70% della Resistenza massima del sistema 1-GDL = (kN) = 56.12

Rigidità elastica: k* (N/mm) = 21615

Periodo elastico: $T^* = 2\pi\sqrt{m^*/k^*}$ (sec) = 0.150

Punto di snervamento: spostamento dy* (mm) = 3.70

forza Fy* (kN) = 80.06

Risposta massima in spostamento del sistema equivalente:

Risposta del sistema elastico di pari periodo:

- in accelerazione: S,e(T*) = 0.318 g

- in spostamento: d*,e,max = S,De(T*) (mm) = 1.790

- forza di risposta elastica = S,e(T*) m* (kN) = 38.68

(taglio totale agente sulla base del sistema equivalente 1-GDL calcolato dallo spettro di risposta elastico);

- forza di snervamento Fy* (kN) = 80.06

(taglio alla base resistente del sistema equivalente 1-GDL ottenuto dall'analisi non lineare)

Rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento: q* = 0.483

Controllo su q* secondo §7.8.1.6:

risulta: q* <= 3: la verifica di sicurezza può essere eseguita.

q* <= 1, e quindi: d*,max = d*,e,max

Risposta in spostamento del sistema anelastico: d*,max (mm) = 1.790

Verifica di sicurezza (§7.3.4.1 - §7.8.1.5.4 - §C7.3.4.1 - §C7.8.1.5.4):

Domanda sismica in spostamento: (mm) = 1.790

Capacità di spostamento a SLV: (mm) = 25.800

Rapporto: Capacità/Domanda = 14.417: Capacità > Domanda

Risultati in termini di PGA:

la parete si imposta sulle fondazioni dell'edificio, appartiene cioè al piano 1

(piano 1 = piano più basso dell'edificio, interrato o terreno):

l'accelerazione sismica alla base della parete coincide con l'accelerazione al suolo (PGA).

Per il calcolo dell'accelerazione sismica sostenibile non è quindi necessario alcun fattore correttivo

(cfr. §C8A.4.2.3 per l'analisi dei sottosistemi posti in elevazione).

Stato Attuale: Risultati in termini di PGA:

(PGA è definita come ag, accelerazione su roccia)

Capacità: PGA,CLV = 0.273 g

Domanda: PGA,DLV = 0.126 g

Rapporto (Capacità/Domanda): (PGA,CLV/PGA,DLV) = 2.167

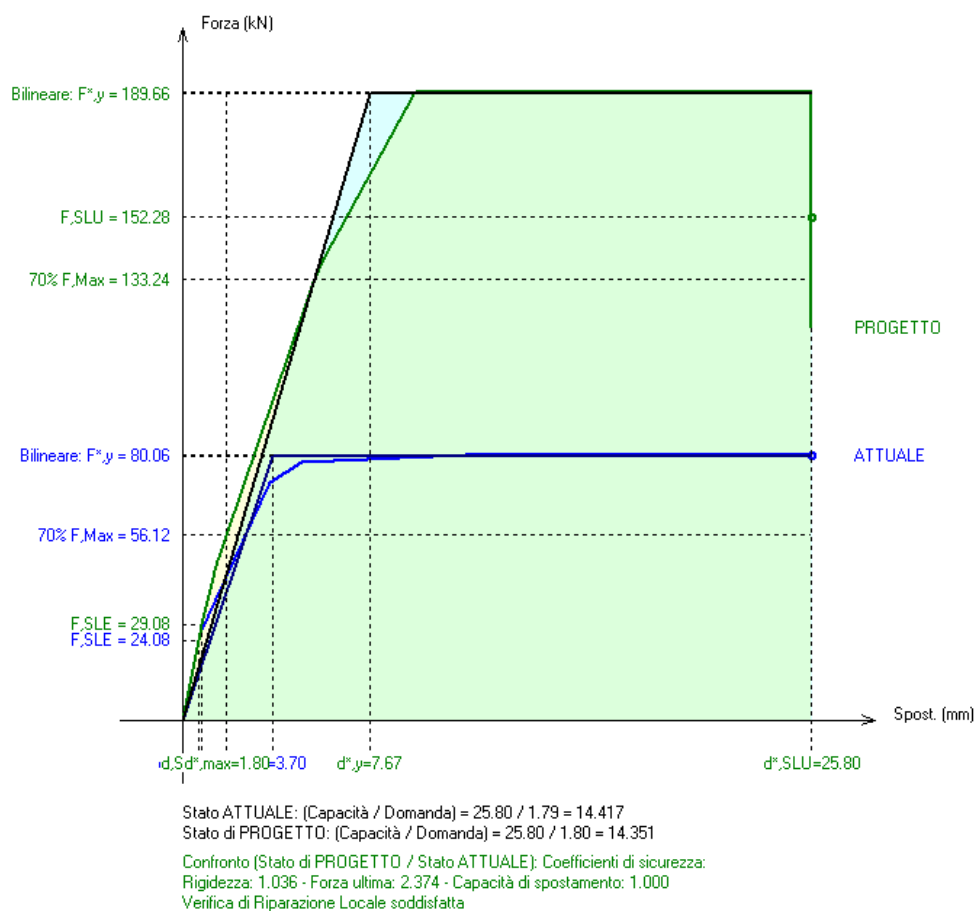


Figura 21 – Intervento 6 – Curva di capacità – Confronto stato attuale e stato di progetto

COEFFICIENTI DI SICUREZZA

[Rig.K:N/mm - F,ult :kN - Cap.Sp.:mm - En.:J=N*m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rig.K)	35959	37255	1.036	compreso fra +/-15% (+3.6%)
F,ult)	80.17	190.35	2.374	> 1 (+137.4%)
Cap.Sp.)	25.80	25.80	1.000	= 1 (=)
En.)	1917.35	4165.97	2.173	> 1 (+117.3%)

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti (§C8.4.3) su: rigidezza (variazione non significativa), e resistenza e capacità di deformazione (allo Stato di Progetto non peggiorano rispetto allo Stato Attuale).

2.10. Verifiche degli elementi strutturali

2.10.1. Interventi di cerchiatura

Di seguito vengono riportate le verifiche agli stati limite ultimi ed agli stati limite di esercizio per gli elementi in acciaio della cerchiatura progettata.

2.10.1.1. *Telaio di cerchiatura C1*

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 330x2

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]
Acciaio: S235 (Fe360)

V_{Ed} (max reazione agli appoggi) = **51.06**

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 796.04$

=> $V_{Ed} < V_{Rd}$

M_{Ed} (max momento) = **36.28**

per $x = 0$ (luce di calcolo=2650) mm

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t \cdot \epsilon) = 36.13$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 1609 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 360.02$

=> $M_{Ed} < M_{Rd}$

dove:

$A_v [(4.2.19) \text{ in } §4.2.4.1.2] (\text{mm}^2) = 6161$

$f_{yk} (\text{N/mm}^2) = 235.0$

$\gamma_{M0} = 1.05$

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 330x2

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]
Acciaio: S235 (Fe360)

V_{Ed} (max reazione agli appoggi) = **51.06**

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 796.04$

=> $V_{Ed} < V_{Rd}$

M_{Ed} (max momento) = **36.28**

per $x = 0$ (luce di calcolo=2650) mm

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t \cdot \epsilon) = 36.13$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 1609 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 360.02$

=> $M_{Ed} < M_{Rd}$

dove:

$A_v [(4.2.19) \text{ in } §4.2.4.1.2] (\text{mm}^2) = 6161$

$f_{yk} (\text{N/mm}^2) = 235.0$

$\gamma_{M0} = 1.05$

Traverso superiore (architrave): IPE 330x2
 Verifica di deformabilità [§4.2.4.2]:
 Combinazione: caratteristica (rara).
 $f_{max} = 0.370 = 1 / 7161$ luce
 per $x = 0$ (luce di calcolo=2650) mm

2.10.1.2. Telaio di cerchiatura C2

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 270x2
 Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
 ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]
 Acciaio: S235 (Fe360)

V_{Ed} (max reazione agli appoggi) = 60.50
 $V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 570.96$
 $\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

M_{Ed} (max momento) = 50.58
 per $x = 0$ (luce di calcolo=3100) mm
 Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1
 essendo: $c / (t \cdot \epsilon) = 33.27$
 (classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)
 Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 968 \text{ cm}^3$
 $M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 216.65$
 $\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

dove:
 A_v [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] (mm^2) = 4419
 f_{yk} (N/mm^2) = 235.0
 $\gamma_{M0} = 1.05$

Verifiche di resistenza per i Giunti saldati

[momenti: kNm - tensioni: N/mm^2]

Traverso superiore (architrave): IPE 270x2
 i cordoni di saldatura del traverso coincidono
 con i cordoni a flessione L1 e L2 del montante
 $M_{Rd} \cdot 1.1 \cdot \gamma_{Rd} = 285.97$
 dove: $\gamma_{Rd} = 1.20$

Verifica a flessione:
 W (mm^3) = 847837 ; $\sigma_{ort.} = M_{Ed}/W = 337.3$
 $\Rightarrow \sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 \cdot 1.25) = 360.0$

Montante (piedritto): IPE 270x2
 Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1
 essendo: $c / (t \cdot \epsilon) = 33.27$
 (classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)
 Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 968 \text{ cm}^3$
 $M_{Rd} = 216.65$
 $L1$ (mm) = 119 ; $L2$ (mm) = 41 ; $L3$ (mm) = 220

Verifica a taglio (N/mm):
 $V_{Ed} = 2 \cdot M_{Rd} / H = 2 \cdot 216.65 \cdot 10^6 / 3600 = 120360$
 $F_{w,Ed} = V_{Ed} / L3 = 548$
 $F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25) = 3326$
 $\Rightarrow F_{w,Ed} < F_{w,Rd}$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 847837$; $\sigma_{\text{ort.}} = M_{\text{Ed}}/W = 255.5$
 $\Rightarrow \sigma_{\text{ort.}} < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0$
 $[f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 360.0]$

Traverso superiore (architrave): IPE 270x2
Verifica di deformabilità [§4.2.4.2]:
 Combinazione: caratteristica (rara).
 $\text{freccia } f_{\text{max}} \text{ (mm)} = 1.436 = 1 / 2158 \text{ luce}$
 $\text{per } x = 0 \text{ (luce di calcolo=3100) mm}$

2.10.1.3. Telaio di cerchiatura C3

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2
 Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
 ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]
 Acciaio: S235 (Fe360)

$V_{\text{Ed}} \text{ (max reazione agli appoggi)} = 15.71$
 $V_{\text{Rd}} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 411.19$
 $\Rightarrow V_{\text{Ed}} < V_{\text{Rd}}$

$M_{\text{Ed}} \text{ (max momento)} = 3.86$
 $\text{per } x = 0 \text{ (luce di calcolo= 950) mm}$
 Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1
 essendo: $c / (t * \epsilon) = 30.10$
 (classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)
 Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 571 \text{ cm}^3$
 $M_{\text{Rd}} = W * f_{yk} / \gamma_{M0} = 127.75$
 $\Rightarrow M_{\text{Ed}} < M_{\text{Rd}}$

dove:
 $A_v [(4.2.19) \text{ in } §4.2.4.1.2] \text{ (mm}^2\text{)} = 3182$
 $f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 235.0$
 $\gamma_{M0} = 1.05$

Verifiche di resistenza per i Giunti saldati
 [momenti: kNm - tensioni: N/mm²]

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2
 i cordoni di saldatura del traverso coincidono
 con i cordoni a flessione L1 e L2 del montante
 $M_{\text{Rd}} * 1.1 * \gamma_{\text{Rd}} = 168.63$
 dove: $\gamma_{\text{Rd}} = 1.20$

Verifica a flessione:
 $W \text{ (mm}^3\text{)} = 541468$; $\sigma_{\text{ort.}} = M_{\text{Ed}}/W = 311.4$
 $\Rightarrow \sigma_{\text{ort.}} < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0$

Montante (piedritto): IPE 220x2
 Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1
 essendo: $c / (t * \epsilon) = 30.10$
 (classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)
 Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 571 \text{ cm}^3$
 $M_{\text{Rd}} = 127.75$
 $L1 \text{ (mm)} = 94$; $L2 \text{ (mm)} = 32$; $L3 \text{ (mm)} = 178$

Verifica a taglio (N/mm):
 $V_{\text{Ed}} = 2 * M_{\text{Rd}} / H = 2 * 127.75 * 10^6 / 2200 = 116137$
 $F_{w, \text{Ed}} = V_{\text{Ed}} / L3 = 654$

$F_{w,Rd} = a * f_{tk} / (\sqrt{3} * 0.8 * 1.25) = 3326$
=> $F_{w,Ed} < F_{w,Rd}$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 541468$; $\sigma_{ort.} = M_{Ed}/W = 235.9$
=> $\sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0$

[$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 360.0$]

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2

Verifica di deformabilità [§4.2.4.2]:

Combinazione: caratteristica (rara).
freccia $f_{max} \text{ (mm)} = 0.021 = 1 / 44871$ luce
per $x = 0$ (luce di calcolo= 950) mm

2.10.1.4. Telaio di cerchiatura C4

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,
ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]
Acciaio: S235 (Fe360)

$V_{Ed} \text{ (max reazione agli appoggi)} = 21.15$

$V_{Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}) = 411.19$
=> $V_{Ed} < V_{Rd}$

$M_{Ed} \text{ (max momento)} = 6.89$

per $x = 0$ (luce di calcolo=1250) mm

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t * \epsilon) = 30.10$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 571 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = W * f_{yk} / \gamma_{M0} = 127.75$

=> $M_{Ed} < M_{Rd}$

dove:

$A_v \text{ [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] (mm}^2\text{)} = 3182$

$f_{yk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 235.0$

$\gamma_{M0} = 1.05$

Verifiche di resistenza per i Giunti saldati

[momenti: kNm - tensioni: N/mm²]

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2

i cordoni di saldatura del traverso coincidono
con i cordoni a flessione L1 e L2 del montante

$M_{Rd} * 1.1 * \gamma_{Rd} = 168.63$

dove: $\gamma_{Rd} = 1.20$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 541468$; $\sigma_{ort.} = M_{Ed}/W = 311.4$

=> $\sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0$

Montante (piedritto): IPE 220x2

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t * \epsilon) = 30.10$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 571 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = 127.75$

L1 (mm) = 94 ; L2 (mm) = 32 ; L3 (mm) = 178

Verifica a taglio (N/mm):

$V_{Ed} = 2 \cdot M_{Rd} / H = 2 \cdot 127.75 \cdot 10^6 / 2200 = 116137$

$F_{w,Ed} = V_{Ed} / L3 = 654$

$F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot 0.8 \cdot 1.25) = 3326$

=> $F_{w,Ed} < F_{w,Rd}$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 541468$; $\sigma_{ort.} = M_{Ed}/W = 235.9$

=> $\sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 \cdot 1.25) = 360.0$

[f_{tk} (N/mm²) = 360.0]

Traverso superiore (architrave): IPE 220x2

Verifica di deformabilità [§4.2.4.2]:

Combinazione: caratteristica (rara).

freccia f_{max} (mm) = 0.066 = 1 / 19083 luce

per x = 0 (luce di calcolo=1250) mm

2.10.1.5. Telaio di cerchiatura C5

Verifica Statica a SLU di resistenza

Traverso superiore (architrave): IPE 180x2

Ai pesi propri di muratura e architrave si applica $\gamma_F=1.3$,

ai carichi di solaio e concentrati: $\gamma_F=1.5$ (Tab.2.6.I, §2.6.1)

[tagli: kN - momenti: kNm]

Acciaio: S235 (Fe360)

V_{Ed} (max reazione agli appoggi) = 21.82

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 289.55$

=> $V_{Ed} < V_{Rd}$

M_{Ed} (max momento) = 7.39

per x = 0 (luce di calcolo=1300) mm

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t \cdot \epsilon) = 27.55$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 333 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 74.48$

=> $M_{Ed} < M_{Rd}$

dove:

A_v [(4.2.19) in §4.2.4.1.2] (mm²) = 2241

f_{yk} (N/mm²) = 235.0

$\gamma_{M0} = 1.05$

Verifiche di resistenza per i Giunti saldati

[momenti: kNm - tensioni: N/mm²]

Traverso superiore (architrave): IPE 180x2

i cordoni di saldatura del traverso coincidono

con i cordoni a flessione L1 e L2 del montante

$M_{Rd} \cdot 1.1 \cdot \gamma_{Rd} = 98.32$

dove: $\gamma_{Rd} = 1.20$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 354643$; $\sigma_{ort.} = M_{Ed}/W = 277.2$

=> $\sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 \cdot 1.25) = 360.0$

Montante (piedritto): IPE 180x2

Classe della sezione (Tab.4.2.I, §4.2.3.1) = 1

essendo: $c / (t * \epsilon) = 27.55$

(classe per flessione intorno all'asse di inerzia maggiore)

Modulo di resistenza di calcolo [cfr. (4.2.13)]: $W = W_{pl} = 333 \text{ cm}^3$

$M_{Rd} = 74.48$

$L1 \text{ (mm)} = 75$; $L2 \text{ (mm)} = 26$; $L3 \text{ (mm)} = 146$

Verifica a taglio (N/mm):

$V_{Ed} = 2 * M_{Rd} / H = 2 * 74.48 * 10^6 / 2200 = 67713$

$F_{w,Ed} = V_{Ed} / L3 = 464$

$F_{w,Rd} = a * f_{tk} / (\sqrt{3} * 0.8 * 1.25) = 3326$

=> $F_{w,Ed} < F_{w,Rd}$

Verifica a flessione:

$W \text{ (mm}^3\text{)} = 354643$; $\sigma_{ort.} = M_{Ed} / W = 210.0$

=> $\sigma_{ort.} < f_{tk} / (0.8 * 1.25) = 360.0$

[$f_{tk} \text{ (N/mm}^2\text{)} = 360.0$]

Traverso superiore (architrave): IPE 180x2

Verifica di deformabilità [§4.2.4.2]:

Combinazione: caratteristica (rara).

freccia $f_{max} \text{ (mm)} = 0.160 = 1 / 8135$ luce

per $x = 0$ (luce di calcolo=1300) mm

2.10.1.6. Nuovo solaio in laterocemento

Nelle tabelle che seguono vengono riportate le verifiche del solaio in laterocemento nei confronti degli stati limite ultimi e di esercizio.

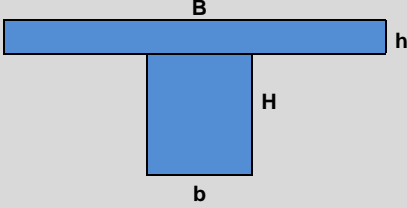

Geometria travetto					
b =	12	cm	base inferiore		
B =	50	cm	base superiore		
h =	4	cm	altezza soletta		
H =	14	cm	altezza travetto (senza sol)		
Af' =	0	cmq	Area armatura superiore		
Af =	5.09	cmq	Area armatura inferiore	2D16	
d' =	3	cm	copriferro arm superiore (da bordo sup)		
d =	3.5	cm	copriferro arm inferiore (da bordo inf)		
Rck	35	N/mmq	Classe CLS		
Es =	2100000	kg/cmq	modulo di elasticità acciaio		
Ec =	325881	kg/cmq	modulo di elasticità cls		
n,ist =	6.44		coefficiente di omogeneizzazione a tempo 0		
n,eff =	22.55		coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito		
φ =	2.5		coefficiente di viscosità a tempo infinito		
Calcolo delle sollecitazioni					
analisi dei carichi					
Q =	600	kg/m ²			
ψ0 =		1.0			
ψ1 =		0.9			
ψ2 =		0.8			
G1 =	260	kg/m ²			
G2 =	216	kg/m ²			
l =	50	cm			
L =	290	cm			
			Schema statico		
			1. Trave doppio appoggio carico uniforme		
			2. Trave doppio appoggio momento all'estremità		
			Sollecitazioni agli appoggi (semiincastri)		
q,slu =	759	kg/m	M,slu =	-133	kgm
q,sle,rara =	538	kg/m	M,sle,rara =	-94	kgm
qsle,freq =	508	kg/m	Msle,freq =	-89	kgm
qsle,q.p. =	478	kg/m	Msle,q.p. =	-84	kgm
qsle* =	130	kg/m	Msle* =	-137	kgm
			V slu =	1101	kg
Sollecitazioni in campata calcolati					
Mslu,1 =	798	kgm	Mslu,2 =	-133	kgm
M,sle,rara,1 =	566	kgm	M,sle,rara,2 =	-94	kgm
Msle,freq,1 =	534	kgm	Msle,freq,2 =	-89	kgm
Msle,q.p.,1 =	502	kgm	Msle,q.p.,2 =	-84	kgm
			Mslu =	665	kgm
			M,sle,rara =	471	kgm
			Msle,freq =	445	kgm
			Msle,q.p. =	419	kgm
Sollecitazioni appoggi					
<i>Appoggio estremità 1</i>			<i>Appoggio estremità 2</i>		
Mslu,i =	-133	kgm	Mslu,e =	-133	kgm
Vslu,i =	991	kgm	Vslu,e =	991	kgm
(*) taglio ridotto a filo trave					
Verifiche di resistenza SLU					
		arm. Sup	arm. Inf		
Mrd+ =	1590	kgm	-	2D14	Verificato Campata
Mrd- =	-810	kgm	2D10	-	Verificato Appoggio estremità 1
Vrd =	1270	kg	-	2D10	Verificato Appoggio estremità 1
Mrd- =	-810	kgm	2D10	-	Verificato Appoggio estremità 2
Vrd =	1270	kg	-	2D10	Verificato Appoggio estremità 2

Tabella 2 – Solaio in laterocemento – Verifiche SLU

Verifica delle tensioni in esercizio						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc =	3.76	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	185					
c =	-780					
Jci,n =	4670	cm^4				
$\sigma_{c,max,rara}$ =	37.9	kg/cmq	< 0.6 fck =	174.3	kg/cmq	Verificato
$\sigma_{c,max,q.p.}$ =	33.7	kg/cmq	< 0.45 fck	130.7	kg/cmq	Verificato
$\sigma_{f,rara}$ =	698.6	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
$\sigma_{f,rara}$ =	49.4	kg/cmq	< 0.8 fyk	3600	kg/cmq	Verificato
Stadio I - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
xc1 =	7.41	cm				
Jci,n =	12048	cm^4				
Stadio II - calcolo del momento d'inerzia a tempo infinito						
comportamento elastico non lineare (CLS teso non reagente)						
xc2 =	6.44	cm	da momento statico			
con a =	6		per $ax^2 + bx + c = 0$			
b =	267					
c =	-1969					
Jci,n =	11725	cm^4				
Frecce istantanee						
fslu,1 =	0.46	cm				
f,sle,rara,1 =	0.33	cm				
fsle,freq,1 =	0.31	cm				
fsle,q.p.,1 =	0.29	cm				
fsle,1* =	0.08	cm				
fslu,2 =	-0.05	cm				
f,sle,rara,2 =	-0.03	cm				
fsle,freq,2 =	-0.03	cm				
fsle,q.p.,2 =	-0.03	cm				
fsle,2* =	-0.05	cm				
fslu =	0.41	cm	L/703			
f,sle,rara =	0.29	cm	L/993			
fsle,freq =	0.28	cm	L/1051			
fsle,q.p. =	0.26	cm	L/1117			
fsle* =	0.03	cm	L/9595			
fsle,q.p.* =	0.23		L/1264	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		
Frecce differite - Stadio I						
f-I,sle,q.p. =	0.35	cm				
Frecce differite - Stadio II						
f-II,sle,q.p. =	0.36	cm				
Frecce differite - Totali						
f-dif,sle,q.p. =	0.35	cm	L/819			
f-dif,sle,q.p.* =	0.32	cm	L/896	Freccia quasi permanente depurata della parte elastica presente al completamento del solaio grezzo		

Tabella 3 – Solaio in laterocemento – Verifiche SLE

2.10.2. Nuova scala in cemento armato

La struttura portante della rampa scale è costituita da una soletta in cemento armato di spessore 15 cm, concepita con appoggi alle estremità (fondazione e travi di impalcato).

Di seguito si riportano le verifiche per sollecitazioni flessionali e taglianti della soletta in cemento armato.

Azioni di calcolo:

$$q_{slu,d} = (1.3 \cdot 705 + 1.5 \cdot 400) \cdot 1.05 = 1590 \text{ kg} / m$$

Momento sollecitante:

$$M_{Sd} = \frac{q_{slu,d} \cdot L_1^2}{10} = 3080 \text{ kgm}$$

Momento resistente (armature 8+8Ø16):

$$M_{Rd} = \frac{A_s \cdot 0.9 \cdot d \cdot f_{yk}}{\gamma_s} = 7360 \text{ kgm} > M_{Sd}$$

Taglio sollecitante:

$$V_{Sd} = \frac{q_{slu,d} \cdot L}{2} = 3500 \text{ kg}$$

Taglio resistente:

$$V_{Rd} = 9225 \text{ kg}$$