



**RELAZIONE TECNICA**

**IMPIANTO PER LA PRODUZIONE DI FERTILIZZANTI DA FANGHI DI  
DEPURAZIONE SITO IN VIA PORTONI BANDISSOLO LOCALITA'  
PORTOVERRARA**

**LOCALE "CASA COLONICA/MAGAZZINO"**

**VIA PORTONI BANDISSOLO (LOC. PORTOVERRARA)  
COMUNE DI PORTOMAGGIORE (FE)**

## **INDICE**

<b>Premessa .....</b>	<b>3</b>
<b>1. Indicazione degli estremi del committente.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Indicazione degli estremi delle figure concorrenti alla progettazione.....</b>	<b>3</b>
<b>3. Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera .....</b>	<b>3</b>
3.1. Localizzazione dell'intervento.....	3
<b>4. Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi ad integrazione delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.....</b>	<b>5</b>
4.1. Quadro normativo di riferimento .....	5
4.2. Documenti tecnici applicativi integrativi.....	5
<b>5. Indicazioni basate sulle risultanze dell'indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva .....</b>	<b>5</b>
<b>6. Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottate.....</b>	<b>6</b>
<b>7. Indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni nonché specificazione delle azioni variabili agenti.....</b>	<b>6</b>
7.1. Descrizione dell'organismo strutturale .....	6
7.2. Azioni di progetto sulla costruzione.....	9
7.2.1. Azioni gravitazionali.....	9
7.2.2. Azione della neve.....	10
<b>8. Indicazione della "Vita Nominale" e della "Classe d'uso" della costruzione .....</b>	<b>11</b>
<b>9. Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta.....</b>	<b>11</b>
<b>10. Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell'opera strutturale, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità, l'efficienza ed il valore economico .....</b>	<b>11</b>
10.1. Elenco dei materiali previsti .....	12

10.2. Indicazioni sul piano di manutenzione .....	12
<b>11. Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito .....</b>	<b>12</b>
11.1. Metodologie di analisi e verifiche .....	12
11.2. Azione sismica.....	13
<b>12. Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti.....</b>	<b>14</b>
<b>13. Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l'effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti.....</b>	<b>14</b>
13.1. Regolarità in pianta .....	14
13.2. Regolarità in altezza.....	14
<b>14. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l'impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per una agevole lettura e interpretazione dei risultati ...</b>	<b>15</b>
14.1. Informazioni sul Codice di Calcolo .....	15
14.2. Risultati analisi degli interventi di cerchiatura .....	15
14.2.1. Parete e telaio di cerchiatura tipo 1.....	15
14.2.2. Parete e telaio di cerchiatura tipo 2.....	20
14.2.3. Parete e telaio di cerchiatura tipo 3.....	25
14.2.4. Parete non portante .....	30
<b>15. Conclusioni.....</b>	<b>32</b>

## **Premessa**

Nella presente relazione vengono illustrati gli elementi essenziali del progetto delle strutture relativo ai lavori di nuova costruzione di un impianto per la produzione di fertilizzanti da fanghi di depurazione sito in via Portoni Bandissolo in località Portoverrara del Comune di Portomaggiore (FE).

## **1. Indicazione degli estremi del committente**

### **COMMITTENTE**

Centro Agricoltura Ambiente "G. Nicoli" s.r.l.

Via Sant'Agata, 835

40014 – Crevalcore (BO)

## **2. Indicazione degli estremi delle figure concorrenti alla progettazione**

### **Progetto Architettonico**

Arch. Gianni Mazzoni

Studio Associato Architetti Gamberini Mazzoni E Partners

Via Dante, 7/A

40016 – San Giorgio di Piano (BO)

### **Progetto Strutturale**

Ing. Marco Bettazzi

Studio Beta Associati

Via Castiglione, 31

40124 Bologna

## **3. Individuazione del sito in cui sorgerà l'opera**

### **3.1. Localizzazione dell'intervento**

L'intervento in progetto riguarda la realizzazione di un capannone ad uso produttivo/industriale, all'interno del quale trova sede il "Biofiltro" dell'attività sopra indicata.

In figura sottostante sono riportate una vista aerea con l'individuazione del sito in cui è localizzato il fabbricato esistente oggetto di demolizione e ricostruzione, le cui coordinate geografiche sono le seguenti:

- Longitudine: 11,83390029 E
- Latitudine: 44,67730977 N



Figura 1 – Vista aerea del sito

Ai sensi della delibera D.G.R. E-R n.146 del 06 Febbraio 2023, il territorio del comune di Portomaggiore (FE) è classificato come Zona sismica 3, come evidenziato nella figura seguente.

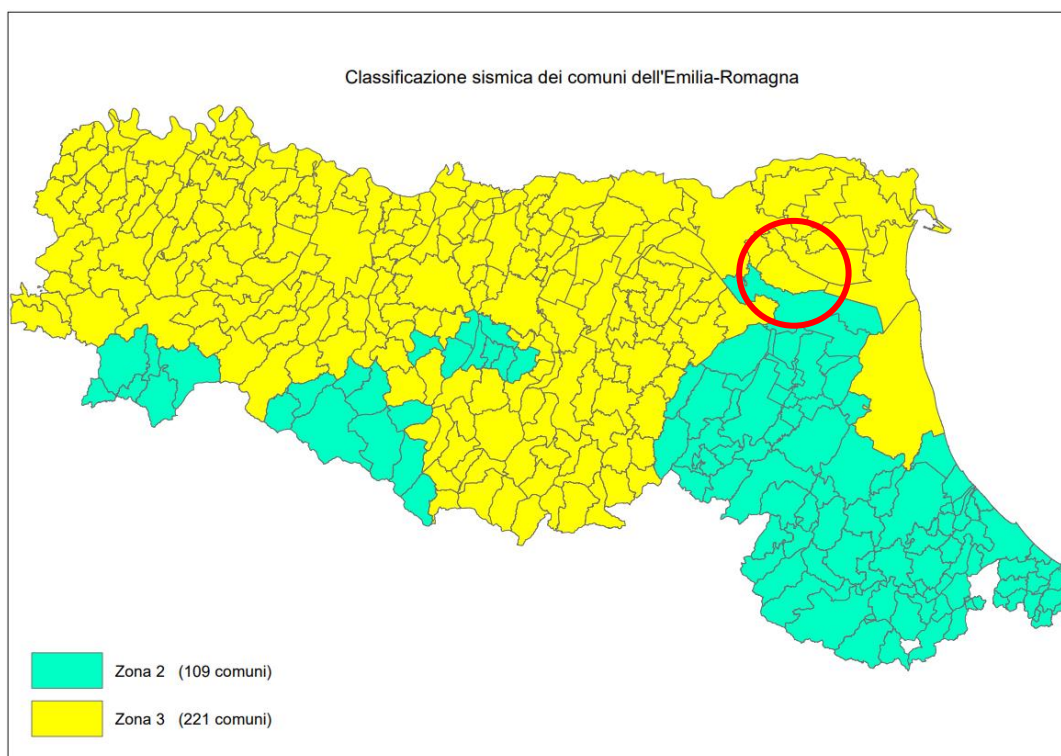


Figura 2 – Estratto della delibera D.G.R. E-R n.146 del 06 febbraio 2023 – Classificazione sismica

#### **4. Indicazione di eventuali documenti tecnici applicativi ad integrazione delle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni**

##### **4.1. Quadro normativo di riferimento**

La Normativa italiana cui viene fatto riferimento è la seguente:

- **D.M. del 17 Gennaio 2018** "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7** "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»";
- **Legge n. 1086 del 5 Novembre 1971.** "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica";
- **D.P.R. 6 Giugno 2001 n. 380.** "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia";

##### **4.2. Documenti tecnici applicativi integrativi**

- **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".

#### **5. Indicazioni basate sulle risultanze dell'indagine geologica, delle caratteristiche del terreno su cui sorgerà la costruzione e pianificazione delle indagini geognostiche necessarie in fase di progettazione esecutiva**

Le indagini geologiche, sismiche, le prove in situ e le caratteristiche geo-morfologiche del sito su cui



si prevede sorgerà l'opera in esame sono contenute all'interno della Relazione Geologica e Sismica Preliminare redatta dallo Studio Geologico "Brunaldi Raffaele" e allegata alla presente relazione.

Dalle analisi e dalle verifiche condotte, è possibile risalire alle caratteristiche preliminari riportate nel seguito:

- Comune di Portomaggiore (FE): **Zona 3**;
- Categoria di sottosuolo: **D**;
- Categoria topografica: **T1**.

Sulla base delle prove penetrometriche dinamiche condotte in situ è possibile suddividere il terreno secondo gli strati seguenti:

### C.P.T. 3: Valori minimi, massimi, medi e VALORI CARATTERISTICI:

ORIZZONTE/STRATO	Profondità del tetto e del letto dello strato (in m da p.c.)	Dato: Cu in Kg/cm <sup>2</sup> ;  Φ in °	Dato: Mo in Kg/cm <sup>2</sup> ;	γ medio in T/m <sup>3</sup>
1: ARGILLE	p.c.  9.00	Cu compreso fra 0.25 e 0.75 Cu <sub>medio</sub> = 0.48 Cu <sub>K</sub> = 0.45	Mo compreso fra 35 e 58 Mo <sub>medio</sub> = 46 Mo <sub>K</sub> = 45	1.85 sino al livello della falda. 0.86 dal livello della falda. si ricorda che il livello della falda è variabile. Si veda l'apposito punto della Relazione di Modellazione Geologica
2: ARGILLE ORGANICHE/TORBOSE	9.00  13.40	Cu compreso fra 0.20 e 0.78 Cu <sub>medio</sub> = 0.34 Cu <sub>K</sub> = 0.29	Mo compreso fra 6 e 58 Mo <sub>medio</sub> = 24 Mo <sub>K</sub> = 19	0.80
3: ARGILLE, ARGILLE LIMOSE  È presente sia la componente coesiva che la componente <u>granulare</u> .	13.40  Profondità massima di 14,80 m.	Cu compreso fra 0.78 e 1.17 Cu <sub>medio</sub> = 0.96 Cu <sub>K</sub> = 0.88 Φ compreso fra 27 e 29 Φ <sub>medio</sub> = 28 Φ <sub>K</sub> = 28	Mo compreso fra 57 e 105 Mo <sub>medio</sub> = 81 Mo <sub>K</sub> = 72	0.95

Tab. 2: 5° Percentile di distribuzione della media, adottando il metodo conservativo di Angus per un volume di rottura grande e con una distribuzione lognormale. Da Zhou & Gao: "Confidence intervals for the log-normal mean", statistics in medicine, Vol. 16, 783-790 (1997).

Si precisa comunque che, per il tipo di intervento in esame, non è necessario procedere alla valutazione ed alla modellazione geologica del sottosuolo trattandosi infatti di "Interventi locali".

## 6. Indicazioni sulle prime ipotesi relative alla tipologia del sistema di fondazioni adottate

Per il tipo di intervento in esame non è previsto un apparato fondale.

## 7. Indicazione delle destinazioni d'uso previste per la costruzione, dettagliate per ogni livello entro e fuori terra, con specificazione delle azioni permanenti e relativa descrizione tipologica degli elementi che concorrono alla definizione di tali azioni, nonché specificazione delle azioni variabili agenti.

### 7.1. Descrizione dell'organismo strutturale

La struttura oggetto di interventi, è costituita da due livelli fuori terra senza la presenza di locali

interrati. La struttura nel suo complesso si compone di quattro unità strutturali edificate in aderenza una con l'altra ed in epoche successive, comprendenti la casa colonica, il locale ex-stalla/fienile, magazzino e portico (attualmente utilizzato come cantina e deposito). Oltre a tali unità, sono presenti due ulteriori locali posti sul fronte sud-est con uso deposito. Tutte le unità non sono strutturalmente interconnesse, come evidenziato dalle risultanze evidenziate in sede di sopralluogo.

1. La casa colonica, posizionata sul fronte Nord-Est, presenta una pianta rettangolare con dimensioni di 15,40 m x 9,00 m ed un'altezza massima al colmo di circa 10,10 m. Il primo livello fuori terra presenta una altezza interpiano di 3,05 m, mentre il secondo di 3,30 m, fino ad un controsoffitto in cannucciato, e di 5,76 m fino al coperto. Il solaio interpiano presente è in laterizio, mentre la copertura, con schema a due acque, in travetti di tipo "Varese". La struttura portante è caratterizzata da pareti in muratura di mattoni con tessitura a due teste perimetralmente e ad una testa nell'unica parete di spina, ordita parallelamente al lato lungo dell'ambiente.
2. L'ex-stalla/fienile, posizionato sul fronte Sud-Ovest presenta una pianta rettangolare di 15,40 m x 9,00 m, al pari della casa colonica, e la medesima altezza al colmo. Internamente il piano terra presenta una altezza interpiano di 3,45 m e superiormente a tutto volume fino alla copertura. Il solaio interpiano presente è in laterizio e anche la copertura ricalca la medesima tipologia e geometria di quella dell'abitazione. Strutturalmente, lo scheletro portante è costituito da pareti portanti in mattoni di laterizio dello spessore di due teste e quattro lesene per lato lungo, ossia ogni circa 5 m. Nella zona centrale sono presenti pilastri circolari che sostengono il solaio interpiano.
3. Il magazzino, posto sul fronte Nord-Ovest, presenta una dimensione in pianta di 15,40 m x 8,25 m e si compone di un unico livello fuori terra con altezza variabile da 2,90 m fino ad una altezza massima di 4,40 m in corrispondenza del fienile/stalla. Strutturalmente sono presenti due pilastri in muratura nella zona centrale e pareti in muratura con tessitura ad una testa perimetralmente. La copertura è in legno con schema ad una falda.
4. Il portico è posizionato sul fronte Sud-Est rispetto al fienile/stalla e presenta una dimensione in pianta di 15,40 m x 5,35 m. L'unità presenta un unico volume fino alla copertura, in cui è stato realizzato certamente in epoche successive all'edificazione dell'unità in esame, un volume interno attualmente adibito a "Cantina". In aderenza sul lato libero, sono stati costruiti due volumi con elementi leggeri in laterizio forato e copertura in legno, attualmente sfruttati come "Deposito".

Per maggiori informazioni si rimanda agli elaborati dello Stato di Fatto allegati alla presente.

Il progetto prevede la demolizione delle unità 3 e dei volumi accessori in adiacenza all'unità 4. Trattandosi di unità strutturalmente non connesse al "corpo principale" costituito dall'insieme delle unità 1 e 2 (casa colonia e fienile/stalla), non si modifica il comportamento sismico di quest'ultimo. Sull'unità 1, oltre alla costruzione e alla demolizione di tramezzi interni di carattere non portante, sono previste l'apertura di due nuovi vani sulla parete di spina presente, una al piano terra ed una al piano primo. Sull'unità 2, ossia il fienile/stalla, è previsto l'allargamento dell'apertura dell'ingresso principale posizionato sul fronte Sud-Est.

Gli interventi sui tramezzi sono configurabili come *Interventi Privi di Rilevanza per la Pubblica Incolumità ai Fini Sismici (I.P.R.I.P.I.)* rispettivamente con i codici:

**B.4.2** *Trasformazione di finestra in porta-finestra, e viceversa, che non ne aumenti la larghezza originaria, esclusi gli interventi sistematici (...)* **(L1)**

**B.4.4.a)** *Demolizione di elementi divisorii interni privi di carattere portante* **(L0)**

**B.4.4.d)** *Realizzazione, modifica di elementi divisorii interni privi di carattere portante, purché di altezza  $\leq 4,00$  m* **(L2)**

Per maggiori informazioni riguardo le planimetrie dei diversi livelli, in cui sono evidenziati gli interventi previsti, si rimanda agli elaborati strutturali allegati alla presente relazione.



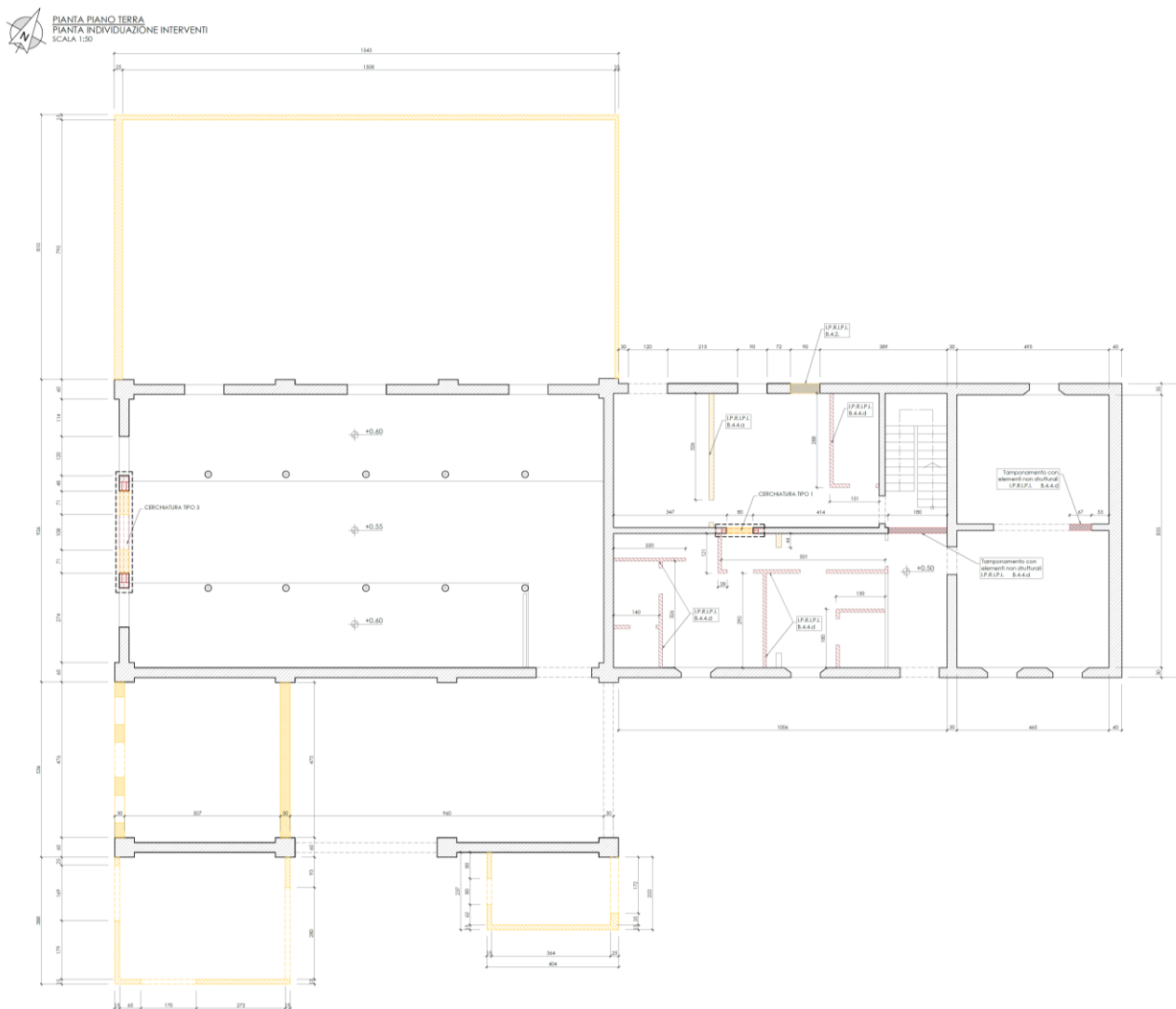


Figura 3 - Stralcio pianta piano terra

PIANTA PIANO PRIMO  
PIANTA INDIVIDUAZIONE INTERVENTI  
SCALA 1:50

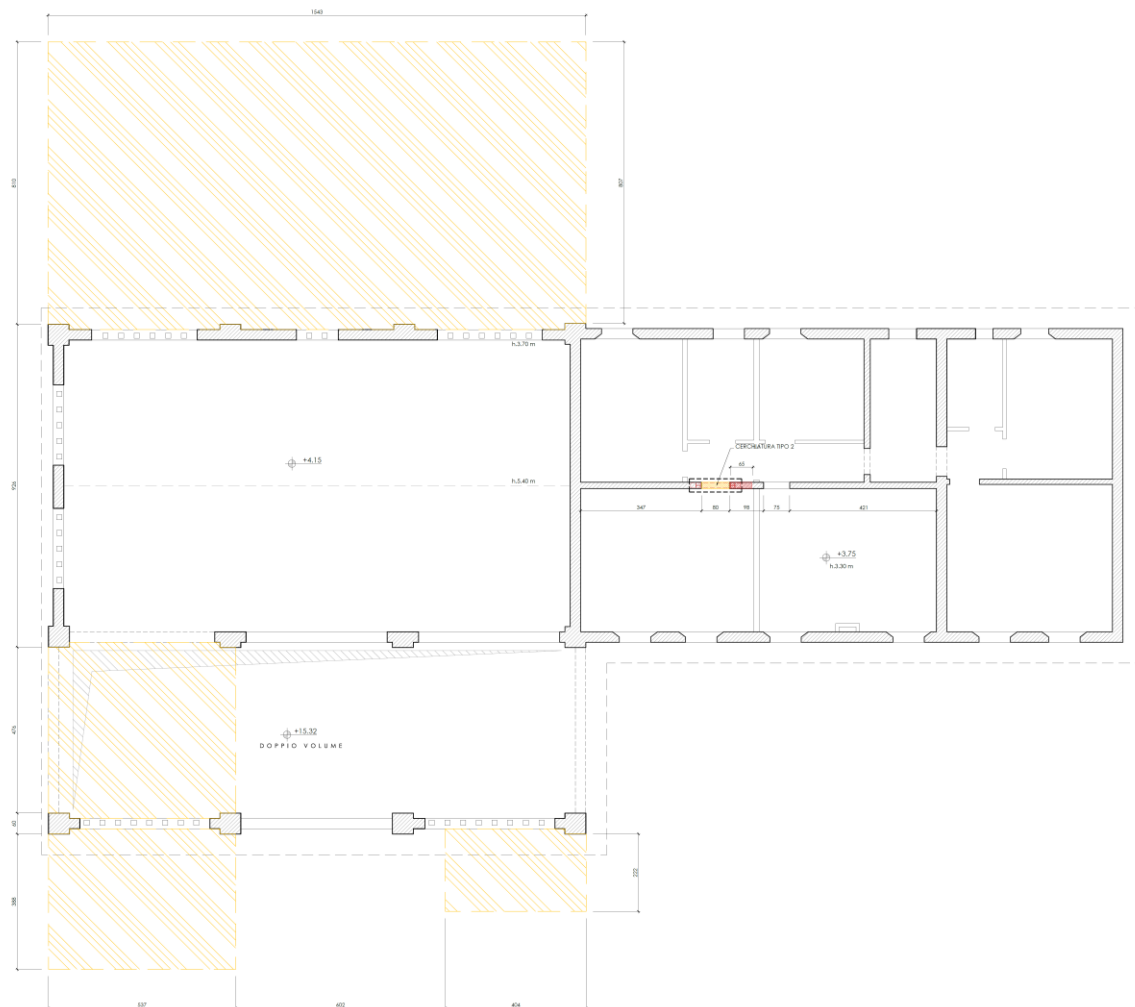


Figura 4 - Stralcio pianta piano primo

## 7.2. Azioni di progetto sulla costruzione

Si riportano nel seguito le azioni considerate per il dimensionamento degli elementi strutturali in accordo con il D.M. 17/01/2018.

### 7.2.1. Azioni gravitazionali

Di seguito si riportano i carichi gravitazionali considerati per gli edifici e per l'autorimessa.

Tabella 7.1 – Carichi gravitazionali

S01	INTERPIANO ABITAZIONE	SAP		
<b>a) Carichi permanenti strutturali</b>		<b>s [cm]</b>	<b>γ [kg/m³]</b>	<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Tipo solaio	SAP 20	20	---	175
<b>b) Carichi permanenti non strutturali</b>		<b>s [cm]</b>	<b>γ [kg/m³]</b>	<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Massetto		5.00	2000	100
Sottofondo		4.00	2000	80
Pavimentazione		2.00	2200	44
Incidenza tramezzi	cf. NTC18 cap. 3.1.3	--	--	120
<b>c) Carichi variabili</b>				<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Cat. A		--	---	200
---				0
<b>Spessore pacchetto oltre strutturale</b>		<b>11.00</b>		
<b>Spessore totale</b>		<b>31.00</b>		

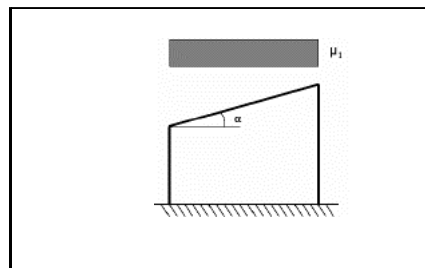
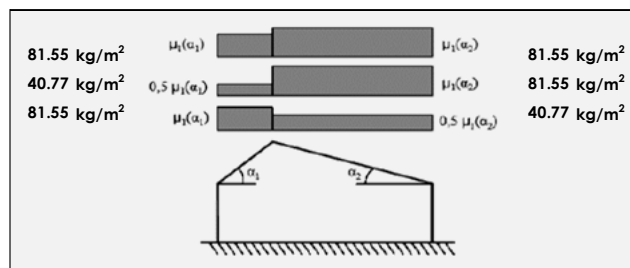
Totale carichi permanenti strutturali	$G_1 = 175 \text{ kg/m}^2$
Totale carichi permanenti non strutturali	$G_2 = 344 \text{ kg/m}^2$
Totale carichi variabili	$Q_k = 200 \text{ kg/m}^2$
<b>Totale carichi</b>	<b><math>P = 719 \text{ kg/m}^2</math></b>

S02	INTERPIANO STALLA		SAP	
a) Carichi permanenti strutturali		s [cm]	γ [kg/m³]	q <sub>k</sub> [kg/m²]
Tipo solaio SAP 20		20	--	175
b) Carichi permanenti non strutturali		s [cm]	γ [kg/m³]	q <sub>k</sub> [kg/m²]
Massetto		5.00	2000	100
Carichi appesi		--	--	50
Incidenza tramezzi cfr. NTC18 cap. 3.1.3				0
c) Carichi variabili				q <sub>k</sub> [kg/m²]
Cat. E1		--	--	600
--				0
Spessore pacchetto oltre strutturale		5.00		
Spessore totale		25.00		
Totale carichi permanenti strutturali			G <sub>1</sub> = 175 kg/m²	
Totale carichi permanenti non strutturali			G <sub>2</sub> = 150 kg/m²	
Totale carichi variabili			Q <sub>k</sub> = 600 kg/m²	
Totale carichi			P = 925 kg/m²	

C01	COPERTURA	Legno lamellare	
<b>a) Carichi permanenti strutturali</b>	<b>s [cm]</b>	<b>γ [kg/m³]</b>	<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Incidenza travetti	3.00	2500	38
Tavelloni laterizio		600	18
<b>b) Carichi permanenti non strutturali</b>	<b>s [cm]</b>	<b>γ [kg/m³]</b>	<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Manto in coppi	10.00	--	80
Sottotegola	1.00	1000	10
<b>c) Carichi variabili</b>			<b>q<sub>k</sub> [kg/m²]</b>
Neve (a quota ≤ 1000 m.s.l.m.)	--	--	86
--			0
<b>Spessore pacchetto oltre strutturale (escluso manto di copertura)</b>	<b>10.00</b>		
<b>Spessore totale (escluso manto di copertura)</b>	<b>10.00</b>		
Totale carichi permanenti strutturali		G <sub>1</sub> =	56 kg/m²
Totale carichi permanenti non strutturali		G <sub>2</sub> =	80 kg/m²
Totale carichi variabili		Q <sub>k</sub> =	86 kg/m²
Totale carichi		P =	222 kg/m²

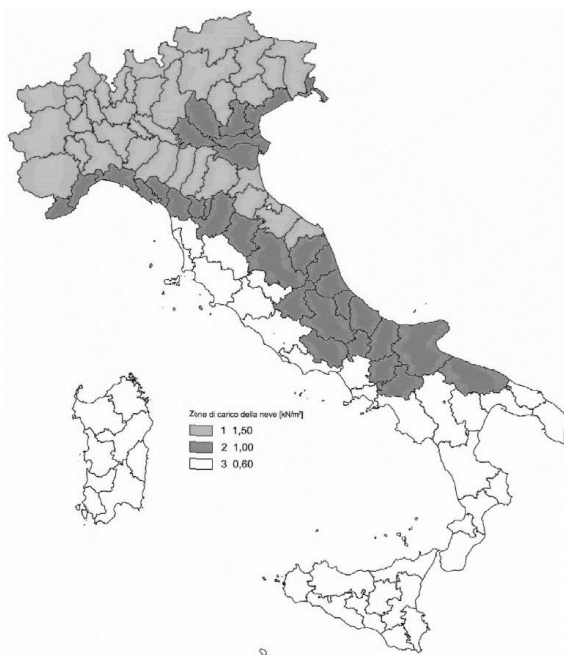
### 7.2.2. Azione della neve

Coerentemente con quanto prescritto nel paragrafo §3.4 delle NTC 2018 l'azione della neve è stata definita come descritto nel seguito.

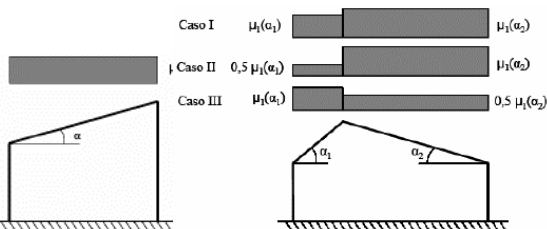


Calcolo secondo DM 17.01.2018 - NTC 2018 - cfr. par. 3.4

3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO CARICO NEVE AL SUOLO			
Provincia di appartenenza del sito		Ferrara	
Zona di carico della neve		ZONA II	
Altitudine di riferimento	a,s	3	m.s.l.m.
Carico di riferimento neve al suolo	q, sk	1.00	kN/m <sup>2</sup>
3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE			
3.4.3.2 Copertura ad una falda			
Angolo di inclinazione falda	$\alpha$		°
Coefficiente di forma	$\mu,1$	0.00	
3.4.3.3 Copertura a due falde			
Angolo di inclinazione falda 1	$\alpha, 1$	4	°
Angolo di inclinazione falda 2	$\alpha, 2$	4	°
Coefficiente di forma 1	$\mu,1$	0.80	
Coefficiente di forma 1 ridotto (Caso II)	$0,5 \mu,1$	0.40	
Coefficiente di forma 2	$\mu,2$	0.80	
Coefficiente di forma 2 ridotto (Caso III)	$0,5 \mu,2$	0.40	
3.4.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE			
Topografia sito		Normale	
Coefficiente di esposizione	C,E	1.00	
3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO			
Coefficiente termico	C,t	1.00	
3.4.1 CARICO DA NEVE SULLE COPERTURE			



b) Caso copertura a due falde			
Caso I	Carico da neve falda 1	q, s 1	0.80 kN/m2
	Carico da neve falda 2	q, s 2	0.80 kN/m2
Caso II	Carico da neve falda 1 ridotto	q, s 1 rid	0.40 kN/m2
	Carico da neve falda 2	q, s 2	0.80 kN/m2
Caso III	Carico da neve falda 1	q, s 1	0.80 kN/m2
	Carico da neve falda 2 ridotto	q, s 2 rid	0.40 kN/m2



## 8. Indicazione della “Vita Nominale” e della “Classe d’uso” della costruzione

Il fabbricato presenterà:

- Classe d’Uso: II
- Vita Nominale. 50 anni.

## 9. Individuazione della tipologia strutturale adottata e motivazioni della scelta compiuta

Per la definizione del comportamento strutturale, ai sensi del §7.3.1 e Tab. 7.3.II delle NTC 2018, dalle risultanze in sede di sopralluogo, si assume che la struttura sia definibile come “**costruzioni in muratura ordinaria**”.

## 10. Indicazione dei materiali adottati con particolare riferimento alle motivazioni delle scelte compiute in relazione ai requisiti di resistenza meccanica e di durabilità con particolare riferimento alla riduzione degli interventi di manutenzione straordinaria da compiere durante la vita nominale dell’opera strutturale, al fine di mantenere nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità,

## **l'efficienza ed il valore economico**

### **10.1. Elenco dei materiali previsti**

I materiali previsti per la realizzazione della struttura in oggetto sono:

- Muratura portante per chiusura vani in **mattoni pieni in laterizio**
- Acciaio da carpenteria strutturale per cerchiatura dei vani di progetto di classe **S235 JR**

### **10.2. Indicazioni sul piano di manutenzione**

I materiali sopra indicati saranno capaci di garantire un'adeguata durabilità, attraverso una manutenzione ordinaria dell'opera, sino alla fine della vita utile della struttura.

Per quanto riguarda le strutture metalliche, i sintomi di degrado sono i seguenti:

- La ruggine può essere evitata con opportune protezioni.
- Per quanto riguarda il comportamento al fuoco è da sottolineare che, pur essendo incombustibile, necessita di adeguata protezione e/o rivestimento almeno per quanto riguarda le strutture portanti. L'elevata temperatura, infatti, determina deformazioni anche notevoli, che possono comportare il collasso degli elementi portanti. Anche le basse temperature possono provocare gravi danni; alcuni acciai (non calmati, cioè mal disossidati) possono provocare una caduta di resilienza (tenacità) intorno allo zero termico. La caduta di resilienza provoca un infragilimento del materiale riducendone la resistenza meccanica.

I controlli e la loro periodicità è riassunta nella tabella seguente.

<b>Controlli</b>	<b>Periodicità</b>	<b>Risorse</b>	<b>Ut./P.S.</b>
- Controllo visivo, in corrispondenza della luce e degli incastri, di eventuali locali corrosioni dell'acciaio.	Ogni 4 anni	Attrezzature manuali	P.S.
- Verifica serraggio elementi giuntati	Ogni 4 anni	Attrezzature manuali	P.S.
- Visivo del trattamento ignifugo (se necessario)	Ogni 2 anni	Attrezzature manuali	P.S.

Gli eventuali interventi di manutenzione dovranno essere eseguiti da personale specializzato e sono riassunti nella tabella seguente:

<b>Interventi</b>	<b>Periodicità</b>	<b>Risorse</b>	<b>Ut./P.S.</b>
- Trattamento superficiale delle parti colpite da agenti chimici che causano la corrosione	Ogni 5 anni	Prodotti specifici	P.S.
- Rifacimento e/o sostituzione del manto di protezione ignifugo	Quando necessario	Prodotti specifici	P.S.

## **11. Individuazione dei parametri che concorrono alla definizione dell'azione sismica di riferimento in base alla tipologia strutturale adottata e alle condizioni del sito**

### **11.1. Metodologie di analisi e verifiche**

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 in accordo con il D.M. 17.01.2018. Le sollecitazioni negli elementi progettati sono state determinate considerando le combinazioni di carico più gravose. Sono inoltre stati analizzati, per gli elementi strutturali considerati significativi, le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio.

Per l'intervento di cerchiatura, si è controllata la necessità di dover inserire un telaio metallico in ragione di una variazione non significativa in termini di resistenza alle azioni nel piano della parete, e di capacità deformativa (energia di dissipazione e rigidità) dei paramenti murari interessati dagli interventi strutturali. Si effettua un confronto tra la fase "Ante Operam" e "Post Operam" verificando

il non peggioramento in termini di energia di dissipazione e/o una variazione di rigidezza e resistenza contenuta entro  $\pm 15\%$ .

Per le tutte verifiche è stato impiegato l'**Approccio 2** (§2.6.1-NTC2018), il quale prevede l'utilizzo di un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti parziali. In tale approccio, per le azioni si impiegano i coefficienti riportati nella colonna A1 della tabella 2.6.1 contenuta nelle NTC2018.

Per la progettazione e la verifica degli interventi ci si è serviti dell'ausilio di software di calcolo certificati quale A.C.M. della AeDES. Si tratta di un software specifico dedicato all'analisi delle cerchiature e delle aperture in murature portanti.

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 in accordo con il D.M. 17.01.2018. Le sollecitazioni negli elementi progettati sono state determinate considerando le combinazioni di carico più gravose. Sono inoltre stati analizzati, per gli elementi strutturali considerati significativi, le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio.

## **11.2. Azione sismica**

L'azione sismica agente sul fabbricato in oggetto è stata definita in accordo con il paragrafo §3.2 del D.M. 17/01/2018 considerando i seguenti parametri:

- Localizzazione: **Portomaggiore (FE)**, Longitudine **11,677411 E** Latitudine **44,834616 N**;
- Categoria di sottosuolo **D**: *Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.*;
- Categoria topografica **T<sub>1</sub>**: *Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ;*
- Coefficiente di amplificazione topografica: **S<sub>t</sub> = 1.00**;
- Vita nominale: **V<sub>N</sub> = 50 anni**;
- Classe d'uso: **II** – *Costruzione soggetta a normali affollamenti*;
- Coefficiente d'uso: **C<sub>U</sub> = 1.0**;
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: **V<sub>R</sub> = V<sub>N</sub> C<sub>U</sub> = 75 anni**;
- Smorzamento viscoso: **5%**;
- Fattore riduttivo regolarità in altezza: **k<sub>R</sub> = 0,80**

Applicando i parametri riportati in precedenza si ottengono i seguenti spettri inerenti gli Stati Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e di Danno (SLD).



**Parametri Sismici**

Generali | **Sismica**

**Determinazione dell'Azione Sismica**

1. Pericolosità sismica:  
Coordinate geografiche del sito (nel sistema ED50, utilizzato da INGV per il reticolo), in gradi decimali:  
Longitudine =  Latitudine

Tipo di interpolazione:  
☐ Media ponderata: [3], \$All.A  
☒ Superficie rigata [\$CA]

WGS84 <> ED50 ...  
Tab.2, All.B:

Reticolo intorno al sito...

TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)
30	0.042	2.511	0.260
50	0.054	2.475	0.270
72	0.064	2.485	0.280
101	0.077	2.548	0.270
140	0.090	2.580	0.270
201	0.107	2.580	0.270
475	0.154	2.590	0.270
975	0.206	2.531	0.280
2475	0.294	2.440	0.320

2. P.V.R. %: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V.R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati limite	P.V.R (%)
SLE: SLO	81
SLE: SLD	63
SLU: SLV	10
SLU: SLC	5

V.R (anni) = 50  
T.R = V.R/n(1-P.V.R)

3. Valori dei parametri a.g, F.o, TC\* per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite, e: S,S, C,C, S, TB, TC, TD, F.v [\$3.2.3]:

Stati	Limite	TR (anni)	a.g (g)	F.o	TC* (sec)	S,S	C,C	S	TB (sec)	TC (sec)	TD (sec)	F.v
SLE	SLO	30	0.042	2.511	0.260	1.800	2.451	1.800	0.212	0.637	1.768	0.695
SLE	SLD	50	0.054	2.475	0.270	1.800	2.406	1.800	0.217	0.650	1.816	0.776
SLU	SLV	475	0.154	2.590	0.270	1.800	2.406	1.800	0.217	0.650	2.216	1.372
SLU	SLC	975	0.206	2.531	0.280	1.618	2.362	1.618	0.220	0.661	2.424	1.551

Categoria di sottosuolo:  h/H (h= quota sito, H=altezza rilievo topografico) (0<h/H<=1) =  (\$3.2.3.2.1: ST=1.00)  
 Categoria topografica:  Coefficiente di amplificazione topografica S.T =

S,S da micro-zonazione sismica ☐

Definizione di PGA  
☐ acc. su roccia (come a.g)  
☒ a.g\*S (S=S,S \* S,T)

Reimpostazione parametri dipendenti Tab.3. ☐ Reimpostazione automatica Tab.3

Legenda Parametri (modifiche: in confronto ai valori normativi):  
☐ indipendenti ☐ modificati ☐ modificabili, ma non modificati ☐ non modificabili

Controllare che Latitudine e Longitudine siano corrispondenti al sito di ubicazione dell'edificio del Progetto corrente (consultare la maglia del reticolo premendo il pulsante: "Reticolo intorno al sito...")

OK Annulla

Figura 5 – Parametri sismici

## 12. Analisi delle interazioni tra le componenti architettoniche, impiantistiche e le opere di contenimento dei consumi energetici, nonché le modalità adottate per ridurre al minimo le eventuali interferenze con le strutture e proposte esecutive conseguenti

La definizione del progetto strutturale è stata effettuata tenendo conto delle interazioni con i progetti architettonico e impiantistico e valutando le opzioni migliori per eliminare le interferenze e in modo da non inficiare la stabilità statica e sismica dell'intero apparato strutturale.

## 13. Analisi finalizzate a perseguire il più possibile i criteri di regolarità in pianta ed in elevazione della costruzione, dal punto di vista del comportamento sotto l'effetto delle azioni sismiche e proposte esecutive conseguenti

### 13.1. Regolarità in pianta

Per la tipologia di intervento in esame non è richiesta la valutazione della regolarità in pianta.

### 13.2. Regolarità in altezza

Per la tipologia di intervento in esame non è richiesta la valutazione della regolarità in altezza.

## 14. Primi dimensionamenti di massima dei principali elementi strutturali attraverso l'impiego di schemi semplici e facilmente controllabili per una agevole lettura e interpretazione dei risultati

Per il dimensionamento degli elementi strutturali sono stati implementati modelli ad elementi finiti nel rispetto del progetto architettonico dell'edificio.

### 14.1. Informazioni sul Codice di Calcolo

Per la progettazione e la verifica degli interventi ci si è serviti dell'ausilio di software di calcolo certificati quale A.C.M. della AeDES. Si tratta di un software specifico dedicato all'analisi delle cerchiature e delle aperture in murature portanti.

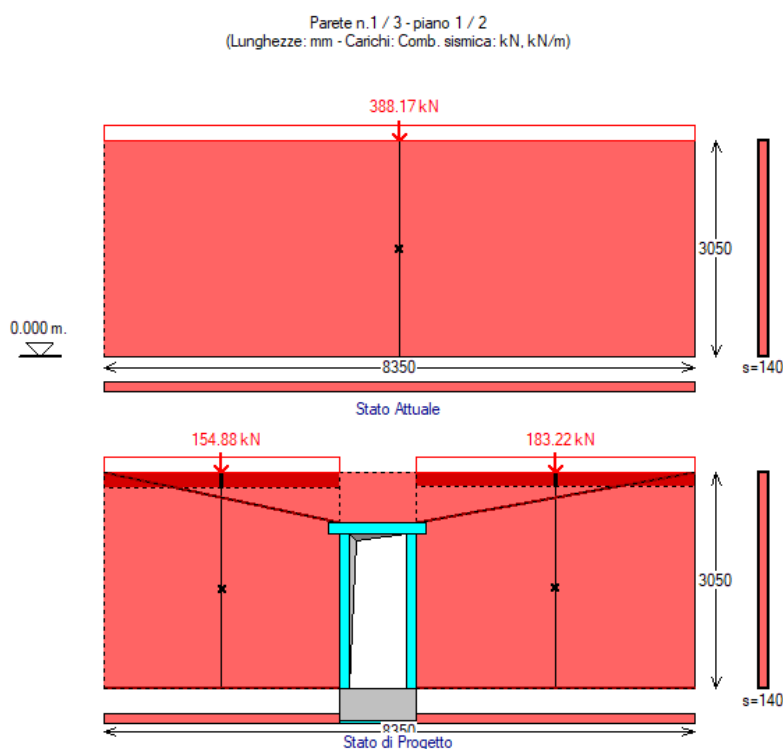
### 14.2. Risultati analisi degli interventi di cerchiatura

Di seguito si illustrano i calcoli e le verifiche riguardanti gli interventi di apertura e chiusura di vani in parete portante, come descritto in apertura della presente relazione di calcolo.

La verifica viene condotta rispettando la condizione per la quale non si alteri significativamente il comportamento globale della parete oggetto di intervento e, globalmente, dell'intera costruzione, in accordo con il §8.4.1 e §C8.4.1 delle NTC-2018 e relativa Circolare applicativa.

#### 14.2.1. Parete e telaio di cerchiatura tipo 1

L'intervento in questione è localizzato sulla parete di spina al piano terra della residenza con orientamento Ovest-Est. Per soddisfare i requisiti imposti dalla Normativa Tecnica vigente, è necessario cerchiare l'apertura di progetto con un telaio metallico con acciaio di classe S235 JR composto da piedritti e architrave in profili metallici **HEB140** ed un sottostante piatto metallico sp. 15 mm. Inferiormente a questo, si realizza un cordolo in c.c.a. di sezione 30x45 cm, armato con 2+2 Ø16 e staffe Ø8/20".



### 14.2.1.1. Verifica di intervento locale

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 1

[Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	76996	70012	<b>0.909</b>	compreso fra -15% e + 15% (-9.1%)
Resist.F)	177.51	230.61	<b>1.299</b>	(+29.9%)
Spost.SLV)	11.44	10.65	<b>0.931</b>	(-6.9%)
Spost.SLD)	8.58	7.99	<b>0.931</b>	(-6.9%)
En.diss.)	1825.73	1837.49	<b>1.006</b>	(+0.6%)

#### VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidità
- resistenza
- energia dissipata

### 14.2.1.2. Analisi statica maschi murari

**ANALISI STATICA dei maschi murari** parete n° 1

[Forze:kN - Tensioni:N/mm<sup>2</sup>; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione  
data da:  $f_m/\gamma_M/FC$  ( $\gamma_M=3.00$ , FC: definito per il materiale di ogni singola parete)  
Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzaria e base in Comb.sismica  
confrontate con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$

#### STATO ATTUALE

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	664.81	83.43	748.24	<b>0.640</b>	1.350	0.642	0.332	0.360	<b>0.387</b>	1.637

#### STATO DI PROGETTO

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	265.26	33.27	298.53	<b>0.640</b>	1.350	0.642	0.336	0.362	<b>0.387</b>	1.637
2)	313.79	39.37	353.16	<b>0.640</b>	1.350	0.642	0.335	0.361	<b>0.387</b>	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:  
la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso, mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

### 14.2.1.3. Analisi sismica maschi murari

**ANALISI SISMICA STATO ATTUALE** parete n° 1

#### MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	irreg./reg.	scorr.	somm./base		(max)	lim. - ult. elast.
1)	8350	3050	0.37	76996	177.51/ 225.15		246.60	847.14/ 896.41	-	177.51	2.31 15.25

**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO** parete n° 1

#### MASCHI MURARI

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	irreg./reg.	scorr.	somm./base		(max)	lim. - ult. elast.
1)	3330	2841	0.85	28437	70.97/ 90.14		91.64	145.91/ 153.71	-	70.97	2.50 14.20
2)	3940	2868	0.73	34928	83.94/ 106.59		112.40	202.10/ 213.03	-	83.94	2.40 14.34

#### Cerchiature

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F ult.	Spost.
	(mm)		(N/mm)	elast. (kN)	elast. (mm)	ult. (kN)	ult. (mm)
1)	1080	2200	6647	75.71	11.39	75.71	28.48

#### • controllo vincolamento shear-type:

F,SLU = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

M',SLU = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave

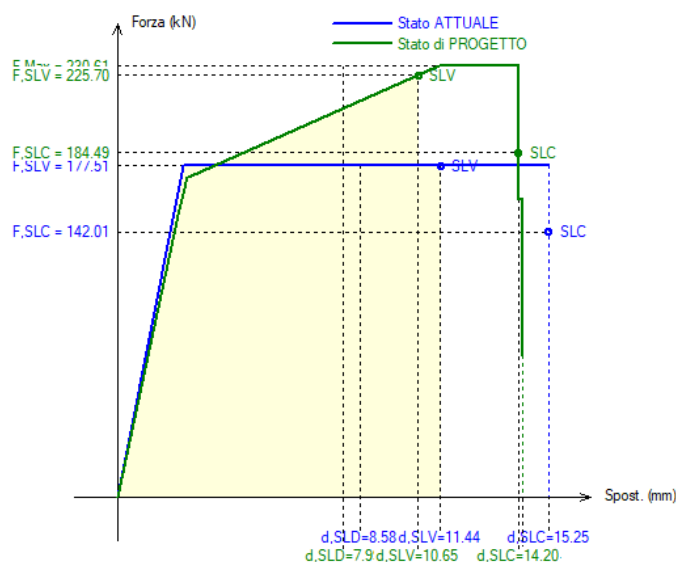
in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k = (J_{arch}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h, l$ : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

$M_{Rd}$  = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha:  $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con:  $b$  = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/FC$  = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura,  $s$  = spessore maschio.

n.	F, SLU (kN)	M', SLU (kNm)	M,Rd sx dx
1)	70.79	2.60	6.53 6.53

Curva di capacità Parete n° 1 (di 3)



Coefficienti di sicurezza, espressi come rapporto tra Stato di PROGETTO e Stato ATTUALE:

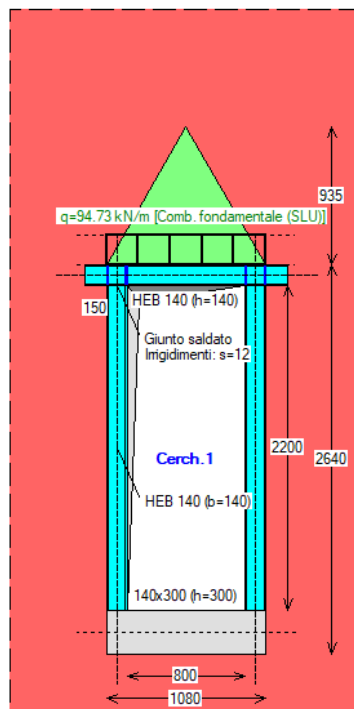
Rigidità (N/mm):  $70012 / 76996 = 0.909$

Forza massima (kN):  $230.61 / 177.51 = 1.299$

Energia dissipata (J/m):  $1837.49 / 1825.73 = 1.006$

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

#### 14.2.1.4. Verifica telaio metallico



(NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13 \text{ mm}$

Verifica SLU**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1****ARCHITRAVE**

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**,  $f_y k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 luce di calcolo: carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$  - sollecitazioni (luce netta):  $800 \text{ mm}$

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_G = 1.3$ ):  
 $Q_1 = 1.65$ ,  $q_1 = 3.06 \Rightarrow q_{1u} = 0.79$ ,  $q_{1t} = 2.27$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1u} + q_{1t})$  su luce netta)  
 [per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.:  $q_{1t} = (4/3) \cdot Q_{1t} / l = 2.04$ ]
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 102.31$ ,  $q_2 = 94.73$  (unif.)
- da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.47$ ,  $q_4 = 0.44$  (unif.)

**VERIFICA A TAGLIO**

$V_{Ed}$  (massima reazione agli appoggi) =  $38.84 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = A_v \cdot f_y k / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 169.53 \text{ kN}$  ( $A_v$  ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) =  $1312 \text{ mm}^2$ )  
 $\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

**VERIFICA A FLESSIONE**

$M_{Ed}$  (momento max) =  $7.80 \text{ kNm}$ , per  $x=0 \text{ mm}$  ( $x=0$ : mezzzeria dell'architrave)  
 $M_{Rd} = W \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 54.92 \text{ kNm}$   
 con:  $W = 245 \text{ cm}^3$   
 (modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )  
 $\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

**MONTANTE**

Sezione del montante (acciaio): **HEB 140**,  $f_y k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore  
 Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU:  $97.21 \text{ kN/m}$

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA**

$N_{Ed} = 45.68 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$   
 $N_{c,Rd} = A \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 962.38 \text{ kN}$   
 $\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

**VERIFICA ANCORAGGI TRA MONTANTE E PARETE IN MURATURA**

Verifica di trasmissione dello sforzo normale tra montante e parete adiacente  
 Numero di ancoraggi totale per lato del telaio: 5  
 Taglio sul singolo connettore:  $V_{Edp} = N_{Ed} / 5 = 9.14 \text{ kN}$   
 Resistenza del connettore [4.3.9]:  $P_{Rda} = 0.8 \cdot f_{tk} \cdot (d^2 / 4) / \gamma_V = 26.06 \text{ kN}$   
 dove:  $f_{tk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_V = 1.25$   
 $\Rightarrow V_{Edp} < P_{Rda}$

Verifica SLE**VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1**

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**  
 luce di calcolo: carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$  - spostamenti (luce netta):  $800 \text{ mm}$   
 $E = 210 \text{ kN/mm}^2$  -  $J = 15090000 \text{ mm}^4$

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q_1 = 1.27$ ,  $q_1 = 2.36 \Rightarrow q_{1u} = 0.61$ ,  $q_{1t} = 1.75$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1t} + q_{1u})$  su luce netta:  
 $f_{1t} = [(1/120) \cdot q_{1t} + (5/384) \cdot q_{1u}] \cdot l^4 / EJ$ )
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 73.43$ ,  $q_2 = 67.99$  (unif.:  $f_{2t} = (5/384) \cdot q_{2t} \cdot l^4 / EJ$ )
- da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.36$ ,  $q_4 = 0.34$  (unif.:  $f_{4t} = (5/384) \cdot q_{4t} \cdot l^4 / EJ$ )

**FRECCIA** (spostamento verticale massimo):

$f = 0.118 \text{ mm} = (1 / 6785) l < (1 / 500) l$   
 per  $x = 0 \text{ mm}$   
 ( $x = 0$ : mezzzeria dell'architrave)

Classificazione Giunti**CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 1****GIUNTO SALDATO CON IRRIGIDIMENTI VERTICALI**

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

**• Comp. 19: saldatura montante-ala della trave**

Lunghezza cordoni: ali  $L_1 = 128 \text{ mm}$   
 ali  $L_2 \cdot 2 = 85 \text{ mm}$   
 anima  $L_3 = 84 \text{ mm}$

Sezione di gola (saldature ali) =  $6 \text{ mm}$

I cordoni d'ala  $L_1$  e  $L_2$  sono soggetti alla forza assiale

dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

- Sezione di gola nella effettiva posizione:
    - $\beta, W = 0.80$  -  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$  -  $\gamma_{M2} = 1.25$
    - resistenza dei cordoni a tensione normale:
      - $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 360 \text{ N/mm}^2$
      - $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 259 \text{ N/mm}^2$
    - corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 325.33 kN
- Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 128 mm  
 Momento resistente di progetto **MRd,19 = 41.64 kNm**  
 Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

#### Classificazione del giunto:

- Classificazione in base alla resistenza:
  - Momento resistente del giunto Mj,Rd = 41.64 kNm**
  - La resistenza è governata dalla componente 19 (saldatura montante-piastra)
  - Momento resistente del montante Mpl,Rd = 54.92 kNm
  - Giunto a parziale ripristino di resistenza:**  $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 13.73 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$
- Classificazione in base alla rigidezza:
  - Rigidezza del giunto Sj,ini = ∞
  - Giunto rigido**

#### Resistenza a taglio:

- Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)  
 Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.  
 Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura  $f_{VW,d} = 207.846$   
 Resistenza a taglio dei cordoni d'anima  $V_{Rd} = 139.67 \text{ kN}$
- Resistenza a taglio del giunto:
  - Taglio resistente Vj,Rd = 139.67 kN**

### Verifica Sismica

#### CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 1

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):  
 luce di calcolo per i carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$   
 Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:
  - $Q_1 = 1.27$ ,  $q_1 = 1.57$  (triang. -> unif.:  $q_1 = (4/3) \cdot Q_1 / l$ )
- da carico distribuito da solaio:
  - $Q_2 = 63.09$ ,  $q_2 = 58.42$  (unif.:  $q_2 = Q_2 / l$ )
- da carico concentrato:
  - contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
  - $Q_4 = 0.36$ ,  $q_4 = 0.34$  (unif.:  $q_4 = Q_4 / l$ )

⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave  
 per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 60.33 \text{ kN/m}$

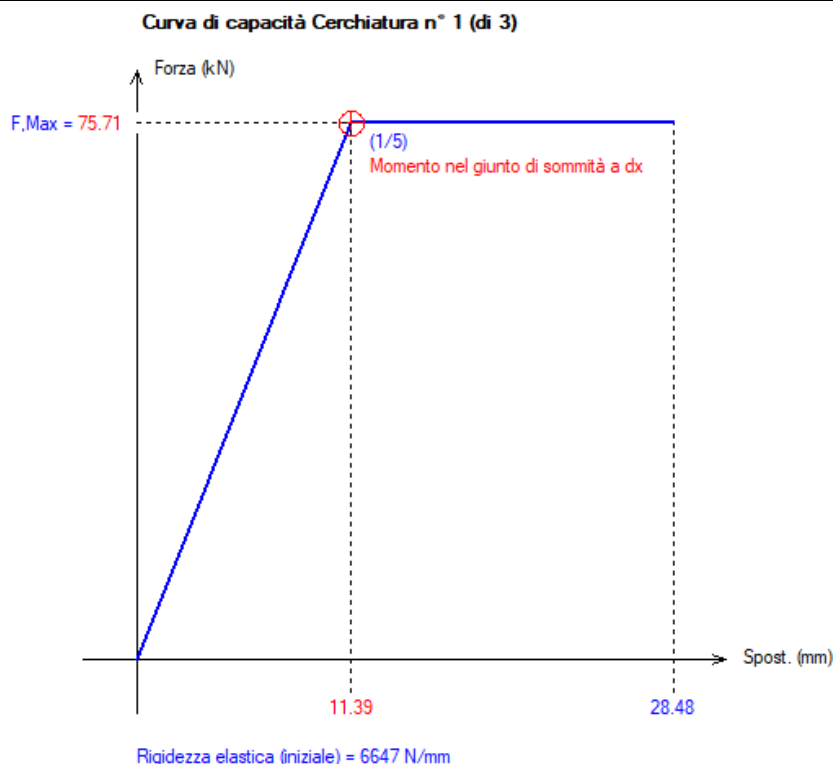
#### CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidezza elastica (iniziale) = 6647 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

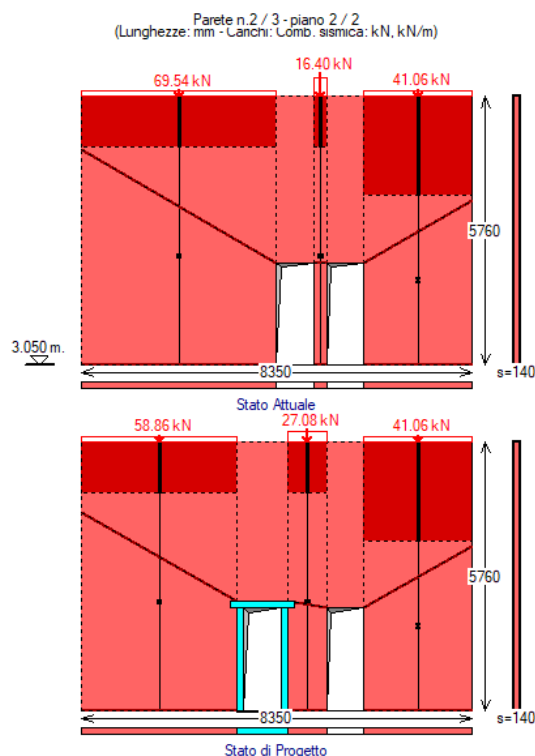
Passo	Forza (kN)	Spostamento orizz. (mm)	Tipo di crisi
1	0.00	0.00	
2	75.71	11.39	Momento nel giunto di sommità a dx
3	75.71	11.39	Momento nel giunto di base a dx
4	75.71	11.39	Momento nel giunto di sommità a sx
5	75.71	11.39	Momento nel giunto di base a sx
6	75.71	28.48	Spostamento massimo consentito





#### 14.2.2. Parete e telaio di cerchiatura tipo 2

L'intervento in questione è localizzato sulla parete di spina al piano primo della residenza con orientamento Ovest-Est. Per soddisfare i requisiti imposti dalla Normativa Tecnica vigente, è necessario cerchiare l'apertura di progetto con un telaio metallico con acciaio di classe S235 JR composto da piedritti e architrave in profili metallici **HEB140** ed un sottostante piatto metallico con spessore 15 mm.



##### 14.2.2.1. Verifica di intervento locale

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 2

[Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	30155	31471	<b>1.044</b>	compreso fra -15% e + 15% (+4.4%)
Resist.F)	86.83	147.06	<b>1.694</b>	(+69.4%)
Spost.SLV)	13.64	17.55	<b>1.287</b>	(+28.7%)
Spost.SLD)	10.23	13.16	<b>1.286</b>	(+28.6%)
En.diss.)	1055.19	2027.84	<b>1.922</b>	(+92.2%)

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidità
- resistenza
- energia dissipata

**14.2.2.2. Analisi statica maschi murari****ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 2**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione

data da:  $f_m/\gamma_M/FC$  ( $\gamma_M=3.00$ , FC: definito per il materiale di ogni singola parete)

Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzaria e base in Comb.sismica

confrontate con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$

**STATO ATTUALE**

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	122.19	83.35	205.54	<b>0.352</b>	1.350	0.642	0.145	0.187	<b>0.229</b>	1.637
2)	28.82	14.61	43.43	<b>1.108</b>	1.350	0.642	0.621	0.663	<b>0.705</b>	1.637
3)	72.15	48.07	120.22	<b>0.373</b>	1.350	0.642	0.177	0.210	<b>0.242</b>	1.637

**STATO DI PROGETTO**

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	103.42	68.89	172.31	<b>0.370</b>	1.350	0.642	0.156	0.198	<b>0.240</b>	1.637
2)	47.58	26.57	74.15	<b>0.630</b>	1.350	0.642	0.320	0.362	<b>0.404</b>	1.637
3)	72.15	48.07	120.22	<b>0.373</b>	1.350	0.642	0.177	0.210	<b>0.242</b>	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura

il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:

la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,

mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti

oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio

secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

**14.2.2.3. Analisi sismica maschi murari****ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 2****MASCHI MURARI**

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio	Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	irreg./reg.	scorr.	somm./base		(max)	lim. - ult.	elast.
1)	4170	4679	1.12	19259	60.38/	67.34	72.56	68.64/ 85.55	-	60.38	3.14	23.40
2)	280	4679	16.71	22	5.22/	7.94	1.76	0.90/ 0.92	-	0.92	44.13	44.13
3)	2300	3639	1.58	10874	26.05/	29.57	35.84	32.10/ 37.06	-	26.05	2.40	18.19

**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 2****MASCHI MURARI**

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Press.compl.		Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	Taglio irreg./reg.	scorr.	somm./base		(max)	lim. - ult.	elast.
1)	3330	4679	1.41	13406	39.36/ 44.27	54.43	46.74/	57.34	-	39.36	2.94	23.40
2)	840	4679	5.57	544	11.94/ 15.17	6.24	5.43/	5.93	-	5.93	13.34	46.22
3)	2300	3639	1.58	10874	26.05/ 29.57	35.84	32.10/	37.06	-	26.05	2.40	18.19

**Cerchiature**

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
	(mm)		(N/mm)	elast.	elast.	ult.	ult.
				(kN)	(mm)	(kN)	(mm)
1)	1080	2200	6647	75.71	11.39	75.71	28.48

**• controllo vincolamento shear-type:**

$F_{SLU}$  = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

$M'_{SLU}$  = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione

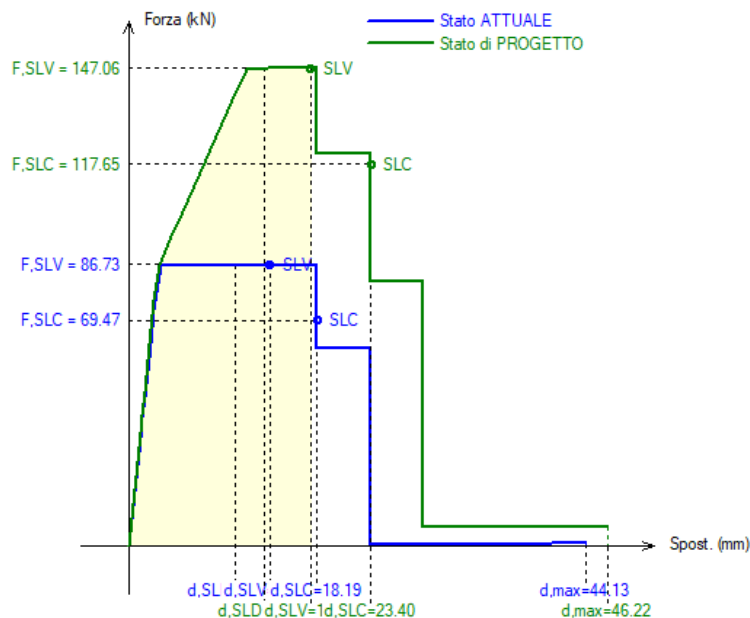
fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k=(J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h,l$ : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

$M,Rd$  = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave.

Si ha:  $M,Rd = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con:  $b$  = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/FC$  = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura,  $s$  = spessore maschio.

n.	F, SLU (kN)	M', SLU (kNm)	M,Rd sx dx	(app.) dx
1)	75.71	2.77	6.53	6.53

Curva di capacità Parete n° 2 (di 3)

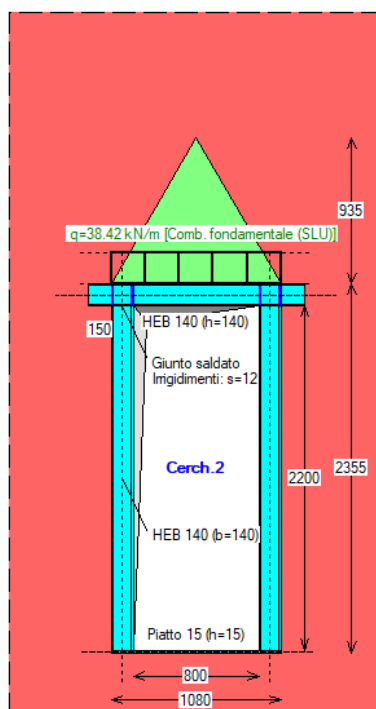


Coefficienti di sicurezza, espressi come rapporto tra Stato di PROGETTO e Stato ATTUALE:

Rigidità (N/mm):  $31471 / 30155 = 1.044$ Forza massima (kN):  $147.06 / 86.83 = 1.694$ Energia dissipata (J/m):  $2027.84 / 1055.19 = 1.922$ 

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

## 14.2.2.4. Verifica telaio metallico

(NTC 18) 6-LC 2) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mm

Verifica SLU**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 2****ARCHITRAVE**

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**,  $f_y k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 luce di calcolo: carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$  - sollecitazioni (luce netta):  $800 \text{ mm}$

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_G = 1.3$ ):  
 $Q_1 = 1.65$ ,  $q_1 = 3.06 \Rightarrow q_{1u} = 0.79$ ,  $q_{1t} = 2.27$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1u} + q_{1t})$  su luce netta)  
 [per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.:  $q_{1t} = (4/3) \cdot Q_{1t} / l = 2.04$ ]
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 41.49$ ,  $q_2 = 38.42$  (unif.)
- da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.47$ ,  $q_4 = 0.44$  (unif.)

**VERIFICA A TAGLIO**

$V_{Ed}$  (massima reazione agli appoggi) =  $16.31 \text{ kN}$   
 $V_{Rd} = A_v \cdot f_y k / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 169.53 \text{ kN}$  ( $A_v$  ([4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) =  $1312 \text{ mm}^2$ )  
 $\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$

**VERIFICA A FLESSIONE**

$M_{Ed}$  (momento max) =  $3.29 \text{ kNm}$ , per  $x=0 \text{ mm}$  ( $x=0$ : mezzeria dell'architrave)  
 $M_{Rd} = W \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 54.92 \text{ kNm}$   
 con:  $W = 245 \text{ cm}^3$   
 (modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl,max}$ )  
 $\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$

**MONTANTE**

Sezione del montante (acciaio): **HEB 140**,  $f_y k = 235.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
 Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore  
 Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU:  $40.90 \text{ kN/m}$

**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA**

$N_{Ed} = 19.22 \text{ kN}$   
 $M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$   
 $N_{c,Rd} = A \cdot f_y k / \gamma_{M0} = 962.38 \text{ kN}$   
 $\Rightarrow N_{Ed} < N_{c,Rd}$

**VERIFICA ANCORAGGI TRA MONTANTE E PARETE IN MURATURA**

Verifica di trasmissione dello sforzo normale tra montante e parete adiacente  
 Numero di ancoraggi totale per lato del telaio: 5  
 Taglio sul singolo connettore:  $V_{Edp} = N_{Ed} / 5 = 3.84 \text{ kN}$   
 Resistenza del connettore [4.3.9]:  $P_{Rda} = 0.8 \cdot f_{tk} \cdot (d^2 / 4) / \gamma_V = 26.06 \text{ kN}$   
 dove:  $f_{tk} = 360.0 \text{ N/mm}^2$ ,  $\gamma_V = 1.25$   
 $\Rightarrow V_{Edp} < P_{Rda}$

Verifica SLE**VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 2**

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**  
 luce di calcolo: carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$  - spostamenti (luce netta):  $800 \text{ mm}$   
 $E = 210 \text{ kN/mm}^2$  -  $J = 15090000 \text{ mm}^4$

**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q_1 = 1.27$ ,  $q_1 = 2.36 \Rightarrow q_{1u} = 0.61$ ,  $q_{1t} = 1.75$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1t} + q_{1u})$  su luce netta:  
 $f_{1,1} = [(1/120) \cdot q_{1t} + (5/384) \cdot q_{1u}] \cdot l^4 / EJ$ )
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 29.89$ ,  $q_2 = 27.68$  (unif.:  $f_{2,2} = (5/384) \cdot q_{2,2} \cdot l^4 / EJ$ )
- da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.36$ ,  $q_4 = 0.34$  (unif.:  $f_{4,4} = (5/384) \cdot q_{4,4} \cdot l^4 / EJ$ )

**FRECCIA** (spostamento verticale massimo):

$f = 0.050 \text{ mm} = (1 / 15980) l < (1 / 500) l$   
 per  $x = 0 \text{ mm}$   
 ( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

Classificazione Giunti**CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 2****GIUNTO SALDATO CON IRRIGIDIMENTI VERTICALI**

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

**• Comp. 19: saldatura montante-ala della trave**

Lunghezza cordoni: ali  $L_1 = 128 \text{ mm}$   
 ali  $L_2 \cdot 2 = 85 \text{ mm}$   
 anima  $L_3 = 84 \text{ mm}$

Sezione di gola (saldature ali) =  $6 \text{ mm}$

I cordoni d'ala  $L_1$  e  $L_2$  sono soggetti alla forza assiale

dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

- Sezione di gola nella effettiva posizione:
    - $\beta, W = 0.80$  -  $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$  -  $\gamma_{M2} = 1.25$
    - resistenza dei cordoni a tensione normale:
      - $\sqrt{(\sigma_{ort2} + 3 \cdot \tau_{ort2})} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 360 \text{ N/mm}^2$
      - $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 259 \text{ N/mm}^2$
    - corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 325.33 kN
- Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 128 mm  
 Momento resistente di progetto **MRd,19 = 41.64 kNm**  
 Coefficiente di rigidezza **K,19 = ∞**

#### Classificazione del giunto:

- Classificazione in base alla resistenza:  
**Momento resistente del giunto Mj,Rd = 41.64 kNm**  
 La resistenza è governata dalla componente 19  
 (saldatura montante-piastra)  
**Momento resistente del montante Mpl,Rd = 54.92 kNm**  
**Giunto a parziale ripristino di resistenza:**  $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 13.73 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$
- Classificazione in base alla rigidezza:  
 Rigidezza del giunto  $S_{j,ini} = \infty$   
**Giunto rigido**

#### Resistenza a taglio:

- Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)  
 Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.  
 Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura  $f_{VW,d} = 207.846$   
 Resistenza a taglio dei cordoni d'anima **VRd = 139.67 kN**
- Resistenza a taglio del giunto:  
**Taglio resistente Vj,Rd = 139.67 kN**

#### Verifica Sismica

##### CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 2

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):  
 luce di calcolo per i carichi:  $l = 1080 \text{ mm}$   
 Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:  
 $Q_1 = 1.27$ ,  $q_1 = 1.57$  (triang. -> unif.:  $q_1 = (4/3) \cdot Q_1 / l$ )
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 26.14$ ,  $q_2 = 24.20$  (unif.:  $q_2 = Q_2 / l$ )
- da carico concentrato:  
 contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 0.36$ ,  $q_4 = 0.34$  (unif.:  $q_4 = Q_4 / l$ )

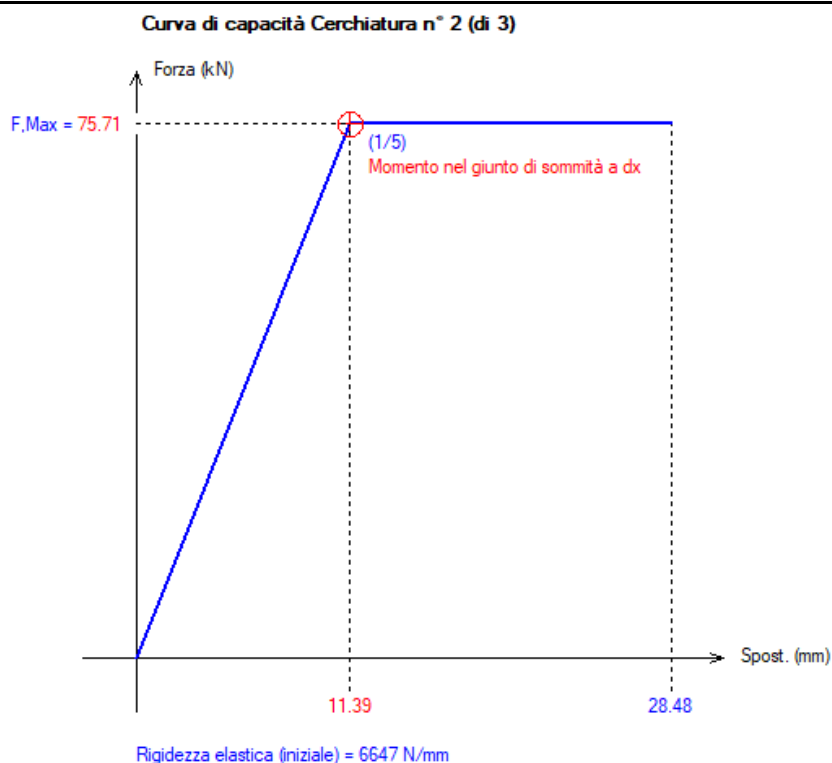
⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave  
 per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 26.11 \text{ kN/m}$

##### CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidezza elastica (iniziale) = 6647 N/mm

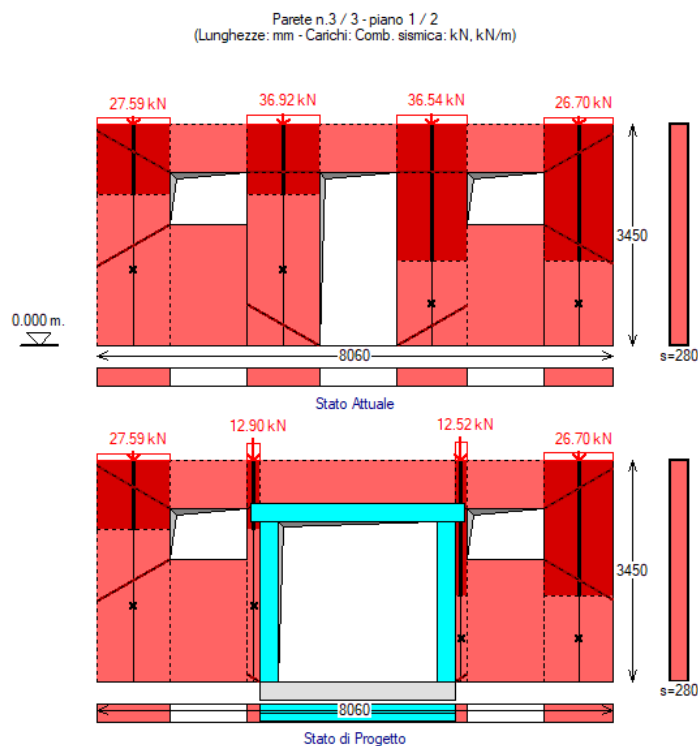
Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

Passo	Forza (kN)	Spostamento orizz. (mm)	Tipo di crisi
1	0.00	0.00	
2	75.71	11.39	Momento nel giunto di sommità a dx
3	75.71	11.39	Momento nel giunto di base a dx
4	75.71	11.39	Momento nel giunto di sommità a sx
5	75.71	11.39	Momento nel giunto di base a sx
6	75.71	28.48	Spostamento massimo consentito



### 14.2.3. Parete e telaio di cerchiatura tipo 3

L'intervento in questione è localizzato sulla parete perimetrale in corrispondenza dell'ingresso principale all'ex-stalla/fienile. Per soddisfare i requisiti imposti dalla Normativa Tecnica vigente, è necessario cerchiare l'apertura di progetto con un telaio metallico con acciaio di classe S235 JR composto da piedritti e architrave in profili metallici **IPE270 accoppiati** ed un sottostante piatto metallico con spessore 15 mm. Inferiormente, si realizza un cordolo in c.c.a.



#### 14.2.3.1. Verifica di intervento locale

**COEFFICIENTI DI SICUREZZA** parete n° 3



[Rigidità: N/mm - Forza ultima: kN - Spostamento: mm - Energia dissipata: J=N·m]

	Attuale	Progetto	Rapporto(C.Sic.)	
Rigid. K)	93504	79912	<b>0.855</b>	compreso fra -15% e + 15% (-14.5%)
Resist.F)	92.62	306.55	<b>3.310</b>	(+231.0%)
Spost.SLV)	4.98	8.89	<b>1.785</b>	(+78.5%)
Spost.SLD)	3.74	7.28	<b>1.947</b>	(+94.7%)
En.diss.)	411.20	1596.03	<b>3.881</b>	(+288.1%)

**VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA**

L'intervento può essere qualificato come Riparazione Locale, poiché rispetta i requisiti di sicurezza richiesti su:

- rigidità
- resistenza
- energia dissipata

**14.2.3.2. Analisi statica maschi murari****ANALISI STATICA dei maschi murari parete n° 3**

[Forze:kN - Tensioni:N/mm²; sforzi normali e tensioni riferiti alla luce deformabile]

La tensione statica alla base calcolata per la Comb.fondamentale (SLU)[(2.5.1) in §2.5.3] viene confrontata con  $f_d$  = tensione di progetto a compressione

data da:  $f_m/\gamma M/FC$  ( $\gamma M=3.00$ , FC: definito per il materiale di ogni singola parete)

Si riportano inoltre le tensioni in sommità, mezzzeria e base in Comb.sismica

confrontate con il valore di  $0.85 \cdot f_d$  dove, per analisi statica non lineare:  $f_d = f_m/FC$

**STATO ATTUALE**

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	36.50	28.67	65.17	<b>0.205</b>	1.350	0.642	0.113	0.134	<b>0.156</b>	1.637
2)	48.84	31.48	80.32	<b>0.253</b>	1.350	0.642	0.150	0.172	<b>0.193</b>	1.637
3)	48.33	30.94	79.27	<b>0.256</b>	1.350	0.642	0.171	0.183	<b>0.195</b>	1.637
4)	35.32	27.41	62.73	<b>0.207</b>	1.350	0.642	0.134	0.146	<b>0.158</b>	1.637

**STATO DI PROGETTO**

Comb. fondamentale (analisi statica)							Comb. sismica			
n.	N,somm	1.3·Pp	N,base	$\sigma$ ,base	FC	$f_d$	$\sigma$ ,somm	$\sigma$ ,mezz	$\sigma$ ,base	$0.85 \cdot f_d$
1)	36.50	28.67	65.17	<b>0.205</b>	1.350	0.642	0.113	0.134	<b>0.156</b>	1.637
2)	17.07	7.74	24.81	<b>0.418</b>	1.350	0.642	0.275	0.296	<b>0.318</b>	1.637
3)	16.56	7.20	23.76	<b>0.451</b>	1.350	0.642	0.319	0.331	<b>0.343</b>	1.637
4)	35.32	27.41	62.73	<b>0.207</b>	1.350	0.642	0.134	0.146	<b>0.158</b>	1.637

Nel caso di maschi murari affiancati da telai di cerchiatura

il carico applicato in sommità della parete viene così ripartito:

la parte corrispondente al maschio e' sostenuta dal maschio stesso,

mentre quella corrispondente al telaio viene scaricata sui maschi adiacenti

oppure si considera applicata ai soli montanti del telaio

secondo quanto specificato in input nei Dati Aperture

**14.2.3.3. Analisi sismica maschi murari****ANALISI SISMICA STATO ATTUALE parete n° 3****MASCHI MURARI**

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	irreg./reg.	scorr.	somm./base			(max)	lim. - ult.	elast.
1)	1138	2369	2.08	12715	21.83/	23.42	16.12	16.12/	18.85	-	16.12	1.27	11.85
2)	1132	2369	2.09	12575	23.74/	26.17	20.67	20.67/	23.22	-	20.67	1.64	11.85
3)	1108	1329	1.20	34747	29.75/	33.07	33.16	39.52/	41.93	-	29.75	0.86	6.64
4)	1082	1329	1.23	33467	26.08/	28.22	27.26	30.30/	32.73	-	26.08	0.78	6.64

**ANALISI SISMICA STATO DI PROGETTO parete n° 3****MASCHI MURARI**

n.	B	Hcalc	(H/B)	K	Resistenza(kN)		Taglio		Press.compl.	Fasce	F,ult.	Spost.(mm)	
	(mm)			(N/mm)	Taglio diag.	irreg./reg.	scorr.	somm./base			(max)	lim. - ult.	elast.
1)	1138	2369	2.08	12715	21.83/	23.42	16.12	16.12/	18.85	-	16.12	1.27	11.85
2)	212	2369	11.17	146	5.53/	6.71	1.27	1.22/	1.29	-	1.27	9.70	11.85
3)	188	1329	7.07	555	5.14/	6.39	1.91	1.91/	1.97	-	1.91	3.45	6.64
4)	1082	1329	1.23	33467	26.08/	28.22	27.26	30.30/	32.73	-	26.08	0.78	6.64

**Cerchiature**

n.	B	Hcalc	K	F lim.	Spost.lim.	F	Spost.
----	---	-------	---	--------	------------	---	--------

	(mm)	(N/mm)	elast. (kN)	elast. (mm)	ult. (kN)	ult. (mm)
2)	3040 2500	33029	250.66	7.59	298.65	32.25

• controllo vincolamento shear-type:

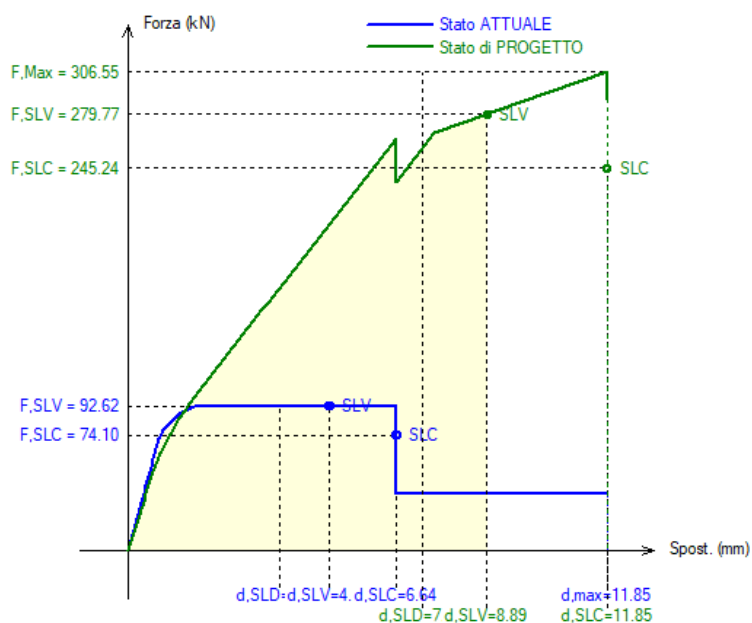
$F_{SLU}$  = Forza orizzontale agente sul telaio in corrispondenza di SLU

$M'_{SLU}$  = Quota parte del Momento di progetto al nodo montante/architrave in corrispondenza di SLU, data dalla differenza di sollecitazione fra i due schemi shear-type e a rotazione consentita e pari a:  $(Fh/4) \cdot [1/(6k+1)]$ , con:  $k = (J_{arch.}/J_{mont.}) \cdot (h/l)$ ,  $h$ =altezza e  $l$ =larghezza del telaio ( $h, l$ : in corrispondenza degli assi delle aste, e prescindendo dalle zone rigide di estremità)

$M_{Rd}$  = Momento resistente per compressione locale della muratura in corrispondenza dell'appoggio dell'architrave. Si ha:  $M_{Rd} = (f_m/FC) \cdot s \cdot b^2/2$ , con:  $b$  = lunghezza da estremo appoggio dell'architrave ad asse del montante,  $f_m/FC$  = resistenza di progetto del maschio murario adiacente all'apertura,  $s$  = spessore maschio.

n.	$F_{SLU}$ (kN)	$M'_{SLU}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (app.) $s_x$ $d_x$
2)	262.41	25.98	21.90* 21.90*

Curva di capacità Parete n° 3 (di 3)



Coefficienti di sicurezza, espressi come rapporto tra Stato di PROGETTO e Stato ATTUALE:

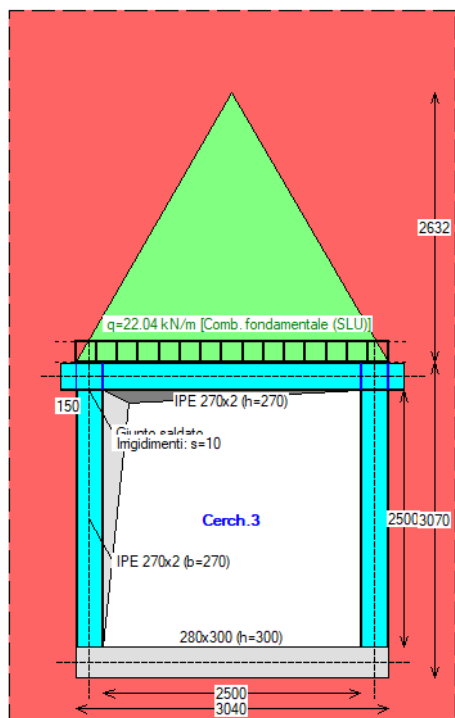
Rigidezza (N/mm):  $79912 / 93504 = 0.855$

Forza massima (kN):  $306.55 / 92.62 = 3.310$

Energia dissipata (J/m):  $1596.03 / 411.20 = 3.881$

VERIFICA DI RIPARAZIONE LOCALE SODDISFATTA

## 14.2.3.4. Verifica telaio metallico

(NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti  $\leq 13$  mmVerifica SLU**VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 3****ARCHITRAVE**Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 270x2,  $f_y, k = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$   
luce di calcolo: carichi:  $l = 3040$  mm - sollecitazioni (luce netta):  $2500$  mm**CARICHI** (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso  $\gamma_G=1.3$ ):  
 $Q_1 = 26.22$ ,  $q_1 = 17.25 \Rightarrow q_{1u} = 3.06$ ,  $q_{1t} = 14.19$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1u}+q_{1t})$  su luce netta)  
[per verifica montante: analisi SLU telaio: triang.->unif.:  $q_{1t}=(4/3) \cdot Q_1/l = 11.50$ ]
- da carico distribuito da solaio:  
 $Q_2 = 67.00$ ,  $q_2 = 22.04$  (unif.)
- da carico concentrato:  
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:  
 $Q_4 = 2.85$ ,  $q_4 = 0.94$  (unif.)

**VERIFICA A TAGLIO** $V_{Ed}$  (massima reazione agli appoggi) =  $41.42$  kN $V_{Rd} = A_v \cdot f_y, k / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 570.96$  kN ( $A_v$  [4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) =  $4419$  mm<sup>2</sup>) $\Rightarrow V_{Ed} < V_{Rd}$ **VERIFICA A FLESSIONE** $M_{Ed}$  (momento max) =  $27.74$  kNm, per  $x=0$  mm ( $x=0$ : mezzeria dell'architrave) $M_{Rd} = W \cdot f_y, k / \gamma_{M0} = 216.65$  kNmcon:  $W = 968$  cm<sup>3</sup>(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]:  $W = W_{pl, max} = 484 \times 2$  cm<sup>3</sup>) $\Rightarrow M_{Ed} < M_{Rd}$ **MONTANTE**Sezione del montante (acciaio): IPE 270x2,  $f_y, k = 235.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_{M0} = 1.05$ 

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU:  $34.48$  kN/m**VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA** $N_{Ed} = 47.76$  kN $M_{Ed} = 0.00$  kNm $N_{c, Rd} = A \cdot f_y, k / \gamma_{M0} = 1027.29$  kN $\Rightarrow N_{Ed} < N_{c, Rd}$ **VERIFICA ANCORAGGI TRA MONTANTE E PARETE IN MURATURA**

Verifica di trasmissione dello sforzo normale tra montante e parete adiacente

Numero di ancoraggi totale per lato del telaio: 5

Taglio sul singolo connettore:  $V_{Edp} = N_{Ed}/5 = 4.78$  kNResistenza del connettore [4.3.9]:  $P_{Rda} = 0.8 \cdot f_{tk} \cdot (d^2/4) / \gamma_V = 26.06$  kNdove:  $f_{tk} = 360.0$  N/mm<sup>2</sup>,  $\gamma_V = 1.25$  $\Rightarrow V_{Edp} < P_{Rda}$ Verifica SLE**VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 3**

Sezione dell'architrave (acciaio): IPE 270x2

luce di calcolo: carichi:  $l = 3040$  mm - spostamenti (luce netta):  $2500$  mm

$E = 210$  kN/mm<sup>2</sup> -  $J = 115800000$  mm<sup>4</sup>

CARICHI (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q_1 = 20.17$ ,  $q_1 = 13.27 \Rightarrow q_{1u} = 2.36$ ,  $q_{1t} = 10.91$  (triang.:  $q_1 \Rightarrow (q_{1t} + q_{1u})$  su luce netta:

$f_{,1} = [(1/120) \cdot q_{,1t} + (5/384) \cdot q_{,1u}] \cdot l^4 / EJ$ )

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 51.25$ ,  $q_2 = 16.86$  (unif.:  $f_{,2} = (5/384) \cdot q_{,2} \cdot l^4 / EJ$ )

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 2.19$ ,  $q_4 = 0.72$  (unif.:  $f_{,4} = (5/384) \cdot q_{,4} \cdot l^4 / EJ$ )

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.563$  mm =  $(1 / 4440)$   $l < (1 / 500)$   $l$

per  $x = 0$  mm

( $x = 0$ : mezzeria dell'architrave)

## Classificazione Giunti

CLASSIFICAZIONE DEI GIUNTI - cerchiatura n° 3

### GIUNTO SALDATO CON IRRIGIDIMENTI VERTICALI

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

#### • Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali  $L_1 = 123$  mm

ali  $L_2 \cdot 2 = 74$  mm

anima  $L_3 = 212$  mm

Sezione di gola (saldature ali) =  $6$  mm

I cordoni d'ala  $L_1$  e  $L_2$  sono soggetti alla forza assiale dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

-  $\beta, W = 0.80$  -  $f_{,tk} = 360$  N/mm<sup>2</sup> -  $\gamma_{,M2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

-  $\sqrt{(\sigma_{,ort}^2 + 3 \cdot \tau_{,ort}^2)} \leq f_{,tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{,M2}) = 360$  N/mm<sup>2</sup>

-  $\sigma_{,ort} \leq 0.9 \cdot f_{,tk} / \gamma_{,M2} = 259$  N/mm<sup>2</sup>

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente =  $301.50$  kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni =  $260$  mm

Momento resistente di progetto  $M_{Rd,19} = 78.33$  kNm

Coefficiente di rigidezza  $K_{,19} = \infty$

#### Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto  $M_{j,Rd} = 78.33$  kNm

La resistenza è governata dalla componente 19

(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante  $M_{pl,Rd} = 108.32$  kNm

Giunto a parziale ripristino di resistenza:  $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 27.08$  kNm  $\leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

• Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto  $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

#### Resistenza a taglio:

• Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima  $L_3$ .

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura  $f_{VW,d} = 207.846$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima  $V_{Rd} = 351.84$  kN

• Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente  $V_{j,Rd} = 351.84$  kN

## Verifica Sismica

CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 3

CARICHI (risultante  $Q$  in kN; distribuito  $q$  in kN/m):

luce di calcolo per i carichi:  $l = 3040$  mm

Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

$Q_1 = 20.17$ ,  $q_1 = 8.85$  (triang.  $\rightarrow$  unif.:  $q_{,1} = (4/3) \cdot Q_{,1/1}$ )

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 50.74$ ,  $q_2 = 16.69$  (unif.:  $q_{,2} = Q_{,2/1}$ )

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$$Q_4 = 2.19, q_4 = 0.72 \text{ (unif.: } q_4 = Q_4/1)$$

⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave

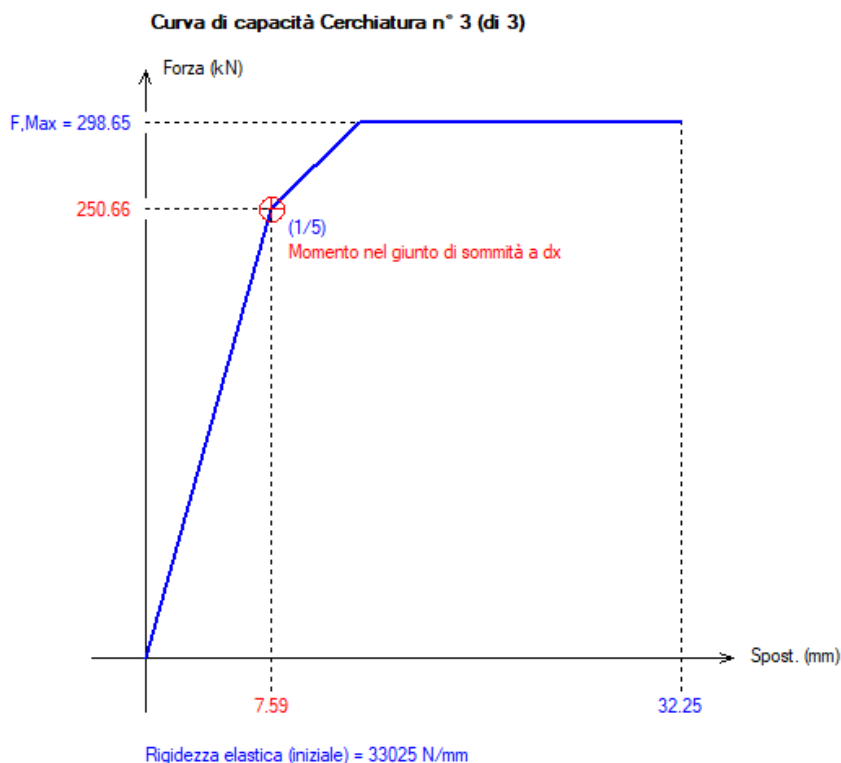
per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura:  $q_{sism} = 26.26 \text{ kN/m}$

CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

Rigidezza elastica (iniziale) = 33025 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

Passo	Forza (kN)	Spostamento orizz. (mm)	Tipo di crisi
1	0.00	0.00	
2	250.66	7.59	Momento nel giunto di sommità a dx
3	250.66	7.59	Momento nel giunto di sommità a sx
4	298.65	12.90	Momento alla base del montante dx
5	298.65	12.90	Momento alla base del montante sx
6	298.65	32.25	Spostamento massimo consentito



#### 14.2.4. Parete non portante

In accordo con la D.G.R. E-R 2272/2016, per gli I.P.R.I.P.I. contrassegnati con il codice L2, sono richieste le verifiche di sicurezza condotte sugli elementi oggetto di variante. Nella presente sezione si riportano dunque le valutazioni condotte sulle tramezzature interne di progetto, trattandole come "elementi secondari", così come definiti al §7.2.3 e §C7.2.3 delle NTC2018 e relativa Circolare Applicativa.

Lo schema di calcolo è di trave in semplice appoggio, ove gli appoggi sono dati dalla quota inferiore e da quella superiore del piano, ottenuto isolando una striscia di tamponamento di larghezza unitaria nel piano della parete stessa.

Per la determinazione della resistenza della muratura, si è fatto diretto affidamento alla scheda tecnica del produttore del blocco indicato nell'abaco delle partizioni, ovvero ad un calcolo con resistenza caratteristica da letteratura.

La resistenza a compressione di progetto è data dalla seguente relazione:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

in cui:

- $\gamma_m$  è il coefficiente parziale della muratura assunto pari a 3,00.

Di seguito si riporta il calcolo.

Verifica parete di tamponamento

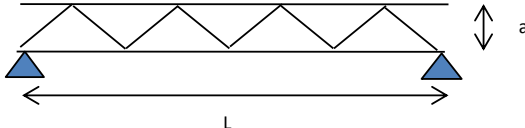
<b>PROGETTO:</b>	<b>Casa Colonica - via Portoni Bandissolo (Loc. Portoverrara)</b>				
<b>POSIZIONE PARETE:</b>	<b>Abitazione - parete sp. 28 cm</b>				
<b>Geometria della parete e del fabbricato</b>			<b>Caratteristiche della parete</b>		
h	3.05	m	altezza parete	Em	36000 kg/cm <sup>2</sup> modulo elastico muratura
L	1.80	m	larghezza parete	sp	0.28 m spessore parete
hp	3.45	m	quota imposta parete	Qm	800 kg/m <sup>3</sup> peso specifico muratura
H	10.50	m	altezza costruzione	si	0.02 cm spessore totale intonaco
z	4.98	m	quota baricentro parete	Qi	2000 kg/m <sup>3</sup> peso specifico intonaco
C1	0.05		altre strutture	Im	182933 cm <sup>4</sup> momento inerzia tamponamento
T1	0.2916	s	periodo fondamentale edificio (7.3.3.2)	sb	0 cm spessore laterizio doppio UNI
Ta	0.0661	s	periodo fondamentale tamponamento	Qb	0 kg/m <sup>3</sup> peso specifico laterizio doppio UNI
a	0.80			fd	33 kg/cm <sup>2</sup> resistenza muratura
b	1.40			qa	2 fattore di struttura dell'elemento
ap	5.00				
Waq	264.00	kg/m <sup>2</sup>	peso parete al mq	σo	0.14 kg/cm <sup>2</sup> tensione a metà h tamp.
Wa	805.20	kg	peso parete al ml	σo	0.17 kg/cm <sup>2</sup> tensione a 1.2m da P.C.
dati del sisma (SLV)					
Ag/g	0.154		accelerazione massima SLV	Ss	1.88 amplificazione stratigrafica
S	1.88		Ss * St	St	1 amplificazione topografica
Sa	1.504		accelerazione massima		
NTC 2018, §7.2.3: Gli effetti dell'azione sismica sugli elementi costruttivi senza funzione strutturale possono essere determinati applicando agli elementi detti una forza orizzontale Fa definita come segue:					
Fa = (Sa Wa) / qa forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale					
Fa	198.5	kg/m <sup>2</sup>	forza sismica (al mq di parete)		
F,s	198.53	kg/ml	Forza sismica al metro	<b>Msd,Fs</b>	<b>230.85 kg m</b> Mom. Fs, app-app, al metro di parete
NTC 2018, §3.1.4.1: la parete deve resistere ai carichi variabili orizzontali applicati a quota 1.2 m dal piano di calpestio					
Cat.	A		locali di abitazione e servizi, alberghi		
h	1.2	m	h applicazione del carico	Hk	100 kg/ml carico variabile orizzontale
γQ	1.5		coefficiente parziale azioni variabili	<b>Msd,H</b>	<b>109.18 kg m</b> Mom. H, app-app, al metro di parete
La parete deve resistere alla pressione del vento. Si riporta la pressione agente sulla parete trovata nel calcolo dell'azione del vento					
p	0.00	kg/m <sup>2</sup>	pressione del vento (a meno di cp)	cp	0.8 coefficiente di forma
γQ	1.5		coefficiente parziale azioni variabili		
p,v	0.00	kg/m <sup>2</sup>	pressione del vento	<b>Msd,Vn</b>	<b>0.00 kg m</b> Mom. Vn, app-app, al metro di parete
<b>Mrd,Fs</b>	<b>56.08</b>	<b>kgm/m</b>	<b>Mres della parete (H/2)</b>	<b>Mrd/Msd</b>	<b>0.24 NON VERIFICATO</b>
<b>Mrd,H</b>	<b>68.03</b>	<b>kgm/m</b>	<b>Mres della parete (1.2m da P.C.)</b>	<b>Mrd/Msd</b>	<b>0.62 NON VERIFICATO</b>
<b>Mrd,Vn</b>	<b>56.08</b>	<b>kgm/m</b>	<b>Mres della parete (H/2)</b>	<b>Mrd/Msd</b>	<b>/ VERIFICATO</b>
Si inseriscono pertanto pilastri in opera collegati da un traliccio orizzontale annegato nei corsi di malta.					



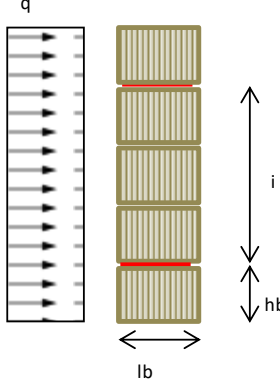
Armatura orizzontale per murature di tamponamento		
PROGETTO:	Casa Colonica - via Portoni Bandissolo (Loc. Portoverrera)	
POSIZIONE PARETE:	Abitazione - parete sp. 28 cm (Lungh. Max. 1.8 m)	

Si prevede l'inserimento di un traliccio tipo Murfor nella muratura, con i carichi imposti dalla normativa

TIPO	+Z-200	
a =	200 mm	larghezza traliccio
c =	4.56 mm	diametro filo longitudinale
As =	16.3 mmq	Area traliccio
f <sub>yk</sub> =	600 N/mmq	resistenza caratteristica
γ <sub>s</sub> =	1.15	coefficiente di sicurezza



p.s =	199 kg/mq	forza sismica
H <sub>k</sub> =	100 kg/ml	carico v ariabile orizzontale
p.v =	0 kg/mq	pressione del v ento
l <sub>b</sub> =	28 cm	larghezza blocco
h <sub>b</sub> =	25 cm	altezza blocco
i =	125 cm	interasse traliccio
c =	4 cm	distanza murfor - bordo
L =	1.8 m	interasse pilastri per muratura



Msd	101 kgm	Msd, sisma
Msd	51 kgm	Msd, carichi orizz
Msd	0 kgm	Msd, vento
Mrd =	194 kgm	Mrd
Mrd/Msd	1.93	VERIFICATO

## 15. Conclusioni

Le sollecitazioni in alcuni elementi significativi a campione sono state confrontate con valutazioni numeriche semplificate, ottenendo risultati confrontabili e conseguentemente validando in via preliminare la modellazione delle strutture dell'edificio.

Le sollecitazioni negli elementi strutturali sono risultate compatibili con le dimensioni delle sezioni adottate.

=====

Bologna, lì 04/09/2023

  
 (ing. Marco Bettazzi)