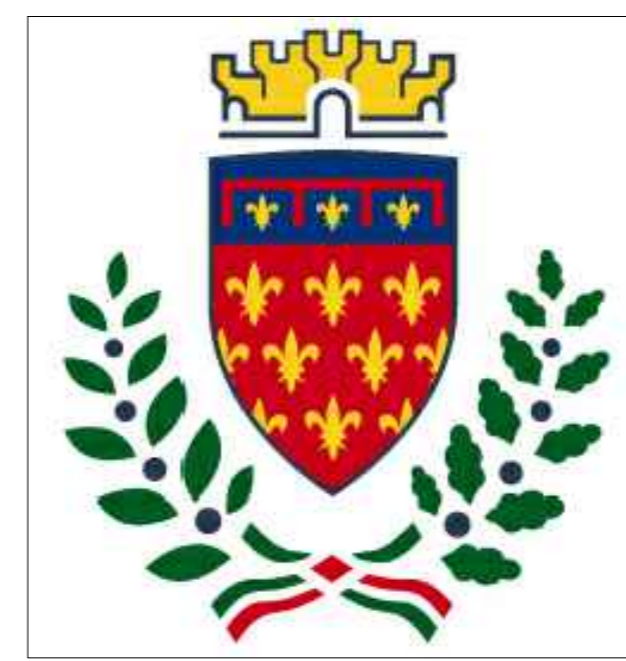




Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU



comune di  
**PRATO**

Codice Fiscale: 84006890481

PNRR - Missione 5 – Inclusione e Coesione – Componente 2 - Sottocomponente 1-  
Investimento 1.3 “Housing temporaneo e stazione di Posta”  
finanziato dall'Unione Europea - NextGeneration EU - Sub-Investimento 1.3.2

## STAZIONE DI POSTA- CENTRO SERVIZI - VIA A. ZARINI 1

CUP

**G64H22000330006**

Titolo

**Relazione opere strutturali**

Fase

**Progetto Esecutivo**

Servizio	<b>Servizio Edilizia storico monumentale ed immobili comunali, Politiche energetiche e Datore di Lavoro</b>
Dirigente del servizio	<b>Arch. Francesco Caporaso</b>
Responsabile Unico del Progetto	<b>Arch. Antonio Silvestri</b>

Progettisti delle opere architettoniche

**Arch. Antonella Gesualdi - Comune di Prato**  
**Ing. Silvia Parenti - Comune di Prato**

Progettista opere strutturali

**Ing. Francesco Sanzo - Comune di Prato**

Progettista opere impiantistiche

**Ing. Gherardo Montano**

Progettista acustica

**Arch. Solange Montano**

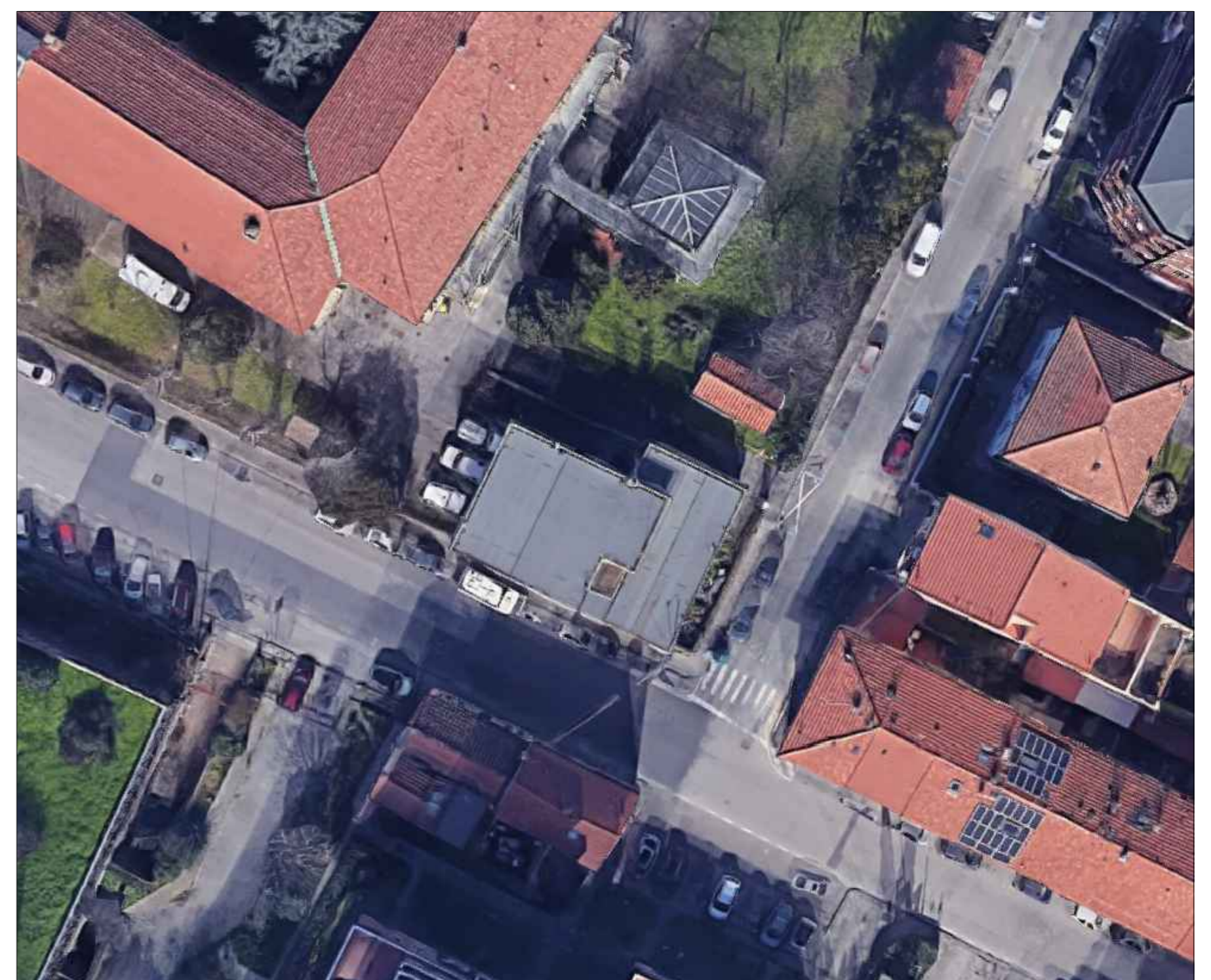
Coordinatore alla sicurezza in fase di progettazione

**Arch. Antonella Gesualdi - Comune di Prato**

Coordinatore alla sicurezza in fase di esecuzione

Legenda codici

**A** - opere architettoniche  
**E** - impianti elettrici  
**M** - impianti meccanici  
**SIC** - sicurezza



Elaborato: **S - REL**

Scala:

Spazio riservato agli uffici:

# SOMMARIO

<b>SOMMARIO</b> .....	<b>1</b>
<b>PREMESSA</b> .....	<b>2</b>
<b>1 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE</b> .....	<b>3</b>
<b>2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>4</b>
<b>3 ANALISI DEI CARICHI E AZIONE SISMICA</b> .....	<b>5</b>
<b>3.1 Analisi dei carichi</b> .....	<b>5</b>
3.1.1 Carichi statici .....	5
<b>Solaio piano</b> .....	<b>5</b>
<b>3.2 Solaio copertura</b> .....	<b>5</b>
3.2.1 Calcolo azione della neve .....	5
3.2.2 Carichi sismici .....	6
<b>4 ANALISI DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI PROGETTO</b> .....	<b>10</b>
<b>4.1 Muro controterra scannafosso</b> .....	<b>11</b>
<b>4.2 Cordolo rinforzo fondazione pareti portanti</b> .....	<b>12</b>
<b>4.3 Fondazione, lama e trave chiusura solaio per la realizzazione di un ascensore interno edificio</b> .....	<b>13</b>
<b>4.4 Nuova parete in POROTON e ammorsamenti perimetrali</b> .....	<b>15</b>
<b>4.5 CECHIATURA 1 PT – IPE 200</b> .....	<b>16</b>
<b>4.6 CECHIATURA 2 P1 – 2 IPE 270</b> .....	<b>39</b>
<b>4.7 Architravature</b> .....	<b>63</b>
<b>4.8 Realizzazione botola per accesso in copertura</b> .....	<b>68</b>

## **PREMESSA**

Il Comune di Prato, consapevole dell'importanza delle politiche sociali e desideroso di contribuire al benessere della comunità, ha deciso di avviare un progetto di riqualificazione e ristrutturazione dell'immobile di sua proprietà situato in Via Zarini n. 1. Questa decisione è stata presa a seguito dell'osservazione delle condizioni di obsolescenza dell'edificio e della crescente necessità di fornire assistenza alle persone senzatetto, nonché di offrire spazi alle associazioni locali impegnate nell'aiuto sociale.

# 1 DESCRIZIONE DELLO STATO ATTUALE

L'immobile oggetto di intervento, situato in Via Zarini n. 1, si presenta attualmente come una struttura composta da due blocchi funzionali distinti, uniti da un blocco scala. La costruzione si sviluppa su due piani fuori terra, anche se va sottolineato che il secondo blocco funzionale presenta solo un piano semi-interrato, situato al di sotto del livello del terreno.

Nel primo blocco funzionale, a piano terra, sono situati locali che in passato hanno ospitato una lavanderia e un magazzino. Al primo piano dello stesso blocco, vi è un appartamento. Nel secondo blocco funzionale, non esiste un piano terra effettivo, ma solo un piano semi-interrato, che contiene un magazzino. Al primo piano di questo blocco, troviamo un altro appartamento.

L'edificio dispone di diversi accessi, sia sul prospetto tergale che su quello frontale, indicando un'originaria destinazione multifunzionale degli spazi interni. La struttura portante dell'edificio è principalmente in mattoni pieni, con alcuni elementi in cemento armato gettato in opera. I solai sono realizzati interamente in cemento armato gettato in opera. Il tetto dell'edificio è di tipo piano.

La disposizione attuale degli spazi e la struttura portante rappresentano la base da cui partire per l'intervento di riqualificazione, che mirerà a trasformare questa struttura esistente in un centro di prima assistenza per i senzatetto e uno spazio dedicato alle attività delle associazioni locali, contribuendo così al progresso sociale della comunità di Prato.



## **2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. n°321 del 21 dicembre 1971)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**Legge 2 Febbraio 1974 n. 64** (G.U. n°76 del 21 Marzo 1974)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

**Decreto Ministero LL.PP. 17 Gennaio 2018** ( G.U. n°42 del 20 Febbraio 2018)

"Norme tecniche per le costruzioni"

**Circolare n°7 del 21 Gennaio 2019 Ministero dei LL.PP.**

"Prima applicazione del DM 17.01.2018 L'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni, alle procedure autorizzative e di qualificazione del servizio tecnico centrale"

**Legge Regionale 3 Gennaio 2005 n°1** (G.U. n°2, parte prima, del 12 Gennaio 2005)

"Norme per il governo del territorio"

**Decreto del Presidente della Repubblica 6 Giugno 2001 n°380** ( G.U. n°245 del 20 Ottobre 2001, Suppl.Ord. n°239 )

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia di edilizia"

PIANO PRIMO

### 3 ANALISI DEI CARICHI E AZIONE SISMICA

#### 3.1 Analisi dei carichi

##### 3.1.1 Carichi statici

###### **Solaio piano**

Carichi strutturali:	Ipotizzati =	3.5 kN/m <sup>2</sup>
Carichi non strutturali:	Ipotizzati=	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Carichi variabili		2.00 kN/m <sup>2</sup>

---

**Peso totale****6.70 kN/m<sup>2</sup>**

#### 3.2 Solaio copertura

Carichi strutturali:	Ipotizzati =	3.5 kN/m <sup>2</sup>
Carichi non strutturali:	Ipotizzati=	1.20 kN/m <sup>2</sup>
Carichi variabili		0.80 kN/m <sup>2</sup>

---

**Peso totale****5.50 kN/m<sup>2</sup>**

##### 3.2.1 Calcolo azione della neve

Calcolo delle azioni della neve

Area di ubicazione dell'edificio: 2

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

Altitudine sul livello del mare: 65 <m>

Tipologia di copertura: Ad una falda

Pressione della neve  $p_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$

Parametri d'input ed intermedi:

Categoria del coefficiente d'esposizione: Normale

$C_e$  (Coefficiente d'esposizione): 1.0

$C_t$  (Coefficiente termico): 1.0

$\mu_1$  (Coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

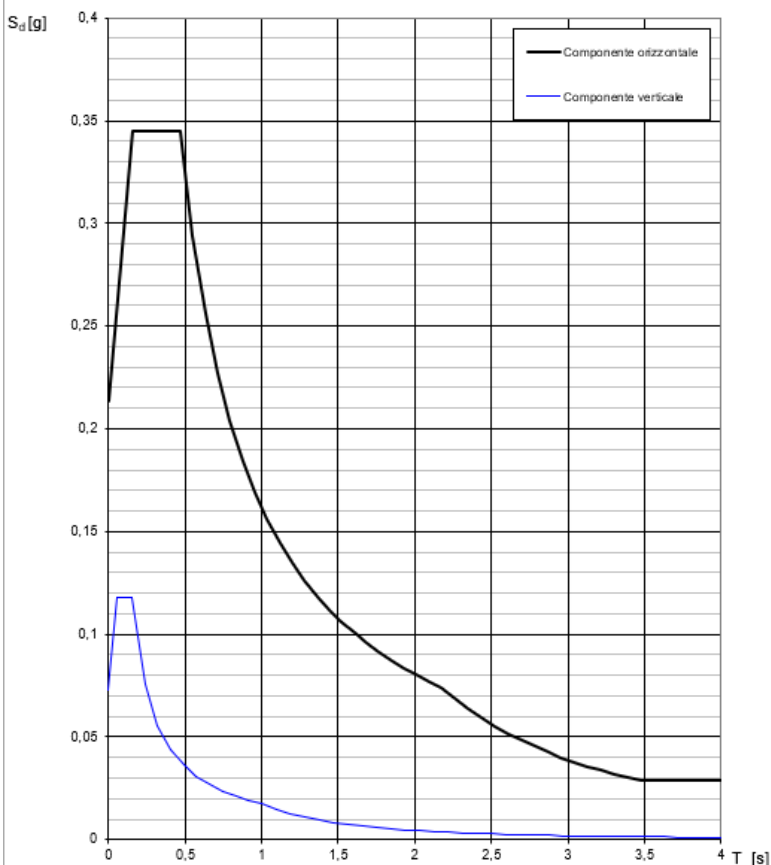
$q_{sk}$  (Valore di riferimento del carico neve al suolo): 100.00 <daN/mq>

$q_{ss}$  (Carico provocato dalla neve sulle coperture): 80.00 <daN/mq>

### 3.2.2 Carichi sismici

Di seguito si riportano i parametri relativi alla classificazione sismica del sito di costruzione, la tipologia e classe dell'opera, la vita d'esercizio dell'opera e la classificazione morfologica e geologica del terreno di fondazione.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lin SLV**



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

**Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  per i periodi di ritorno  $T_R$  associati a ciascuno SL**

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	30	0,050	2,523	0,250
SLD	50	0,061	2,548	0,266
SLV	475	0,143	2,425	0,299
SLC	975	0,183	2,391	0,310

La verifica dell' idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.



### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,143 g
$F_o$	2,425
$T_c$	0,299 s
$S_s$	1,492
$C_c$	1,564
$S_T$	1,000
$q$	1,500

### Parametri dipendenti

$S$	1,492
$\eta$	0,667
$T_B$	0,156 s
$T_C$	0,467 s
$T_D$	2,173 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

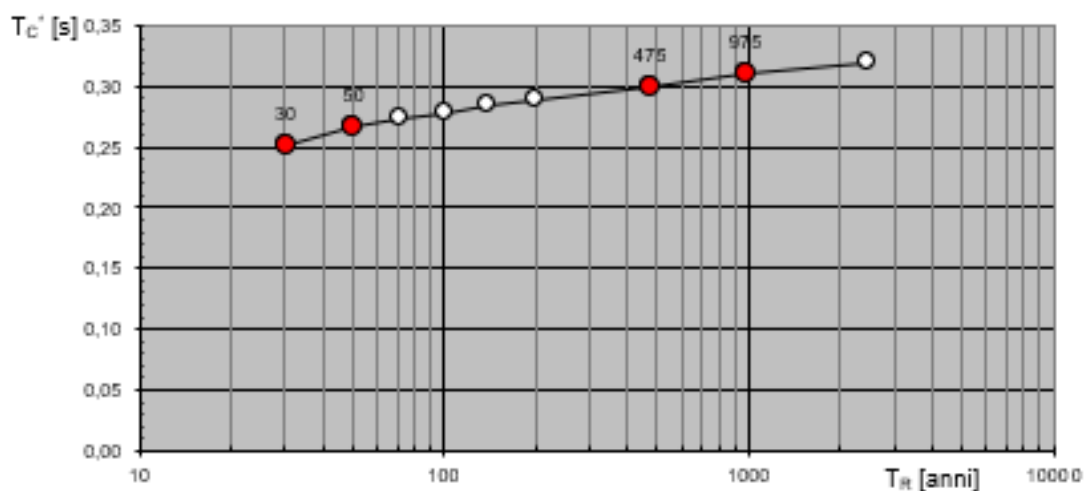
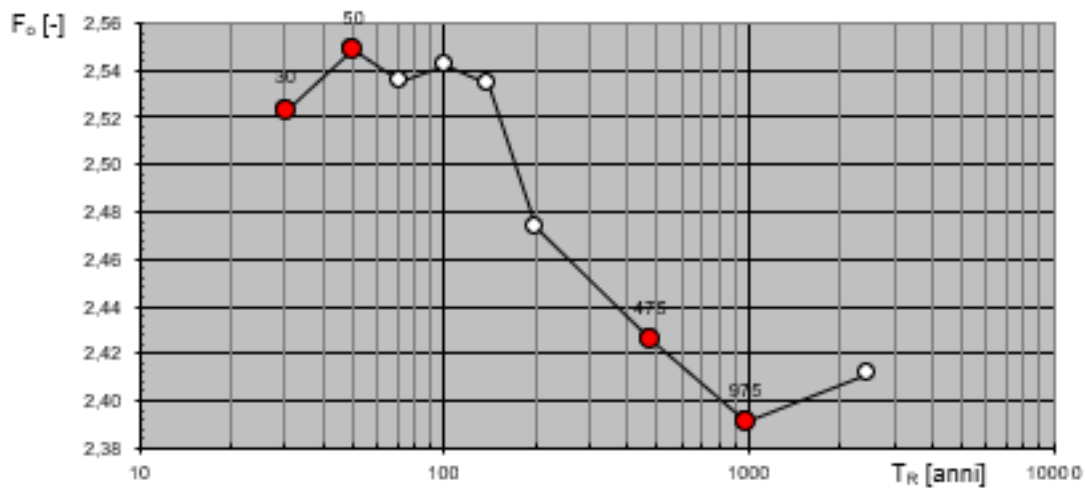
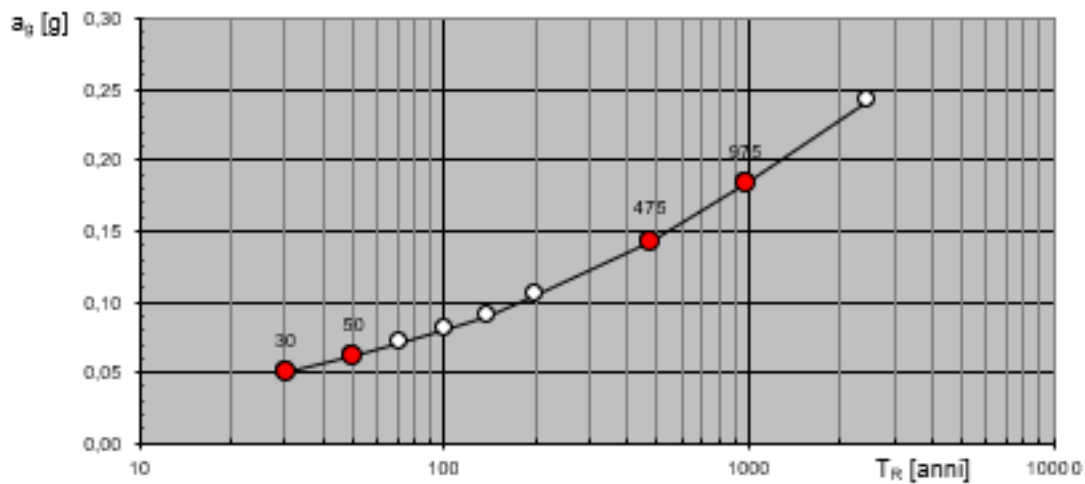
Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_c(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,214
0,156	0,345
0,467	0,345
0,548	0,294
0,630	0,256
0,711	0,227
0,792	0,204
0,873	0,185
0,955	0,169
1,036	0,156
1,117	0,144
1,198	0,135
1,279	0,126
1,361	0,119
1,442	0,112
1,523	0,106
1,604	0,101
1,685	0,096
1,767	0,091
1,848	0,087
1,929	0,084
2,010	0,080
2,091	0,077
2,173	0,074
2,260	0,069
2,347	0,064
2,434	0,059
2,521	0,055
2,608	0,052
2,695	0,048
2,782	0,045
2,869	0,043
2,956	0,040
3,043	0,038
3,130	0,036
3,217	0,034
3,304	0,032
3,391	0,030
3,478	0,029
3,565	0,029
3,652	0,029
3,739	0,029
3,826	0,029
3,913	0,029
4,000	0,029

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

Valori di progetto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$ ,  $T_C^*$  in funzione del periodo di ritorno  $T_R$



La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	30
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	50
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	475
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	975

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- - - - - Strategia per costruzioni ordinarie

- - - - - Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## 4 ANALISI DELLA STRUTTURA ALLO STATO DI PROGETTO

Il progetto di riqualificazione e ristrutturazione dell'immobile in Via Zarini n. 1 a Prato si basa su interventi strutturali mirati e una riorganizzazione completa degli spazi interni e delle aperture esterne. A piano terra, uno degli interventi principali riguarderà la creazione di uno scannafosso su uno dei lati dell'edificio. Questo sarà realizzato mediante la costruzione di un muro controterra in cemento armato (c.a.) di circa 1 metro.

Per rinforzare le fondazioni delle pareti esistenti, si prevede invece l'uso di cordoli in c.a. di dimensioni variabili tra 20x20 cm e 30x30 cm. Nella zona del magazzino, invece, sarà costruita una parete in poroton P800, ammorsata perimetralmente, creando così un efficace muro di controvento per conferire alla struttura una maggiore resistenza alle sollecitazioni orizzontali.

Le aperture a piano terra saranno oggetto di particolare attenzione. Alcune nuove aperture saranno create e rinforzate con cerchiature metalliche per garantire la sicurezza strutturale. Allo stesso tempo, alcune aperture esistenti saranno ridisegnate tramite l'inserimento di nuovi architravi metallici e la riprofilatura delle mazzette.

Nella facciata dell'edificio, le aperture attuali, che includono finestre a nastro e finestre a tutt'altezza, saranno ridisegnate mediante l'inserimento di tamponamenti adeguati.

Infine, a piano terra, sarà realizzata una fondazione in c.a. per sostenere un ascensore interno che servirà entrambi i piani dell'edificio. Per assorbire le spinte orizzontali generate dall'ascensore, sarà costruita una lama in c.a. collegata alla fondazione dell'ascensore.

Anche al piano primo dell'edificio, verranno inserite delle pareti in poroton per fornire una controventatura efficace e migliorare ulteriormente la stabilità strutturale. Queste pareti saranno posizionate strategicamente per garantire un supporto ottimale e per conferire all'intero edificio una maggiore resistenza contro le sollecitazioni orizzontali.

Inoltre, saranno eseguite alcune cerchiature e l'inserimento di nuovi architravi per riprofilare le aperture esistenti.

Per permettere l'installazione dell'ascensore, è prevista la demolizione di una parte del solaio al piano primo. La parte del solaio che verrà rimossa sarà opportunamente rinforzata con un cordolo in c.a. di dimensioni 20x20 cm, opportunamente armato che scaricherà sulla lama in c.a. del piano terra e sulla parete interna portante.

Infine, per consentire l'accesso alla copertura, sarà effettuata un'apertura sul solaio di copertura. Una volta completata l'apertura, sarà realizzata una botola che consentirà un accesso sicuro alla copertura dell'edificio. Questo accesso sarà prezioso per eventuali operazioni di manutenzione, ispezioni e interventi futuri sulla struttura.

#### **4.1 Muro controterra scannafosso**

Nel contesto della ristrutturazione dell'edificio in oggetto, è stato deciso di realizzare un muro controterra in calcestruzzo armato (c.a.) al fine di implementare uno scannafosso lungo uno dei lati dell'edificio. Questo componente svolgerà un ruolo anche di stabilità strutturale dell'edificio esistente, fornendo supporto e rinforzo alla fondazione del muro perimetrale. Il muro controterra sarà realizzato in calcestruzzo armato di classe C 25/30, garantendo così una resistenza meccanica adeguata alle condizioni di carico previste. Il muro avrà un'altezza di 1,10 metri,

una larghezza di ciabatta di 1,35 metri e uno spessore sia per il muro che per la ciabatta di 20 centimetri. Il muro controterra servirà principalmente come struttura di contenimento per lo scannafosso, fornendo supporto laterale al terreno circostante. Inoltre, la ciabatta del muro controterra avrà una funzione multipla, agendo anche come rinforzo per la fondazione del muro perimetrale dell'edificio. Per assicurare il buon comportamento del sistema, la ciabatta del muro controterra sarà collegata ad intervalli regolari, ogni metro, al cordolo di rinforzo interno. Questo collegamento garantirà che le forze generate dal terreno siano distribuite uniformemente sia al muro controterra che alla struttura portante interna, riducendo così lo stress e prevenendo eventuali cedimenti strutturali.

Il calcolo del muro controterra si riporta nel fascicolo di calcolo inserito nell'allegato A9.

## **4.2 Cordolo rinforzo fondazione pareti portanti**

Nel contesto del progetto di ristrutturazione in oggetto, è stato ritenuto necessario implementare un sistema di rinforzo strutturale per le pareti portanti dell'edificio. A tale scopo, si è optato per la realizzazione di cordoli di fondazione, che agiranno come elementi di rinforzo, conferendo maggiore stabilità e resistenza alle pareti portanti.

I cordoli di fondazione sono stati progettati con dimensioni di 30x30 cm e 20x20 cm, e sono armati con barre di ferro di diametro 16 mm e staffe di diametro 10 mm, con passo di 20 cm.

Sul lato interno dell'edificio, verranno realizzati cordoli su entrambi i lati delle pareti. Tuttavia, sul lato esterno, i cordoli saranno installati solo sul lato in cui è presente il muro controterra. Nella zona confinante con il blocco ascensore, il cordolo di fondazione sarà realizzato solo su un lato.

La corretta implementazione di questi elementi contribuirà all'aumento della stabilità delle pareti portanti, assicurando così la sicurezza e la durabilità a lungo termine della struttura. I cordoli realizzati su un lato solo saranno opportunamente ammorsati alla pareti perimetrali tramite scassi puntuali ad intervalli di un metro e i

ferri opportunamente inghisati alla parete. Nei casi in cui i cordoli sono realizzati da entrambi i lati della parete si realizzeranno dei collegamenti comunicanti, ad intervallo 1 metro. Per maggiori dettagli si rimanda alla tavola strutturale.

#### **4.3 Fondazione, lama e trave chiusura solaio per la realizzazione di un ascensore interno edificio**

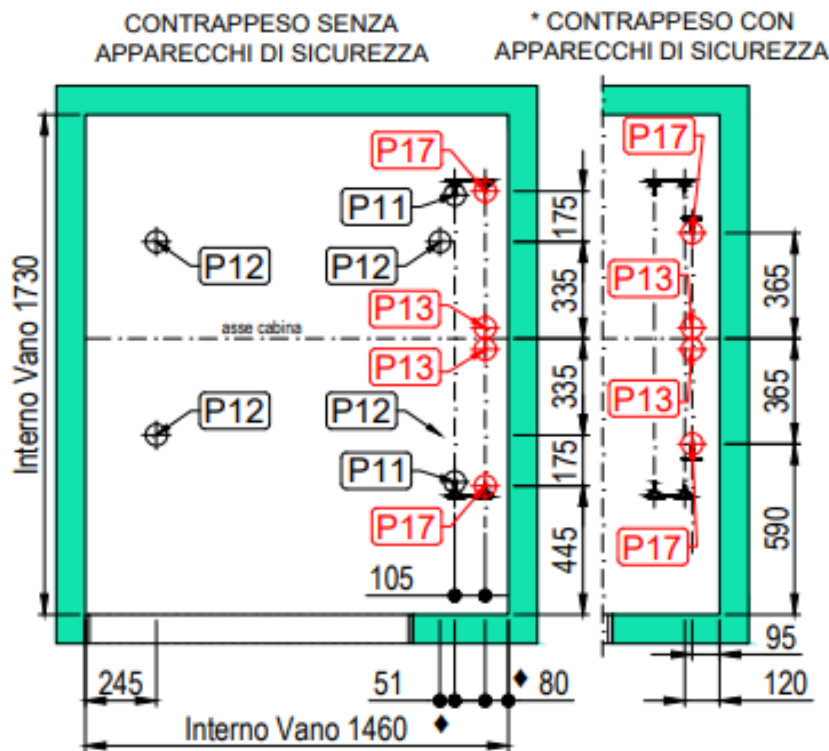
Nel contesto del progetto, è prevista l'installazione di un nuovo ascensore all'interno dell'edificio, richiedendo la realizzazione di una fondazione dedicata. La fondazione avrà uno spessore di 30 cm e sarà realizzata utilizzando calcestruzzo di classe C30/37. Le dimensioni della fondazione sono state calcolate in base agli scarichi in fondo fossa specificati nella scheda tecnica di progetto dell'ascensore selezionato. La piattaforma avrà dimensioni di 1,90x1,66 m e fornirà un supporto stabile per l'ascensore.

Gli scarichi orizzontali dell'ascensore saranno assorbiti da una lama in calcestruzzo armato che si estenderà dalla piattaforma fino al piano primo dell'edificio. Questa lama avrà uno spessore di 20 cm e sarà realizzata con calcestruzzo di classe C25/30. Oltre a fungere da supporto per l'ascensore, la lama servirà anche da appoggio per il cordolo di chiusura del solaio di piano primo.

Per consentire il passaggio dell'ascensore, sarà necessario demolire una porzione del solaio esistente e realizzare un nuovo cordolo di rinforzo per l'apertura. Questo nuovo cordolo sarà realizzato con calcestruzzo di classe C25/30 e sarà armato con barre di diametro 16 mm e staffe di diametro 10 mm, con passo di 12 cm e avrà dimensione 20x20 cm. Il cordolo sarà progettato per scaricare il carico sulla muratura portante e sulla lama in c.a. precedentemente menzionata.

La fondazione dedicata, la lama in c.a. e il cordolo di rinforzo sono elementi chiave di questa implementazione, e devono essere realizzati secondo gli standard di qualità e sicurezza previsti dalle normative vigenti, si rimanda al fascicolo di calcolo dedicato per il calcolo degli elementi strutturali. Si riportano di seguito invece i carichi dell'ascensore selezionato.

## POSIZIONE CARICHI IN FOSSA



### CARICHI ACCIDENTALI IN FOSSA (daN)

P11 = 1290  
 P12 = 860  
 P13 = 1400  
 P17 = 1050

### COMBINAZIONI DI CARICO

- 1) P11 + P11
- 2) P12 + P12 + P12 + P12
- 3) P13 + P13
- 4) P17 + P17

### SPINTE SULLE GUIDE DI CABINA IN FUNZIONAMENTO NORMALE

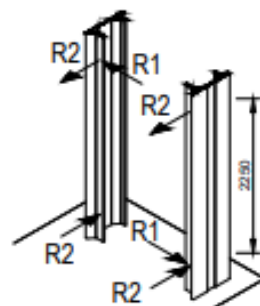
R1 = 55 daN

R2 = 190 daN

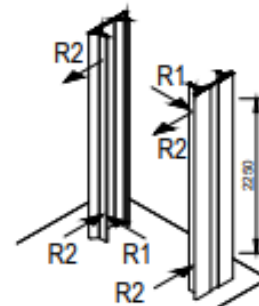
Per valori dinamici circa 2 volte

LE SPINTE R1 E R2 POSSONO ESSERE APPLICATE A QUALSIASI PUNTO DELL'ALTEZZA DEL VANO CORSA

#### COMBINAZIONE DI CARICO 1



#### COMBINAZIONE DI CARICO 2



#### **4.4 Nuova parete in POROTON e ammorsamenti perimetrali**

Alla luce delle necessità strutturali dell'edificio, è stata presa la decisione di introdurre pareti in POROTON per migliorare il comportamento dell'intera struttura. Al piano terra, è prevista la costruzione di una nuova parete in POROTON specificamente utilizzando il materiale POROTON P800 in due aree dell'edificio. Queste pareti avranno il ruolo di fungere da elemento controvento per le pareti perimetrali esterne. Per garantire una connessione stabile e sicura con l'edificio esistente, questa parete in POROTON sarà adeguatamente ammorsata perimetralmente, assicurando così una coesione strutturale tra i materiali e i livelli dell'edificio.

Allo stesso modo, al piano primo, è prevista la realizzazione di una porzione di parete in POROTON. Questa decisione è stata presa per creare continuità con la costola di muratura portante presente a piano terra.



#### 4.5 CECHIATURA 1 PT – IPE 200

Si è deciso di aprire una nuova apertura su una parete interna portante dell'edificio. Per tale motivo si è deciso di realizzare una cerchiatura metallica realizzata con profilo in acciaio S275 IPE 200. Si riporta di seguito il calcolo della cerchiatura metallica:

PIANO:	terra	PARETE N°	1		
CARICHI SULLA PARETE					
Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante					
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{G2} =$	1			
	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)	
muro sovrastante	5	0,3	18	27,00	
				0,00	
				0,00	
				0,00	
				0,00	
Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai					
	L(dx)	L(sx)	q <sub>1</sub> (dx)	q <sub>1</sub> (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
Solaio tetto	6,5	0	12,00	0,00	39,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
Totale carico distribuito (KN/m)					66,00
H = altezza del muro sovrastante (spessore t)					
L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra					
p = carico					

Se lo spessore del muro è costante, oppure c'è un solo tipo di materiale, utilizzare il valore medio per calcolare il carico. Se invece il muro è composto da materiali diversi, utilizzare il valore medio per calcolare il carico.

PIANO: terra

PARETE N° 1

STATO ATTUALE

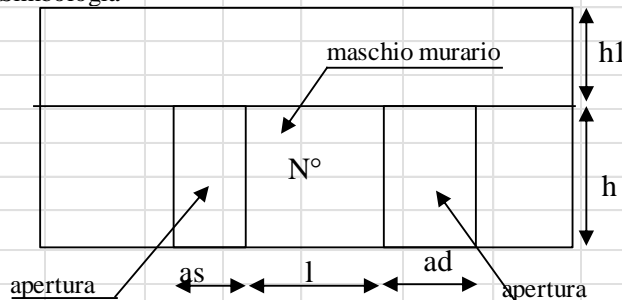
Eventualmente inserire la planimetria con evidenziate le pareti oggetto di interventi

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI**

numero di maschi murari 3

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	0	2,33	5,9	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,90
2	0	0	2,33	1,2	0	0,12	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,20
3	0	0	2,33	4,56	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,56
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$
- Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1 circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

Digitare "s" per indicare la presenza della caratteristica. Se la caratteristica non è presente, lasciare vuota la cella.

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell'intonaco armato

$\gamma$  = peso specifico intonaco armato

#### Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6	750	250	18	284,97
2	6	240	6	750	250	18	570,97
3	6	240	6	750	250	18	284,97
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

#### Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

#### Coefficienti correttivi da usare nel calcolo

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009**

N°	Tipol.	$f_m$	$\tau_o$	E	G	w	$\sigma_o$
		N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m <sup>3</sup>	KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	284,97
2	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	570,97
3	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	284,97
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

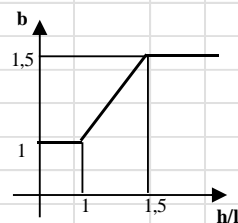
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

**Individuazione del coefficiente 'b'**

N°	h/l	b
1	0,39	1,000
2	1,94	1,500
3	0,51	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	250	0,25	5,9	2,33	1,475	750	126408,6
2	250	0,12	1,2	2,33	0,144	750	6289,2
3	250	0,25	4,56	2,33	1,14	750	95038,8
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>227736,6</b>

**Calcolo resistenza dei singoli maschi murari**

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo:  
 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa  
 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità

2

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,00	240	#####	270,96	915,68	270,96	2,144	taglio per trazione	1,5	3,22	9,32
2	6,00	240	#####	23,41	30,49	23,41	3,723	taglio per trazione	1,5	5,58	9,32
3	6,00	240	#####	209,42	546,97	209,42	2,204	taglio per trazione	1,5	3,31	9,32
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

- $\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura
- $f_d$  = resistenza a compressione della muratura
- $\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura
- $V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)
- $V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione
- $V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )
- $\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico
- $\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo
- $\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

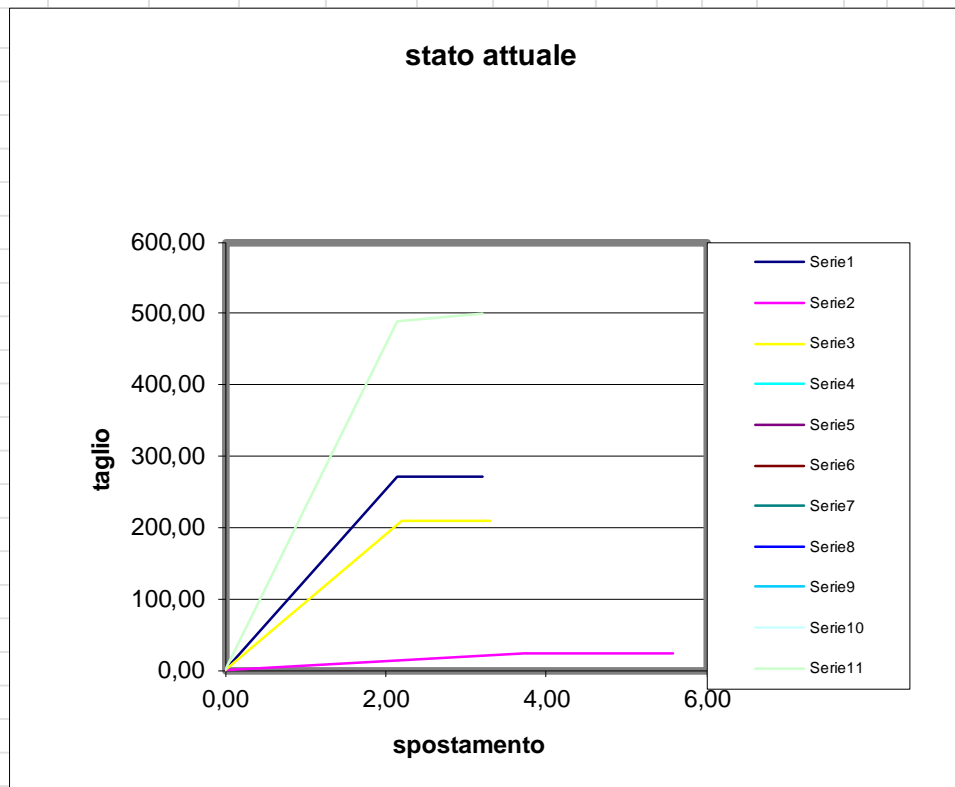
**Calcolo resistenza della parete**

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	3,22
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	270,96
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	20,22
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	209,42
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	<b>500,61</b>

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

**Grafico del comportamento della parete nello stato attuale**

	$V_i$ (KN)	$\delta$ (mm)
1	0,00	0,00
	270,96	2,14
	270,96	3,22
2	0,00	0,00
	23,41	3,72
	23,41	5,58
3	0,00	0,00
	209,42	2,20
	209,42	3,31
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	488,17	2,14
	500,61	3,22



PIANO: terra

PARETE N° 1

STATO MODIFICATO

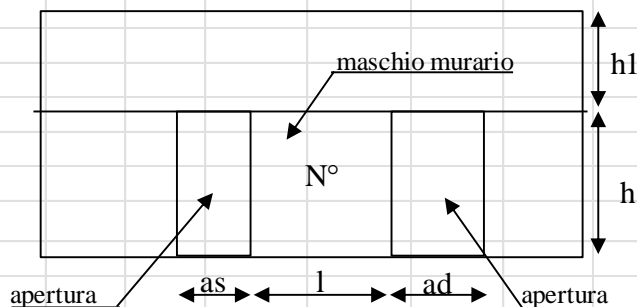
Eventualmente inserire la planimetria con evidenziate le pareti oggetto di intervento  
Indicare inoltre eventuali interventi migliorativi sulle pareti (iniezioni, ecc.) che provocano variazioni delle caratteristiche meccaniche della parete stessa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI**

numero di maschi murari 2

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1,5	2,33	5,73	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6,48
2	1,5	0	2,33	4,26	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,01
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

**Simbologia**



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1  
 circolare 617/2009

Digitare "s" per indicare la presenza della caratteristica. Se la caratteristica non è presente, lasciare vuota la cella.

Pres

2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									

s = presenza della caratteristica

NSA=nucleo scadente e/o ampio

MB= malta buona

IML= iniezioni di miscele leganti

GS= giunti sottili (<10mm)

IA= intonaco armato

RL= ricorsi o listature

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

CT= connessione trasversale

$\gamma$  = peso specifico intonaco armato

**Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)**

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6	750	250	18	319,52
2	6	240	6	750	250	18	331,45
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

**Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)**

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							



**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

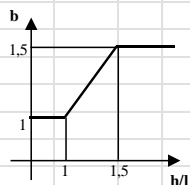
**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009**

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	319,52
2	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	331,45
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

- $f_m$ = resistenza media a compressione della muratura
- $\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura
- E= modulo di elasticità normale
- G= modulo di elasticità tangenziale
- w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

**Individuazione del coefficiente "b"**

N°	h/l	b
1	0,4066	1,000
2	0,5469	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	250	0,25	5,73	2,33	1,433	750	122460,1
2	250	0,25	4,26	2,33	1,065	750	87919,4
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
0							
<b>RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)</b>							<b>210379,5</b>

**Calcolo resistenza dei singoli maschi murari**

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo: 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità		2
---	--	---

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,00	240	319,52	275,01	949,33	275,01	2,246	taglio per trazione	1,5	3,37	9,32
2	6,00	240	331,45	207,42	540,53	207,42	2,359	taglio per trazione	1,5	3,54	9,32
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											
0											

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

**Calcolo resistenza della parete**

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>3,37</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	275,01
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	207,42
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>482,43</b>

Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario

**VERIFICHE**

**a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) 15 %

$K_{in}$ (KN/m)	227736,5862
$K_{fin}$ (KN/m)	210379,5

variazione percentuale: -7,62 %

La verifica risulta pertanto soddisfatta

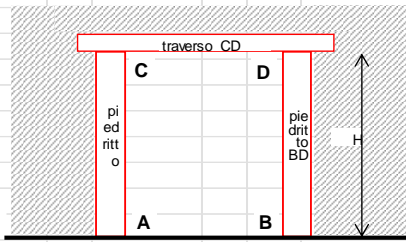


## TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete **1**

Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD).  
Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



$H_{\text{telaio}}$  (cm) **210** (Altezza media dei telai)  
 $K_{\text{ric}}$  (KN/m) **0** (Rigidità richiesta ai telai)  
 $J_{x,\text{piedr}}$  (cm<sup>4</sup>) **0** (Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{el}$ (KNcm)	d (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
		n	serie	tipo								
	TA1	1	IPE	200	210	194,3	1943	10574,1	5088,81	9,17	35,62	96,93
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>TOTALI</b>								<b>10574,1</b>			<b>35,62</b>	<b>96,93</b>

Legenda:

*tipo piedritto*: numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)  
*H*: altezza del piedritto in cm  
 *$W_x$  piedritto*: modulo di resistenza elastico del singolo piedritto  
 *$J_x$  piedritto*: momento d'inerzia del singolo piedritto  
 *$K_T$* : rigidità del telaio  
 *$M_{el} / M_{Rd}$* : momento al limite elastico del piedritto in acciaio / momento resistente piedritto in c.a.  
*d*: spostamento in sommità al limite elastico del piedritto  
 *$F_T$* : contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete  
 *$F_u$* : taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

### VERIFICHE

**a) La rigidità finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidità finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

Max incremento ammesso della rigidità finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

$K_{in}$ (KN/m)	227736,59		
$K_{fin}$ (KN/m)	220953,68	variazione percentuale:	<b>-3</b> %

La verifica risulta pertanto soddisfatta

**b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{i,fin}$ (KN)	500,61
$V_{i,fin}$ (KN)	518,05

La verifica risulta pertanto soddisfatta

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	3,215
$\delta_{u,fin}$ (mm)	3,369

La verifica risulta pertanto soddisfatta

**Riepilogo delle verifiche**

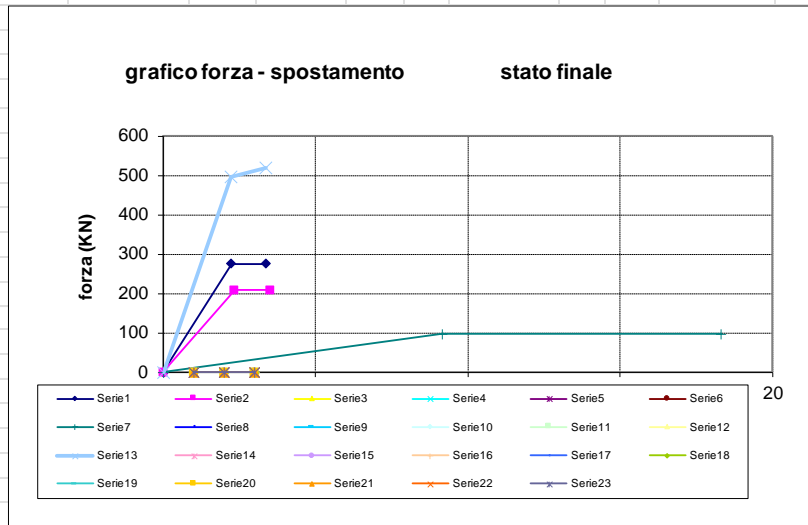
VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>

PARERE VERIFICATA **SI**

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
maschio 1	0	0
	275,0	2,25
maschio 2	0	0
	207,4	2,36
maschio 3	0	0
	207,4	3,54
maschio 4	0	0
maschio 5	0	0
maschio 6	0	0
maschio 7	0	0
maschio 8	0	0
maschio 9	0	0
maschio 10	0	0



	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
telaio 1	0,00	0,00
Acciaio	96,93	9,17
telaio 2		
Acciaio		
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		

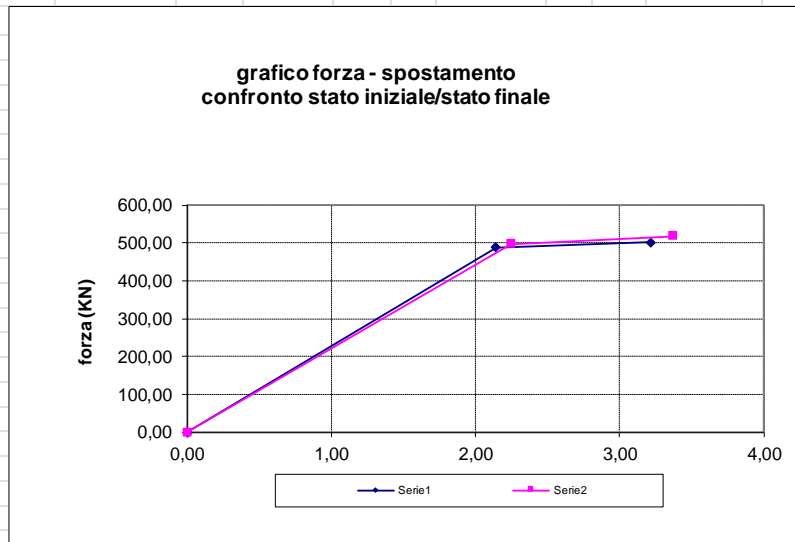
	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
parete	0	0
	496,21	2,25
	518,05	3,37

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

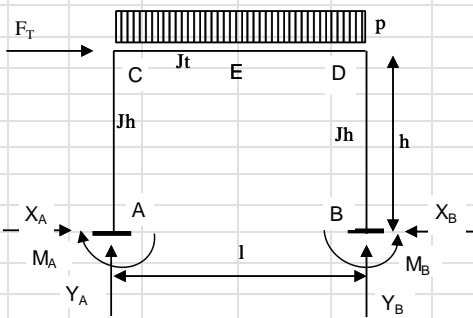
Confronto tra stato iniziale e stato finale

	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
Parete	0,00	0,00
Iniziale	488,17	2,14
	500,61	3,22
Parete	0,00	0,00
Finale	496,21	2,25
	518,05	3,37



Si riportano le verifiche sui profili:

PIANO:	TERRA			PARETE N°	1	
<b>VERIFICA DEI TELAI METALLICI</b>						
TELAIO N.	1					
luce telaio l	1,3	m	ASSE			
altezza telaio h	2,35	m	ASSE			
Tipo di acciaio	s275					
$f_{yk} =$	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento			
$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura			
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza			
E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico			
Analisi dei carichi agenti sul telaio						
	PTPC	P1	carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	6,5	0	9	0	3	0
	spessore		massa vol.		P <sub>max</sub> (KN/m)	
	(m)		(KN/m <sup>3</sup> )			
muro sovrastante	0,3		18		6,07	
carichi lineari						
	g		q			
	KN/m		KN/m			
	29,25		9,75			
Schema statico:						
Totale carichi permanenti	g =	32,29	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,3
Totale carichi variabili	q =	9,75	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
				coeff. di combinazione	$\psi_{21} =$	1
Combinazione di carico ( $g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$ ) =		56,60	KN/m			
Traverso	tipo	IPE	200	$J_x =$	1943	cm <sup>4</sup>
Piedritto	tipo	IPE	200	$J_x =$	1943	cm <sup>4</sup>
				numero profili	1	
				numero profili	1	



p (KN/m)	56,60
F <sub>T</sub> (KN)	35,62
l (m)	1,3
h (m)	2,35
J <sub>t</sub> (cm <sup>4</sup> )	1943
J <sub>h</sub> (cm <sup>4</sup> )	1943

$$K = 1,8077$$

$$K = J_t * h / (J_h * l)$$

Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a F <sub>T</sub>	sovrap.	
X <sub>A</sub>	2,672	-17,810	-15,138	KN
Y <sub>A</sub>	36,788	-29,477	7,311	KN
M <sub>A</sub>	2,093	-22,69	-20,60	KNm
X <sub>B</sub>	2,672	17,810	20,482	KN
Y <sub>B</sub>	36,788	29,477	66,265	KN
M <sub>B</sub>	2,093	22,693	24,787	KNm

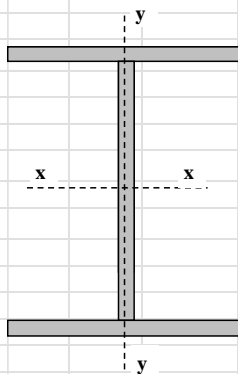
**Sollecitazioni di calcolo**

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
M <sub>Ed</sub> (KNm)	-20,60	14,97	14,97	-23,35	7,77	24,79	-23,35
V <sub>Ed</sub> (KN)	15,14	15,14	7,31	-66,27	-29,48	20,48	20,48
N <sub>Ed</sub> (KN)	-7,31	-7,31	-20,48	-20,48	-20,48	-66,27	-66,27

**PIEDRITTI**

Piedritti tipo	IPE
	200

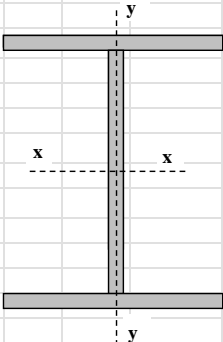
Numero di profili per ogni piedritto: 1



valori del singolo profilo			
A =	28,48	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
b =	100	mm	larghezza delle ali
t <sub>f</sub> =	8,5	mm	spessore delle ali
t <sub>w</sub> =	5,6	mm	spessore dell'anima
r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
h =	200	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	220,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	194,3	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	28,47	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	1943	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	14,00	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b * t_f + (t_w + 2 * r) * t_f)$

Tipo di acciaio	s275	f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
		f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
		γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo		$\varepsilon = 0,924416$	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$																											
Azione di compressione																														
Ala	c/t =	4,14	classe	1																										
Anima	c/t =	28,39	classe	1																										
					classe per azione di compressione: 1																									
Azione di flessione																														
Ala	c/t =	4,14	classe	1																										
Anima	c/t =	28,39	classe	1																										
					classe per azione di flessione: 1																									
Azione di pressoflessione																														
Ala	c/t =	4,14	classe	1																										
Anima	c/t =	28,39	classe	1																										
					classe per azione di pressoflessione: 1																									
c =	159,0	$\alpha =$	0,64																											
x =	43,03	$\psi =$	-0,69																											
$396\varepsilon/(13\alpha-1) =$	50,42922	$456\varepsilon/(13\alpha-1) =$	58,07																											
$36\varepsilon/\alpha =$	52,38208	$41,5\varepsilon/\alpha =$	60,3849																											
$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi) =$	87,8785																													
$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi} =$	80,616																													
verifica la classe				1																										
verifica la classe				2																										
verifica la classe				3																										
Classe di appartenenza del profilo		1		(azione di pressoflessione)																										
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$ ; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$ )																														
<b>TRAVERSI</b>																														
Traverso tipo	IPE	Numero di profili per il traverso: 1																												
	200																													
		<table border="1"> <tr> <td rowspan="7">valori del singolo profilo</td> <td>A =</td> <td>28,48</td> <td>cm<sup>2</sup></td> <td>area lorda del profilo</td> </tr> <tr> <td>b =</td> <td>100</td> <td>mm</td> <td>larghezza delle ali</td> </tr> <tr> <td>t<sub>f</sub> =</td> <td>8,5</td> <td>mm</td> <td>spessore delle ali</td> </tr> <tr> <td>t<sub>w</sub> =</td> <td>5,6</td> <td>mm</td> <td>spessore dell'anima</td> </tr> <tr> <td>r =</td> <td>12</td> <td>mm</td> <td>raggio di raccordo tra anima e ala</td> </tr> <tr> <td>h =</td> <td>200</td> <td>mm</td> <td>altezza del profilo</td> </tr> </table>				valori del singolo profilo	A =	28,48	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo	b =	100	mm	larghezza delle ali	t <sub>f</sub> =	8,5	mm	spessore delle ali	t <sub>w</sub> =	5,6	mm	spessore dell'anima	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	h =	200	mm	altezza del profilo
valori del singolo profilo	A =	28,48	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo																										
	b =	100	mm	larghezza delle ali																										
	t <sub>f</sub> =	8,5	mm	spessore delle ali																										
	t <sub>w</sub> =	5,6	mm	spessore dell'anima																										
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala																										
	h =	200	mm	altezza del profilo																										
	<table border="1"> <tr> <td>E =</td> <td>210000</td> <td>N/mm<sup>2</sup></td> <td>modulo elastico</td> </tr> <tr> <td>W<sub>pl,x</sub> =</td> <td>220,6</td> <td>cm<sup>3</sup></td> <td>modulo di resistenza plastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W<sub>el,x</sub> =</td> <td>194,3</td> <td>cm<sup>3</sup></td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>W<sub>el,y</sub> =</td> <td>28,47</td> <td>cm<sup>3</sup></td> <td>modulo di resistenza elastico del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>J<sub>x</sub> =</td> <td>1943</td> <td>cm<sup>4</sup></td> <td>momento d'inerzia del singolo profilo</td> </tr> <tr> <td>A<sub>v</sub> =</td> <td>14,00</td> <td>cm<sup>2</sup></td> <td>area resistente al taglio</td> </tr> </table>		E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico	W <sub>pl,x</sub> =	220,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo	W <sub>el,x</sub> =	194,3	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	W <sub>el,y</sub> =	28,47	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo	J <sub>x</sub> =	1943	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo	A <sub>v</sub> =	14,00	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio	$(A_v = A-2b\cdot t_f+(t_w+2\cdot r)\cdot t_f$			
E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico																											
W <sub>pl,x</sub> =	220,6	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo																											
W <sub>el,x</sub> =	194,3	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																											
W <sub>el,y</sub> =	28,47	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo																											
J <sub>x</sub> =	1943	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo																											
A <sub>v</sub> =	14,00	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio																											
Tipo di acciaio	S275	f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento																									
		f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura																									
		$\gamma_{M0}$ =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza																									



<b>Classificazione del profilo</b>		$\varepsilon = 0,924416$	$\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$			
<b>Azione di compressione</b>						
Ala	c/t =	4,14	classe	1		
Anima	c/t =	28,39	classe	1	classe per azione di compressione: 1	
<b>Azione di flessione</b>						
Ala	c/t =	4,14	classe	1		
Anima	c/t =	28,39	classe	1	classe per azione di flessione: 1	
<b>Azione di pressoflessione</b>						
Ala	c/t =	4,14	classe	1		
Anima	c/t =	28,39	classe	1	classe per azione di pressoflessione: 1	
c=	159,0	$\alpha = 0,54$				
x=	13,30	$\psi = -0,89$				
$396\varepsilon/(13\alpha-1)=$	60,57013	$456\varepsilon/(13\alpha-1)=$	69,7474			
$36\varepsilon/\alpha =$	61,42022	$41,5\varepsilon/\alpha =$	70,8039			
$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi)=$	102,911					
$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}=$	101,864					
verifica la classe	1					
verifica la classe	2					
verifica la classe	3					
<b>Classe di appartenenza del profilo</b>				<b>1</b>	(azione di pressoflessione)	
(per profili IPE o HE → per l'ala: $c = b-t_w-2\cdot r$ $t = t_f$ ; per l'anima: $c = h-2\cdot t_f-2\cdot r$ $t = t_w$ )						
<b>Resistenze di calcolo</b>						
<i>Piedritti</i>						
$M_{c,Rd} =$	57,78	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
$V_{c,Rd} =$	211,6	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
$N_{c,Rd} =$	745,9	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
<i>Traverso</i>						
$M_{c,Rd} =$	57,78	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
$V_{c,Rd} =$	211,6	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
$N_{c,Rd} =$	745,9	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
<b>Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione</b>						
<i>Piedritti</i>						
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,0968	$\leq 0,5$ : si può trascurare l'influenza del taglio				
$\rho =$	0,000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)				
$(A - 2bt_f)/A =$	0,40309					
a =	0,403	a = (A-2bt <sub>f</sub> )/A se $\leq 0,5$ altrimenti a = 0,5				
sezione	$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0098011	57,77619048	57,77619048	-20,6	2,80	<b>verificato</b>
C	0,0098011	57,77619048	57,77619048	15,0	3,86	<b>verificato</b>
B	0,0888387	57,77619048	57,77619048	24,8	2,33	<b>verificato</b>
D	0,0888387	57,77619048	57,77619048	-23,3	2,47	<b>verificato</b>

Traverso

$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,3131	$\leq 0,5$ : si può trascurare l'influenza del taglio
$\rho =$	0,000	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)
$(A - 2bt_f)/A =$	0,40309	
$a =$	0,403	$a = (A - 2bt_f)/A$ se $\leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0274597	57,77619048	57,77619048	15,0	3,86	<b>verificato</b>
D	0,0274597	57,77619048	57,77619048	-23,3	2,47	<b>verificato</b>
E	0,0274597	57,77619048	57,77619048	7,8	7,44	<b>verificato</b>

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)  
 $(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)  
 $(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)  
 $(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}))$  Resistenza di calcolo a taglio

**Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso**



$p =$	56,60	KN/m
$l =$	1,3	m
$M_{Ed} =$	11,96	KNm

$M_{el} =$	50,89	KNm	Momento al limite elastico ( $W_{el} * f_{yk} / \gamma_0$ )
------------	-------	-----	---

La trave si trova in fase elastica in quanto  $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	$g =$	32,29	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,5
Totale carichi variabili	$q =$	9,75	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
Combinazione di carico ( $gx\gamma_G + qx\gamma_Q =$ )		63,05	KN/m			

$\delta_c$ (mm) =	0	monta iniziale della trave
$\delta_1$ (mm) =	0,29	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2$ (mm) =	0,09	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max}$ (mm) =	0,38	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

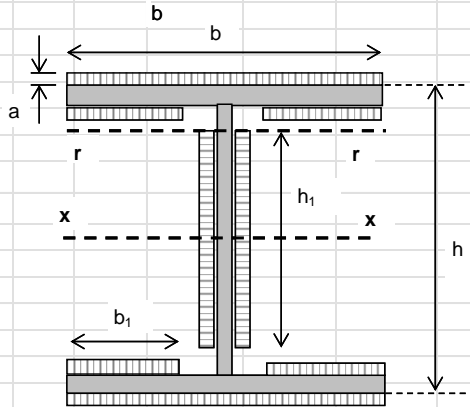
$\delta_{max} / L = 1/k$	$k =$	400
$\delta_2 / L = 1/k$	$k =$	500
$\delta_{max, LIM} =$	3,250	mm
$\delta_{2, LIM} =$	2,600	mm

$\delta_{max}$  < del valore limite \_\_ VERIFICATO

$\delta_2$  < del valore limite \_\_ VERIFICATO

**VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO**

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)  
 saldature con cordoni d'angolo



b =	100	mm	max	100	ok
b <sub>1</sub> =	35	mm		35,2	ok
h <sub>1</sub> =	159	mm		159	ok
h =	200	mm			
s =	10	mm	spessore cordone		
a =	7,07	mm	sezione di gola		

V <sub>Ed</sub> =	20,48	KN
N <sub>Ed</sub> =	66,27	KN
M <sub>Ed</sub> =	24,79	KNm

f <sub>yk</sub> =	275,00	tensione caratteristica di snervamento
β <sub>1</sub> =	0,7	acciaio S275
β <sub>2</sub> =	0,85	acciaio S275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J <sub>x</sub> =	2756,7	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	46,5	cm <sup>2</sup>	area della sezione resistente delle saldature
W <sub>x</sub> =	257,5	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico
S <sub>r</sub> =	116,8	cm <sup>3</sup>	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

**cordoni d'anima**

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n <sub>L</sub> =	8,572	KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t <sub>L</sub> =	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ <sub>  </sub> =	0,613	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:  $(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{||}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $n_L / + / t_L / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{  }^2)^{0,5} =$	8,59	KN/cm <sup>2</sup>	$(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{  }^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
β <sub>1</sub> · f <sub>yk</sub> =	19,25	KN/cm <sup>2</sup>		
n <sub>L</sub> / + / t <sub>L</sub> / =	8,57	KN/cm <sup>2</sup>	n <sub>L</sub> / + / t <sub>L</sub> / ≤ β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub>	<b>verificato</b>
β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub> =	23,375	KN/cm <sup>2</sup>		

**cordoni d'ala**

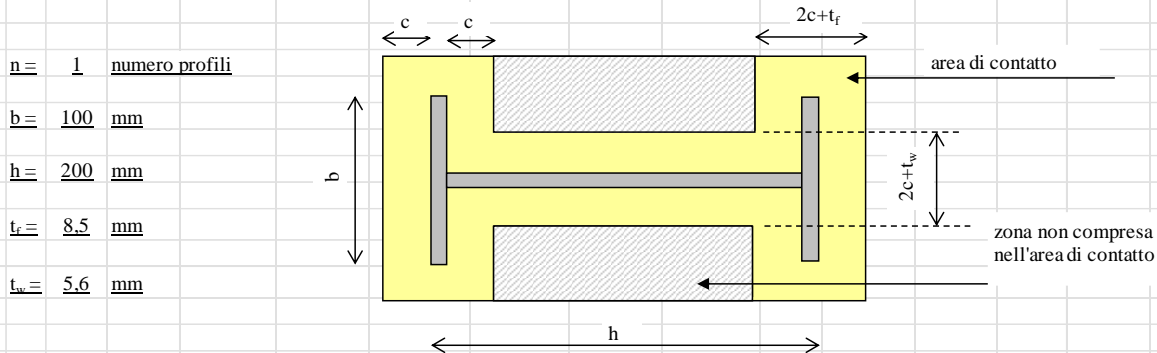
Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$n_L =$	11,051	KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_L =$	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:  $(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $n_L / + / t_L / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

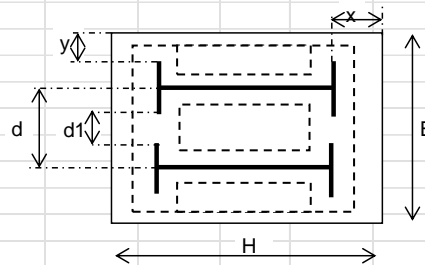
$(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} =$	11,05	KN/cm <sup>2</sup>	$(n_L^2 + t_L^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
$\beta_1 \cdot f_{yk} =$	19,25	KN/cm <sup>2</sup>		
$n_L / + / t_L / =$	11,05	KN/cm <sup>2</sup>	$n_L / + / t_L / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
$\beta_2 \cdot f_{yk} =$	23,375	KN/cm <sup>2</sup>		

**VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)**



$n =$	1	numero profili
$b =$	100	mm
$h =$	200	mm
$t_f =$	8.5	mm
$t_w =$	5.6	mm

$d =$	0	mm	interasse profili del piedritto (caso di due o più profili)
$B =$	250	mm	larghezza piastra
$H =$	350	mm	lunghezza piastra
$x =$	75	mm	ok
$y =$	75	mm	ok
$d1 =$	0	mm	ok



Piastra di base spessore della piastra di base  $t =$  20 mm

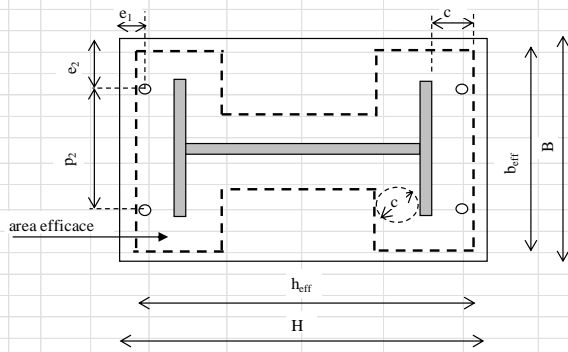
Tipo di acciaio	S275	$f_{yk} =$	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
		$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
		$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi	numero	6	diametro (mm)	16	area resistente bullone (mm <sup>2</sup> )	157
	classe	8.8			diametro del foro piastra (mm)	17

<u>caratteristiche dei bulloni</u>		$f_{ch} =$	649,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
		$f_b =$	800,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
		$\gamma_{M2} =$	1,25		coefficiente parziale di sicurezza
		$F_{t,Rd} =$	60,29	KN	resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone
		$F_{t,Rd} =$	90,43	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio)
<u>caratteristiche ancoraggio (ancoraggio chimico)</u>		$\tau_a =$	9,00	N/mm <sup>2</sup>	adesione resina-cls
		$L_{ch} =$	200,00	mm	lunghezza di ancoraggio
		$\gamma_m =$	1,25		coefficiente parziale di sicurezza
		$d_h =$	18,00	mm	diametro del foro nel cls
		$F_{t,Rd} =$	81,39	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per resistenza del supporto)
<u>La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto</u>					
		$N_{td} =$	81,39	KN	resistenza ultima a trazione del bullone
<u>Cordolo in C.A.</u>					
<u>Calcestruzzo</u>	<u>C25/30</u>	$R_{ck} =$	30,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a compressione su cubi
		$f_{ct} =$	24,90	N/mm <sup>2</sup>	resistenza cilindrica da usare nei calcoli
		$f_{ctm} =$	2,56	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione semplice
		$f_{ctk} =$	1,79	N/mm <sup>2</sup>	resistenza caratteristica a trazione semplice
$\alpha_{cc} =$	0,85	$f_{ctm} =$	3,07	N/mm <sup>2</sup>	resistenza media a trazione per flessione
$\gamma_c =$	1,5	$f_{ctd} =$	14,11	N/mm <sup>2</sup>	resistenza di calcolo ( $f_{ctd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ctk} / \gamma_c$ )
<u>Calcolo della resistenza di progetto del giunto</u>					
$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{ctd}$		$f_j =$	resistenza di progetto del giunto		
		$\beta_j =$	coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio		
		$k_j =$	coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1		
$\beta_j =$	0,667	$f_j =$	9,407	N/mm <sup>2</sup>	
$k_j =$	1,000				
<u>Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base</u>					
<u>Larghezza addizionale "c"</u>		$c = t \cdot (f_{ctk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5}$			
		$c =$	60,93	mm	
<u>Larghezza efficace "b<sub>eff</sub>"</u>		$b_{eff} =$	221,86	mm	
<u>Altezza efficace di contatto "h<sub>eff</sub>"</u>		$h_{eff} =$	321,86	mm <sup>2</sup>	

Verifica della capacità portante del giunto

considerare che la piastra è unica e quindi inserir l'ingombro complessivo



Dimensioni della piastra

B =	250	mm	larghezza della piastra
H =	350	mm	altezza della piastra
b <sub>eff</sub> =	222	mm	largh. efficace della piastra
h <sub>eff</sub> =	321,858	mm	alt. efficace della piastra
t =	20	mm	spessore della piastra
n =	1		numero di profili

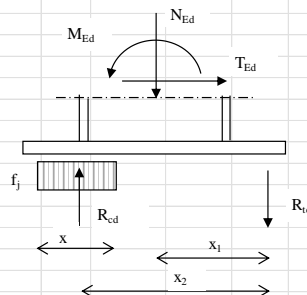
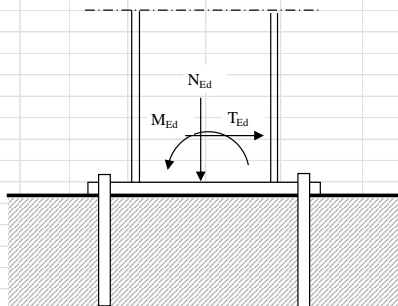
Posizionamento tirafondi

e <sub>1</sub> =	60	mm	valore ammesso
e <sub>2</sub> =	75	mm	valore ammesso
p <sub>1</sub> =	50	mm	valore ammesso

Valori limite per posizionamento tirafondi

	min	max
e <sub>1</sub> =	20,4	120
e <sub>2</sub> =	20,4	120
p <sub>1</sub> =	40,8	200

I tirafondi si trovano all'interno dell'area di contatto efficace.



Per la verifica deve risultare:  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	N <sub>Ed</sub> KN	M <sub>Ed</sub> KNm	T <sub>Ed</sub> KN	R <sub>cd</sub> KN	R <sub>td</sub> KN	x mm	x <sub>1</sub> mm	x <sub>2</sub> mm	M <sub>Rd</sub> KNm	
A	-7,31	-20,60	15,14	244,1664	251,48	120,50	115,0	215,7	53,4	verificato
B	-66,27	24,79	20,48	244,1664	310,43	148,75	115,0	201,6	54,95	verificato

N<sub>Ed</sub>, M<sub>Ed</sub>, T<sub>Ed</sub> = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

R<sub>td</sub> = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$$R_{td} = N_{td} \cdot n \quad (\text{resistenza di un bullone} \times \text{numero di bulloni in zona tesa})$$

R<sub>cd</sub> = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$$R_{cd} = R_{td} - N_{Ed} \quad (\text{per l'equilibrio alla traslazione verticale})$$

x = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$$x = R_{cd} / (f_c \cdot b_{eff})$$

x<sub>1</sub> = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$$

x<sub>2</sub> = braccio della coppia interna

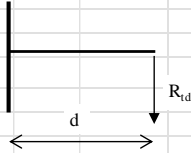
$$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{eff}) / 2 - x / 2$$

M<sub>Rd</sub> = momento resistente del giunto

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{td} \cdot x_2 \quad (\text{per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi})$$

Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.  
La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



$d = 15 \text{ mm}$

$W_{pl} = 25000.00 \text{ mm}^3$

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

$V_{Ed} = 244.1664 \text{ KN}$

sollecitazione tagliante

$M_{Ed} = 3662.496 \text{ KNmm}$

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} = 6547.62 \text{ KNmm}$

Resistenza di calcolo a flessione

$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$

$V_{c,Rd} = 756.05 \text{ KN}$

Resistenza di calcolo a taglio

$(V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{tk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.3229 \leq 0.5$  : si può trascurare l'influenza del taglio

$\rho = 0.000$  Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento

$M_{y,V,Rd} = 6547.619 \text{ KNmm}$

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

$M_{Ed} = 3662.496 \text{ KNmm}$

Sollecitazione flettente

$M_{y,V,Rd} \geq M_{Ed}$  **verificato**

Verifica a rifollamento della piastra

Resistenza di calcolo a rifollamento:  $F_{t,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

$d = 16 \text{ mm}$  diametro del bullone

$t = 20 \text{ mm}$  spessore della piastra

$f_{tk} = 430.00 \text{ N/mm}^2$  resistenza a rottura della piastra

$\alpha = 1.000$  coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato  
 $\alpha = \min(e_1 / (3d_0) ; f_{tk} / f_t ; 1)$

$k = 2.5$  coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato  
 $k = \min(2.8e_2 / d_0 - 1.7 ; 1)$

$F_{t,Rd} = 275.20 \text{ KN}$  resistenza di calcolo a rifollamento

$F_{v,Ed} = 3.414 \text{ KN}$  sollecitazione tagliante sul singolo bullone

$F_{t,Rd} \geq F_{v,Ed}$  **Verificato**

Verifica di resistenza dei tirafondi

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / 1.4 \cdot F_{t,Rd} = 0.685 \leq 1$  - **verificato**

La condizione  $F_{v,Ed} / F_{v,Rd} \leq 1$  è automaticamente soddisfatta

#### 4.6 CECHIATURA 2 P1 – 2 IPE 270

Si è deciso di aprire una nuova apertura su una parete esterna portante dell'edificio. Per tale motivo si è deciso di realizzare una cerchiatura metallica realizzata con profilo in acciaio S275 2xIPE 270. Si riporta di seguito il calcolo della cerchiatura metallica:

PIANO:	primo			PARETE N°	1
<b>CARICHI SULLA PARETE</b>					
Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante					
coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_{G2} =$	1			
	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)	
muro sovrastante	0,7	0,25	18	3,15	
				0,00	
				0,00	
				0,00	
				0,00	
Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai					
	L(dx)	L(sx)	q <sub>l</sub> (dx)	q <sub>l</sub> (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
Solaio tetto	10	0	4,00	1,50	20,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00
Totale carico distribuito (KN/m)					23,15
H = altezza del muro sovrastante (spessore t)					
L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra					
p = carico					

Se lo spessore del m  
costante, oppure c'è u  
materiale, utilizzare l  
computare ciascun tra



PIANO: primo

PARETE N° 1

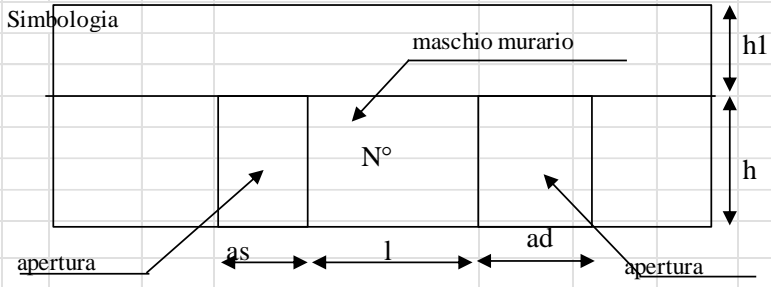
STATO ATTUALE

Eventualmente inserire la planimetria con evidenziate le pareti oggetto di intervento

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI

numero di maschi murari 4

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1,1	3	6,02	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6,57
2	1,1	0,9	3	0,9	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,90
3	0,9	2,2	3	3,67	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,22
4	2,2	0	3	0,4	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,50
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00



as= apertura a sinistra  
 ad= apertura a destra  
 l = lunghezza maschio murario  
 h = altezza maschio murario  
 t = spessore maschio murario  
 h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano  
 i = interasse maschio murario  
 $i = l + as/2 + ad/2$   
 Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1 circolare 617/2009

Presenza o meno di caratteristiche diverse da quelle standar di cui alla tab. C8A.2.1. circ. 617/2009

Digitare "s" per indicare la presenza della caratteristica. Se la caratteristica non è presente, lasciare vuota la cella.

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp	γ
										cm	KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell' intonaco armato

γ = peso specifico intonaco armato

Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)

riduzione percentuale moduli elastici			50	%	valori delle resistenze			1	2	3	
									1 minimo	2 medio	3 massimo
N°	Tipol.	f <sub>m</sub> N/cm <sup>2</sup>	τ <sub>o</sub> N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	σ <sub>o</sub> KN/m <sup>2</sup>				
1	6	240	6	750	250	18	128,06				
2	6	240	6	750	250	18	222,49				
3	6	240	6	750	250	18	158,71				
4	6	240	6	750	250	18	374,25				
0							0,00				
0							0,00				
0							0,00				
0							0,00				
0							0,00				
0							0,00				
0							0,00				

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1,0	1,3	0,7	1,5	2
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

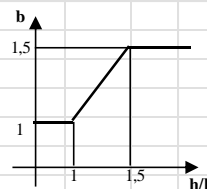
**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009**

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	128,06
2	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	222,49
3	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	158,71
4	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	374,25
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

- $f_m$ = resistenza media a compressione della muratura
- $\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura
- E= modulo di elasticità normale
- G= modulo di elasticità tangenziale
- w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

**Individuazione del coefficiente "b"**

N°	h/l	b
1	0,49833887	1,000
2	3,333333333	1,500
3	0,817438692	1,000
4	7,5	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	250	0,25	6,02	3	1,505	750	97769,4
2	250	0,25	0,9	3	0,225	750	3823,6
3	250	0,25	3,67	3	0,918	750	53740,4
4	250	0,25	0,4	3	0,1	750	417,7
0							
0							
0							
0							
0							
0							
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							<b>155751,1</b>

**Calcolo resistenza dei singoli maschi murari**

Inserire il codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo:  
 1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa  
 2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità

2

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,00	240	128,06	210,84	362,47	210,84	2,156	taglio per trazione	1,5	3,23	12,00
2	6,00	240	222,49	25,16	13,38	13,38	3,499	pressoflessione	2	7,00	18,00
3	6,00	240	158,71	137,27	164,28	137,27	2,554	taglio per trazione	1,5	3,83	12,00
4	6,00	240	374,25	13,63	4,07	4,07	9,754	pressoflessione	2	18,00	18,00
0											
0											
0											
0											
0											
0											

- $\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura
- $f_d$  = resistenza a compressione della muratura
- $\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura
- $V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)
- $V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione
- $V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )
- $\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico
- $\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo
- $\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

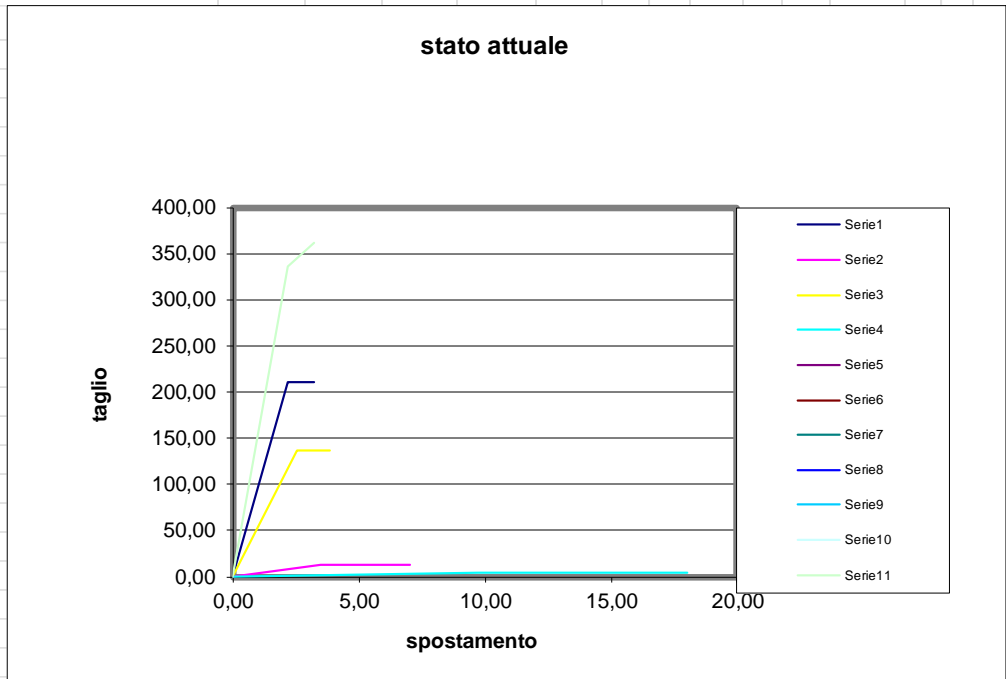
**Calcolo resistenza della parete**

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>3,23</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	210,84
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	12,37
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	137,27
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	1,35
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>361,83</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario*

**Grafico del comportamento della parete nello stato attuale**

	$V_i$ (KN)	$\delta$ (mm)
1	0,00	0,00
	210,84	2,16
	210,84	3,23
2	0,00	0,00
	13,38	3,50
	13,38	7,00
3	0,00	0,00
	137,27	2,55
	137,27	3,83
4	0,00	0,00
	4,07	9,75
	4,07	18,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
0	0,00	0,00
Parete	0,00	0,00
	335,87	2,16
	361,83	3,23



PIANO: primo

PARETE N° 1

STATO MODIFICATO

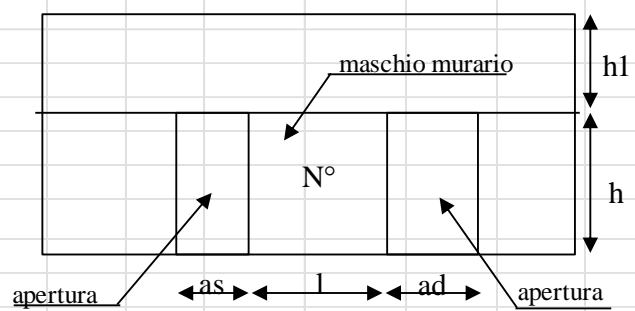
Eventualmente inserire la planimetria con evidenziate le pareti oggetto di intervento  
Indicare inoltre eventuali interventi migliorativi sulle pareti (iniezioni, ecc.) che provocano variazioni delle caratteristiche meccaniche della parete stessa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DEI MASCHI MURARI**

numero di maschi murari 5

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	t (m)	Tipol.	Descrizione	i (m)
1	0	1,7	3	1,4	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2,25
2	1,7	1,1	3	2,92	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	4,32
3	1,1	0,9	3	0,9	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,90
4	0,9	2,2	3	3,67	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	5,22
5	2,2	0	3	0,4	0	0,25	6	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,50
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00
0									0,00

Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$
- Tipol. = tipologia della muratura tab C8A.2.1 circolare 617/2009

Pres

presente, lasciare vuota la cella.

2009

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	intonaco armato	
										sp cm	$\gamma$ KN/m <sup>3</sup>
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6									

s = presenza della caratteristica

MB= malta buona

GS= giunti sottili (<10mm)

RL= ricorsi o listature

CT= connessione trasversale

NSA=nucleo scadente e/o ampio

IML= iniezioni di miscele leganti

IA= intonaco armato

sp= spessore complessivo sulle due facce dell'intonaco armato

$\gamma$  = peso specifico intonaco armato

**Valori dei parametri meccanici standard della muratura (tabella C8A.2.1 - circ. 617/2009)**

riduzione percentuale moduli elastici	50	%	valori delle resistenze	1	1 minimo
					2 medio
					3 massimo

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	<b>E</b> N/mm <sup>2</sup>	<b>G</b> N/mm <sup>2</sup>	<b>w</b> KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6	750	250	18	175,82
2	6	240	6	750	250	18	164,00
3	6	240	6	750	250	18	222,49
4	6	240	6	750	250	18	158,71
5	6	240	6	750	250	18	374,25
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

**Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (tab. C8A.2.2 circ. 617/2009)**

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1,5	1,5	1	1	0,7	1,5	2
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							
0		0							

**Coefficienti correttivi da usare nel calcolo**

N°	Descrizione	cod.	MB	GS	RL	CT	NSA	IML	IA	coeff
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
5	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	6	1	1	1	1	1	1	1	1
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								
0		0								

**Parametri meccanici corretti secondo i coeff. di tab. C8A.2.2 circ. 617/2009**

N°	Tipol.	$f_m$ N/cm <sup>2</sup>	$\tau_o$ N/cm <sup>2</sup>	E N/mm <sup>2</sup>	G N/mm <sup>2</sup>	w KN/m <sup>3</sup>	$\sigma_o$ KN/m <sup>2</sup>
1	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	175,82
2	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	164,00
3	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	222,49
4	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	158,71
5	6	240	6,00	750,00	250,00	18,00	374,25
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00
0							0,00

$f_m$ = resistenza media a compressione della muratura

$\tau_o$ = resistenza media a taglio della muratura

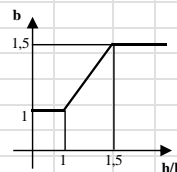
E= modulo di elasticità normale

G= modulo di elasticità tangenziale

w= peso specifico (anche con eventuale intonaco armato)

**Individuazione del coefficiente "b"**

N°	h/l	b
1	2,1429	1,500
2	1,0274	1,027
3	3,3333	1,500
4	0,8174	1,000
5	7,5	1,500
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



**Calcolo rigidezza della parete**

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	250	0,25	1,4	3	0,35	750	10681,4
2	250	0,25	2,92	3	0,73	750	39200,6
3	250	0,25	0,9	3	0,225	750	3823,6
4	250	0,25	3,67	3	0,918	750	53740,4
5	250	0,25	0,4	3	0,1	750	417,7
0							
0							
0							
0							
0							
<b>RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)</b>							<b>107863,7</b>

**Calcolo resistenza dei singoli maschi murari**

Codice per il calcolo dello spostamento al limite ultimo:	2
1: spostamento al limite ultimo pari a quello massimo previsto dalla normativa	
2: spostamento al limite ultimo pari a quello elastico moltiplicato per il coeff. di duttilità	



	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	6,00	240	175,82	36,09	26,24	26,24	2,457	pressoflessione	2	4,91	18,00
2	6,00	240	164,00	107,43	107,16	107,16	2,734	pressoflessione	1,5	4,10	18,00
3	6,00	240	222,49	25,16	13,38	13,38	3,499	pressoflessione	2	7,00	18,00
4	6,00	240	158,71	137,27	164,28	137,27	2,554	taglio per trazione	1,5	3,83	12,00
5	6,00	240	374,25	13,63	4,07	4,07	9,754	pressoflessione	2	18,00	18,00
0											
0											
0											
0											
0											

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

$V_t$  = resistenza a taglio per trazione (fessurazione diagonale)

$V_{pf}$  = resistenza a taglio per pressoflessione

$V_u$  = resistenza a taglio del maschio murario (minimo valore tra  $V_t$  e  $V_{pf}$ )

$\delta_e$  = spostamento del maschio murario al limite elastico

$\delta_u$  = spostamento del maschio murario al limite ultimo

$\delta_{u,max}$  = valore max = 0,4%\*h nel caso di rottura a taglio e 0,6%\*h nel caso di rottura per pressoflessione

#### Calcolo resistenza della parete

<b>Spostamento della parete al limite di rottura</b>	<b>mm</b>	<b>3,83</b>
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	26,24
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	107,16
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 3	KN	13,38
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 4	KN	137,27
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 5	KN	1,60
<b>TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE</b>	<b>KN</b>	<b>285,65</b>

*Lo spostamento finale della parete è calcolato tenendo conto del coefficiente di duttilità di ogni singolo maschio murario*

#### VERIFICHE

**a) La rigidezza finale della parete non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale) **15** %

$K_{in}$ (KN/m)	155751,1148
$K_{fin}$ (KN/m)	107863,7

variazione percentuale: **-30,7** %

La verifica NON è soddisfatta; occorre pertanto un intervento di rinforzo

**b) La resistenza finale della parete non deve essere inferiore a quella iniziale**

$V_{t,in}$ (KN)	361,83
$V_{t,fin}$ (KN)	285,65

La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

$\delta_{u,in}$ (mm)	3,23
$\delta_{u,fin}$ (mm)	3,83

La verifica risulta pertanto soddisfatta

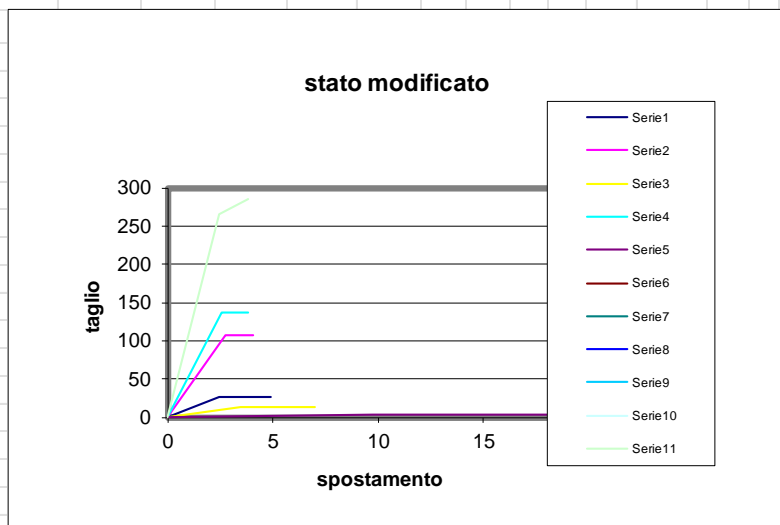
**Riepilogo delle verifiche**

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	N
VERIFICA DELLA RESISTENZA	N
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	S

PARERE VERIFICATA	NO
-------------------	----

**Grafico del comportamento della parete nello stato modificato**

	$V_t$ (KN)	$\delta$ (mm)
1	0	0
	26,2	2,46
	26,2	4,91
2	0	0
	107,2	2,73
	107,2	4,10
3	0	0
	13,4	3,50
	13,4	7,00
4	0	0
	137,3	2,55
	137,3	3,83
5	0	0
	4,1	9,75
	4,1	18,00
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
0	0	0
parete	0	0
	265,0	2,46
	285,7	3,83

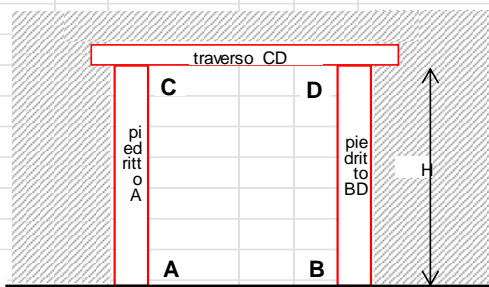


## TELAI IN ACCIAIO

Numero di telai da inserire nella parete **1**

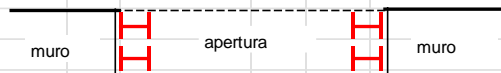
Il telaio è formato da due piedritti, quello di destra (AC), quello di sinistra (BD) e dal traverso (CD). Ciascun piedritto può essere formato con uno o più profili metallici. Nella figura a lato ciascun piedritto è formato da 2 profili metallici.

prospetto



$H_{\text{telaio}}$ (cm)	273	(Altezza media dei telai)
$K_{\text{ric}}$ (KN/m)	24525	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm <sup>4</sup> )	9901	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

pianta



n	nome	tipo piedritto			H (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{el}$ (KNcm)	d (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
		n	serie	tipo								
	TA1	2	IPE	270	273	857,8	11580	28684,8	22466,19	11,48	109,90	329,17
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
						0	0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
								<b>TOTALI</b>	<b>28684,8</b>		<b>109,90</b>	<b>329,17</b>

Legenda:

<i>tipo piedritto:</i>	numero e tipo di profilati con i quali è realizzato ciascun piedritto (due piedritti per ogni telaio)
<i>H:</i>	altezza del piedritto in cm
<i><math>W_x</math> piedritto:</i>	modulo di resistenza elastico del singolo piedritto
<i><math>J_x</math> piedritto:</i>	momento d'inerzia del singolo piedritto
<i><math>K_T</math>:</i>	rigidezza del telaio
<i><math>M_{el} / M_{Rd}</math>:</i>	momento al limite elastico del piedritto in acciaio / momento resistente piedritto in c.a.
<i>d:</i>	spostamento in sommità al limite elastico del piedritto
<i><math>F_T</math>:</i>	contributo tagliante fornito dal telaio in corrispondenza dello spostamento ultimo della parete
<i><math>F_u</math>:</i>	taglio ultimo del telaio, in corrispondenza della formazione della prima cerniera plastica

**VERIFICHE**

**a) La rigidezza finale (maschi murari + telai) non deve cambiare significativamente rispetto a quella iniziale**

Max decremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

Max incremento ammesso della rigidezza finale rispetto a quella iniziale (in percentuale)	15	%
---	----	---

K <sub>in</sub> (KN/m)	155751,11
K <sub>fin</sub> (KN/m)	136548,41

variazione percentuale:	-12	%
-------------------------	-----	---

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**b) La resistenza finale (maschi murari + telai) non deve essere inferiore a quella iniziale**

V <sub>t,in</sub> (KN)	361,83
V <sub>t,fin</sub> (KN)	395,55

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

**c) Lo spostamento ultimo della parete nello stato finale non deve essere inferiore a quello nello stato iniziale**

δ <sub>u,in</sub> (mm)	3,235
δ <sub>u,fin</sub> (mm)	3,831

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

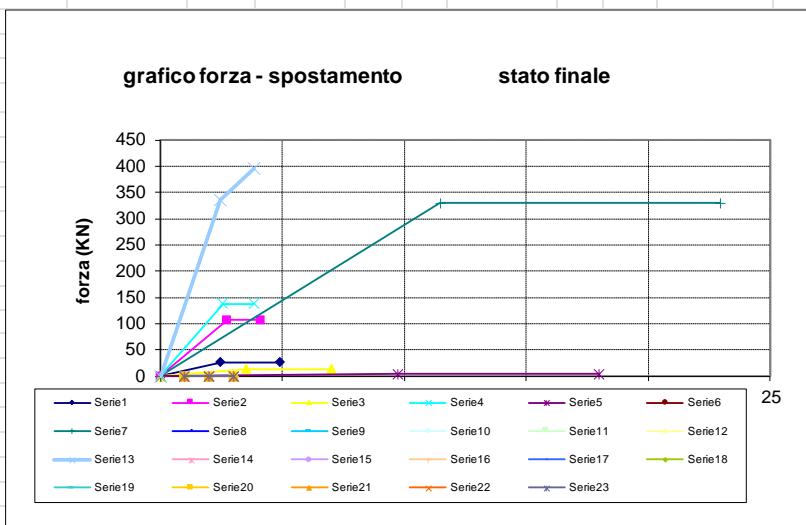
**Riepilogo delle verifiche**

VERIFICA DELLA RIGIDEZZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLA RESISTENZA	<b>S</b>
VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO	<b>S</b>
PARERE VERIFICATA	<b>SI</b>

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Stato Finale con contributo cerchiature

	V <sub>t</sub> (KN)	δ (mm)
maschio 1	0	0
	26,2	2,46
maschio 2	0	0
	107,2	2,73
maschio 3	0	0
	13,38	3,50
maschio 4	0	0
	137,27	2,55
maschio 5	0	0
	4,07	9,75
maschio 6	0	0
	335,48	2,46
parete	0	0
	395,55	3,83



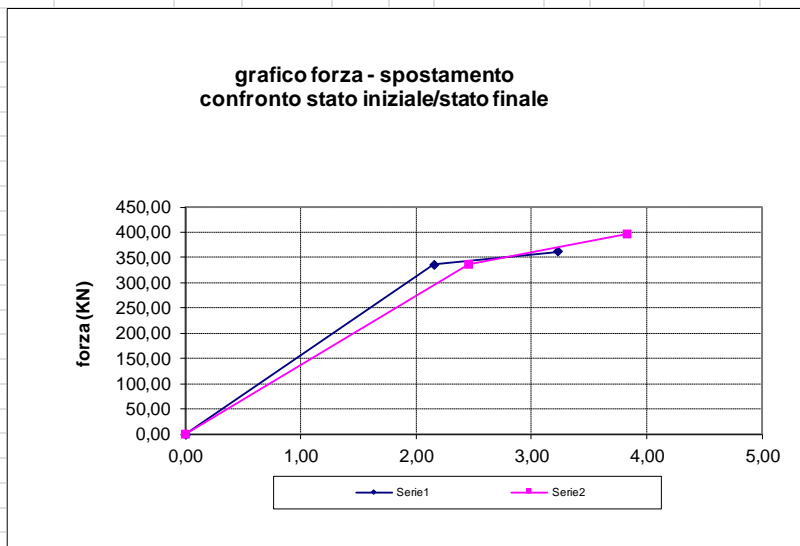
	V <sub>t</sub> (KN)	δ (mm)
telaio 1	0,00	0,00
Acciaio	329,17	11,48
telaio 2		
Acciaio	329,17	22,95
telaio 3		
Acciaio		
telaio 4		
Acciaio		
telaio 5		
Acciaio		
telaio 6		
Acciaio		

	V <sub>t</sub> (KN)	δ (mm)
telaio 1		
C.A.		
telaio 2		
C.A.		
telaio 3		
C.A.		
telaio 4		
C.A.		
telaio 5		
C.A.		
telaio 6		
C.A.		

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

Confronto tra stato iniziale e stato finale

	V <sub>t</sub> (KN)	δ (mm)
Parete Iniziale	0,00	0,00
	335,87	2,16
	361,83	3,23
Parete Finale	0,00	0,00
	335,48	2,46
	395,55	3,83



Si riporta la verifica sul telaio in acciaio:

PIANO:	PRIMO	PARETE N°	1
--------	-------	-----------	---

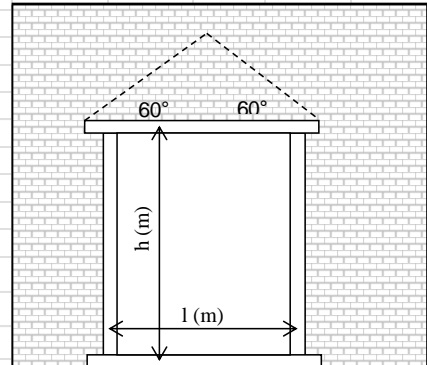
**VERIFICA DEI TELAI METALLICI**

<b>TELAIO N.</b>	<b>1</b>
------------------	----------

luce telaio l	1,43	m	ASSE
altezza telaio h	3	m	ASSE

Tipo di acciaio s275

$f_{yk} =$	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

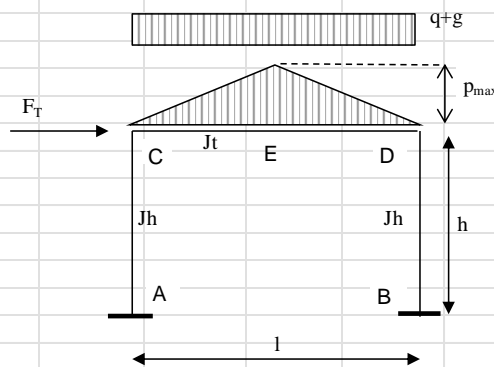


Analisi dei carichi agenti sul telaio

	PT PC	P1	carichi permanenti		carichi variabili		carichi lineari	
			L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m	KN/m
solaio sovrastante	10	0	4	0	1,5	0	20	7,5

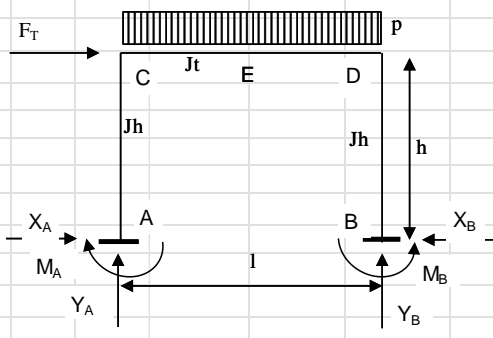
	spessore (m)	massa vol. (KN/m <sup>3</sup> )	$p_{max}$ (KN/m)
muro sovrastante	0,3	18	6,68

Schema statico:



Totale carichi permanenti	$g =$	23,34	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,3
Totale carichi variabili	$q =$	7,5	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
				coeff. di combinazione	$\psi_{21} =$	1
Combinazione di carico ( $g \cdot \gamma_G + q \cdot \gamma_Q \cdot \psi_{21}$ ) =		41,59	KN/m			

<b>Traverso</b>	tipo	IPE	270	$J_x =$	5790	cm <sup>4</sup>	numero profili	2
<b>Piedritto</b>	tipo	IPE	270	$J_x =$	5790	cm <sup>4</sup>	numero profili	2



p (KN/m)	41,59
FT (KN)	109,90
l (m)	1,43
h (m)	3
Jt(cm <sup>4</sup> )	11580
Jh(cm <sup>4</sup> )	11580

$$K = 2,0979$$

$$K = Jt * h / (Jh * l)$$

Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a FT	sovrap.	
XA	1,730	-54,950	-53,220	KN
YA	29,738	-106,795	-77,057	KN
MA	1,730	-88,49	-86,76	KNm
XB	1,730	54,950	56,680	KN
YB	29,738	106,795	136,533	KN
MB	1,730	88,491	90,221	KNm

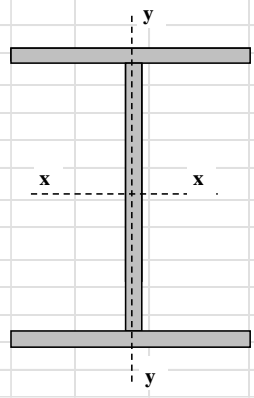
Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
MEd (KNm)	-86,76	72,90	72,90	-79,82	7,17	90,22	-79,82
VEd (KN)	53,22	53,22	-77,06	-136,53	-106,80	56,68	56,68
NEd (KN)	77,06	77,06	-56,68	-56,68	-56,68	-136,53	-136,53

PIEDRITTI

Piedritti tipo	ipe
	270

Numero di profili per ogni piedritto: 2



valori del singolo profilo				
A =	45,95	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo	
b =	135	mm	larghezza delle ali	
tf =	10,2	mm	spessore delle ali	
tw =	6,6	mm	spessore dell'anima	
r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala	
h =	270	mm	altezza del profilo	

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	484	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	428,9	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	62,2	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	5790	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	22,14	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio (A <sub>v</sub> = A-2b*t <sub>f</sub> +(t <sub>w</sub> +2*r)*t <sub>f</sub> )

Tipo di acciaio	s275	f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
		f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
		γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo  $\varepsilon = 0,924416$   $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di compressione

Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di compressione:	2
Anima	c/t =	33,27	classe	2		

Azione di flessione

Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di flessione:	1
Anima	c/t =	33,27	classe	1		

Azione di pressoflessione

Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di pressoflessione:	1
Anima	c/t =	33,27	classe	1		

c = 219,6                      α = 0,59  
x = 37,61                      ψ = -0,75

396ε/(13α-1) = 55,35341                      456ε/(13α-1) = 63,7403  
36ε/α = 56,82512                              41,5ε/α = 65,5067

42ε/(0,67+0,33ψ) = 92,0714  
62ε(1-ψ)√(-ψ) = 87,126

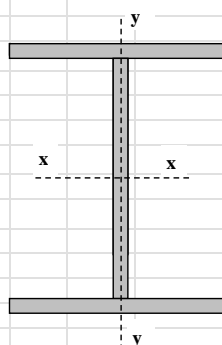
verifica la classe                      1  
verifica la classe                      2  
verifica la classe                      3

Classe di appartenenza del profilo                      **1** (azione di pressoflessione)

(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t<sub>w</sub>-2·r    t = t<sub>f</sub> ; per l'anima: c = h-2·t<sub>f</sub>-2·r    t = t<sub>w</sub> )

**TRAVERSI**

Traverso tipo	IPE	Numero di profili per il traverso:	2
	270		



valori del singolo profilo	A =	45,95	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	135	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	10,2	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	6,6	mm	spessore dell'anima
	r =	15	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	270	mm	altezza del profilo



E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico		
W <sub>pl,x</sub> =	484	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo		
W <sub>el,x</sub> =	428,9	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo		
W <sub>el,y</sub> =	62,2	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo		
J <sub>x</sub> =	5790	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo		
A <sub>v</sub> =	22,14	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio (A <sub>v</sub> = A-2b*t <sub>r</sub> +(t <sub>w</sub> +2*r)*t <sub>r</sub> )		
Tipo di acciaio	s275	f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
		f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
		γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
Classificazione del profilo		ε = 0,924416		ε = √(235/f <sub>yk</sub> )	
Azione di compressione					
Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di compressione: 2
Anima	c/t =	33,27	classe	2	
Azione di flessione					
Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di flessione: 1
Anima	c/t =	33,27	classe	1	
Azione di pressoflessione					
Ala	c/t =	4,82	classe	1	classe per azione di pressoflessione: 1
Anima	c/t =	33,27	classe	1	
c =	219,6	α =	0,54		
x =	15,61	ψ =	-0,88		
396ε/(13α-1) =	61,3986	456ε/(13α-1) =	70,7014		
36ε/α =	62,13966	41,5ε/α =	71,6332		
42ε/(0,67+0,33ψ) =	101,897				
62ε(1-ψ)√(-ψ) =	100,598				
verifica la classe			1		
verifica la classe			2		
verifica la classe			3		
Classe di appartenenza del profilo			<b>1</b>		(azione di pressoflessione)
(per profili IPE o HE → per l'ala: c = b-t <sub>w</sub> -2·r t = t <sub>r</sub> ; per l'anima: c = h-2·t <sub>r</sub> -2·r t = t <sub>w</sub> )					

<b>Resistenze di calcolo</b>						
<i>Piedritti</i>						
$M_{c,Rd} =$	253,5	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
$V_{c,Rd} =$	669,7	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
$N_{c,Rd} =$	2407	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
<i>Traverso</i>						
$M_{c,Rd} =$	253,5	KNm	Resistenza di calcolo a flessione			
$V_{c,Rd} =$	669,7	KN	Resistenza di calcolo a taglio			
$N_{c,Rd} =$	2407	KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale			
<b>Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica nella sezione</b>						
<i>Piedritti</i>						
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,0846		$\leq 0,5$ : si può trascurare l'influenza del taglio			
$\rho =$	0,000		Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)			
$(A - 2bt_f)/A =$	0,400653					
$a =$	0,401		$a = (A-2bt_f)/A \leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$			
sezione	$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0320152	253,5238095	253,5238095	-86,8	2,92	<b>verificato</b>
C	0,0320152	253,5238095	253,5238095	72,9	3,48	<b>verificato</b>
B	0,0567257	253,5238095	253,5238095	90,2	2,81	<b>verificato</b>
D	0,0567257	253,5238095	253,5238095	-79,8	3,18	<b>verificato</b>
<i>Traverso</i>						
$V_{Ed} / V_{c,Rd} =$	0,2039		$\leq 0,5$ : si può trascurare l'influenza del taglio			
$\rho =$	0,000		Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)			
$(A - 2bt_f)/A =$	0,400653					
$a =$	0,401		$a = (A-2bt_f)/A \leq 0,5$ altrimenti $a = 0,5$			
sezione	$n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0235487	253,5238095	253,5238095	72,9	3,48	<b>verificato</b>
D	0,0235487	253,5238095	253,5238095	-79,8	3,18	<b>verificato</b>
E	0,0235487	253,5238095	253,5238095	7,2	35,35	<b>verificato</b>
$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{ply} * f_{yk} / \gamma_{M0})$	Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)					
$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0})$	Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)					
$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$	Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)					
$(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}))$	Resistenza di calcolo a taglio					

**Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso**



$p =$	41,59	KN/m
$l =$	1,43	m
$M_{Ed} =$	10,63	KNm

$M_{el} =$	224,7	KNm	Momento al limite elastico ( $W_{el} * f_{yk} / \gamma_0$ )
------------	-------	-----	---

La trave si trova in fase elastica in quanto  $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

Totale carichi permanenti	$g =$	23,34	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_G =$	1,5
---------------------------	-------	-------	------	------------------------------	--------------	-----

Totale carichi variabili	$q =$	7,5	KN/m	coeff. parziale di sicurezza	$\gamma_Q =$	1,5
--------------------------	-------	-----	------	------------------------------	--------------	-----

Combinazione di carico ( $gx\gamma_G + qx\gamma_Q =$ )	46,26	KN/m
--	-------	------

$\delta_c$ (mm) =	0	monta iniziale della trave
$\delta_1$ (mm) =	0,05	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2$ (mm) =	0,02	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max}$ (mm) =	0,07	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$\delta_{max} / L = 1/k$	$k =$	400
--------------------------	-------	-----

$\delta_2 / L = 1/k$	$k =$	500
----------------------	-------	-----

$\delta_{max, LIM} =$	3,575	mm
-----------------------	-------	----

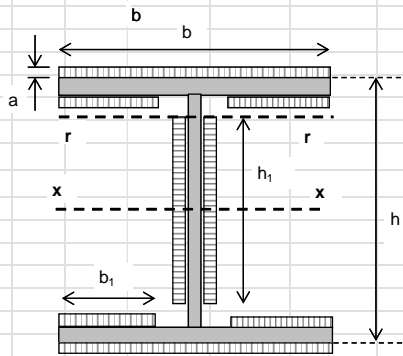
$\delta_{2, LIM} =$	2,860	mm
---------------------	-------	----

$\delta_{max}$	< del valore limite __ VERIFICATO
----------------	-----------------------------------

$\delta_2$	< del valore limite __ VERIFICATO
------------	-----------------------------------

**VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO**

verifiche collegamenti saldati in sommità del piedritto e alla base (collegamento piedritto - piastra di base)  
 saldature con cordoni d'angolo



b =	135	mm	max	
b <sub>1</sub> =	49	mm	49,2	ok
h <sub>1</sub> =	200	mm	219,6	ok
h =	270	mm		
s =	10	mm		spessore cordone
a =	7,07	mm		sezione di gola

V <sub>Ed</sub> =	56,68	KN
N <sub>Ed</sub> =	136,5	KN
M <sub>Ed</sub> =	90,22	KNm

f <sub>yk</sub> =	275,00	tensione caratteristica di snervamento
β <sub>1</sub> =	0,7	acciaio s275
β <sub>2</sub> =	0,85	acciaio s275

Le caratteristiche geometriche sotto riportate, tengono conto della riduzione dei cordoni di saldatura dovuta alla presenza di più profili che ostacolano la realizzazione dei cordoni stessi sull'intero perimetro di ciascun profilo.

J <sub>x</sub> =	#####	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	101,4	cm <sup>2</sup>	area della sezione resistente delle saldature
W <sub>x</sub> =	830,7	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico
S <sub>y</sub> =	390,5	cm <sup>3</sup>	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

**cordoni d'anima**

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n <sub>⊥</sub> =	8,991	KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t <sub>⊥</sub> =	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ <sub>∥</sub> =	1,326	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:  $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} =$	9,09	KN/cm <sup>2</sup>	$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
β <sub>1</sub> · f <sub>yk</sub> =	19,25	KN/cm <sup>2</sup>		
/ n <sub>⊥</sub> / + / t <sub>⊥</sub> / =	8,99	KN/cm <sup>2</sup>	/ n <sub>⊥</sub> / + / t <sub>⊥</sub> / ≤ β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub>	<b>verificato</b>
β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub> =	23,375	KN/cm <sup>2</sup>		

**cordoni d'ala**

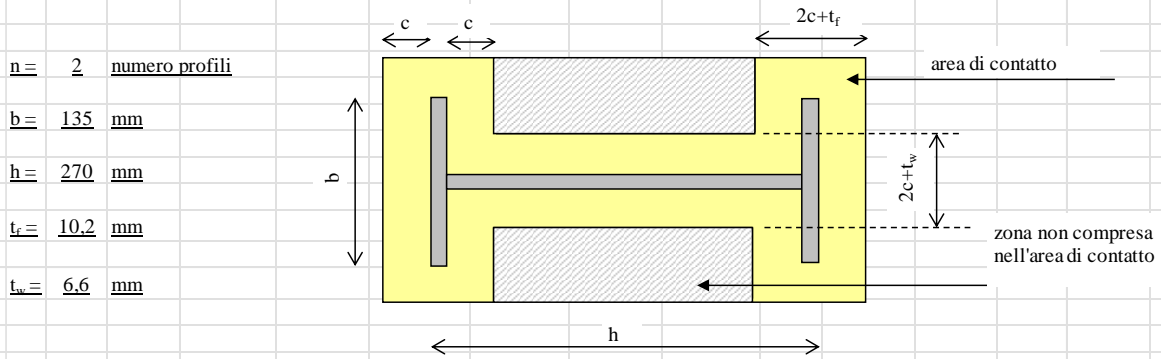
Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n <sub>⊥</sub> =	12,207	KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t <sub>⊥</sub> =	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ <sub>∥</sub> =	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

Per la verifica deve risultare:  $(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$  e  $n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$

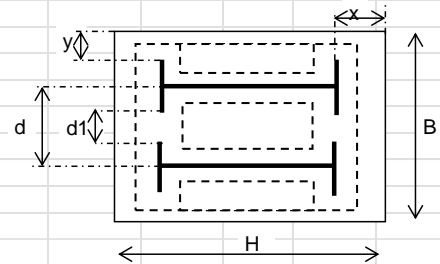
$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} =$	12,21	KN/cm <sup>2</sup>	$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
β <sub>1</sub> · f <sub>yk</sub> =	19,25	KN/cm <sup>2</sup>		
/ n <sub>⊥</sub> / + / t <sub>⊥</sub> / =	12,21	KN/cm <sup>2</sup>	/ n <sub>⊥</sub> / + / t <sub>⊥</sub> / ≤ β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub>	<b>verificato</b>
β <sub>2</sub> · f <sub>yk</sub> =	23,375	KN/cm <sup>2</sup>		

**VERIFICA COLLEGAMENTO MONTANTE-FONDAZIONE (giunto di base)**



$n = 2$  numero profili  
 $b = 135$  mm  
 $h = 270$  mm  
 $t_f = 10.2$  mm  
 $t_w = 6.6$  mm

$d = 135$  mm interasse profili del piedritto (caso di due o più profili)  
 $B = 270$  mm larghezza piastra  
 $H = 350$  mm lunghezza piastra  
 $x = 40$  mm ok  
 $y = 0$  mm ok  
 $d1 = 0$  mm ok



Piastra di base spessore della piastra di base  $t = 20$  mm

Tipo di acciaio **s275**

$f_{yk} =$	275.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	430.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M2} =$	1.05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi numero **8** diametro (mm) **22** area resistente bullone (mm<sup>2</sup>) **303**  
 classe **8.8** diametro del foro piastra (mm) **23.5**

caratteristiche dei bulloni

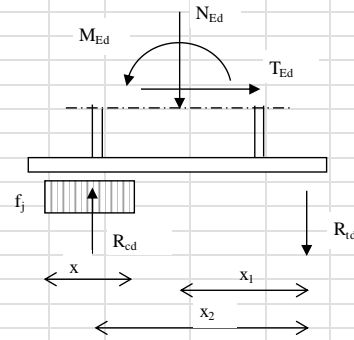
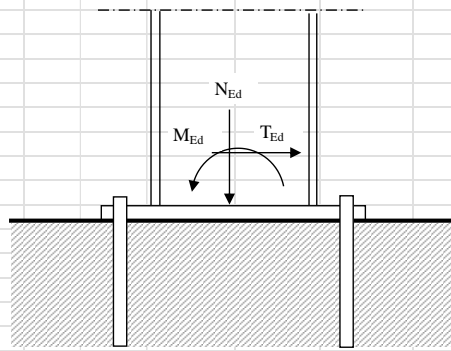
$f_{yk} =$	649.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	800.00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M2} =$	1.25		coefficiente parziale di sicurezza
$F_{v,Rd} =$	116.35	KN	resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone
$F_{t,Rd} =$	174.53	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per snervamento dell'acciaio)

caratteristiche ancoraggio (ancoraggio chimico)

$\tau_r =$	9.00	N/mm <sup>2</sup>	adesione resina-cls
$L_b =$	200.00	mm	lunghezza di ancoraggio
$\gamma_m =$	1.25		coefficiente parziale di sicurezza
$d_h =$	24.00	mm	diámetro del foro nel cls
$F_{t,Rd} =$	108.52	KN	resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone (per resistenza del supporto)

La resistenza a trazione del singolo bullone è rappresentata dal valore minimo tra la resistenza per snervamento dell'acciaio e la resistenza per adesione al supporto

$N_{ult} = 108.52$  KN resistenza ultima a trazione del bullone



Per la verifica deve risultare:  $M_{Rd} \geq M_{Ed}$

sezione	$N_{Ed}$ KN	$M_{Ed}$ KNm	$T_{Ed}$ KN	$R_{td}$ KN	$R_{cd}$ KN	$x$ mm	$x_1$ mm	$x_2$ mm	$M_{Rd}$ KNm	
A	77.06	-86.76	53.22	434.0736	357.02	140.57	146.0	250.7	100.8	<b>verificato</b>
B	-136.53	90.22	56.68	434.0736	570.61	224.67	146.0	208.7	99.13	<b>verificato</b>

$N_{Ed}, M_{Ed}, T_{Ed}$  = sollecitazioni di calcolo (sforzo normale "N" positivo se di trazione)

$R_{td}$  = risultante delle trazioni (resistenza ultima a trazione dei tirafondi)

$$R_{td} = N_{tar} \cdot n \quad (\text{resistenza di un bullone } \times \text{ numero di bulloni in zona tesa})$$

$R_{cd}$  = risultante delle compressioni (resistenza ultima a compressione sul cordolo in C.A.)

$$R_{cd} = R_{cd} - N_{Ed} \quad (\text{per l'equilibrio alla traslazione verticale})$$

$x$  = altezza sulla quale sono distribuiti gli sforzi di compressione nel C.A.

$$x = R_{cd} / (f_c \cdot b_{eff})$$

$x_1$  = braccio della risultante delle trazioni rispetto al baricentro della piastra

$$x_1 = (H - 2 \cdot e_1) / 2$$

$x_2$  = braccio della coppia interna

$$x_2 = (H - e_1) - (H - h_{tar}) / 2 - x / 2$$

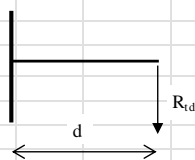
$M_{Rd}$  = momento resistente del giunto

$$M_{Rd} = N_{Ed} \cdot x_1 + R_{cd} \cdot x_2 \quad (\text{per l'equilibrio alla rotazione attorno baricentro tirafondi})$$

#### Verifica a flessione della piastra

Avendo rispettato la larghezza efficace "c", la piastra risulta automaticamente verificata nei confronti della flessione generata dalle tensioni di compressione nel C.A.

La verifica verrà pertanto condotta considerando solamente la flessione generata dalle trazioni nei tirafondi.



$$d = 11 \text{ mm}$$

$$W_{pl} = 27000.00 \text{ mm}^3$$

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

$$V_{Ed} = 434.0736 \text{ KN}$$

sollecitazione tagliante

$$M_{Ed} = 4774.8096 \text{ KNmm}$$

sollecitazione flettente

#### Resistenze di calcolo

$$M_{c,Rd} = 7071.43 \text{ KNmm} \quad \text{Resistenza di calcolo a flessione}$$

$$(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$$V_{c,Rd} = 816.54 \text{ KN} \quad \text{Resistenza di calcolo a taglio}$$

$$(V_{c,Rd} = A_w \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}))$$

Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

$V_{Ed}/V_{c,Rd} =$	0,5316		$>0,5$ : non si può trascurare l'influenza del taglio
$\rho =$	0,004	Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento	
$M_{v,Rd} =$	7043,179	KNmm	Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio
$M_{Ed} =$	4774,810	KNmm	Sollecitazione flettente
$M_{v,Rd}$	$\geq$	$M_{Ed}$	<b>verificato</b>

Verifica a rifollamento della piastra

Resistenza di calcolo a rifollamento:  $F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

$d =$	22	mm	diametro del bullone
$t =$	20	mm	spessore della piastra
$f_{tk} =$	430,00	N/mm <sup>2</sup>	resistenza a rottura della piastra
$\alpha =$	0,411		coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato $\alpha = \min[e_s / (3d_0) ; f_{ts} / f_t ; 1]$
$k =$	2,5		coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato $k = \min(2,8e_s / d_0 - 1,7 ; 1)$

$F_{b,Rd} =$	155,65	KN	resistenza di calcolo a rifollamento
$F_{v,Ed} =$	7,085	KN	sollecitazione tagliante sul singolo bullone
$F_{b,Rd}$	$\geq$	$F_{v,Ed}$	<b>Verificato</b>

Verifica di resistenza dei tirafondi

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,501	$\leq 1$ - <b>verificato</b>
---	-------	------------------------------

La condizione  $F_{t,Ed}/F_{t,Rd} \leq 1$  è automaticamente soddisfatta

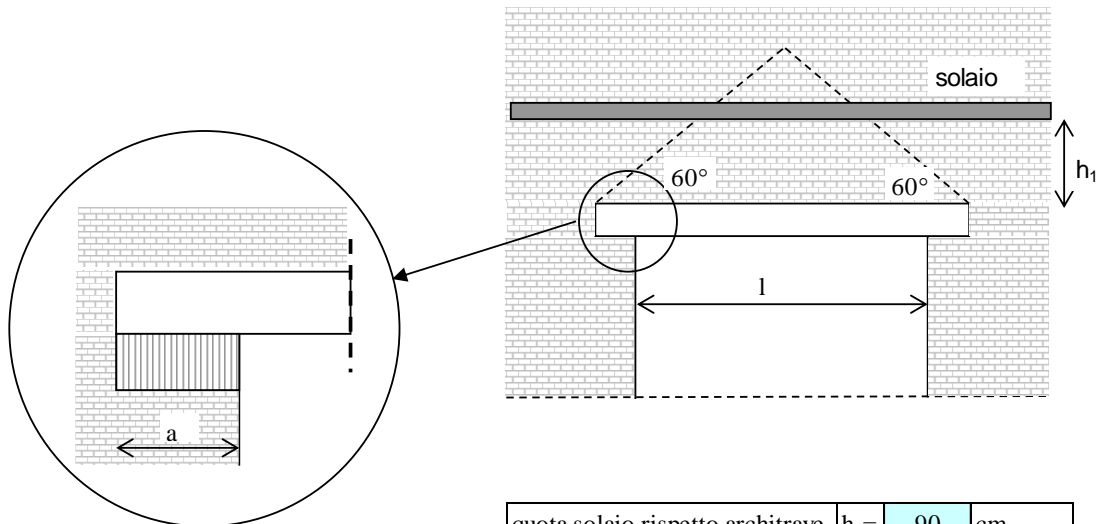
## 4.7 Architravature

Durante il corso del progetto, alcune aperture dell'edificio hanno subito leggere modifiche, come la riprofilatura delle mazzette di qualche centimetro o la diminuzione dell'altezza del sottofinestra. Queste modifiche sono state apportate per varie ragioni, tra cui l'adeguamento estetico, funzionale o strutturale degli spazi interni. In conseguenza di tali interventi, è stato necessario sostituire gli architravi delle finestre interessate.

Queste modifiche, seppur lievi, richiedono un'attenzione particolare per garantire che l'edificio mantenga la sua integrità strutturale e che le aperture modificate siano in linea con gli standard di sicurezza e durabilità richiesti. Gli architravi sostitutivi sono stati progettati e se ne riporta di seguito uno:

PIANO:	TERRA	PARETE N°	1
		ARCHITRAVE N°	1

### VERIFICA ARCHITRAVE IN ACCIAIO



quota solaio rispetto architrave	$h_1 =$	90	cm
----------------------------------	---------	----	----

luce architrave "l"	1,8	m
---------------------	-----	---

lunghezza di appoggio	a =	30	cm
-----------------------	-----	----	----

luce di calcolo "lc"	2,1	m
----------------------	-----	---

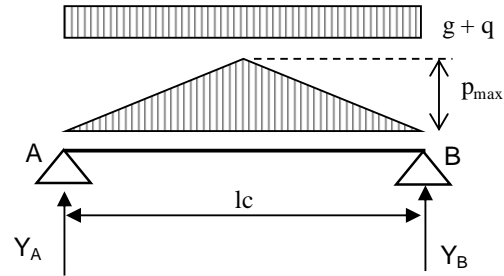
	L		carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	10		8		3	

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
22,7	8,505



	spessore (m)	massa vol. (KN/m <sup>3</sup> )	$p_{max}$ (KN/m)
muro sovrastante	0,3	18	8,41

Schema statico:



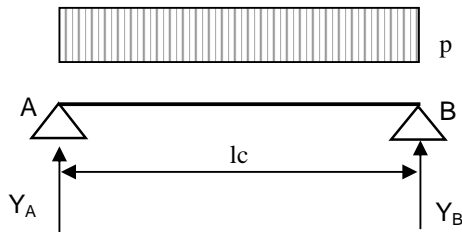
Totale carichi permanenti  $g = 26,88$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_G = 1,3$

Totale carichi variabili  $q = 8,505$  KN/m

coeff. parziale di sicurezza  $\gamma_Q = 1,5$

Combinazione di carico  $(g \times \gamma_G + q \times \gamma_Q) = 47,70$  KN/m



$p$  (KN/m) 47,70

luce di calcolo "lc" (m) 2,10

$Y_A$  (KN) 50,09

$Y_B$  (KN) 50,09

### Sollecitazioni di calcolo

$M_{Ed}$  26,30 KNm

$V_{Ed}$  50,09 KN

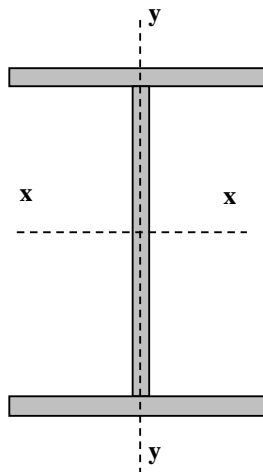
$N_{Ed}$  0,00 KN

### Profilati

Profilato tipo HEA

120

Numero di profili per l'architrave 2



valori del singolo profilo	A =	25,34	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	120	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	8	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	5	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	114	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	119,5	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	106,3	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	38,48	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	606,2	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	8,46	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio $(A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) \cdot t_f)$

Tipo di acciaio **s275**

f <sub>yk</sub> =	275,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
f <sub>tk</sub> =	430,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo  $\varepsilon = 0,924$   $\varepsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$

Azione di flessione

Ala c/t = 5,69 classe 1

Anima c/t = 14,80 classe 1

Classe di appartenenza del profilo:	<b>1</b>
-------------------------------------	----------

(per profili IPE o HE → per l'ala:  $c = b - t_w - 2 \cdot r$   $t = t_f$  ; per l'anima:  $c = h - 2 \cdot t_f - 2 \cdot r$   $t = t_w$  )

### Resistenze di calcolo

M<sub>c,Rd</sub> = 62,6 KNm Resistenza di calcolo a flessione

V<sub>c,Rd</sub> = 255,8 KN Resistenza di calcolo a taglio

N<sub>c,Rd</sub> = 1327 KN Resistenza di calcolo a sforzo normale

### Verifiche di resistenza (SLU): stato limite di collasso per formazione di cerniera plastica

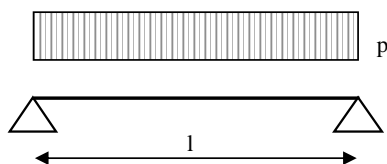
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1958 \quad <= 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento per interazione taglio-momento}$$

$M_{y,V,Rd}$ KNm	$M_{Ed}$ KNm	$M_{y,V,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
62,60	26,30	2,38	<b>verificato</b>

- $(M_{c,Rd} = M_{pl,y,Rd} = W_{pl,y} * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)  
 $(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)  
 $(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)  
 $(V_{c,Rd} = A_v * f_{yk} / (\sqrt{3} * \gamma_{M0}))$  Resistenza di calcolo a taglio  
 $(M_{y,V,Rd} = (W_{pl} - r * A_v^2 / (4 * t_w)) * f_{yk} / \gamma_{M0})$  Resistenza convenzionale a flessione retta in presenza di taglio non trascurabile

### Verifiche allo SLE (deformabilità) dell'architrave



$$p = 47,70 \text{ KN/m}$$

$$l = 2,1 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 26,30 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 55,68 \text{ KNm} \quad \text{Momento al limite elastico } (W_{el} * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

La trave si trova in fase elastica in quanto  $M_{ed} < M_{el}$

A favore di sicurezza, si considera la stessa combinazione di carico utilizzata per la verifica di resistenza allo S.L.U.

$$\text{Totale carichi permanenti } g = 26,88 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_G = 1,5$$

$$\text{Totale carichi variabili } q = 8,505 \text{ KN/m} \quad \text{coeff. parziale di sicurezza } \gamma_Q = 1,5$$

$$\text{Combinazione di carico } (g \gamma_G + q \gamma_Q) = 53,08 \text{ KN/m}$$

$\delta_c$ (mm) =	0	monta iniziale della trave
$\delta_1$ (mm) =	2,67	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2$ (mm) =	1,69	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max}$ (mm) =	4,37	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

$$\delta_{max} / L = 1/k \quad k = 400$$

$$\delta_2 / L = 1/k \quad k = 500$$

$$\delta_{max, LIM} = 5,250 \text{ mm}$$

$$\delta_{2, LIM} = 4,200 \text{ mm}$$

$\delta_{max}$	< del valore limite __ VERIFICATO
----------------	-----------------------------------

$\delta_2$	< del valore limite ____ VERIFICATO
------------	-------------------------------------

### VERIFICHE SULLA MURATURA PER CARICHI CONCENTRATI

#### Caratteristiche della muratura

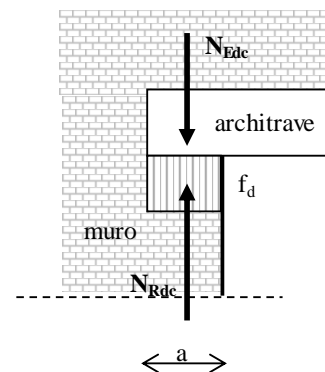
muratura in mattoni pieni e malta di calce

$f_m =$	100	N/cm <sup>2</sup>	Resistenza media a compressione
---------	-----	-------------------	---------------------------------

Livello di conoscenza	LC1
-----------------------	-----

Coeff. parziale di sicurezza $\gamma_M$	1
---	---

Fattore di confidenza	1,35
-----------------------	------



SEZIONE

#### Verifica per carichi verticali concentrati

In riferimento a quanto riportato nell'Eurocodice 6 al punto 6.1.3., il valore di progetto del carico verticale  $N_{Edc}$  deve essere minore o uguale al valore della resistenza di progetto a compressione della muratura per carichi concentrati verticali  $N_{Rdc}$ .

Deve risultare:  $N_{Edc} \leq N_{Rdc}$

$N_{Rdc} = \beta \cdot A_b \cdot f_d$       dove:       $\beta$  = coefficiente di miglioramento per carichi concentrati  
variabile tra 1 e 1,5: a favore di sicurezza  
si sceglie  $\beta = 1$   
 $A_b$  = area dell'impronta del carico  
 $f_d$  = resistenza di progetto a compressione della muratura

area dell'impronta di carico:       $a$  (cm) = 30

$b$  (cm) = 24

$A_b =$	720	cm <sup>2</sup>
---------	-----	-----------------

$f_d =$	74,07	N/cm <sup>2</sup>	Resistenza di calcolo a compressione della muratura
---------	-------	-------------------	---

$N_{Edc} =$	50,09	KN	Valore di progetto del carico verticale concentrato sull'appoggio
-------------	-------	----	---

$N_{Rdc} =$	53,33	KN	Resistenza di calcolo della muratura ai carichi verticali concentrati
-------------	-------	----	---

$N_{Edc} / N_{Rdc} =$	0,939	$\leq 1$ verificato
-----------------------	-------	---------------------

## 4.8 Realizzazione botola per accesso in copertura

Nel quadro delle attività progettuali, è stata inclusa la realizzazione di una botola di accesso alla copertura dell'edificio. Per permettere questa apertura, è necessario un intervento mirato sul solaio di copertura esistente.

Per creare lo spazio necessario per l'installazione della botola di accesso, è prevista una demolizione puntuale e accurata del solaio di copertura nella zona interessata.

Dopo la demolizione, il solaio di copertura sarà opportunamente rinforzato per mantenere la stabilità strutturale e la sicurezza dell'edificio. A tal fine, sarà realizzato un cordolo perimetrale armato che circonda l'apertura creata. Questo cordolo avrà il compito di redistribuire i carichi strutturali in modo uniforme, prevenendo così eventuali deformazioni o cedimenti nella zona modificata del solaio di copertura.

Il cordolo sarà realizzato con calcestruzzo di classe 25/30, considerando le specifiche esigenze di carico e resistenza. Sarà armato con barre di acciaio di diametro 16 2+2, e sarà adeguatamente ancorato alla struttura circostante per garantire un collegamento solido e sicuro. Le staffe di rinforzo saranno disposte a intervalli regolari pari a 12 cm, per garantire la massima robustezza e durabilità del cordolo.

## A04 RELAZIONE SUI MATERIALI

### Acciaio da carpenteria metallica

S 275

con  $f_y \geq 275 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tk} \geq 430 \text{ N/mm}^2$ .

### Calcestruzzo per elementi strutturali

C25 / 30

con  $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$

Classe di consistenza S4

Classe di esposizione XC3

C28 / 35

con  $R_{ck} \geq 35 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{ctm} \geq 2.83 \text{ N/mm}^2$

Diametro max aggregato 31.5 mm

Classe di consistenza S4

Classe di esposizione XC3

Acciaio per c.a.

Barre B450C

con  $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_t \geq 540 \text{ N/mm}^2$

Si riporta la verifica sulla fondazione della scala. Le fondazioni sono di tipo superficiale costituite da soletta in c.a. e profondità tale da garantire il trasferimento delle sollecitazioni agli strati di terreno le cui caratteristiche sono compatibili con lo stato tensionale indotto dalla sovrastruttura.

Ing. Francesco Sanzo

Firmato da:

**Francesco Sanzo**

codice fiscale SNZFNC78B25D612J

num.serie: 1458665832971403095

emesso da: ArubaPEC EU Qualified Certificates CA G1

valido dal 07/09/2023 al 07/09/2026