Namirial Spa
Soluzioni Software per l'Edilizia

Documento di validazione Modulo:

CERCHIATURE ACCIAIO SU MURATURA

Calc
OnFlight

Documenti di validazione Modulo: CERCHIATURE ACCIAIO SU MURATURA

Calcolo e verifica cerchiatura in acciaio su pannelli in muratura:

- Permette l'inserimento della configurazione della facciata di muratura nello stato attuale e quello futuro, specificando l'alternanza tra tratti di pannello e tratti di apertura.
- Nello stato futuro, tra le tipologie di murature utilizzabili per i pannelli, viene data la possibilità di introdurre un materiale nuovo del quale specificare le caratteristiche elasto-meccaniche. Inoltre nella sezione Cerchiature, va specificato se necessario il meccanismo di cerchiatura in acciaio previsto, ovvero il numero e il tipo di profili, il suo grado di vincolo e la qualità dell'acciaio impiegato.
- Calcola la rigidezza e la resistenza nella configurazione attuale e quella futura (in entrambi i casi è possibile utilizzare il livello di conoscenza raggiunto) e verifica che la differenza rientri nei valori prescritti dalle indicazioni della Regione Toscana "Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti." Riporta uno schema grafico Forza-Spostamento nelle due configurazioni attuale e futuro.
- Esegue la verifica dell'architrave in acciaio, del quale è possibile specificare numero e tipo dei profili, grado di vincolo e qualità dell'acciaio impiegato. Le verifiche riguarderanno le componenti flessionali e taglianti allo SLU e quelle di deformabilità allo SLE.

Nota: eventuali lievi differenze riscontrabili tra i risultati delle formule esplicitate nella presente validazione e gli screenshots utilizzati per la stessa sono dovuti alle procedure di arrotondamento giocoforza adottate dagli algoritmi utilizzati.

TEST VALIDAZIONE CERCHIATURE ACCIAIO SU MURATURA

Per la validazione del modulo si prenderà in esame l'esempio mostrato in *Demo Relazione* e si passeranno in rassegna tutte le componenti calcolate e esibite in relazione.

Demo

GEOMETRIA

Stato Attuale

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tab C8A.2.2):

[Giunti sottili (<10mm)]

tipologia	L cm	t cm	H cm	vincolo	materiale	% fess.	L inf. cm	n. imp.	n. elev
pannello	300	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	300	2	1
apertura	100	35	80	-	Muratura in mattoni pieni e ma...	-	300	2	1
pannello	600	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	300	3	2
apertura	80	35	80	-	Muratura in mattoni pieni e ma...	-	200	3	2
pannello	200	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	200	3	2

Stato Futuro

Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (Tab C8A.2.2):

[Giunti sottili (<10mm), Iniezione di miscele leganti]

tipologia	L cm	t cm	H cm	vincolo	materiale	% fess.	L inf. cm	n. imp.	n. elev
pannello	300	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	300	2	1
apertura	100	35	80	-	Muratura in mattoni pieni e ma...	-	300	2	1
pannello	400	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	300	3	2
apertura	180	35	110	-	Muratura in mattoni pieni e ma...	-	200	3	2
pannello	100	30	350	rigido	Nuova muratura per ricostruzio...	100	200	3	2
pannello	200	35	350	rigido	Muratura in mattoni pieni e ma...	100	200	3	2

MATERIALI

Acciaio Piedritti			**Acciaio Architrave**		
Classe	S275		Classe	S275	
fyk	275	N/mm^2	fyk	275	N/mm^2
ftk	430	N/mm^2	ftk	430	N/mm^2
fyk ridotto	255	N/mm^2	fyk ridotto	255	N/mm^2
ftk ridotto	410	N/mm^2	ftk ridotto	410	N/mm^2
Modulo E	210000	N/mm^2	Modulo E	210000	N/mm^2

Muratura esistente

nome	fm,min N/mm^2	fm,max N/mm^2	t0,min N/mm^2	t0,max N/mm^2	Emin N/mm^2	Emax N/mm^2	Gmin N/mm^2	Gmax N/mm^2	w kN/m^3
Muratura in mattoni pieni e malta di c...	2.4	4	0.06	0.09	1200	1800	400	600	18

Nuova muratura per ricostruzione

nome	E N/mm^2	G N/mm^2	fk N/mm^2	fvk0 N/mm^2	γm
POROTON	5000	2000	5	0.2	2

CERCHIATURE

Piedritti		**Architrave**	
Numero tot. profili	4	Numero tot. profili	2
Altezza	240 cm	Vincolo	incastro + incastro
Vincolo	incastro + incastro	Profilato	HEA100
Profilato	HEA160	Classe	S275
Classe	S275		

STATICA

Carichi solai

impalcato	QPS kN/m^2	QPN kN/m^2	QACC kN/m^2	categoria

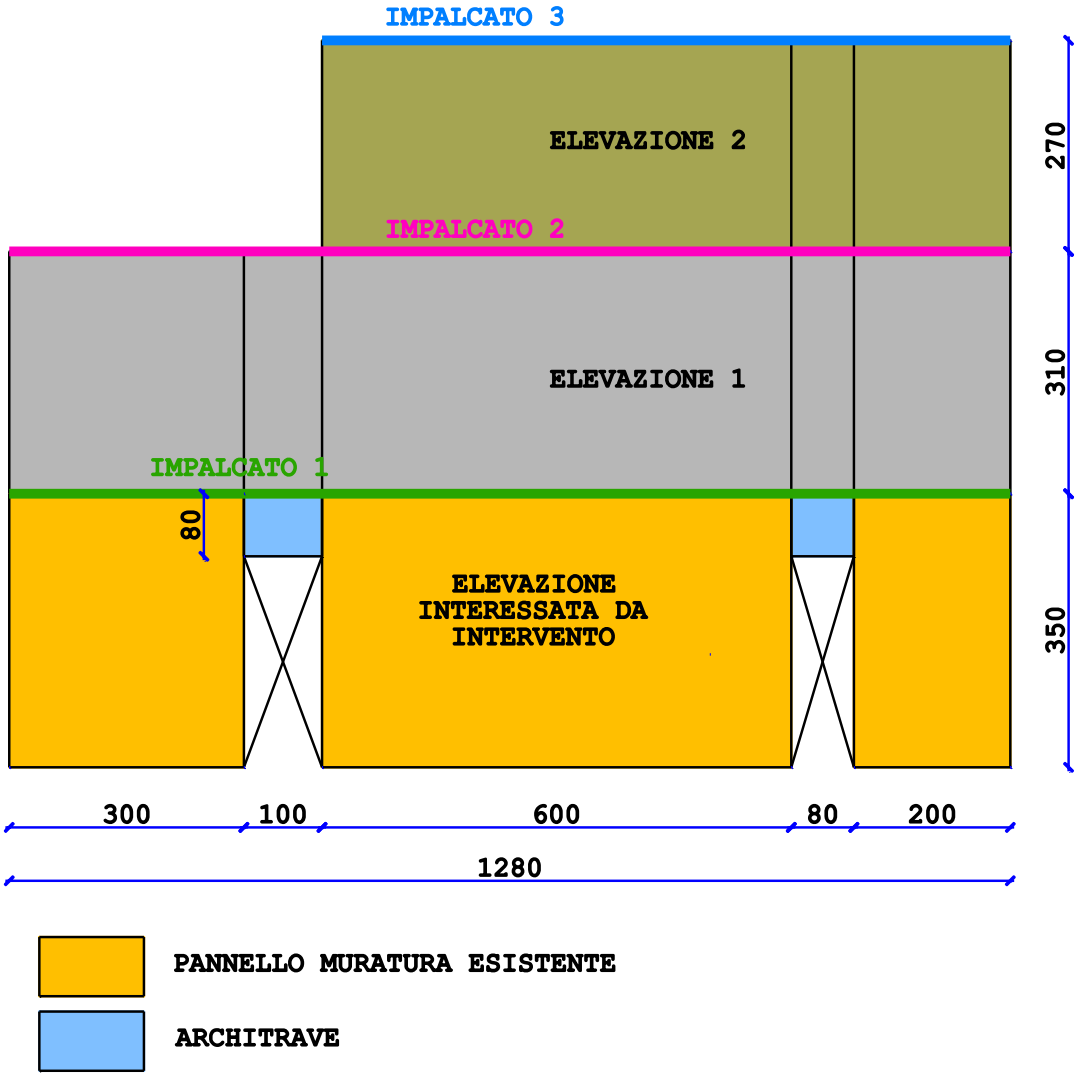
1	2.9	2.5	2	Cat.A - Ambienti ad uso residenziale
2	1.5	2.5	2	Cat.A - Ambienti ad uso residenziale
3	1.5	1.5	1.3	Neve (a quota <=1000 m s.l.m.)

Carichi murature

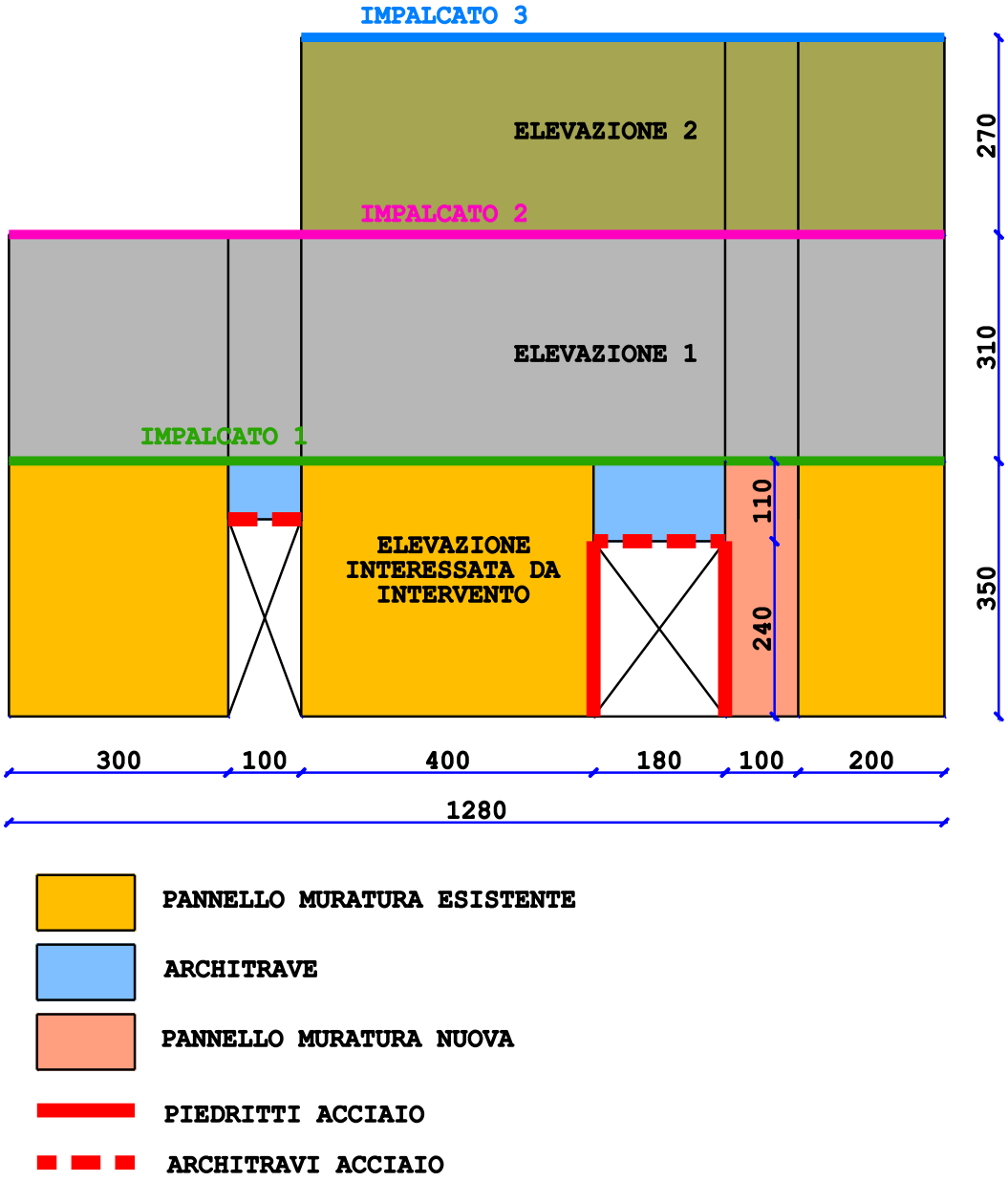
elevazione	altezza cm	spessore cm	materiale
1	310	30	Muratura in mattoni pieni e malta di calce
2	270	30	Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)

L'esempio trattato ripropone la situazione (Stato Attuale e Stato di Progetto) sotto riportata:

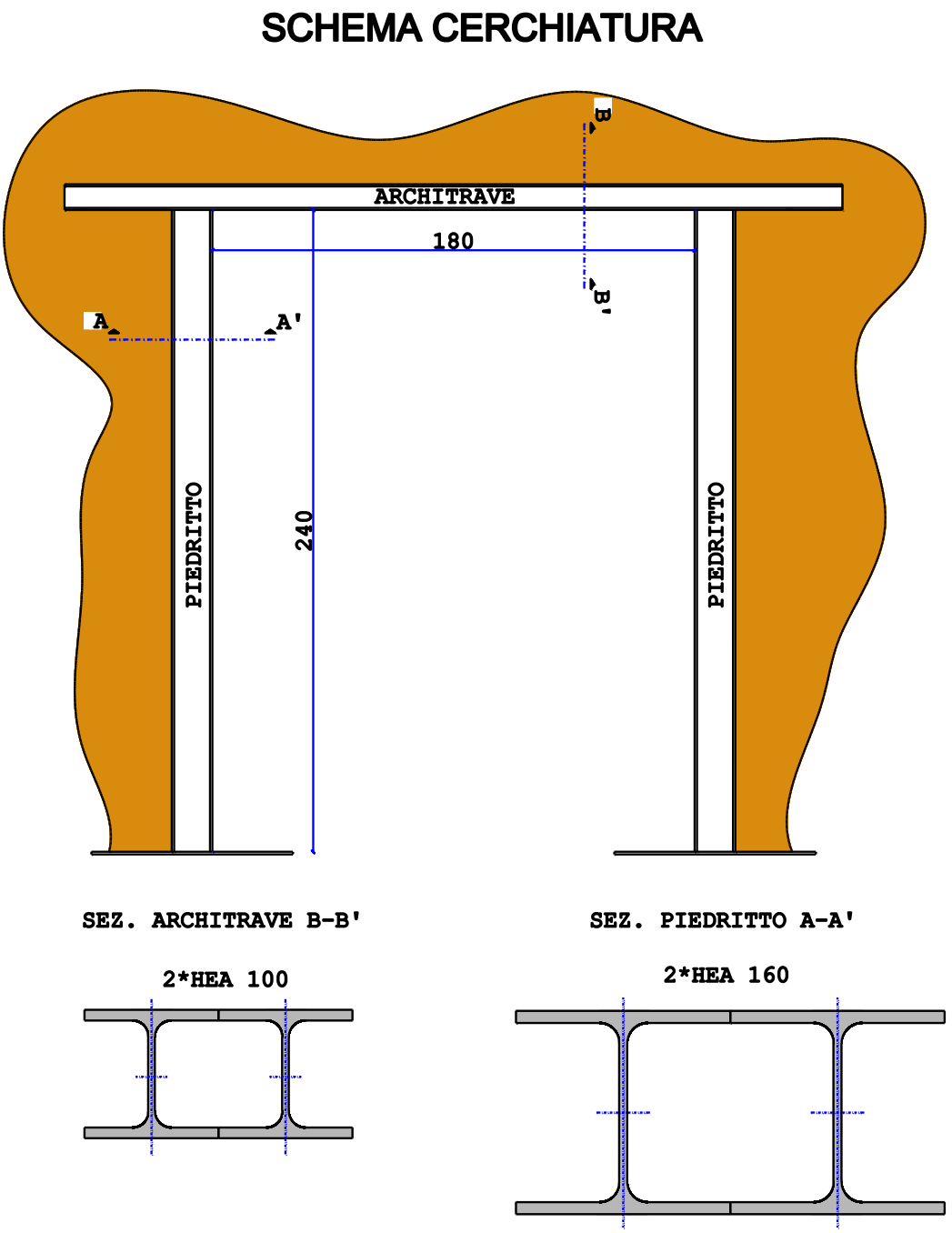
STATO ATTUALE



STATO FUTURO



Nel dettaglio invece, lo schema della cerchiatura per l'esempio in questione, alla luce degli input introdotti, sarà secondo la bozza di esecutivo riportata sotto:



CALCOLO RIGIDEZZE

Acquisiti i dati di input, come primo step si procede alla verifica delle rigidezze tra lo stato attuale e quello futuro. Mentre nello stato attuale il computo delle rigidezza deriverà esclusivamente dalla somma delle singole rigidezze dei pannelli della muratura rilevata in situ e quindi identificata nella sua tipologia e livello di conoscenza raggiunto, nello stato futuro per la rigidezza globale della

facciata ci si potrà avvalere, qualora presenti, del contributo della cerchiatura in acciaio e di pannelli in muratura nuova, della quale verranno richieste le caratteristiche elasto-meccaniche.

In entrambi i casi tuttavia, per il calcolo della rigidezza del pannello si farà ricorso alla seguente formula:

$$K_i = \frac{1}{\left(\frac{h_i^3}{nE_iJ_i} + 1,2 \cdot \frac{h_i}{G_iA_i}\right)}$$

dove:

h_i= *altezza pannello murario*

J_i= *rigidezza pannello murario*

A_i= *area pannello murario*

E_i= *modulo elasticità normale della tipologia di muratura del pannello*

G_i= *modulo elasticità tangenziale della tipologia di muratura del pannello*

n= *è coefficiente che tiene conto del grado di vincolo offerto dal traverso (n = 12 per traverso rigido, n = 3 per traverso flessibile).*

Nella fattispecie, sviluppando il calcolo della rigidezza del primo pannello, si ha:

Geometria Pannello: H=350 cm L=300 cm t=35cm => Area=10500 cm²

Materiale Pannello: "Muratura in mattoni pieni e malta di calce"

Fessurazione Pannello: 100%

e quindi i parametri elasto-meccanici saranno:

E_{min}=1200 N/mm² E_{max}=1800 N/mm² G_{min}=400 N/mm² G_{max}=600 N/mm²

Si calcolano i coefficienti correttivi prescritti in Tab.C8A2.2, in base ai dati delle caratteristiche che sono stati introdotti in input, ovvero:

STATO ATTUALE

Giunti sottili (<10mm)

STATO FUTURO

Giunti sottili (<10mm)

Iniezione di miscele leganti

Essendo previsto il pannello in questione del materiale:

Muratura in mattoni pieni e malta di calce

si avrà un coefficiente correttivo specifico per il pannello pari a:

$c_{corr,ATTUALE}=1.5$

$c_{corr,FUTURO}=1.5 \cdot 1.5=2.25$

Essi andranno applicati sia ai paramentri di resistenza sia ai moduli elastici e nel caso in esempio andranno applicati a tutti i pannelli essendo essi tutti del materiale sopra citato.

Si prendono quindi i valori medi dei valori elastici del materiale e si moltiplicano per 1 (grado di fessurazione) e per il c_{corr} sopra esposto in riferimento allo situazione di calcolo (Stato Attuale o Futuro). In questo caso risulta dunque:

$E_{prog}=(1200+1800)/2 \cdot 1 \cdot 1.5 \cdot =2250\ N/mm^2$

$G_{prog}=(400+600)/2 \cdot 1 \cdot 1.5=750\ N/mm^2$

$J_i=35 \cdot 350^3/12=78750000\ cm^4$

e avendo impostato un vincolo di traverso rigido, si ha n=12 e si giunge a:

$$K_i = \frac{1}{\left(\frac{3500^3}{12 \cdot 2250 \cdot 78750000000} + 1,2 \cdot \frac{3500}{750 \cdot 1050000}\right)} \cdot \frac{1000}{1000} = 136058,23\ kN/m$$

che è il valore riportato in relazione.

Rigidezza Pannelli

Stato Attuale

num.	materiale	Eprog N/mm²	Gprog N/mm²	Area cm²	Ji cm⁴	Ki kN/m
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2250	750	10500	78750000	136058.23
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2250	750	21000	6.300E+8	342615.44
3	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	2250	750	7000	23333330	67542.21
					∑Ki = Kini	546215.88

Nello stato futuro oltre ovviamente al cambiamento della disposizione e della geometria dei pannelli si può introdurre un pannello di muratura nuova, semplicemente inserendo i parametri elasto-meccanici nell'apposito box e poi selezionando "Muratura nuova" dalla listbox dei materiali tra i valori da impostare su ciascun pannello.

Per esempio nello stato futuro, il pannello n.3 è stato ricostruito con muratura nuova, di tipo "POROTON", e vengono inserite le caratteristiche meccaniche riportate dal produttore, ovvero:

E_{prog}=5000 N/mm² G_{prog}=2000 N/mm² f_k=5 N/mm² f_{vk0} =0.2 N/mm²

Essendo un materiale nuovo si ha:

Fessurazione Pannello: 100%

Date le caratteristiche geometriche:

Geometria Pannello: H=350 cm L=100 cm t=30cm => Area=3000 cm²

si avrà:

J_i=30·100³/12=2500000 cm⁴

e avendo impostato un vincolo di traverso rigido, si ha n=12 e si giunge a:

$$K_i = \frac{1}{\left(\frac{3500^3}{12 \cdot 5000 \cdot 2500000000} + 1{,}2 \cdot \frac{3500}{2000 \cdot 300000}\right)} \cdot \frac{1000}{1000} = 28103.04 \text{ kN/m}$$

che è il valore riportato in relazione.

Stato Futuro

num.	materiale	Eprog N/mm²	Gprog N/mm²	Area cm²	Ji cm⁴	Ki kN/m
1	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3375	1125	10500	78750000	204087.35
2	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3375	1125	14000	1.867E+8	309234.07
3	POROTON	5000	2000	3000	2500000	28103.04
4	Muratura in mattoni pieni e malta di calce	3375	1125	7000	23333330	101313.32
					∑Ki = Kfin	642737.78

Rimane da calcolare la componente di rigidezza dettata dal telaio in acciaio, e alle azioni orizzontali consideriamo ovviamente la porzione dei piedritti. La loro rigidezza viene calcolata a partire dai seguenti dati di input:

n° piedritti =4

h piedritti =240cm

vincolo piedritti =inc.+inc.(n=12)

profilo piedritti =HEA160

materiale piedritti =S275

con la seguente formula:

$$K_i = n°pied \cdot n \cdot \frac{E \cdot J}{h^3} = 4 \cdot 12 \cdot \frac{210000 \cdot 16730000}{2400^3} \cdot \frac{1000}{1000} = 12198.95 \text{ kN/m}$$

La rigidezza della facciata nello stato attuale deriva dalla somma di tutti i pannelli, nella fattispecie 546215,88 kN/m. Nello stato futuro la rigidezza della facciata invece risulta dalla somma delle rigidezze di tutti i pannelli, 642737,78 kN/m più il contributo dato dal telaio in acciaio (12198.95 kN/m).

RIGIDEZZA FACCIATA STATO ATTUALE 546215,88 kN/m

RIGIDEZZA FACCIATA STATO FUTURO 654936,73 kN/m

Come si può vedere la differenza risulta di +19.9%

Verifica Variazione della Rigidezza

Parametro	Kini *kN/m*	Ktelaio *kN/m*	Kmod *kN/m*	Kfin *kN/m*	var*
valore	546215.88	12198.96	642737.78	654936.74	19.9

e quindi, avvalendosi degli "*Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti*" della Regione Toscana , secondo cui:

- la rigidezza dell'elemento variato (parete) non cambi significativamente rispetto allo stato preesistente (± 15%);

<u>LA RIGIDEZZA RISULTA NN VERIFICATA</u>.

CALCOLO SOLLECITAZIONI PANNELLI

Tramite il calcolo incrociato di quanto riportato sull'apposita cella dello specifico pannello e del report di tutti gli impalcati e delle elevazioni, si ottengono i carichi assiali gravanti su ogni pannello e su ogni architrave. Il carico architrave, nelle sue componenti statiche (SLU e SLE) verrà utilizzato prima per verificare l'architrave stesso a resistenza e deformabilità (vedi apposito capitolo VERIFICA ARCHITRAVE), mentre poi, nella sua componente sismica (SLV) verrà riversato equamente tra i due pannelli di appoggio.

Prendiamo ad esempio il calcolo del carico gravante sul pannello n.2 dello stato futuro.

Dai valori di input si ha:

```
Luce di influenza = 300 cm

Impalcati=3

Elevazioni=2
```

che sono in pratica tutte gli impalcati e le elevazioni che interessano la facciata.

```
Calcolo solaio imp.1:   q1°imp=(2.9+2.5+0.3·2)·3·4=72 kN

Calcolo solaio imp.2:   q2°imp=(1.5+2.5+0.3·2)·3·4=55.2 kN

Calcolo solaio imp.3:   q3°imp=(1.5+1.5+0·1.3)·3·4=36 kN
```

La prima elevazione ha ancora il materiale "Mattoni pieni e malta di calce", in cui il peso risulta 18 kN/m³ e quindi:

```
Calcolo murature elev.1:      q1°ele=(3.10·0.30·4)·18 =66.96 kN
```

La seconda elevazione avrà invece il materiale " Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)", in cui il peso risulta 12 kN/m³, quindi:

```
Calcolo murature elev.2:      q2°ele=(2.70·0.30·4)·12 =38.88 kN
```

Il carico dovuto ai pannelli e solai ai piani superiori saranno quindi di:

$Q_{pannello}$=72 + 55.2 + 36 + 66.96 + 38.88 =269,04 kN

Rimane da calcolare lo scarico degli architravi a fianco dei pannelli, rispettivamente di luce 100cm e 180 cm. Si ripete lo stesso calcolo effettuato per i pannelli e verrà poi dimezzato e applicato ai pannelli di competenza.

- ARCHITRAVE L=100

Dai valori di input si ha:

Luce di influenza = 300 cm

Impalcati=2

Elevazioni=1

che sono in pratica tutte gli impalcati e le elevazioni che interessano la facciata.

Calcolo solaio imp.1: q1°imp=(2.9+2.5+0.3·2)·3·1=18 kN

Calcolo solaio imp.2: q2°imp=(1.5+2.5+0.3·2)·3·1=13.8 kN

La prima elevazione ha ancora il materiale "Mattoni pieni e malta di calce", in cui il peso risulta 18 kN/m³ e quindi:

Calcolo murature elev.1: q1°ele=(3.10·0.30·1)·18 =16,74 kN

Il carico dovuto ai pannelli e solai ai piani superiori saranno quindi di:

$Q_{archi\ sx}$ = 18+13.80+16.74=48.54 kN

- ARCHITRAVE L=180

Dai valori di input si ha:

Luce di influenza = 200 cm

Impalcati=3

Elevazioni=2

che sono in pratica tutte gli impalcati e le elevazioni che interessano la facciata.

Calcolo solaio imp.1: q1°imp=(2.90+2.50+0.3·2)·2·1.80=21.60 kN

Calcolo solaio imp.2: q2°imp=(1.50+2.50+0.3·2)·2·1.80=16.56 kN

Calcolo solaio imp.3: q3°imp=(1.50+1.50+0·1)·2·1.80=10.80 kN

La prima elevazione ha ancora il materiale "Mattoni pieni e malta di calce", in cui il peso risulta 18 kN/m³ e quindi:

Calcolo murature elev.1: q1°ele=(3.10·0.30·1.80)·18 =30.13 kN

Calcolo murature elev.2: q2°ele=(2.70·0.30·1.80)·12 =17.49 kN

Il carico dovuto ai pannelli e solai ai piani superiori saranno quindi di:

$Q_{archi\ sx}$ = 21.6 + 16.56 + 10.80 + 30.13 + 17.49 =96,58 kN

Il carico dovuto agli architravi per il pannello 2 sarà quindi:

Q_{archi}=(48.54+96.58)/2=72,56 kN

Il carico totale sui pannelli risulterà:

Q_{archi}=269.04+72.56=341.6 kN

Stato Futuro

num.	N *kN*	σ0 *N/mm²*	fd *N/mm²*	fvd *N/mm²*
1	169.89	0.1618	7.2	0.171
2	341.604	0.244	7.2	1.8381
3	101.954	0.3398	2.5	0.076
4	107.32	0.1533	7.2	0.171

come riportato in relazione.

Come si vede si calcolano poi la tensione sul pannello e le resistenze di progetto da essa dipendenti.

σ_0=341.6/(4000*350)·1000=0.244 N/mm²

f_d= f_{med}·$c_{corr,FUTURO}$ =(240+400)/2·2.25/100=7.2 N/mm²

Un approfondimento va fatto in merito al calcolo della resistenza di progetto a taglio, in cui all'interno della f_{vk} andrà calcolata la σ_n, ovvero la tensione normale media sulla parte compressa della sezione l'. Rimandando al paragrafo successivo per il calcolo della stessa l' (526,9 mm), si ottiene:

σ_n=N/(l'·t)=341.604*1000/(526,9·350)=1.85 N/mm²

f_{vd}= ($\tau_{0,med}$ +0.4·σ_n) ·$c_{corr,FUTURO}$ =[(6+9.2)/2/100+0.4·1.85]·2.25=1.836 N/mm²

Da notare che per il calcolo delle resistenze è stato applicato il fattore correttivo (2.25) sopra ricavato in funzione delle caratteristiche introdotte in input per la facciata nello stato futuro, mentre invece come prescritto da "*Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti*" della Regione Toscana i valori di resistenza non sono divisi per un Fattore di Confidenza, derivante da un Livello di Conoscenza conseguito per l'edificio. La riduzione dei parametri di resistenza meccanica, in un diretto confronto tra Stato Attuale e Stato Futuro potrebbe

non essere a favore di sicurezza e portare a risultati contradditori, a differenza invece di un'analisi in cui avviene un confronto Capacità e Domanda, per il quale la valutazione Livello di Conoscenza-Fattore di Confidenza è indispensabile.

Inoltre, trattandosi in questo caso di un'analisi Non Lineare, come prescritto da Circolare n.617 C8.7.1.5 in merito, e alla luce di quanto sopra, i valori di calcolo delle resistenze sono i valori medi tra minimo e massimo relativi alla tipologia di muratura scelta.

Il calcolo sopra esposto viene poi ripetuto per ogni pannello e per ogni architrave.

CALCOLO RESISTENZE PANNELLI

Una volta ottenute le tensioni e le resistenze di progetto sui pannelli è possibile calcolare la resistenza a taglio, come la minore tra le varie possibili rotture a taglio, ovvero:

ROTTURA A TAGLIO FESSURAZIONE DIAGONALE

$$V_t = 1 \cdot t \frac{1.5\tau_{0d}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1.5\tau_{0d}}} = 1 \cdot t \frac{f_{td}}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{td}}} \qquad (8.7.1.1)$$

dove:

- *l* è la lunghezza del pannello
- *t* è lo spessore del pannello
- σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/lt, con P forza assiale agente, positiva se di compressione)
- f_{td} e τ_{0d} sono, rispettivamente, i valori di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale e della corrispondente resistenza a taglio di riferimento della muratura ($f_t = 1.5\ \tau_0$); nel caso in cui tale parametro sia desunto da prove di compressione diagonale, la resistenza a trazione per fessurazione diagonale f_t si assume pari al carico diagonale di rottura diviso per due volte la sezione media del pannello sperimentato valutata come $t(l+h)/2$, con *t, l* e *h* rispettivamente spessore, base, altezza del pannello.
- b è un coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete. Si può assumere b = h/l, comunque non superiore a 1,5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza del pannello.

ROTTURA A TAGLIO SCORRIMENTO

$$V_t = l' \, t \, f_{vd} \qquad (7.8.3)$$

dove:

l' è la lunghezza della parte compressa della parete

t è lo spessore della parete

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito al § 4.5.6.1, calcolando la tensione normale media (indicata con σ_n nel paragrafo citato) sulla parte compressa della sezione ($\sigma_n = P/(l't)$).

ROTTURA A TAGLIO PER PRESSOFLESSIONE

$$M_u = (l^2\, t\, \sigma_0 / 2)\,(1 - \sigma_0 / 0{,}85\, f_d) \qquad (7.8.2)$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione

l è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)

t è lo spessore della zona compressa della parete

σ_0 è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= P/(lt), con P forza assiale agente positiva se di compressione). Se P è di trazione, $M_u = 0$

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

Da M_u, visto il vincolo di traverso rigido, ci si ricava il taglio ultimo, tramite:

$$V_u = 2 \cdot M_u / h_p$$

Ora, riprendendo in esame il pannello 2 dello stato futuro, in cui si aveva le seguenti caratteristiche meccaniche calcolate sopra:

$$fd = 7.2\ N/mm^2$$

$$\tau_{0d} = 0.076 \cdot 2.25\ N/mm^2 = 0.171\ N/mm^2$$

si ha:

$$V_{u,\,fessurazione\ diagonale} = 4000 \cdot 350 \cdot \frac{1.5 \cdot 0.171}{1} \cdot \sqrt{1 + \frac{0.244}{1.5 \cdot 0.171}} / 1000 = \boxed{501.6\ kN}$$

Il valore della resistenza a taglio per scorrimento prevede il calcolo della *lunghezza di parte compressa,* che risulta dalla parzializzazione della sezione dovuto al momento scatenante dall'applicazione del taglio resistente. Ipotizzando un comportamento di stress-block per la parte compressa della muratura, il problema viene sviluppato in via algebrica, in quanto la stessa resistenza a taglio f_{vd} risulta essa stessa funzione di l', e alla fine si otterrà l'espressione:

$$v_u = \frac{\left(f_{vk0} \cdot t \cdot l + 0.4 \cdot N\right)}{\left(\frac{1}{f_{corr}} + 2 \cdot f_{vk0} \cdot t \cdot \frac{k}{N}\right)} = \frac{\left(0.076 \cdot 350 \cdot 4000 + 0.4 \cdot 341605\right)}{\left(\frac{1}{2.25} + 2 \cdot 0.076 \cdot 350 \cdot \frac{1750}{341605}\right)} / 1000 =$$

$$= \boxed{338.97\ kN}$$

Dalla rigidezza a taglio della parete k (uguale a l in caso di pannello con traverso flessibile e uguale a l/2 in caso di traverso rigido), si ricava:

$$M_u = k \cdot V_u = 1750 \cdot 338976 / 1000000 = 593\ kNm$$

e grazie allo stress-block sopra citato e tramite al momento ultimo sopra calcolato si ricaverà:

$$l'=l-2\cdot Mu/N=(4-2\cdot 593.2/341.6)*1000=526.9\ mm$$

che è il valore sopra riportato per il calcolo della f_{vd}.

Inoltre si avrà:

$$M_u=(4000^2\cdot 350\cdot 0.244/2)\cdot(1-0.244/(0.85\cdot 7.2))=655.96\ kNm$$

$$V_{u,pressoflessione}=2\cdot 655.96\ /3.50=374,83\ kN$$

Stato Futuro

num.	N	σ0	fd	fvd	Mu	Vpf	Vsc	Vfd	de	du	Vmin
	kN	N/mm²	N/mm²	N/mm²	kNm	kN	kN	kN	cm	cm	kN
1	169.89	0.1618	7.2	0.171	248.0977	141.7701	148.8806	294.8018	0.0695	2.1	141.7701
2	341.604	0.244	7.2	1.8381	655.9687	374.8392	338.9786	501.6202	0.1096	1.4	338.9786
3	101.954	0.3398	2.5	0.076	42.8244	24.4711	35.6658	45.4922	0.0871	2.1	24.4711
4	107.32	0.1533	7.2	0.171	104.6315	59.7894	73.2714	151.3018	0.059	2.1	59.7894
										∑Vmin.i = Fmod	565.0091

Essendo la rottura a scorrimento la minore, la rottura sarà a taglio e quindi lo spostamento ultimo sarà pari a 0.004·h=1.4cm.

La resistenza della facciata sarà la somma delle singole resistenze dei pannelli.

Allo stato futuro andremo ad aggiungere il contributo del telaio in acciaio, che calcoliamo secondo la formula:

CALCOLO RESISTENZE PIEDRITTO ACCIAIO

Dalle caratteristiche geometriche, statiche ed elasto-meccaniche del telaio in acciaio:

$W_{el,HEA160}$ =220.1 cm³

$M_{Rd}= W_{el}\cdot f_{yk}/\gamma_{M0}$ =22010·275/1.05/1000000 =57.6452 kNm

$h_{piedritto}$ =240 cm

n°piedritti =4

vincolo =inc+cern.

si calcola la forza ultima in base allo schema statico imposto:

$F_{u,Mrd}=4\cdot 2\cdot M_{Rd}/h_p=4\cdot 2\cdot 57.6452\ /2.40$ =192.15 kN

Ma, dagli spostamenti innescati dai pannelli si ritrova che il massimo spostamento attivabile dal pannello risulta 1.4cm e quindi data la rigidezza dei piedritti si ha:

$$F_{u,du}=k_T \cdot s_u=12198\ kN/m \cdot\ 0.014\ m=170.772\ kN$$

E quindi la resistenza ultima massima esplicabile dal telaio in acciaio sarà:

$$F_u=\min\{\ F_{u,Mrd}\ ;\ F_{u,du}\ \}=170.772\ kN$$

La resistenza della facciata nello stato attuale deriva dalla somma delle resistenze di tutti i pannelli, nella fattispecie 580,20 kN. Nello stato futuro la resistenza della facciata invece risulta dalla somma delle resistenze di tutti i pannelli, 565,009 kN più il contributo dato dal telaio in acciaio (170.78 kN).

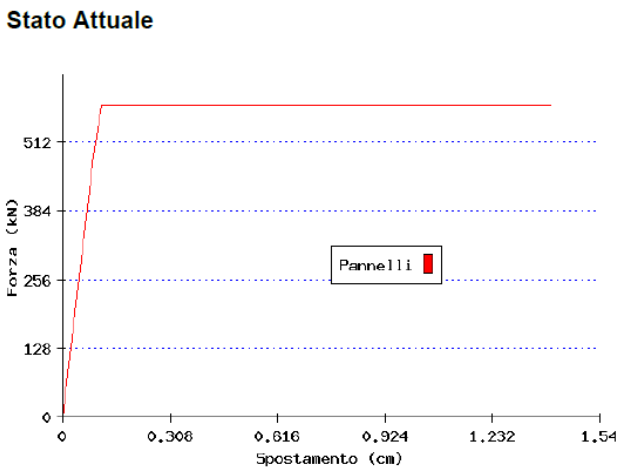
RESISTENZA FACCIATA STATO ATTUALE	580,20 kN
RESISTENZA FACCIATA STATO FUTURO	735,79 kN

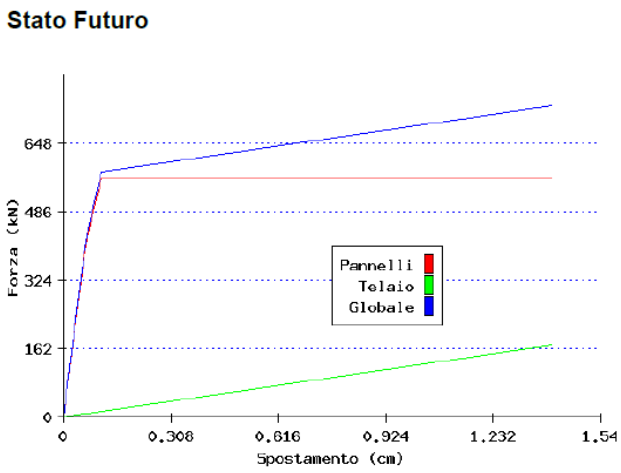
che rispetta quanto riportato in relazione.

Verifica Variazione della Resistenza

Parametro	Fini *kN*	Fr,telaio *kN*	Fmod *kN*	Ffin *kN*	var*
valore	580.2038	170.7854	565.0091	735.7946	26.82

In cascata si ottiene anche il grafico che descrive i vari step di evoluzione a collasso dei pannelli nello stato attuale ed in quello futuro.





La differenza risulta di +26.82% e quindi, avvalendosi degli "*Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti*" della Regione Toscana , secondo cui:

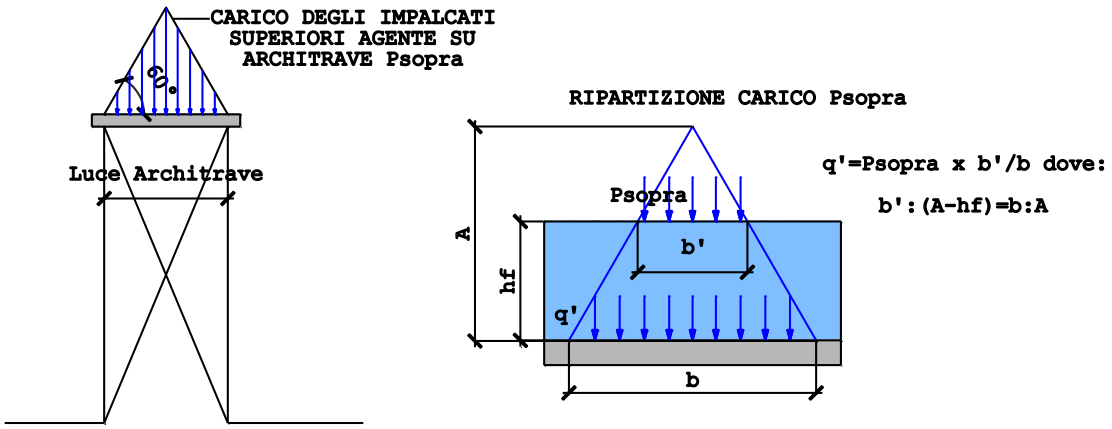
- che la resistenza e la capacità di deformazione, anche in campo plastico, non peggiorino ai fini del comportamento rispetto alle azioni orizzontali. Il taglio ultimo della parete e lo spostamento ultimo dovranno essere non inferiori ai valori dello stato iniziale.

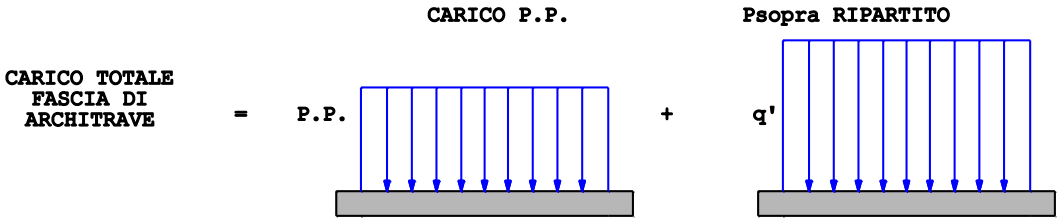
LA RESISTENZA RISULTA VERIFICATA.

VERIFICA ARCHITRAVE

La verifica degli architravi viene effettuata sulla base dei carichi calcolati al paragrafo sollecitazioni pannelli, esclusivamente nello stato futuro, non interessandoci in questo caso il confronto del prima e del dopo ma solo la valenza statica del manufatto. Ogni architrave infatti, come visto, riceve il carico degli impalcati e delle elevazioni soprastanti (nel disegno P_{sopra}.), ai quali inoltre andranno sommati il peso dell'architrave stesso e della fascia muraria che insiste sopra. Ma mentre questi ultimi due carichi vanno riportati interamente come semplice carico distribuito, i carichi derivanti dalla porzione superiore dell'edificio dovranno essere riportati in base alla ripartizione delle tensioni sul traverso (dipende dall'altezza del traverso). Nella fascia soprastante l'apertura infatti si definirà un triangolo equilatero che definisce la distribuzione nella lunghezza dell'apertura del carico gravante sopra.

CARICO ARCHITRAVE





Inoltre, a differenza delle verifiche a rigidezza e resistenza in questo caso le combinazioni di calcolo necessarie alle verifiche sono quelle statiche, SLU per le verifiche a resistenza e SLE c.Rara per le verifiche a deformabilità.

Si esegue come esempio il calcolo dell'architrave di lunghezza 100cm.

Ripercorrendo i passi di calcolo esibiti sopra, ma nelle combinazioni diverse si ha:

CARICO SLU

Calcolo solaio imp.1: $q1°imp=(1.3 \cdot 2.9+1.5 \cdot 2.5+1.5 \cdot 2) \cdot 3 \cdot =31.56$ kN/m

Calcolo solaio imp.2: $q2°imp=(1.3 \cdot 1.5+1.5 \cdot 2.5+1.5 \cdot 2) \cdot 3=26.10$ kN/m

Calcolo murature elev.1: $q1°ele=1.5 \cdot (3.10 \cdot 0.30) \cdot 18 =25.11$ kN/m

Il carico dovuto ai pannelli e solai ai piani superiori allo SLU saranno quindi di:

$Q_{SLU\ sopra} = 31.56 + 26.10 + 25.11 = 82.77$ kN/m

CARICO SLE

Calcolo solaio imp.1: q1°imp=(2.90+2.50+2)·3·=22.20 kN/m

Calcolo solaio imp.2: q2°imp=(1.50+2.50+2)·3=18 kN/m

Calcolo murature elev.1: q1°ele= (3.10·0.30)·18 =16.74 kN/m

Il carico dovuto ai pannelli e solai ai piani superiori allo SLU saranno quindi di:

$Q_{SLE\ sopra}$ = 22.20 + 18 + 16.74 = 56,94 kN/m

Rimane ora da ricavare il triangolo isoscele che definisce la ripartizione del carico.

$h_{triangolo}$=lunghezza/2·tan(60°)= 100/2·1.73=86.60 cm

coeff. di ripartizione carico= ($h_{triangolo}$-$h_{fascia\ di\ architrave}$)/$h_{triangolo}$=0.076

Tale coefficiente permetterà di riportare il carico dei piani superiori direttamente sopra l'architrave tenendo conto dell'andamento triangolare delle tensioni sul traverso. E quindi i carichi saranno:

$Q_{SLU\ sopra}$ = 82.77·0.076=6.31 kN/m

$Q_{SLE\ sopra}$ = 56.94·0.076=4.34 kN/m

Il peso degli architravi sarà:

$Q_{SLU\ P.P.\ ARCHI}$=1.3*2*0.163=0.425 kN/m

$Q_{SLE\ P.P.\ ARCHI}$=2*0.163=0.327 kN/m

Il peso della fascia di architrave nel suo punto di massimo sarà:

$Q_{SLU\ P.P.\ TRAV}$=6.55 kN/m

$Q_{SLE\ P.P.\ TRAV}$=5.04 kN/m

Da cui la somma massima dei carichi.

Q_{SLU} =13.29 kN/m

Q_{SLE} =9.707 kN/m

Nel caso di fasce più larghe che alte verrà tenuto in conto un coefficiente di ripartizione, che riporti il tutto ad un carico equivalente (vedi disegno). Tale fatto verrà tenuto in considerazione nei valori delle azioni e delle deformate calcolate.

Verifica Architrave in acciaio (Stato Futuro)

num.	Li	qslu	qsle	Mslu	Mrd	Vslu	Vrd	frsle	framm	FSflex	FStag	FSdef
	cm	*kN/m*	*kN/m*	*kNm*	*kNm*	*kN*	*kN*	*cm*	*cm*			
1	100	13.29	9.71	-0.93	19.06	5.13	114.32	1.35E-3	0.2	20.53	22.28	148.6
2	180	36.05	25.47	-9.24	19.06	29.59	114.32	0.02	0.36	2.06	3.86	15.94

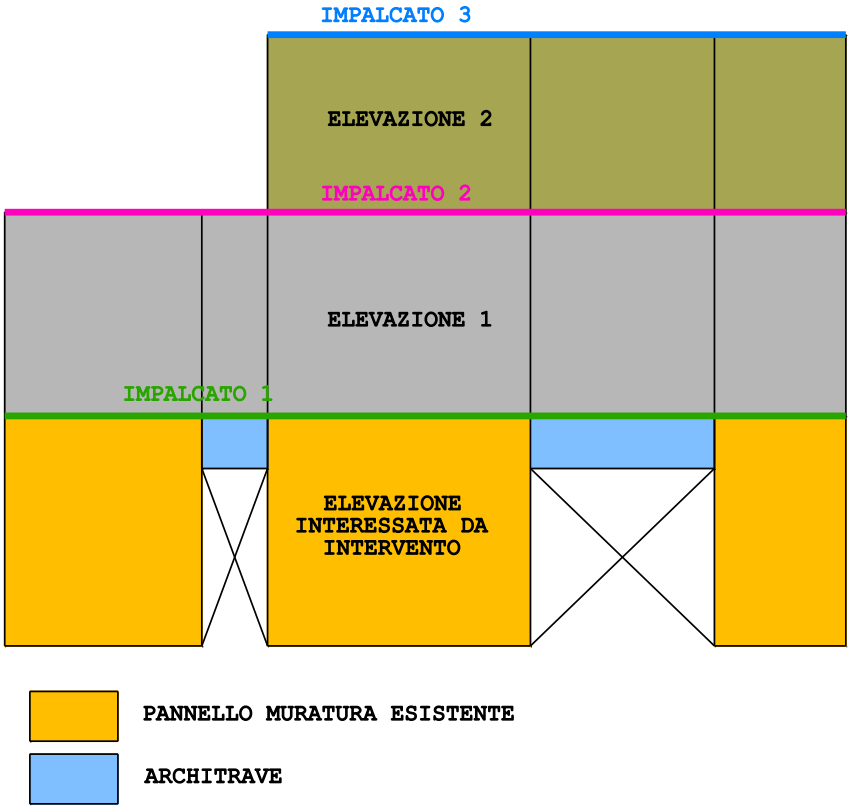
Dati i carichi, si ricaveranno quindi azioni, resistenze (taglio e flessione) e deformate secondo le leggi della scienza delle costruzioni ed in ottemperanza alle NTC 2008.

SCHEMI MODELLAZIONE

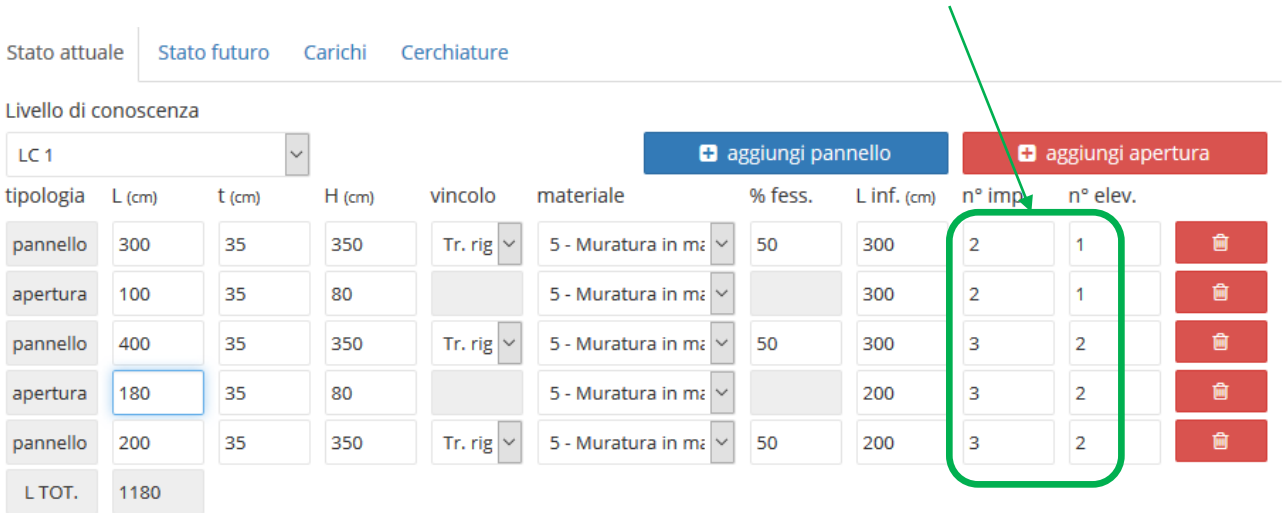
Di seguito una serie di casistiche per mostrare come comportarsi per riportare nel calcolo, e quindi modellare, quella che è la situazione di progetto sulla quale si va ad intervenire.

Le situazioni riportate sono applicabili indifferentemente allo stato di fatto e allo stato futuro.

CASO 1:



Nel layout della geometria, la configurazione *n°imp;n°elev* dovrà essere come sotto riportato:



ed in seguito nella sezione Carichi andrà definito come segue (vedi soprattutto parti cerchiate in verde):

Stato attuale | Stato futuro | Carichi | Cerchiature

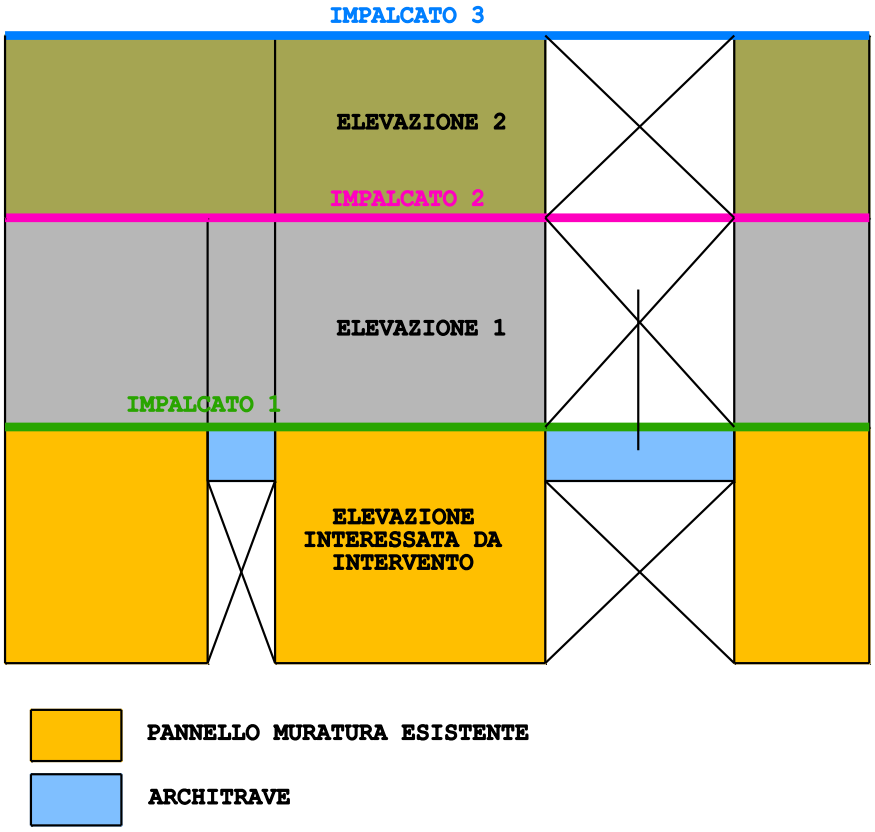
CARICHI SOLAI — aggiungi impalcato

impalcato	QPS (kN/m²)	QPN (kN/m²)	QACC (kN/m²)	categoria
1	0	0	0	Cat.A – Ambienti ad uso residenziale
2	1.5	2.5	2	Cat.A – Ambienti ad uso residenziale
3	1.5	1.5	1.3	Neve (a quota <=1000 m s.l.m.)

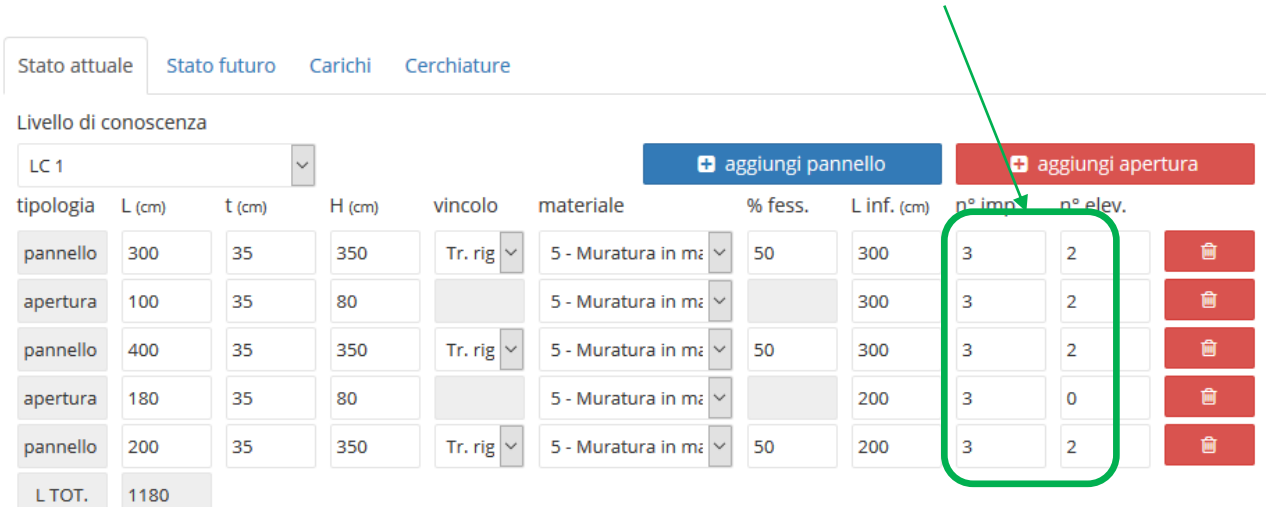
CARICHI MURATURE — aggiungi elevazione

elevazione	altezza (cm)	spessore (cm)	materiale
1	310	30	5 – Muratura in mattoni pieni e malta di calce
2	270	30	7 – Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)

CASO 2:

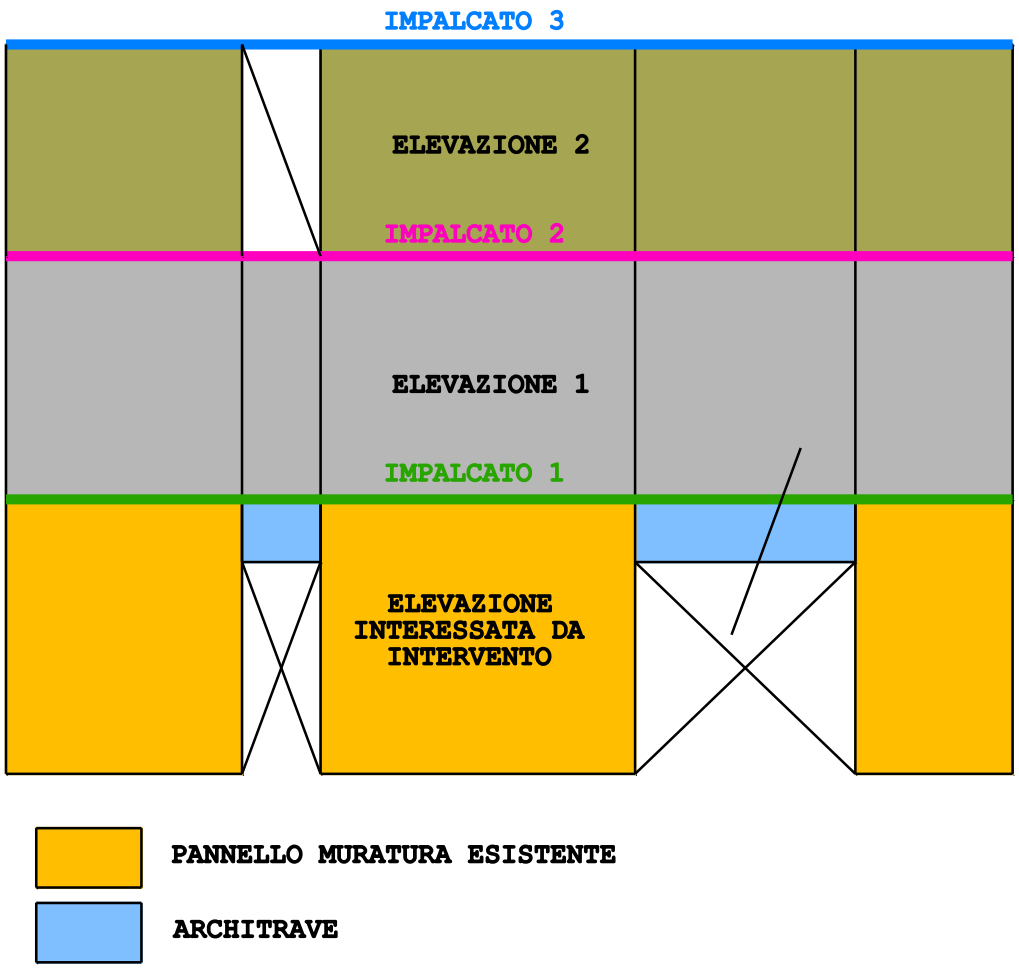


Nel layout della geometria, la configurazione *n°imp;n°elev* dovrà essere come sotto riportato:

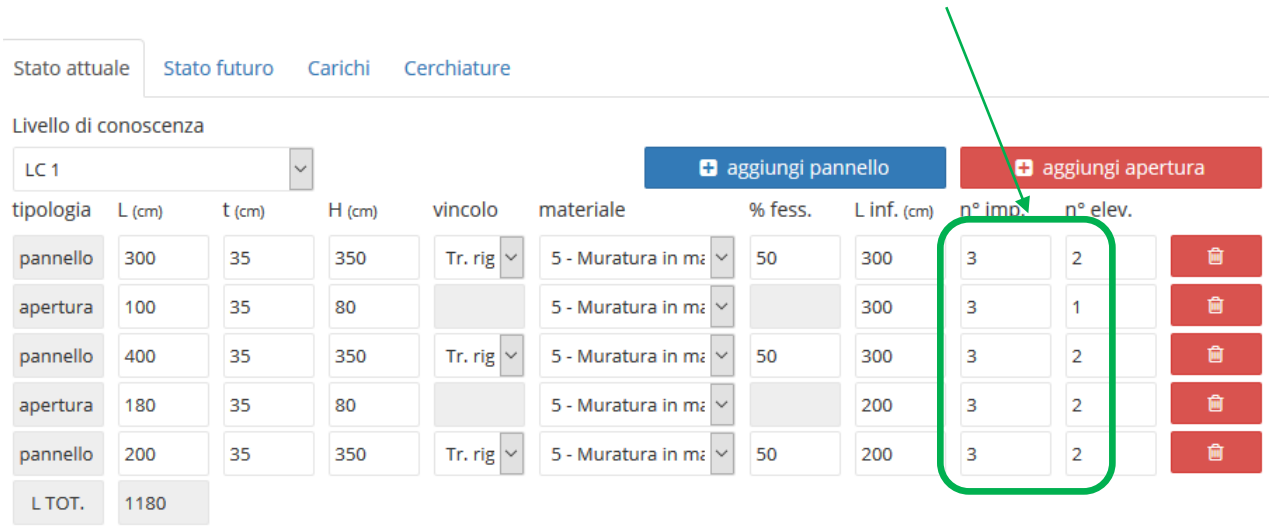


tenendo fede alla stessa configurazione della sezione Carichi del Caso 1.

CASO 3:



Nel layout della geometria, la configurazione *n°imp;n°elev* dovrà essere come sotto riportato:



tipologia	L (cm)	t (cm)	H (cm)	vincolo	materiale	% fess.	L inf. (cm)	n° imp.	n° elev.
pannello	300	35	350	Tr. rig	5 - Muratura in ma	50	300	3	2
apertura	100	35	80		5 - Muratura in ma		300	3	1
pannello	400	35	350	Tr. rig	5 - Muratura in ma	50	300	3	2
apertura	180	35	80		5 - Muratura in ma		200	3	2
pannello	200	35	350	Tr. rig	5 - Muratura in ma	50	200	3	2
L TOT.	1180								

tenendo fede alla stessa configurazione della sezione Carichi del Caso 1.