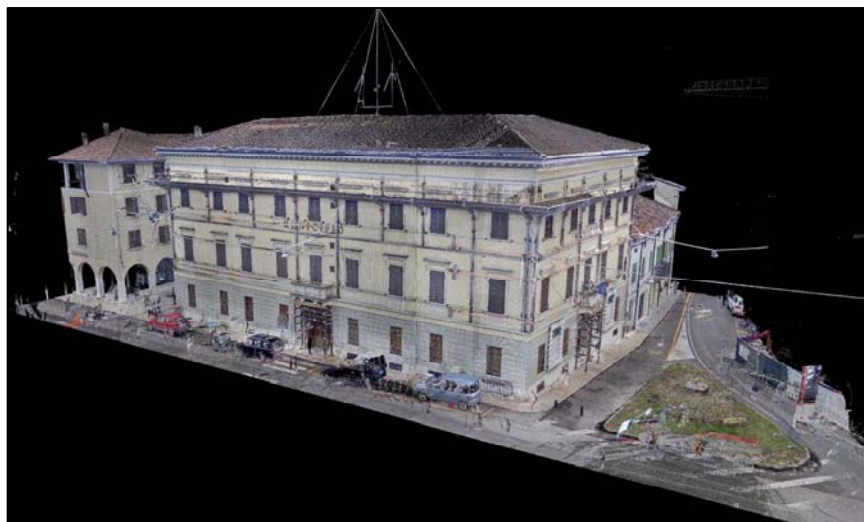




COMUNE DI QUISTELLO



INTERVENTO DI RIPRISTINO DEI DANNI SISMICI,
MIGLIORAMENTO SISMICO, RESTAURO ARCHITETTONICO,
COMPRESI INTERVENTI DI ADEGUAMENTO IMPIANTI ED
EFFICIENTAMENTO ENERGETICO

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO TAV. ST 3D	OPERE STRUTTURALI RELAZIONE DI CALCOLO NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI	SCALA
<i>PROGETTAZIONE</i> <i>ARCH. STEFANO RIGHI</i> <i>ISCRIZIONE ORDINE DEGLI ARCHITETTI DI MANTOVA N. 275</i>		
<i>PROGETTAZIONE STRUTTURE</i> <i>ING. LUCA SIGNORINI</i> <i>ISCRIZIONE ALL'ALBO DEGLI INGEGNERI DI MANTOVA N. 972</i>		
<i>PROGETTAZIONE IMPIANTI MECCANICI</i> <i>ING. PAOLO LOTTI</i> <i>ISCRIZIONE ALL'ALBO DEGLI INGEGNERI DI MANTOVA N. 804</i>		
<i>PROGETTAZIONE IMPIANTI ELETTRICI</i> <i>P.I. ALESSANDRO NEGRINI</i> <i>ISCRIZIONE ALL'ALBO DEI PERITI INDUSTRIALI DI MANTOVA N. 900</i>		
<i>ESECUZIONE DEI RILIEVI</i> GEOGRA <i>via Indipendenza, 106 SERMIDE (MN) 0386-62628 www.geogra.it e-mail: info@geogra.it</i>		IL-RESPONSABILE-DEL-PROCEDIMENTO
DATA 19-12-2016	REVISIONE	ARCHIVIO

OGGETTO

**RECUPERO FUNZIONALE
DELLA RESIDENZA MUNICIPALE DI PIAZZA MATTEOTTI N. 1
A SEGUITO DEI DANNI RIPORTATI CON GLI EVENTI SISMICI DEL 2012**

COMMITTENTE

Comune di Quistello
Piazza Matteotti n. 1, 46026 Quistello (MN)

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI

Borgo Virgilio, 19/12/2016

IL TECNICO

Ing. Luca Signorini

Sommario

Premessa.....	3
A) Dimensionamento dei diaframmi di Palazzo Viani.....	3
A.1) Ancoraggio delle pareti di facciata	4
A.1.1) Ancoraggio a trazione	4
A.1.2) Ancoraggio di barra verticale in sommità alla parete e caricata con taglio fuori piano	4
A.2) Ancoraggio delle pareti interne	5
A.2.1) Ancoraggio di barra infissa orizzontalmente in parete con taglio agente parallelamente alla parete ..	5
A.2.2) Ancoraggio di barra verticale in sommità alla parete e caricata con taglio parallelo alla parete	6
A.3) Tabulati di calcolo degli ancoraggi alle pareti esterne ed interne	7
A.4) Verifica del diaframma di copertura in legno.....	24
A.4.1) Copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione Y	25
A.4.2) Copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione X.....	27
A.4.3) Copertura del sottotetto, compresa tra i nodi 2-3-19-20 e con sisma in direzione Y	29
A.5) Verifica degli elementi lignei del tetto a capriate (zona Sala Consigliare)	31
A.5.1) Verifica del travetto (stato di fatto)	32
A.5.2) Verifica della terza (stato di fatto)	34
A.5.3) Verifica della terza (stato di progetto)	36
A.5.4) Verifica del puntone della capriata (stato di progetto senza rinforzi metallici)	38
A.5.5) Verifica del puntone della capriata (stato di progetto con rinforzi metallici)	41
A.5.6) Verifica del puntone della capriata ribassata (stato di progetto senza rinforzi metallici)	43
A.5.7) Verifica del puntone della capriata ribassata (stato di progetto con rinforzi metallici)	46
A.5.8) Verifica del cantonale (stato di progetto senza rinforzi metallici)	48
A.5.9) Verifica del cantonale (stato di progetto con rinforzi metallici)	50
A.5.10) Verifica del puntone falda est (stato di progetto senza rinforzi metallici)	52
A.6) Verifica degli elementi del tetto in legno lamellare (zona sottotetto abitabile)	55
A.6.1) Verifica del travetto 8x16 cm	55
A.6.2) Verifica della trave di colmo 16x36 cm (tratto nodi 16-17)	57
A.6.3) Verifica della terza 14x36 cm (tratto nodi 16-17)	59
A.6.4) Verifica della trave cantonale 16x50 cm (tratto nodi 1-16)	61
A.6.5) Verifica della trave cantonale 16x60 cm (tratto nodi 25-30)	63
A.7) Dimensionamento dei collegamenti interni ai diaframmi di piano	66
A.7.1) Calcolo delle sollecitazioni applicate	66
A.7.2) Verifica degli ancoraggi al 3° solaio	66
A.7.3) Verifica degli ancoraggi al 2° e 1° solaio	66
B) Dimensionamento elementi della Ex Casa del Custode	71
B.1) Solaio 1 con archivio	71
B.2) Solaio 2 di copertura	74
B.3) Trave di colmo in copertura	77
B.4) Architravi in ferro al 1° solaio tra nodi 34-35	80
B.5) Relazione sulle fondazioni	82
B.6) Verifica del giunto strutturale	89

Premessa

Nel seguito vengono sviluppati i calcoli di dimensionamento e verifica dei nuovi elementi strutturali, previsti nell'ambito del progetto di recupero funzionale della Residenza Municipale di Palazzo Viani ed annessa Ex Casa del Custode (Ex Polizia Locale) in Quistello.

In ciascun capitolo, riferito ad uno specifico elemento strutturale, vengono riportate tutte le necessarie informazioni circa la geometria, i carichi ed i materiali, considerati nello svolgimento delle verifiche strutturali.

L'elenco degli elementi trattati è riportato nel precedente sommario.

A) Dimensionamento dei diaframmi di Palazzo Viani

I diaframmi di piano dei solai intermedi (solaio 1, 2 e 3), per la limitata distanza delle murature di appoggio che individuano le singole stanze (massimo 5-6 m), sono caratterizzati da flessioni e tagli membranali di entità contenuta e, quindi, assorbita dalle strutture dei diaframmi con bassi tassi di lavoro.

Una analoga considerazione può essere fatta per la porzione di copertura del 3° piano mansardato (sottotetto), in cui, la presenza di muri interni riduce la dimensione del singolo diaframma, rendendone quasi superflua la verifica come elemento strutturale.

Diversa appare invece la situazione per la porzione di copertura posta sopra la Sala Consigliare, le cui dimensioni non permettono di considerare le membrane implicitamente verificate.

La realizzazione di una copertura di tipo scatolare, unitamente agli interventi di attivazione dei diaframmi di piano, hanno l'obiettivo di migliorare la risposta d'insieme del fabbricato. Quindi costituiscono un miglioramento di tipo globale e, pertanto, rivestono una funzione preminente nell'ambito del quadro progettuale.

Le falde di copertura vengono a costituire, grazie all'organizzazione interna ed all'efficace collegamento alla muratura, diaframmi in grado di raccogliere l'azione sismica a livello della copertura e di ripartirla fra le pareti resistenti a taglio.

Le pareti caricate dall'azione sismica fuori dal proprio piano vengono vincolate in sommità, con conseguente impedimento dei meccanismi di ribaltamento. Nell'ambito di un edificio di articolazione complessa, con marcate eccentricità delle rigidezze e murature non adeguatamente collegate, la copertura semirigida consente di limitare comportamenti deformativi differenziali.

Il sistema di copertura si compone di:

- sistemazione, regolarizzazione e consolidamento, per conferire maggior compattezza e monoliticità alla sommità della muratura, in cui viene realizzato l'ancoraggio della copertura. In presenza di porzioni sommitali crollate e danneggiate, l'obiettivo, necessario all'efficienza del diaframma di copertura, viene conseguito mediante l'eventuale ricostruzione sommitale, per 3÷4 corsi della muratura danneggiata e consolidamento superficiale mediante rasatura in malta a base di calce idraulica naturale NHL, rinforzata mediante rete metallica in fibra d'acciaio galvanizzato ad alta resistenza (SRG). Ove necessario sarà eseguita inoltre la stilatura dei giunti;
- doppio assito strutturale incrociato costituito da perline di spessore pari 25 mm con giunti di testa in corrispondenza dell'orditura secondaria della copertura, con funzione di irrigidimento. Il secondo assito è posato con inclinazione di circa 45° rispetto al primo e fittamente fissato mediante chiodatura al primo. Il doppio assito, combinato con gli altri interventi, garantisce la ripartizione delle forze sismiche e la rigidezza flessionale fuori dal piano;
- cordolatura di assorbimento e ripartizione delle forze di taglio e trazione, costituita da piatti in acciaio ancorati al doppio assito ed alla muratura;
- piatto sagomato in colmo, ancorato agli assiti di entrambe le falde, con funzione di collegamento delle falde stesse;
- piccola orditura della struttura di copertura, in sostituzione dell'esistente, danneggiata, ammalorata o inadeguata, con funzione di appoggio del doppio assito e di ripartizione delle forze assorbite dal diaframma sulle terzere;
- connessioni dirette fra copertura e muratura mediante barre inserite a forza e a secco in prefori realizzati nella muratura;
- infittimento delle terzere esistenti per ridurre il carico applicato a quelle esistenti;
- rinforzo dei puntoni esistenti, delle capriate e non, mediante accoppiamento con profili metallici.

Il sistema di piano si compone di:

- solette in c.a. esistenti o ricostruite con spessori adeguati ed irrigidite nel piano mediante rasature strutturali rinforzate con rete in fibra di vetro (sulle esistenti) o con rete elettrosaldata in quelle nuove;
- connessioni dirette fra solette di piano e muratura, mediante barre ad aderenza migliorata per c.a., inghisate nelle murature perimetrali mediante colature di malta a base di calce idraulica naturale NHL ed ancorate nelle solette esistenti mediante locale demolizione e ricostruzione delle stesse e saldatura alle armature presenti;

- collegamento dei singoli diaframmi, presenti in ciascun solaio, mediante un reticolo di fasce al carbonio, ancorate alle solette in c.a., atto a garantire la collaborazione d'insieme dei diversi solai;
- per quanto attiene la portata dei solai, non sono previsti interventi in quanto le strutture presenti sono state, in passato, adeguate ai nuovi carichi presenti.

Nell'ambito del quadro complesso degli interventi sopra indicati, riveste una fondamentale importanza il dimensionamento degli ancoraggi tra diaframma e murature, in quanto rappresentano gli elementi essenziali per garantire il trasferimento dei carichi sismici e quindi il funzionamento dei diaframmi stessi.

Come per le verifiche dei meccanismi di collasso, le azioni sollecitanti sono state valutate considerando una distribuzione delle azioni sismiche secondo la distribuzione semplificata che la normativa considera in caso di analisi statica lineare (distribuzione statica equivalente dei carichi sismici).

Per il dettaglio della geometria, dei carichi applicati e della procedura di calcolo, impiegata per la definizione dei carichi sismici, si rimanda alla relazione "ES_3-C SdIP_Relazione di calcolo meccanismi collasso".

Ancora, il calcolo della distribuzione delle azioni sismiche è stato svolto in quattro diverse configurazioni di parete, considerate come casi tipici, dai quali si sono poi estrapolati gli interventi per tutti gli altri ambienti presenti nell'edificio.

Le azioni, così determinate ai diversi livelli di piano, sono state utilizzate per dimensionare i collegamenti a trazione tra le pareti di facciata ed il diaframma (Ancoraggio delle pareti di facciata) e per i collegamenti a taglio tra il diaframma e le pareti interne (Ancoraggio pareti interne).

A.1) Ancoraggio delle pareti di facciata

A.1.1) Ancoraggio a trazione

L'ancoraggio a trazione nei piani intermedi delle pareti di facciata, è stato dimensionato, per ciascun livello, con riferimento al carico sismico F_i riferito ad un metro di parete e considerando sia il contributo della massa della parete che della porzione di solaio di profondità pari a circa metà stanza.

Il carico F_i è stato confrontato con la resistenza del singolo ancoraggio N_d , al fine di valutarne il passo massimo. La resistenza N_d è stata assunta come la minore tra i diversi meccanismi di collasso considerati per l'ancoraggio: $N_d = \min(N_{d1}, N_{d2}, N_{d3})$

- $N_{d1} = A_l \times t_{0d}$: resistenza lato muratura per pull-out dei blocchi
 A_l = superficie laterale della sezione cilindrica media del blocco soggetto a pull-out
 t_{0d} = resistenza a taglio coesiva di progetto della muratura
- $N_{d2} = A_s \times f_{yd}$: resistenza lato acciaio dell'ancoraggio
 A_s = area della sezione dello spinotto di acciaio
 f_{yd} = resistenza di progetto dell'acciaio
- $N_{d3} = A_l \times f_{v0d}$: resistenza lato malta per rottura a taglio all'interfaccia col mattone
 A_l = superficie laterale della sezione cilindrica di malta che avvolge la barra = $\pi \varnothing^2 / 4 \times L$
 \varnothing = diametro del foro di inghisaggio
 L = lunghezza del foro di inghisaggio
 f_{v0d} = resistenza a taglio della malta di inghisaggio

L'ancoraggio è realizzato impiegando barre di armatura per c.a., in quanto ne è prevista la posa in aderenza all'interno delle solette di piano. La barra sarà in acciaio tipo B450C, protetta mediante zincatura a caldo in quanto a contatto con malta a base di calce.

A.1.2) Ancoraggio di barra verticale in sommità alla parete e caricata con taglio fuori piano

Questo ancoraggio è impiegato per il collegamento dei diaframmi di copertura con le pareti di facciata. Il carico sismico sollecitante F_i per metro di parete, è dato dal contributo della massa della parete di facciata, della gronda e da una porzione di copertura di profondità pari a circa metà stanza.

Il carico F_i è stato confrontato con la resistenza del singolo ancoraggio N_d , al fine di valutarne il passo massimo. La resistenza N_d è stata assunta considerando un solo meccanismo di collasso, in quanto considerato il più debole:

- $N_{d1} = A_l \times t_{0d}$: resistenza lato muratura per pull-out dei blocchi
 A_l = superficie laterale aderente del parallelepipedo equivalente al blocco prismatico soggetto a pull-out
 t_{0d} = resistenza a taglio coesiva di progetto della muratura
Si ipotizza che la barra di armatura, sollecitata a taglio trasversale alla parete, possa determinare il distacco di un blocco prismatico di muratura con forma tronco-piramidale. Il blocco avrà base maggiore sulla faccia interna della parete (in direzione della quale agisce l'azione applicata allo spinotto infisso al centro della sezione sommitale della parete stessa), altezza del prisma pari a metà spessore della

parete e base minore posta in corrispondenza dello spinotto a centro parete. La conformazione geometrica del prisma è definita secondo i seguenti parametri:

- angolo di diffusione delle tensioni, dallo spinotto verso la base maggiore, di 60°
- altezza del prisma pari a metà spessore della parete
- base interna (minore) del prisma con $B_{int} = \text{lunghezza del mezzo mattone} = 13 \text{ cm}$ e $H_{int} = \text{altezza valutata in base alla rigidità flessionale dello stesso } h' = 2M_{res}/F_i$ (ipotesi di spinotto con deformazione caratterizzata da un punto di flesso centrale e vincoli di incastro alle estremità della sua lunghezza efficace)
 - $M_{res} = f_y/1.25 \times W$ riferiti allo spinotto metallico in acciaio classe 8.8
 - essendo lo spinotto infisso in mattoni, a seconda della lunghezza h' , si è potuto definire il numero di mattoni coinvolti dallo spinotto nel meccanismo di pull-out. In particolare si è considerato che:

se $h' < 7 \text{ cm}$	→ coinvolti 1 mattone	→	$H_{int} = 5 \text{ cm}$
se $h' > 7 \text{ cm}$	→ coinvolti 2 mattoni	→	$H_{int} = 11 \text{ cm}$
se $h' > 13 \text{ cm}$	→ coinvolti 3 mattoni	→	$H_{int} = 17 \text{ cm}$

Individuate le dimensioni del blocco prismatico, viene definito il parallelepipedo equivalente, di pari altezza, che avrà il lato superiore libero e gli altri tre lati inseriti nella muratura, sui quali si applica l'azione t_{0d} per il calcolo della resistenza dell'ancoraggio.

L'ancoraggio è realizzato impiegando barre lisce in acciaio con resistenza minima in classe 8.8 (rif. per barre filettate ordinarie). La barra dovrà presentare una composizione chimica che ne garantisca la resistenza alla corrosione (acciaio inox), in quanto a contatto con calce e nel rispetto della minima resistenza considerata (ad es. acciaio inox A2-70).

A.2) Ancoraggio delle pareti interne

A.2.1) Ancoraggio di barra infissa orizzontalmente in parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio nei piani intermedi delle pareti di facciata, è stato dimensionato con riferimento al carico sismico F_i riferito al diaframma (stanza) di dimensioni massime: nel caso della parete di spessore 4 teste e 4 livelli, si è considerato un ambiente di dimensioni pari a circa $6.4 \times 5.5 \text{ m}$, con parete esterna di lunghezza 6.4 m e quelle trasversali interne di 5.5 m .

In questo modo è stato possibile valutare, per le quattro tipologie considerate, la peggiore delle situazioni presenti nell'edificio ed estendere i risultati alle altre stanze.

Nel calcolo di F_i si sono considerati i carichi sismici dell'intera parete esterna e dell'intero solaio della stanza.

Il carico F_i è stato confrontato con la resistenza del singolo ancoraggio F_u , al fine di valutarne il passo massimo.

La resistenza F_u è stata assunta come la minore tra i diversi meccanismi di collasso considerati per l'ancoraggio: $F_u = \min(F_{u1}, F_{u2}, F_{u3})$

- $F_{u1} = A_s \times f_y / (1.15 \times \sqrt{3})$: resistenza lato acciaio dell'ancoraggio

A_s = area della sezione dello spinotto di acciaio

f_y = resistenza di snervamento dell'acciaio

1.15 = fattore di sicurezza lato acciaio

$\sqrt{3}$ = coeff. numerico per determinare la resistenza a taglio dell'acciaio

- $F_{u2} = A_l \times f_{v0d}$: resistenza lato malta per schiacciamento della stessa

Nel caso l'ancoraggio della barra venga svolto a secco, si assume che il blocco possa esplicitare una resistenza a schiacciamento, analoga o superiore a quella della malta.

La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione, nella barra metallica, di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio e nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni f_u che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto l_{eff} , che definisce la posizione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio.

Per l'equilibrio alla traslazione, il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a:

$$F_u = f_u \times l_{eff}$$

Considerando le espressioni:

$$f_u = \sigma_{rif} \varnothing = (\alpha f_c) \varnothing$$

$$M_u = 1/2 f_u l_{eff}^2$$

$$M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \varnothing^3$$

si ottiene:

$$F_{u2} = F_u / \gamma = (\alpha f_c) / \gamma \varnothing^2 \sqrt{[1/3 f_y / (\alpha f_c)]}$$

in cui:

γ = 2 coeff. di sicurezza

f_c = resistenza a rottura della malta di inghisaggio

α = 5 coeff. di rifollamento

\varnothing = diametro dello spinotto

f_y = resistenza a snervamento dell'acciaio

- **Fu3 : resistenza lato muratura per scorrimento a taglio dei blocchi ancorati**
L'ancoraggio è previsto con inclinazione di posa di circa 25°. Una tale inclinazione di posa è in grado di garantire l'ancoraggio della barra a due mattoni superficiali i quali, caricati a taglio parallelamente alla giacitura dei letti di malta, tenderanno a scorrere orizzontalmente. I mattoni coinvolti si ipotizzano disposti entrambi parallelamente alla direzione di carico. Questo movimento è ostacolato dalla resistenza coesiva a taglio tra i mattoni caricati ed il resto della muratura che li avvolge e dalla resistenza aschiacciamento che si sviluppa nella testata dei due mattoni.

$$Fu3 = F_{\tau} + F_f = A_l \times t_{0d} + A_b \times f_d$$

in cui:

A_l = superficie laterale aderente dei due mattoni = $2 \times 28 \times 13 + 28 \times 11 = 1036 \text{ cm}^2$

t_{0d} = resistenza a taglio coesiva di progetto della muratura

A_b = superficie di contatto della base dei due mattoni = $11 \times 13 = 143 \text{ cm}^2$

f_d = resistenza a compressione della muratura

Dei tre meccanismi considerati il più conservativo è risultato essere quello relativo alla condizione di schiacciamento della malta di inghisaggio. situazione che è comunque stata accettata in quanto si vuole evitare che lo sbriciolamento della malta determini una parziale inefficacia dei diaframmi.

L'ancoraggio è realizzato impiegando barre di armatura per c.a., in quanto ne è prevista la posa in aderenza all'interno delle solette di piano. La barra sarà in acciaio tipo B450C, protetta mediante zincatura a caldo in quanto a contatto con malta a base di calce.

La malta considerata come riferimento è tipo Basf Albaria.

A.2.2) Ancoraggio di barra verticale in sommità alla parete e caricata con taglio parallelo alla parete

Questo ancoraggio è impiegato per il collegamento dei diaframmi di copertura con le pareti interne.

L'ancoraggio è stato dimensionato con riferimento al carico sismico F_i riferito al diaframma (stanza) di dimensioni massime: nel caso della parete di spessore 4 teste e 4 livelli si è considerato un ambiente di dimensioni pari a circa 6.4 x 5.5 m, con parete esterna di lunghezza 6.4 m e quelle trasversali interne di 5.5 m.

In questo modo è stato possibile valutare, per le quattro tipologie considerate, la peggiore delle situazioni presenti nell'edificio ed estendere i risultati alle altre stanze.

Nel calcolo di F_i si sono considerati i carichi sismici dell'intera parete esterna e dell'intero solaio della stanza.

Il carico F_i è stato confrontato con la resistenza del singolo ancoraggio F_u , al fine di valutarne il passo massimo.

La resistenza F_u è stata assunta come la minore tra i diversi meccanismi di collasso considerati per l'ancoraggio: $F_u = \min(F_{u1}, F_{u2}, F_{u3})$

- $F_{u1} = A_s \times f_y / (1.15 \times \sqrt{3})$: resistenza lato acciaio dell'ancoraggio

A_s = area della sezione dello spinotto di acciaio

f_y = resistenza di snervamento dell'acciaio

1.15 = fattore di sicurezza lato acciaio

$\sqrt{3}$ = coeff. numerico per determinare la resistenza a taglio dell'acciaio

- $F_{u2} = A_l \times f_{v0d}$: resistenza lato malta per schiacciamento della stessa

Nel caso l'ancoraggio della barra venga svolto a secco, si assume che il blocco possa esplicitare una resistenza a schiacciamento, analoga o superiore a quella della malta.

La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione, nella barra metallica, di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio e nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni f_u che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto L_{eff} , che definisce la posizione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio.

Per l'equilibrio alla traslazione, il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a:

$$F_u = f_u \times L_{eff}$$

Considerando le espressioni:

$$f_u = \sigma_{rif} \varnothing = (\alpha f_c) \varnothing$$

$$M_u = 1/2 f_u L_{eff}^2$$

$$M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \varnothing^3$$

si ottiene:

$$F_{u2} = F_u / \gamma = (\alpha f_c) / \gamma \varnothing^2 \sqrt{[1/3 f_y / (\alpha f_c)]}$$

in cui:

γ = 2 coeff. di sicurezza

f_c = resistenza a rottura della malta di inghisaggio

α = 5 coeff. di rifollamento

\varnothing = diametro dello spinotto

f_y = resistenza a snervamento dell'acciaio

- **Fu3 : resistenza lato muratura per scorrimento a taglio dei blocchi ancorati**

L'ancoraggio è previsto verticalmente in testa alla muratura, pertanto il numero di mattoni coinvolti in

profondità dipende dalla rigidità dello spinotto.

Nell'ipotesi di spinotto con deformazione caratterizzata da un punto di flesso centrale e vincoli di incastro alle estremità della sua lunghezza efficace, si ha:

$$M_{res} = f_y / 1.25 \times W \text{ riferiti allo spinotto metallico in acciaio classe 8.8}$$

$$h' = 2M_{res} / F_u$$

a seconda della lunghezza h' , si definisce il numero di mattoni coinvolti dallo spinotto nel meccanismo di scorrimento. In particolare si è considerato che:

$$\text{se } h' < 7 \text{ cm} \rightarrow \text{coinvolto 1 mattone} \rightarrow H_{int} = 5 \text{ cm}$$

$$\text{se } h' > 7 \text{ cm} \rightarrow \text{coinvolti 2 mattoni} \rightarrow H_{int} = 11 \text{ cm}$$

$$\text{se } h' > 13 \text{ cm} \rightarrow \text{coinvolti 3 mattoni} \rightarrow H_{int} = 17 \text{ cm}$$

I mattoni coinvolti si ipotizzano disposti di piatto ed entrambi paralleli alla direzione di carico.

Il movimento dei mattoni è ostacolato dalla resistenza coesiva a taglio tra i mattoni caricati ed il resto della muratura che li avvolge e dalla resistenza a schiacciamento che si sviluppa nella testata dei due mattoni.

$$F_{u3} = F_{\tau} + F_f = A_l \times t_{0d} + A_b \times f_d$$

in cui (considerando coinvolti due mattoni):

$$A_l = \text{superficie laterale aderente dei due mattoni} = 2 \times 28 \times 11 + 28 \times 13 = 980 \text{ cm}^2$$

$$t_{0d} = \text{resistenza a taglio coesiva di progetto della muratura}$$

$$A_b = \text{superficie di contatto della base dei due mattoni} = 11 \times 13 = 143 \text{ cm}^2$$

$$f_d = \text{resistenza a compressione della muratura}$$

Dei tre meccanismi considerati il più conservativo è risultato essere quello relativo alla resistenza a scorrimento dei blocchi, ma con valori molto simili a quelli per schiacciamento della malta.

L'ancoraggio è realizzato impiegando barre lisce in acciaio con resistenza minima in classe 8.8 (rif. per barre filettate ordinarie). La barra dovrà presentare una composizione chimica che ne garantisca la resistenza alla corrosione (acciaio inox), in quanto a contatto con calce e nel rispetto della minima resistenza considerata (ad es. acciaio inox A2-70).

La malta considerata come riferimento è tipo Basf Albaria.

A.3) Tabulati di calcolo degli ancoraggi alle pareti esterne ed interne

Nelle pagine seguenti sono allegati i tabulati di calcolo in cui è stato svolto il dimensionamento degli ancoraggi alle pareti esterne di facciata ed alle pareti trasversali interne, nelle diverse configurazioni dei connettori.

Distribuzione delle masse sismiche in facciata - ZONA 4 LIVELLI SENZA VOLTE

Si considera un tratto di parete piena di lunghezza 1 m.

I parametri sismici e le masse vengono desunti dal foglio di calcolo dei meccanismi di collasso: parete 1-2-3-4

La distribuzione delle masse sismiche viene svolta sulla base di quanto indicato dalle NTC 2008 per le analisi lineari statiche.

I carichi di piano vengono ripartiti sulle murature in base alle arre di influenza, anche in assenza di travi in appoggio.

Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	f_m	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	f_d	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	τ_0	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	τ_{0d}	t/mq	3,0

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	adim.	2

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo	C
Accelerazione a_g (g)	0,1169
Amplificazione F_0 (adim)	2,620
Periodo T^*c (sec)	0,303
Coefficiente S_T (adim)	1,00
Coefficiente S_s (adim)	1,50
Coefficiente S (adim)	1,50
Coefficiente C_c (adim)	1,56
Periodo T_B (sec)	0,157
Periodo T_c (sec)	0,472
Periodo T_D (sec)	2,068
Periodo edificio T_1 (sec)	0,395
$S_d(T_1)$ (g)	0,230
$S_d(T_1)$ (m/sec ²)	2,253

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Analisi carichi gravitazionali e sismici

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale W_i	$W_i \times Z_i$	azione sismica F_i	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	429	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	4,33	1.945	4.628	40264	883	8,700	4,500
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	41942	920	12,850	4,150
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	0,98	1.945	1.044	15451	339	14,800	1,950
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	204	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	480	1.392	5846	128	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	480	1.392	12110	266	8,700	-
P3	Solaio 3	2,90	1,00	1,00	360	1.044	13415	294	12,850	-
P4	Copertura	2,90	1,00	1,00	140	406	6395	140	15,750	-
						18.455	164.299	3.603		

Calcolo dell'azione sismica complessiva

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec ²
W	18455	daN
λ	0,85	
g	9,81	m/sec ²
F_h	3603	daN

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi delle pareti di facciata

				Ancoraggio						
		Z m	Carico Wi daN	Fi daN	Ø mm	L ancor cm	Nd daN	passo max m	passo posa m	sfruttam. %
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	4,200	4.655	429	12	40	1506	2,70	1,25	46,2%
	Solaio 1	4,200	1.392	128						
	Totale		6.047	557						
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	8,700	4.628	883	12	40	1506	1,31	0,9	68,6%
	Solaio 2	8,700	1.392	266						
	Totale		6.020	1.149						
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	12,850	3.264	920	12	40	1506	1,24	0,75	60,5%
	Solaio 3	12,850	1.044	294						
	Totale		4.308	1.214						
P4	Parete spessore 4T - cop.	14,800	1.044	339	18	30	900	1,32	1	76,0%
	Gronda	14,800	630	204						
	Copertura	14,800	406	140						
	Totale		2.080	684						

taglio fuori piano in sommità

Verifica della resistenza dell'ancoraggio a trazione

L'ancoraggio a trazione è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con inclinazione di 20-30° sull'orizzontale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto, cautelativamente, considerando il teorico distacco per "pull-out" di un blocco conico di muratura, la cui altezza è pari alla profondità di infissione dell'ancoraggio, mentre la larghezza della circonferenza di distacco superficiale sarà legata alla profondità di infissione, mediante un angolo di diffusione di 90° costituente l'ampiezza del vertice del cono.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del cilindro "equivalente" di altezza pari a quella del cono e base con diametro dimezzato.

Diametro armatura	Parametri lato muratura						Param. lato acciaio		Nd daN
	L ancor	Diam. cono	Diam. cil.	Sup. cil.	τ_{0d}	Nd1	f _{yd}	Nd2	
mm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²	daN	daN
8	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	1966	1506
10	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	3072	1506
12	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	4423	1506

Dati per verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Diametro foro	L ancor	Sup. ader.	Malta	f _{vk0}	f _{vd0}	Inclinazione	Nd3
mm	cm	cm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	°	daN
20	40	251,2	M15	8	4	20	1069
24	40	301,4	M15	8	4	20	1283
30	40	376,8	M15	8	4	20	1604

Malta tipo BASF Albaria

Sceita del foro e Verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Piano	Ø barra	Ø foro	L ancor	Malta	Nd3	Nd	sfruttam.	Nd x sfrutt.
	mm	mm	cm	-	daN	daN	%	daN
P1	12	24	40,0	M15	1283	1506	46,2%	696
P2	12	24	40,0	M15	1283	1506	68,6%	1034
P3	12	24	40,0	M15	1283	1506	60,5%	911

OK - Nd x sfrutt.<Nd3
OK - Nd x sfrutt.<Nd3
OK - Nd x sfrutt.<Nd3

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente ortogonalmente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica filettata all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il teorico distacco per "espulsione laterale" di un blocco tronco-piramidale in muratura, la cui altezza è pari almeno a metà spessore della parete (distanza dal bordo), la base minore presenta una altezza pari a quella di uno, due o tre mattoni sovrapposti (H interna: legata alla resistenza a flessione della barra metallica ipotizzata con vincolo di doppio incastro in corrispondenza del bullone di ancoraggio ed all'interno della muratura) e base (B interna) pari al lato minore del mattone, mentre la base maggiore deriva da quella minore ipotizzando un angolo di diffusione di 60° misurato sulla parete di distacco del blocco.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del prisma "equivalente" di altezza pari a quella del tronco-piramidale.

Diametro armatura	Dist. bordo	Base minore piramide		Base magg. piramide		Base prisma equival.				Nd
		H interna	B interna	H esterna	B esterna	H	B	Sup. later.	τ_{0d}	
mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN
8	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
10	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
12	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
14	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
16	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
18	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900
20	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900

Barre classe 8.8

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura Hint				
	f _{yd}	W	M _{res}	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio leva max = 2 M _{res} /N _{dm} (schema doppio incastro)		
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	rif. Fi=684	daN	cm	n° mattoni	
8	5192	0,0502	260,8	89,6%	684	0,76	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
10	5192	0,0981	509,5	89,6%	684	1,49	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
12	5192	0,1696	880,4	89,6%	684	2,58	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
14	5192	0,2693	1398,0	89,6%	684	4,09	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
16	5192	0,4019	2086,8	89,6%	684	6,11	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
18	5192	0,5723	2971,2	76,0%	684	8,69	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
20	5192	0,7850	4075,7	76,0%	684	11,92	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi alle pareti interne

		Dimensione stanza				Ancoraggio					
		Largh. Parete	Prof. Stanza	Fi	Fi tot	Taglio Fitot/2	Ø	Fd	n° min.	n° posa	sfruttam.
		m	m	daN	daN	daN	mm	daN			%
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	6,400	-	429	2744	2.150	12	764	2,8	4	70,4%
	Solaio 1	6,400	5,5	128	1556						
	Totale			557	4.301						
							taglio nel piano				
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	6,400	-	883	5652	4.438	12	764	5,8	7	83,0%
	Solaio 2	6,400	5,5	266	3224						
				1.149	8.875						
							taglio nel piano				
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	6,400	-	920	5887	4.729	12	764	6,2	8	77,4%
	Solaio 3	6,400	5,5	294	3571						
				1.214	9.458						
							taglio nel piano				
P4	Parete spessore 4T - cop.	6,400	-	339	2169	1.506	18	2.010	0,7	2	37,5%
	Gronda	6,400	-	204	1309						
	Copertura	6,400	5,5	140	1702						
				684	3.011						
							taglio nel piano in sommità				

taglio nel piano in sommità

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra orizzontale infissa in parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura, previa realizzazione di foro inclinato di circa 20° con diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto $Leff$ che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo Fu , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $Fu = fu \times Leff$. Considerando le espressioni: $fu = \sigma_{rif} \cdot \alpha \cdot fc \cdot \gamma$, $Mu = 1/2 fu Leff^2$, $Mu = Mu_{pl} = 1/6 fy \cdot \delta^3$ si ottiene: $Fd = Fu/\gamma = \alpha \cdot fc/\gamma \cdot \delta^2 \cdot v(1/3 fy/(\alpha \cdot fc))$.

(3) - L'ancoraggio, per la sua dimensione e l'inclinazione di posa, coinvolge, nel meccanismo di resistenza, due mattoni e quindi un prisma di dimensioni: $H = 11$ cm, $B = 28$ cm, $Prof = 13$ cm. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce superiori ed inferiori di dim. 28×13 cm azioni di taglio, mentre sulla base di dim. 13×11 cm azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	fy	γ	Fu1
mm	cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	0,502	4500	1,15	1135
10	0,785	4500	1,15	1773
12	1,130	4500	1,15	2554

Fd = 764 daN**Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio**

		Malta - Basf Albaria		Acciaio			
Diametro armatura	α	fc	fy	Fu/Ø ²	Fu	γ	Fd2
mm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	-	daN
8	5	150	4500	1061	679	2,00	339
10	5	150	4500	1061	1061	2,00	530
12	5	150	4500	1061	1527	2,00	764

Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

		Blocchi		Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			Fd3
n° blocchi coinvolti	H	B	Prof.	Sup.	τ ₀₂	Fτ	Sup.	fd	Ff	
n°	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	cm ²	daN/cm ²	daN	daN
2	11	28	13	1036,00	0,30	311	143,00	12	1716	2027

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa ($\varnothing + 10\text{mm}$) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma = 1,15$ e di v_3 .

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto l_{eff} che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times l_{eff}$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rf} \varnothing = \alpha f_c \varnothing$, $M_u = 1/2 f_u l_{eff}^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \varnothing^3$ si ottiene: $F_d = F_u/\gamma = \alpha f_c/\gamma \varnothing^2 v(1/3 f_y/(\alpha f_c))$.

(3) - L'ancoraggio coinvolge, nella resistenza, uno o due mattoni a seconda della rigidità della barra metallica. Si ipotizza, nella peggiore delle ipotesi, che la barra sia inserita in un mattone con lunghezza orientata parallelamente alla muratura. Quindi il prisma di possibile dislocazione avrà le seguenti dimensioni: $H = 13\text{ cm}$, $B = 28\text{ cm}$, $Prof = 1$ o 2 mattoni. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce laterali ed inferiore azioni di taglio, mentre sulla base di dim. $H \times Prof.$ azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

(1) Resistenza a taglio della barra metallica (classe 8,8)

Diametro armatura	A	f_y	γ	F_{u1}
mm	cm^2	daN/cm^2	-	daN
8	0,502	6450	1,15	1627
10	0,785	6450	1,15	2542
12	1,130	6450	1,15	3660
14	1,539	6450	1,15	4982
16	2,010	6450	1,15	6507
18	2,543	6450	1,15	8236
20	3,140	6450	1,15	10168

Fd Ø18 = 2010 daN

(2) Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Malta - Basf Albaria		Acciaio					
Diametro armatura	α	f_c	f_y	F_u/\varnothing^2	F_u	γ	F_{d2}
mm	-	daN/cm^2	daN/cm^2	daN/cm^2	daN	-	daN
8	5	150	6450	1270	813	2,00	406
10	5	150	6450	1270	1270	2,00	635
12	5	150	6450	1270	1829	2,00	914
14	5	150	6450	1270	2489	2,00	1244
16	5	150	6450	1270	3251	2,00	1625
18	5	150	6450	1270	4114	2,00	2057
20	5	150	6450	1270	5079	2,00	2540

(3) Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

Blocchi				Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			
Diametro armatura	H	B	Prof.	Sup.	τ_{0d}	F_{τ}	Sup.	f_d	F_f	F_{d3}
mm	cm	cm	cm	cm^2	daN/cm^2	daN	cm^2	daN/cm^2	daN	daN
8	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
10	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
12	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
14	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
16	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
18	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010
20	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010

Determinazione del parametro Prof. (numero di mattoni coinvolti nel meccanismo)

Barre classe 8,8		Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura				
Diametro armatura	f_{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = $2 M_{res}/N_{dm}$ (schema doppio incastro)			
mm	daN/cm^2	cm^3	daNcm	%	daN	cm	n° mattoni		
8	5192	0,0502	260,8	77,3%	753	0,69	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
10	5192	0,0981	509,5	77,3%	753	1,35	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
12	5192	0,1696	880,4	77,3%	753	2,34	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
14	5192	0,2693	1398,0	77,3%	753	3,71	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
16	5192	0,4019	2086,8	77,3%	753	5,54	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
18	5192	0,5723	2971,2	37,5%	753	7,89	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11	
20	5192	0,7850	4075,7	37,5%	753	10,83	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11	

Distribuzione delle masse sismiche in facciata - ZONA 4 LIVELLI CON VOLTE

Si considera un tratto di parete piena di lunghezza 1 m.

I parametri sismici e le masse vengono desunti dal foglio di calcolo dei meccanismi di collasso: parete 1-2-3-4

La distribuzione delle masse sismiche viene svolta sulla base di quanto indicato dalle NTC 2008 per le analisi lineari statiche.

I carichi di piano vengono ripartiti sulle murature in base alle arre di influenza, anche in assenza di travi in appoggio.

Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	f_m	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	f_d	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	τ_0	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	τ_{0d}	t/mq	3,0

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	adim.	2

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo	C
Accelerazione a_g (g)	0,1169
Amplificazione F_0 (adim)	2,620
Periodo T^*c (sec)	0,303
Coefficiente S_T (adim)	1,00
Coefficiente S_s (adim)	1,50
Coefficiente S (adim)	1,50
Coefficiente C_c (adim)	1,56
Periodo T_B (sec)	0,157
Periodo T_c (sec)	0,472
Periodo T_D (sec)	2,068
Periodo edificio T_1 (sec)	0,395
$S_d(T_1)$ (g)	0,230
$S_d(T_1)$ (m/sec ²)	2,253

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Analisi carichi gravitazionali e sismici

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale W_i	$W_i \times Z_i$	azione sismica F_i	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	436	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	4,33	1.945	4.628	40264	898	8,700	4,500
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	41942	935	12,850	4,150
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	0,98	1.945	1.044	15451	344	14,800	1,950
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	208	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	680	1.972	8282	185	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	680	1.972	17156	383	8,700	-
P3	Solaio 3	2,90	1,00	1,00	360	1.044	13415	299	12,850	-
P4	Copertura	2,90	1,00	1,00	140	406	6395	143	15,750	-
						19.615	171.781	3.830		

Calcolo dell'azione sismica complessiva

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec ²
W	19615	daN
λ	0,85	
g	9,81	m/sec ²
F_h	3830	daN

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi delle pareti di facciata

					Ancoraggio						
		Z m	Carico Wi daN	Fi daN	Ø mm	Øforo mm	L ancor cm	Nd daN	passo max m	passo pos. sfruttam. m	%
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	4,200	4.655	436	12	24	40	1506	2,43	1,00	41,2%
	Solaio 1	4,200	1.972	185							
	Totale		6.627	621							
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	8,700	4.628	898	12	24	40	1506	1,18	0,75	63,8%
	Solaio 2	8,700	1.972	383							
			6.600	1.280							
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	12,850	3.264	935	12	24	40	1506	1,22	0,60	49,2%
	Solaio 3	12,850	1.044	299							
			4.308	1.234							
P4	Parete spessore 4T - cop.	14,800	1.044	344	14	24	30	900	1,29	0,90	69,5%
	Gronda	14,800	630	208							
	Copertura	14,800	406	143							
			2.080	695							
								taglio fuori piano in sommità			

taglio fuori piano in sommità

Verifica della resistenza dell'ancoraggio a trazione

L'ancoraggio a trazione è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con inclinazione di 20-30° sull'orizzontale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto, cautelativamente, considerando il teorico distacco per "pull-out" di un blocco conico di muratura, la cui altezza è pari alla profondità di infissione dell'ancoraggio, mentre la larghezza della circonferenza di distacco superficiale sarà legata alla profondità di infissione, mediante un angolo di diffusione di 90° costituente l'ampiezza del vertice del cono.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del cilindro "equivalente" di altezza pari a quella del cono e base con diametro dimezzato.

Diametro armatura	Parametri lato muratura						Param. lato acciaio		Nd daN
	L ancor cm	Diam. cono cm	Diam. cil. cm	Sup. cil. cm ²	τ_{0d} daN/cm ²	Nd1 daN	f _{yd} daN/cm ²	Nd2 daN	
8	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	1966	1506
10	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	3072	1506
12	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	4423	1506

Dati per verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Diametro foro	L ancor	Sup. ader.	Malta	f _{vk0}	f _{vd0}	Inclinazione	Nd3
mm	cm	cm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	°	daN
20	40	251,2	M15	8	4	20	1069
24	40	301,4	M15	8	4	20	1283
30	40	376,8	M15	8	4	20	1604

Malta tipo BASF Albaria

Scelta del foro e Verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Piano	Ø barra	Ø foro	L ancor	Malta	Nd3	Nd	sfruttam.	Nd x sfrutt.
	mm	mm	cm	-	daN	daN	%	daN
P1	12	24	40,0	M15	1283	1506	41,2%	621
P2	12	24	40,0	M15	1283	1506	63,8%	960
P3	12	24	40,0	M15	1283	1506	49,2%	741

OK - Nd x sfrutt. < Nd3

OK - Nd x sfrutt. < Nd3

OK - Nd x sfrutt. < Nd3

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente ortogonalmente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica filettata all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il teorico distacco per "espulsione laterale" di un blocco tronco-piramidale in muratura, la cui altezza è pari a metà spessore della parete, la base minore presenta una altezza pari a quella di uno, due o tre mattoni sovrapposti (H interna: legata alla resistenza a flessione della barra metallica ipotizzata con vincolo di doppio incastro in corrispondenza del bullone di ancoraggio ed all'interno della muratura) e base (B interna) pari al lato minore del mattone, mentre la base maggiore deriva da quella minore ipotizzando un angolo di diffusione di 60° misurato sulla parete di distacco del blocco.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del prisma "equivalente" di altezza pari a quella del tronco-piramidale.

Diametro armatura	Dist. bordo	Base minore piramide		Base magg. piramide		Base prisma equival.				
		H interna	B interna	H esterna	B esterna	H	B	Sup. later.	τ_{0d}	Nd
mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN
8	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
10	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
12	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
14	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
16	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
18	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900
20	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900

Barre classe 8.8

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura						
	f _{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 Mres/Ndm	(schema doppio incastro)			
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	%	daN	cm	n° mattoni			
8	5192	0,0502	260,8	82,0%	625	0,83	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5		
10	5192	0,0981	509,5	82,0%	625	1,63	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5		
12	5192	0,1696	880,4	82,0%	625	2,82	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5		
14	5192	0,2693	1398,0	82,0%	625	4,47	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5		
16	5192	0,4019	2086,8	82,0%	625	6,67	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5		
18	5192	0,5723	2971,2	69,5%	625	9,50	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11		
20	5192	0,7850	4075,7	69,5%	625	13,03	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11		

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi alle pareti interne

		Dimensione stanza				Ancoraggio					
		Largh. Parete	Prof. Stanza	Fi	Fi tot	Taglio Fitot/2	Ø	Fd	n° min.	n° posa	sfruttam.
		m	m	daN	daN	daN	mm	daN			%
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	3,300	-	436	1438	1.770	12	764	2,3	4	57,9%
	Solaio 1	3,300	10,0	185	2101						
	Totale			621	3.540						
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	3,300	-	898	2962	3.657	12	764	4,8	8	59,9%
	Solaio 2	3,300	10,0	383	4353						
				1.280	7.315						
P3	Parete spessore 4T - sol. 3	3,300	-	935	3086	3.245	12	764	4,2	10	42,5%
	Solaio 3	3,300	10,0	299	3404						
				1.234	6.489						
P4	Parete spessore 4T - cop.	3,300	-	344	1137	1.916	18	2.010	1,0	3	31,8%
	Gronda	3,300	-	208	686						
	Copertura	6,400	10,0	143	3146						
				695	3.832						
							taglio nel piano in sommità				

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra orizzontale infissa in parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura, previa realizzazione di foro inclinato di circa 20° con diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto $Leff$ che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times Leff$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rif} \cdot \alpha \cdot f_c \cdot \delta$, $M_u = 1/2 f_u Leff^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \delta^3$ si ottiene: $F_d = F_u / \gamma = \alpha f_c / \gamma \delta^2 v(1/3 f_y / (\alpha f_c))$.

(3) - L'ancoraggio, per la sua dimensione e l'inclinazione di posa, coinvolge, nella resistenza, due mattoni e quindi un prisma di dimensioni: H = 11 cm, B = 28 cm, Prof = 13 cm. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce superiori ed inferiori di dim. 28x13 cm azioni di taglio, mentre sulla base di dim. 13 x 11 cm azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	f _{yd}	γ	F _{u1}
mm	cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	0,502	4500	1,15	1135
10	0,785	4500	1,15	1773
12	1,130	4500	1,15	2554

F_d = 764 daN

Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

		Malta - Basf Albaria		Acciaio			
Diametro armatura	α	f _c	f _y	F _{u/δ²}	F _u	γ	F _{d2}
mm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	-	daN
8	-	150	4500	1061	679	2,00	339
10	5	150	4500	1061	1061	2,00	530
12	5	150	4500	1061	1527	2,00	764

Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

		Blocchi		Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			F _{d3}
n° blocchi coinvolti	H	B	Prof.	Sup.	τ _{0d}	F _τ	Sup.	f _d	F _f	
n°	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	cm ²	daN/cm ²	daN	daN
2	11	28	13	1036,00	0,30	311	143,00	12	1716	2027

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa ($\varnothing + 10\text{mm}$) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma = 1,15$ e di v_3 .

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto l_{eff} che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times l_{eff}$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rf} \varnothing = \alpha f_c \varnothing$, $M_u = 1/2 f_u l_{eff}^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \varnothing^3$ si ottiene: $F_d = F_u / \gamma = \alpha f_c / \gamma \varnothing^2 v(1/3 f_y / (\alpha f_c))$.

(3) - L'ancoraggio coinvolge, nella resistenza, uno o due mattoni a seconda della rigidità della barra metallica. Si ipotizza, nella peggiore delle ipotesi, che la barra sia inserita in un mattone con lunghezza orientata parallelamente alla muratura. Quindi il prisma di possibile dislocazione avrà le seguenti dimensioni: $H = 13\text{ cm}$, $B = 28\text{ cm}$, $Prof = 1$ o 2 mattoni. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce laterali ed inferiore azioni di taglio, mentre sulla base di dim. $H \times Prof.$ azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

(1) Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	f_{yd}	γ	F_{u1}
mm	cm^2	daN/cm^2	-	daN
8	0,502	6450	1,15	1627
10	0,785	6450	1,15	2542
12	1,130	6450	1,15	3660
14	1,539	6450	1,15	4982
16	2,010	6450	1,15	6507
18	2,543	6450	1,15	8236
20	3,140	6450	1,15	10168

$F_d \varnothing 18 = 2010\text{ daN}$

(2) Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Malta - Basf Albaria		Acciaio					
Diametro armatura	α	f_c	f_y	F_u / \varnothing^2	F_u	γ	F_{d2}
mm	-	daN/cm^2	daN/cm^2	daN/cm^2	daN	-	daN
8	5	150	6450	1270	813	2,00	406
10	5	150	6450	1270	1270	2,00	635
12	5	150	6450	1270	1829	2,00	914
14	5	150	6450	1270	2489	2,00	1244
16	5	150	6450	1270	3251	2,00	1625
18	5	150	6450	1270	4114	2,00	2057
20	5	150	6450	1270	5079	2,00	2540

(3) Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

Blocchi				Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			
Diametro armatura	H	B	Prof.	Sup.	τ_{0d}	F_{τ}	Sup.	f_d	F_f	F_{d3}
mm	cm	cm	cm	cm^2	daN/cm^2	daN	cm^2	daN/cm^2	daN	daN
8	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
10	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
12	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
14	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
16	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
18	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010
20	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010

Determinazione del parametro Prof. (numero di mattoni coinvolti nel meccanismo)

Barre classe 8.8		Param. lato acciaio		Parametri base minore piramide di rottura				
Diametro armatura	f_{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 Mres/Ndm (schema doppio incastro)		
mm	daN/cm^2	cm^3	daNcm	%	daN	cm	n° mattoni	
8	5192	0,0502	260,8	65,6%	639	0,82	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
10	5192	0,0981	509,5	65,6%	639	1,60	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
12	5192	0,1696	880,4	65,6%	639	2,76	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
14	5192	0,2693	1398,0	65,6%	639	4,38	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
16	5192	0,4019	2086,8	65,6%	639	6,53	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
18	5192	0,5723	2971,2	31,8%	639	9,30	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
20	5192	0,7850	4075,7	31,8%	639	12,76	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11

Distribuzione delle masse sismiche in facciata - ZONA SALA CONSIGLIARE 3 LIVELLI MURO 4 TESTE

Si considera un tratto di parete piena di lunghezza 1 m.

I parametri sismici e le masse vengono desunti dal foglio di calcolo dei meccanismi di collasso: parete 1-2-3-4

La distribuzione delle masse sismiche viene svolta sulla base di quanto indicato dalle NTC 2008 per le analisi lineari statiche.

I carichi di piano vengono ripartiti sulle murature in base alle arre di influenza, anche in assenza di travi in appoggio.

Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	f_m	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	f_d	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	τ_0	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	τ_{0d}	t/mq	3,0

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	adim.	2

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo	C
Accelerazione a_g (g)	0,1169
Amplificazione F_0 (adim)	2,620
Periodo T^*c (sec)	0,303
Coefficiente S_T (adim)	1,00
Coefficiente S_s (adim)	1,50
Coefficiente S (adim)	1,50
Coefficiente C_c (adim)	1,56
Periodo T_B (sec)	0,157
Periodo T_c (sec)	0,472
Periodo T_D (sec)	2,068
Periodo edificio T_1 (sec)	0,395
$S_d(T_1)$ (g)	0,230
$S_d(T_1)$ (m/sec ²)	2,253

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Analisi carichi gravitazionali e sismici

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_i \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale W_i	$W_i \times Z_i$	azione sismica F_i	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	0,55	1,00	4,35	1.945	4.655	19551	430	4,200	4,200
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	0,55	1,00	5,30	1.945	5.671	49338	1085	8,700	4,500
P4	Parete spessore 4T - cop.	0,55	1,00	3,05	1.945	3.264	48307	1062	14,800	6,100
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	205	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	575	1.668	7006	154	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	510	1.479	12867	283	8,700	-
P4	Controsoffitto Sala C.	5,00	1,00	1,00	115	575	8108	178	14,100	-
P4	Copertura	5,00	1,00	1,00	140	700	11025	242	15,750	-
						18.642	165.525	3.640		

Calcolo dell'azione sismica complessiva

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec ²
W	18642	daN
λ	0,85	
g	9,81	m/sec ²
F_h	3640	daN

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi delle pareti di facciata

				Ancoraggio					
		Z	Carico Wi	Fi	Ø	L ancor	Nd	passo max	passo posa sfruttam.
		m	daN	daN	mm	cm	daN	m	m %
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	4,200	4.655	430	12	40	1506	2,58	1
	Solaio 1	4,200	1.668	154					
	Totale		6.323	584					
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	8,700	5.671	1085	12	40	1506	1,10	0,75
	Solaio 2	8,700	1.479	283					
	Totale		7.150	1.368					
P4	Parete spessore 4T - cop.	14,800	3.264	1062	16	30	763	0,45	0,4
	Controsoffitto Sala C.	15,750	575	178					
	Gronda	14,800	630	205					
	Copertura	15,750	700	242					
	Totale		5.169	1.688					

Verifica della resistenza dell'ancoraggio a trazione

L'ancoraggio a trazione è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con inclinazione di 20-30° sull'orizzontale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto, cautelativamente, considerando il teorico distacco per "pull-out" di un blocco conico di muratura, la cui altezza è pari alla profondità di infissione dell'ancoraggio, mentre la larghezza della circonferenza di distacco superficiale sarà legata alla profondità di infissione, mediante un angolo di diffusione di 90° costituente l'ampiezza del vertice del cono.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del cilindro "equivalente" di altezza pari a quella del cono e base con diametro dimezzato.

Diametro armatura	Parametri lato muratura						Param. lato acciaio		Nd
	L ancor	Diam. cono	Diam. cil.	Sup. cil.	τ_{0d}	Nd1	f _{yd}	Nd2	
mm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²	daN	daN
8	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	1966	1506
10	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	3072	1506
12	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	4423	1506

Dati per verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Diametro foro	L ancor	Sup. ader.	Malta	fvk0	fv0d	Inclinazione	Nd3
mm	cm	cm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	°	daN
20	40	251,2	M15	8	4	20	1069
24	40	301,4	M15	8	4	20	1283
30	40	376,8	M15	8	4	20	1604

Malta tipo BASF Albaria

Scelta del foro e Verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Piano	Ø barra	Ø foro	L ancor	Malta	Nd3	Nd	sfruttam.	Nd x sfrutt.
	mm	mm	cm	-	daN	daN	%	daN
P1	12	24	40,0	M15	1283	1506	38,8%	584
P2	12	24	40,0	M15	1283	1506	68,1%	1026

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente ortogonalmente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica filettata all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il teorico distacco per "espulsione laterale" di un blocco tronco-piramidale in muratura, la cui altezza è pari a metà spessore della parete, la base minore presenta una altezza pari a quella di uno, due o tre mattoni sovrapposti (H interna: legata alla resistenza a flessione della barra metallica ipotizzata con vincolo di doppio incastro in corrispondenza del bullone di ancoraggio ed all'interno della muratura) e base (B interna) pari al lato minore del mattone, mentre la base maggiore deriva da quella minore ipotizzando un angolo di diffusione di 60° misurato sulla parete di distacco del blocco.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del prisma "equivalente" di altezza pari a quella del tronco-piramidale.

Diametro armatura	Dist. bordo	Base minore piramide		Base magg. piramide		Base prisma equival.				Nd
		H interna	B interna	H esterna	B esterna	H	B	Sup. later.	τ_{0d}	
mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN
8	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
10	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
12	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
14	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
16	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3	763
18	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900
20	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3	900

Barre classe 8.8

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura					
	f _{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 Mres/Ndm (schema doppio incastro)	n° mattoni		
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	rif. Fi=1688	daN	cm			
8	5192	0,0502	260,8	88,5%	675	0,77	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
10	5192	0,0981	509,5	88,5%	675	1,51	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
12	5192	0,1696	880,4	88,5%	675	2,61	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
14	5192	0,2693	1398,0	88,5%	675	4,14	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
16	5192	0,4019	2086,8	88,5%	675	6,18	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5	
18	5192	0,5723	2971,2	75,0%	675	8,80	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11	
20	5192	0,7850	4075,7	75,0%	675	12,07	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11	

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi alle pareti interne

		Dimensione stanza				Ancoraggio					
		Largh. Parete	Prof. Stanza	Fi	Fi tot	Taglio Fitot/2	Ø	Fd	n° min.	n° posa	sfruttam.
		m	m	daN	daN	daN	mm	daN			%
P1	Parete spessore 4T - sol. 1	6,400	-	430	2752	2.226	12	764	2,9	4	72,9%
	Solaio 1	6,400	5,0	154	1700						
	Totale			584	4.451						
							taglio nel piano				
P2	Parete spessore 4T - sol. 2	6,400	-	1085	6944	5.033	12	764	6,6	8	82,4%
	Solaio 2	6,400	5,0	283	3122						
				1.368	10.066						
							taglio nel piano				
P4	Parete spessore 4T - cop.	13,000	-	1062	13810	4.067	16	973	4,2	7	59,7%
	Gronda	13,000	-	205	2665						
	Controsoffitto Sala C.	13,000	5,0	178	2318						
	Copertura	13,000	5,0	242	3152						
				1.688	8.135						
							taglio nel piano in sommità				

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra orizzontale infissa in parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura, previa realizzazione di foro inclinato di circa 20° con diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto Le_{ff} che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times Le_{ff}$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rf} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{\phi^3}{\alpha} = \frac{1}{2} f_u Le_{ff}^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 f_y \phi^3$ si ottiene: $F_d = F_u / \gamma = \alpha f_c / \gamma \phi^2 v (1/3 f_y / (\alpha f_c))$.

(3) - L'ancoraggio, per la sua dimensione e l'inclinazione di posa, coinvolge, nella resistenza, due mattoni e quindi un prisma di dimensioni: H = 11 cm, B = 28 cm, Prof = 13 cm. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce superiori ed inferiori di dim. 28x13 cm azioni di taglio, mentre sulla base di dim. 13 x 11 cm azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	f _{yd}	γ	F _{u1}
mm	cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	0,502	4500	1,15	1135
10	0,785	4500	1,15	1773
12	1,130	4500	1,15	2554

F_d = 764 daN
Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Malta - Basf Albaria		Acciaio					
Diametro armatura	α	f _c	f _y	F _u /φ ²	F _u	γ	F _{d2}
mm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	-	daN
8	5	150	4500	1061	679	2,00	339
10	5	150	4500	1061	1061	2,00	530
12	5	150	4500	1061	1527	2,00	764

Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

		Blocchi		Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			
n° blocchi coinvolti	H	B	Prof.	Sup.	τ _{0d}	F _t	Sup.	f _d	F _f	F _{d3}
n°	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	cm ²	daN/cm ²	daN	daN
2	11	28	13	1036,00	0,30	311	143,00	12	1716	2027

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro. Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto l_{eff} che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times l_{eff}$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rif} \cdot \phi = \alpha \cdot f_c \cdot \phi$, $M_u = 1/2 \cdot f_u \cdot l_{eff}^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 \cdot f_y \cdot \phi^3$ si ottiene: $F_d = F_u / \gamma = \alpha \cdot f_c / \gamma \cdot \phi^2 \cdot v(1/3 \cdot f_y / (\alpha \cdot f_c))$.

(3) - L'ancoraggio coinvolge, nella resistenza, uno o due mattoni a seconda della rigidità della barra metallica. Si ipotizza, nella peggiore delle ipotesi, che la barra sia inserita in un mattone con lunghezza orientata parallelamente alla muratura. Quindi il prisma di possibile dislocazione avrà le seguenti dimensioni: $H = 13$ cm, $B = 28$ cm, $Prof = 1$ o 2 mattoni. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce laterali ed inferiore azioni di taglio, mentre sulla base di dim. $H \times Prof$. azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

(1) Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	f_{yd}	γ	Fu1
mm	cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	0,502	6450	1,15	1627
10	0,785	6450	1,15	2542
12	1,130	6450	1,15	3660
14	1,539	6450	1,15	4982
16	2,010	6450	1,15	6507
18	2,543	6450	1,15	8236
20	3,140	6450	1,15	10168

Fd Ø18 = 973 daN

(2) Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Diametro armatura	Malta - Basf Albaria			Acciaio			
	α	f_c	f_y	F_u / ϕ^2	F_u	γ	Fd2
mm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN	-	daN
8	5	150	6450	1270	813	2,00	406
10	5	150	6450	1270	1270	2,00	635
12	5	150	6450	1270	1829	2,00	914
14	5	150	6450	1270	2489	2,00	1244
16	5	150	6450	1270	3251	2,00	1625
18	5	150	6450	1270	4114	2,00	2057
20	5	150	6450	1270	5079	2,00	2540

(3) Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

Diametro armatura	Blocchi			Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			Fd3
	H	B	Prof.	Sup.	τ_{0a}	F_{τ}	Sup.	f_d	F_f	
	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	cm ²	daN/cm ²	daN	daN
8	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
10	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
12	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
14	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
16	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
18	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010
20	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010

Determinazione del parametro Prof. (numero di mattoni coinvolti nel meccanismo)

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura				
	f_{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 Mres/Ndm (schema doppio incastro)		
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	%	daN	cm	n° mattoni	
8	5192	0,0502	260,8	59,7%	581	0,90	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
10	5192	0,0981	509,5	59,7%	581	1,75	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
12	5192	0,1696	880,4	59,7%	581	3,03	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
14	5192	0,2693	1398,0	59,7%	581	4,81	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
16	5192	0,4019	2086,8	59,7%	581	7,18	1	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
18	5192	0,5723	2971,2	28,9%	581	10,23	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
20	5192	0,7850	4075,7	28,9%	581	14,03	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11

Distribuzione delle masse sismiche in facciata - ZONA SALA CONSIGLIARE 3 LIVELLI MURO 3 TESTE

Si considera un tratto di parete piena di lunghezza 1 m.

I parametri sismici e le masse vengono desunti dal foglio di calcolo dei meccanismi di collasso: parete 1-2-3-4

La distribuzione delle masse sismiche viene svolta sulla base di quanto indicato dalle NTC 2008 per le analisi lineari statiche.

I carichi di piano vengono ripartiti sulle murature in base alle arre di influenza, anche in assenza di travi in appoggio.

Caratteristiche muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza a compressione media muratura	f_m	t/mq	240
Resistenza a compressione di progetto muratura	f_d	t/mq	120
Resistenza a taglio media muratura	τ_0	t/mq	6
Resistenza a taglio di progetto muratura	τ_{0d}	t/mq	3,0

Coefficienti di sicurezza

Fattore confidenza	FC	adim.	1
Fattore di sicurezza materiale	γ_M	adim.	2

Dati del fabbricato

Fattore di struttura	q	adim.	2,00
Altezza edificio	H	ml	15,75

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali (NTC 2008)**Parametri spettrali da NTC 2008 (SLV)**

Terreno tipo	C
Accelerazione a_g (g)	0,1169
Amplificazione F_0 (adim)	2,620
Periodo T^*c (sec)	0,303
Coefficiente S_T (adim)	1,00
Coefficiente S_s (adim)	1,50
Coefficiente S (adim)	1,50
Coefficiente C_c (adim)	1,56
Periodo T_B (sec)	0,157
Periodo T_c (sec)	0,472
Periodo T_D (sec)	2,068
Periodo edificio T_1 (sec)	0,395
$S_d(T_1)$ (g)	0,230
$S_d(T_1)$ (m/sec ²)	2,253

0,05 edificio con struttura mista o in muratura

Analisi carichi gravitazionali e sismici

$F_i = F_h \times Z_i \times W_i / S(Z_j \times W_j)$		Larghezza	Lunghezza	Altezza	Carico unitario	Carico totale W_i	$W_i \times Z_i$	azione sismica F_i	Z	h
		m	m	m	daN/(u.m.)	daN	daN x m	daN	[m]	[m]
P1	Parete spessore 3T - sol. 1	0,41	1,00	4,35	2.000	3.567	14981,4	328	4,200	4,200
P2	Parete spessore 3T - sol. 2	0,41	1,00	5,30	2.000	4.346	37810	827	8,700	4,500
P4	Parete spessore 3T - cop.	0,41	1,00	3,05	2.000	2.501	37015	809	14,800	6,100
P4	Gronda	1,00	1,00	1,00	630	630	9324	204	14,800	-
P1	Solaio 1	2,90	1,00	1,00	575	1.668	7006	153	4,200	-
P2	Solaio 2	2,90	1,00	1,00	510	1.479	12867	281	8,700	-
P4	Controsoffitto Sala C.	5,00	1,00	1,00	115	575	8108	177	14,100	-
P4	Copertura	5,00	1,00	1,00	140	700	11025	241	15,750	-
						15.466	138.136	3.020		

Calcolo dell'azione sismica complessiva

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g =$$

$S_d(T_1)$	2,25	m/sec ²
W	15466	daN
λ	0,85	
g	9,81	m/sec ²
F_h	3020	daN

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi delle pareti di facciata

				Ancoraggio					
		Z	Carico Wi	Fi	Ø	L ancor	Nd	passo max	passo posa sfruttam.
		m	daN	daN	mm	cm	daN	m	%
P1	Parete spessore 3T - sol. 1	4,200	3.567	328	12	40	1506	3,13	1,25
	Solaio 1	4,200	1.668	153					
	Totale		5.235	481					
P2	Parete spessore 3T - sol. 2	8,700	4.346	827	12	40	1506	1,36	0,9
	Solaio 2	8,700	1.479	281					
	Totale		5.825	1.108					
P3	Parete spessore 3T - cop.	14,800	2.501	809	16	30	900	0,63	0,4
	Controsoffitto Sala C.	15,750	575	177					
	Gronda	14,800	630	204					
	Copertura	15,750	700	241					
	Totale		4.406	1.431					

taglio fuori piano in sommità

Verifica della resistenza dell'ancoraggio a trazione

L'ancoraggio a trazione è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con inclinazione di 20-30° sull'orizzontale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto, cautelativamente, considerando il teorico distacco per "pull-out" di un blocco conico di muratura, la cui altezza è pari alla profondità di infissione dell'ancoraggio, mentre la larghezza della circonferenza di distacco superficiale sarà legata alla profondità di infissione, mediante un angolo di diffusione di 90° costituente l'ampiezza del vertice del cono.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del cilindro "equivalente" di altezza pari a quella del cono e base con diametro dimezzato.

Diametro armatura	Parametri lato muratura						Param. lato acciaio		Nd
	L ancor	Diam. cono	Diam. cil.	Sup. cil.	τ_{0d}	Nd1	f _{yd}	Nd2	
mm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	daN/cm ²	daN	daN
8	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	1966	1506
10	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	3072	1506
12	40	79,9	40,0	5020	0,3	1506	3913	4423	1506

Dati per verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Diametro foro	L ancor	Sup. ader.	Malta	fvk0	fv0d	Inclinazione	Nd3
mm	cm	cm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	°	daN
20	40	251,2	M15	8	4	20	1069
24	40	301,4	M15	8	4	20	1283
30	40	376,8	M15	8	4	20	1604

Malta tipo BASF Albaria

Scelta del foro e Verifica aderenza malta di inghisaggio - muratura

Piano	Ø barra	Ø foro	L ancor	Malta	Nd3	Nd	sfruttam.	Nd x sfrutt.
	mm	mm	cm	-	daN	daN	%	daN
P1	12	24	40,0	M15	1283	1506	39,9%	601
P2	12	24	40,0	M15	1283	1506	66,2%	997

OK - Nd x sfrutt. < Nd3

OK - Nd x sfrutt. < Nd3

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente ortogonalmente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica filettata all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro di diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il teorico distacco per "espulsione laterale" di un blocco tronco-piramidale in muratura, la cui altezza è pari a metà spessore della parete, la base minore presenta una altezza pari a quella di uno, due o tre mattoni sovrapposti (H interna: legata alla resistenza a flessione della barra metallica ipotizzata con vincolo di doppio incastro in corrispondenza del bullone di ancoraggio ed all'interno della muratura) e base (B interna) pari al lato minore del mattone, mentre la base maggiore deriva da quella minore ipotizzando un angolo di diffusione di 60° misurato sulla parete di distacco del blocco.

Il calcolo sarà svolto considerando la resistenza a taglio coesivo che si sviluppa sulla superficie laterale del prisma "equivalente" di altezza pari a quella del tronco-piramidale.

Diametro armatura	Dist. bordo	Base minore piramide		Base magg. piramide		Base prisma equival.			
		H interna	B interna	H esterna	B esterna	H	B	Sup. later.	τ_{0d}
mm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²
8	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3
10	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3
12	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3
14	38	5,0	13,0	27,0	56,9	16	35	2543	0,3
16	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3
18	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3
20	38	11,0	13,0	33,0	56,9	22	35	2999	0,3

Barre classe 8.8

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura				
	f _{yd}	W	M _{res}	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 M _{res} /N _{dm} (schema doppio incastro)	n° mattoni	
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	rif. Fi=1431	daN	cm		
8	5192	0,0502	260,8	75,0%	573	0,91	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
10	5192	0,0981	509,5	75,0%	573	1,78	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
12	5192	0,1696	880,4	75,0%	573	3,08	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
14	5192	0,2693	1398,0	75,0%	573	4,88	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
16	5192	0,4019	2086,8	63,6%	573	7,29	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
18	5192	0,5723	2971,2	63,6%	573	10,38	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
20	5192	0,7850	4075,7	63,6%	573	14,24	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11

Carichi applicati ai diversi livelli e dimensionamento degli ancoraggi alle pareti interne

		Dimensione stanza				Ancoraggio				
		Largh. Parete	Prof. Stanza	Fi	Fi tot	Taglio Fitot/2	Ø	Fd	n° min.	n° posa sfruttam.
		m	m	daN	daN	daN	mm	daN		%
P1	Parete spessore 3T - sol. 1	6,400	-	328	2096	1.893	12	764	2,5	4
	Solaio 1	6,400	5,0	153	1690					
	Totale			481	3.786					
P2	Parete spessore 3T - sol. 2	6,400	-	827	5290	4.197	12	764	5,5	8
	Solaio 2	6,400	5,0	281	3104					
	Totale			1.108	8.394					
P4	Parete spessore 3T - cop.	13,000	-	809	10519	4.044	16	973	4,2	7
	Gronda	13,000	-	204	2650					
	Controsoffitto Sala C.	13,000	5,0	177	2304					
	Copertura	13,000	5,0	241	3133					
	Totale			1.431	8.087					

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra orizzontale infissa in parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura, previa realizzazione di foro inclinato di circa 20° con diametro pari a circa (Ø+10mm) e fissaggio mediante colatura di malta a base di calce.

Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto $Leff$ che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo Fu , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $Fu = fu \times Leff$. Considerando le espressioni: $fu = \sigma_{rf} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D}{\alpha} = \alpha \cdot f_c \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D}{\alpha}$, $Mu = 1/2 fu Leff^2$, $Mu = Mu_{pl} = 1/6 fy \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D^3}{\alpha}$ si ottiene: $Fd = Fu/\gamma = \alpha \cdot f_c/\gamma \cdot \frac{\pi}{4} \cdot \frac{D^3}{\alpha} \cdot v(1/3 fy/(\alpha \cdot f_c))$.

(3) - L'ancoraggio, per la sua dimensione e l'inclinazione di posa, coinvolge, nella resistenza, due mattoni e quindi un prisma di dimensioni: H = 11 cm, B = 28 cm, Prof = 13 cm. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce superiori ed inferiori di dim. 28x13 cm azioni di taglio, mentre sulla base di dim. 13 x 11 cm azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	fyd	γ	Fu1
mm	cm²	daN/cm²	-	daN
8	0,502	4500	1,15	1135
10	0,785	4500	1,15	1773
12	1,130	4500	1,15	2554

Fd = 764 daN
Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Malta - Basf Albaria		Acciaio					
Diametro armatura	α	fc	fy	Fu/Ø²	Fu	γ	Fd2
mm	-	daN/cm²	daN/cm²	daN/cm²	daN	-	daN
8	5	150	4500	1061	679	2,00	339
10	5	150	4500	1061	1061	2,00	530
12	5	150	4500	1061	1527	2,00	764

Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

		Blocchi		Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			
n° blocchi coinvolti	H	B	Prof.	Sup.	τ _{0d}	F _t	Sup.	fd	F _f	Fd3
n°	cm	cm	cm	cm²	daN/cm²	daN	cm²	daN/cm²	daN	daN
2	11	28	13	1036,00	0,30	311	143,00	12	1716	2027

Verifica della resistenza dell'ancoraggio di barra verticale infissa in sommità alla parete con taglio agente parallelamente alla parete

L'ancoraggio a taglio è realizzato mediante l'infissione di una barra metallica all'interno della muratura con andamento verticale, previa realizzazione di foro. Il calcolo della resistenza dell'ancoraggio viene svolto considerando il minor valore fornito da tre diversi meccanismi: (1) resistenza a taglio della barra, (2) resistenza a schiacciamento della malta di inghisaggio e (3) resistenza per dislocazione dei blocchi superficiali con infissa la barra.

(1) - La resistenza a taglio della barra metallica viene definita sulla base della resistenza allo snervamento ridotta del fattore di sicurezza $\gamma=1,15$ e di $v3$.

(2) - La resistenza a schiacciamento della malta viene definita ipotizzando che la barra metallica sia incastrata all'interno della muratura ed all'interno della soletta e che la deformazione per scorrimento relativo delle due strutture determini la formazione nella barra metallica di un punto di flesso con flessione nulla e taglio massimo. Analizzando quanto avviene all'interno dell'ancoraggio, nell'intorno della barra, si individua una distribuzione di tensioni fu che si sviluppa costantemente lungo la barra per un tratto l_{eff} che individua la formazione di una cerniera plastica all'interno dell'ancoraggio. Per equilibrio alla traslazione il carico massimo F_u , trasmesso dalla connessione, sarà pari a $F_u = f_u \times l_{eff}$. Considerando le espressioni: $f_u = \sigma_{rif} \cdot \phi = \alpha \cdot f_c \cdot \phi$, $M_u = 1/2 \cdot f_u \cdot l_{eff}^2$, $M_u = M_{upl} = 1/6 \cdot f_y \cdot \phi^3$ si ottiene: $F_d = F_u / \gamma = \alpha \cdot f_c / \gamma \cdot \phi^2 \cdot v(1/3 \cdot f_y / (\alpha \cdot f_c))$.

(3) - L'ancoraggio coinvolge, nella resistenza, uno o due mattoni a seconda della rigidità della barra metallica. Si ipotizza, nella peggiore delle ipotesi, che la barra sia inserita in un mattone con lunghezza orientata parallelamente alla muratura. Quindi il prisma di possibile dislocazione avrà le seguenti dimensioni: $H = 13$ cm, $B = 28$ cm, $Prof = 1$ o 2 mattoni. Il prisma, caricato dalla connessione, resiste all'azione, sviluppando sulle facce laterali ed inferiore azioni di taglio, mentre sulla base di dim. $H \times Prof$. azioni di compressione. L'insieme di queste risorse determina la resistenza allo scorrimento dei blocchi e quindi la resistenza dell'ancoraggio.

(1) Resistenza a taglio della barra metallica

Diametro armatura	A	f_{yd}	γ	Fu1
mm	cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	0,502	6450	1,15	1627
10	0,785	6450	1,15	2542
12	1,130	6450	1,15	3660
14	1,539	6450	1,15	4982
16	2,010	6450	1,15	6507
18	2,543	6450	1,15	8236
20	3,140	6450	1,15	10168

Fd Ø18 = 973 daN

(2) Resistenza a schiacciamento della malta di ancoraggio

Diametro armatura	Malta - Basf Albaria		Acciaio		γ	Fd2
	α	f_c	f_y	F_u / ϕ^2		
mm	-	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	-	daN
8	5	150	6450	1270	2,00	406
10	5	150	6450	1270	2,00	635
12	5	150	6450	1270	2,00	914
14	5	150	6450	1270	2,00	1244
16	5	150	6450	1270	2,00	1625
18	5	150	6450	1270	2,00	2057
20	5	150	6450	1270	2,00	2540

(3) Resistenza per dislocazione dei blocchi ancorati

Diametro armatura	Blocchi			Taglio facce laterali			Schiacciamento faccia vert.			Fd3
	H	B	Prof.	Sup.	τ_{0a}	F_{τ}	Sup.	f_d	F_f	
	cm	cm	cm	cm ²	daN/cm ²	daN	cm ²	daN/cm ²	daN	
8	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
10	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
12	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
14	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
16	13	28	5	644,00	0,30	193	65,00	12	780	973
18	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010
20	13	28	11	980,00	0,30	294	143,00	12	1716	2010

Determinazione del parametro Prof. (numero di mattoni coinvolti nel meccanismo)

Diametro armatura	Param. lato acciaio			Parametri base minore piramide di rottura				
	f_{yd}	W	Mres	sfruttam.	Nd x sfrutt.	Braccio di leva max = 2 Mres/Ndm (schema doppio incastro)		
mm	daN/cm ²	cm ³	daNcm	%	daN	cm	n° mattoni	
8	5192	0,0502	260,8	59,4%	578	0,90	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
10	5192	0,0981	509,5	59,4%	578	1,76	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
12	5192	0,1696	880,4	59,4%	578	3,05	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
14	5192	0,2693	1398,0	59,4%	578	4,84	1	Coinvolto 1 mattone - H interna = 5
16	5192	0,4019	2086,8	59,4%	578	7,23	1	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
18	5192	0,5723	2971,2	28,7%	578	10,29	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11
20	5192	0,7850	4075,7	28,7%	578	14,11	2	Coinvolti 2 mattoni - H interna = 11

A.4) Verifica del diaframma di copertura in legno

Il dimensionamento della copertura scatolare, di cui sono riportati nel seguito i risultati, comprende l'insieme di verifiche di seguito elencate, con indicazioni del meccanismo soggiacente.

Il piano di copertura è calcolato come trave appoggiata con asse coincidente con la dimensione longitudinale dell'edificio/ambiente ed appoggi in corrispondenza dei lati corti (testate) dello stesso. Il carico distribuito applicato è determinato dalla massa sismica della copertura e di metà delle pareti che costituiscono i ritti del telaio. La massima flessione membranale agente nel piano del diaframma, è scomposta in una coppia di forze contrapposte, di trazione e compressione, concentrate nei cordoli di perimetro. Mentre le reazioni agli appoggi (testate) sono distribuite dai cordoli perimetrali sugli ancoraggi alle murature.

In particolare sono previste le seguenti verifiche:

- verifica della sezione minima del cordolo metallico, considerando la resistenza a trazione dell'acciaio;
- verifica della zona compressa della pennellatura, concentrando le azioni nella zona del cordolo metallico compresso e nella muratura di supporto;
- calcolo dell'interasse minimo fra gli spinotti lungo i lati maggiori tesi, in base al taglio agente corrispondente alle forze sismiche concentrate in gronda (carico delle pareti). Il passo effettivo è scelto in base all'interasse dei travetti, per assicurarne il collegamento alla muratura;
- calcolo dell'interasse minimo dei chiodi in base al flusso di tensioni tangenziali ed alle trazioni applicate, rapportato alla resistenza di progetto a taglio del chiodo;
- verifica dello spessore del diaframma rapportando il flusso massimo di tensioni tangenziali allo spessore e confrontando il risultato con la resistenza a taglio del legno;
- calcolo dell'interasse massimo degli spinotti alle testate, applicando il taglio rapportato alla lunghezza del lato e confrontando il flusso ottenuto con la resistenza a taglio di progetto dello spinotto;
- calcolo della minima lunghezza d'infissione dello spinotto in testata, calcolando la forza di estrazione come componente verticale del taglio agente, rapportata alla forza di trattenuta determinata dal peso del cuneo di muratura in cui lo spinotto è inserito;
- verifica della lunghezza d'infissione per gli spinotti lungo i correnti tesi, in base alle forze di estrazione determinate dalla conformazione geometrica dal telaio resistente, composto dalle falde inclinate e dalle murature di appoggio;
- verifica della deformabilità della struttura considerando il contributo di irrigidimento della sola pannellatura. La deformazione massima della trave equivalente alla copertura è confrontata con il massimo drift di progetto per la muratura pari a $0,003h$, mentre la rotazione massima agli appoggi del diaframma è rapportato alla deformazione compatibile con le strutture murarie, volte o controsoffitti presenti.

Il diaframma di copertura è verificato in tre diverse configurazioni, i cui risultati sono poi stati applicati, per analogia, all'intera copertura. Le porzioni analizzate sono:

- a) copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione Y (lato teso 6-8)
- b) copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione X (lato teso 8-24)
- c) copertura del sottotetto, compresa tra i nodi 2-3-19-20 e con sisma in direzione Y (lato teso 2-3)

Si evidenzia che i valori di dimensionamento sono assunti come valori minimi per assorbire le sollecitazioni agenti e che il particolare contesto o la conformazione locale dell'edificio, nonché l'opportunità di attingere ad adeguati fattori di sicurezza per ciascun meccanismo possono comportare prescrizioni progettuali leggermente difforni dai risultati di calcolo esposti.

A.4.1) Copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione Y

Lato teso tra i nodi 6-8

MATERIALI (DIAFRAMMA IN LEGNO E CHIDI-SPINOTTI IN ACCIAIO)

E_w	3.250,00	Mpa	modulo elastico medio del diaframma in legno
G_w	590,00	Mpa	modulo di taglio medio del diaframma in legno
ρ_k	500,00	kg/m ³	massa volumica media del diaframmano in legno
ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
k_n	1.355,70	Mpa	rigidezza del chiodo
σ_{yd}	120,00	Mpa	massima tensione di progetto ammessa per l'acciaio
f_{yk}	235,00	Mpa	resistenza caratteristica dell'acciaio
γ_s	1,05	-	coefficiente parziale sicurezza acciaio
f_{yd}	223,00	Mpa	resistenza di progetto dell'acciaio

GEOMETRIA E CARICHI

L_x	13,50	m	dimensione longitudinale edificio
L_y	10,40	m	dimensione trasversale edificio
h_1	1,90	m	altezza del colmo dalla gronda
h_3	6,10	m	altezza in gronda
s_m	0,48	m	spessore medio delle pareti
γ_m	18,00	kN/m ³	massa volumica della muratura
α	20,08	°	inclinazione in gradi della copertura
l_{12}	5,54	m	larghezza della singola falda nel suo piano
g_1	1,40	kN/m ²	carico superficiale applicato
$S_{d[g]}/g$	0,20		moltiplicatore sismico di progetto

CALCOLO DEI CORDOLI IN ACCIAIO

p_1	0,48	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulla falda (da distribuz. statica)
p_3	3,86	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulle pareti (da distribuz. statica)
f_{1y}	28,88	KN/m	reazione del vincolo in sommità determinato dalla copertura scatolare
M	657,96	KNm	massimo momento flettente agente sulla copertura
V_1	194,95	KN	massima forza di taglio agli appoggi
F_{13}	63,26	KN	azione assiale nei correnti di gronda
A_{C13}	527,21	mm ²	sezione minima cordoli in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
b_{mincor}	70,00	mm	base minima necessaria del corrente in acciaio

CALCOLO DELL'INTERASSE DEI CONNETTORI E CHIODI, SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

b_{cor}	100,00	mm	basse del corrente in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
I_{cor}	4.266,67	mm ⁴	momento d'inerzia della sezione del corrente
A_{cor}	800,00	mm ²	area della sezione del corrente
ρ_{cor}		mm	raggio d'inerzia della sezione del corrente
v_a	11,76	kN/m	azione di taglio trasferita dalle pareti long. alla copertura
V_{dn}	9,00	kN	resistenza ultima di progetto del piolo
Δx_d	0,75	m	interasse connettori per resistenza ad azioni taglianti
Δx_d	0,40	m	interasse pioli
Δx_n	90,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglianti
Δx_n	80,00	mm	interasse chiodi reale

CALCOLO INTERASSE DEI CHIODI ALLE TESTATE

ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
V_n	1,14	kN	resistenza a taglio della chiodatura (chiodi Ø4 L50 Rothoblaas)
q_1	18,75	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
Δx_n	60,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglianti
Δx_n	60,00	mm	interasse chiodi reale

VERIFICA SPESSORE DIAFRAMMA SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

t_p	40,00	mm	spessore diaframma
$f_{vd,pan}$	1,32	Mpa	resistenza a taglio di progetto del pannello
τ_w	0,47	Mpa	tensione tangenziale massima
	SI		

CALCOLO INTERASSE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

V_{dn}	20,00	kN	resistenza di progetto a taglio del collegamento spinottato
q_1	18,75	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
Δy_n	1,05	m	interasse connettori

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

$q_0 = q_1$	18,75	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
f_z	6,85	kN/m	forza di estrazione al metro (distacco del "flusso" in falda)
l_{inf}	0,79	m	profondità d'infissione minima necessaria
$f_z \times l_{12}$	37,94	kN/m	forza di sollevamento complessiva

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

n_a	2,07	kN/m	forza distribuita di sollevamento
d	0,50	m	lunghezza travetti in appoggio a parete
Wd	0,70	kN/m	peso distribuito scaricato all'appoggio dalla copertura
$l_{inf,lat}$	0,18	m	profondità d'infissione minima necessaria

VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE DELLA COPERTURA SCATOLARE

l_p	120,00	mm	interasse file di chiodi/ancoraggi	n° 3 chiodi/perlina
	40,00	mm	interasse di posa dei chiodi	
t_p	40,00	mm	spessore pannello/perlina	
A_{wn}	1.600,00	mm ²	sezione pannello di pertinenza di un chiodo	
E'_w	50,06	Mpa	modulo elastico equivalente del legno	
G'_w	46,81	Mpa	modulo di taglio equivalente del legno	
J_{id}	3,75E+12	mm ⁴	momento d'inerzia ideale della sezione della pannellatura	
y_e	10,97	mm	massima inflessione del diaframma	
γ'_e	2,58E-03		rotazione agli appoggi del diaframma	
y_{ew}	18,30	mm	0,003 x h_3 - deformazione limite in SLD	
γ'_{ew}	0,30%		0,25-0,50% - rotazione limite allo stato limite di danno	
	SI		verifica di deformazione	
	SI		verifica di rotazione	

La forza di sollevamento complessiva pari a 37.94 kN (3794 daN) risulta, in parte, bilanciata dalla reazione della capriata, richiedendo comunque ancoraggi integrativi.

Reazione della capriata in condizioni sismiche SLV:

$$140 \text{ daN/mq} \times 4.6 \text{ m} \times 5.1 \text{ m} \times 70\% = 2300 \text{ daN}$$

Peso della gronda di pertinenza:

$$630 \text{ daN} \times 0.60 \text{ m(b)} \times 70\% = 265 \text{ daN}$$

Peso totale: $2300 + 265 = 2565 \text{ daN} < 3794 \text{ daN}$ NON VERIFICATO

Occorre prevedere n. 2 ancoraggi integrativi, ai lati degli appoggi delle terze, di profondità minima pari a circa 1.3 m e distanti 60 cm, che determinano una zavorra di:

$$1800 \text{ daN} \times 0.41 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \times (1.3 + 0.60) \text{ m} \times 70\% = 1276 \text{ daN}$$

$$\text{da cui: } 2565 \text{ daN} + 1276 \text{ daN} = 3841 \text{ daN} > 3794 \text{ daN}$$

In alternativa gli ancoraggi possono essere posti ad una distanza reciproca di 1 m e con profondità di 1 m.

A.4.2) Copertura di pertinenza della Sala Consigliare, compresa tra i nodi 6-8-22-24 e con sisma in direzione X

Lato teso tra i nodi 8-24

MATERIALI (DIAFRAMMA IN LEGNO E CHIDI-SPINOTTI IN ACCIAIO)

E_w	3.250,00	Mpa	modulo elastico medio del diaframma in legno
G_w	590,00	Mpa	modulo di taglio medio del diaframma in legno
ρ_k	500,00	kg/m ³	massa volumica media del diaframmano in legno
ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
k_n	1.355,70	Mpa	rigidezza del chiodo
σ_{yd}	120,00	Mpa	massima tensione di progetto ammessa per l'acciaio
f_{yk}	235,00	Mpa	resistenza caratteristica dell'acciaio
γ_s	1,05	-	coefficiente parziale sicurezza acciaio
f_{yd}	223,00	Mpa	resistenza di progetto dell'acciaio

GEOMETRIA E CARICHI

L_x	10,40	m	dimensione longitudinale edificio
L_y	13,50	m	dimensione trasversale edificio
h_1	1,90	m	altezza del colmo dalla gronda
h_3	6,10	m	altezza in gronda
s_m	0,48	m	spessore medio delle pareti
γ_m	18,00	kN/m ³	massa volumica della muratura
α	15,73	°	inclinazione in gradi della copertura
l_{12}	7,01	m	larghezza della singola falda nel suo piano
g_1	1,40	kN/m ²	carico superficiale applicato
$S_{d[g]}/g$	0,20		moltiplicatore sismico di progetto

CALCOLO DEI CORDOLI IN ACCIAIO

p_1	0,48	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulla falda (da distribuz. statica)
p_3	3,86	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulle pareti (da distribuz. statica)
f_{1y}	30,31	KN/m	reazione del vincolo in sommità determinato dalla copertura scatolare
M	409,79	KNm	massimo momento flettente agente sulla copertura
V_1	157,61	KN	massima forza di taglio agli appoggi
F_{13}	30,36	KN	azione assiale nei correnti di gronda
A_{c13}	252,96	mm ²	sezione minima cordoli in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
b_{mincor}	35,00	mm	base minima necessaria del corrente in acciaio

CALCOLO DELL'INTERASSE DEI CONNETTORI SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

b_{cor}	100,00	mm	basse del corrente in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
I_{cor}	4.266,67	mm ⁴	momento d'inerzia della sezione del corrente
A_{cor}	800,00	mm ²	area della sezione del corrente
ρ_{cor}		mm	raggio d'inerzia della sezione del corrente
v_a	11,76	kN/m	azione di taglio trasferita dalle pareti laterali alla copertura
V_{dn}	9,00	kN	resistenza ultima di progetto del piolo
Δx_d	0,75	m	interasse connettori per resistenza ad azioni taglianti
Δx_d	0,40	m	interasse pioli
Δx_n	90,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglianti
Δx_n	60,00	mm	interasse chiodi reale

CALCOLO INTERASSE DEI CHIODI ALLE TESTATE

ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
V_n	1,14	kN	resistenza a taglio della chiodatura (chiodi Ø4 L50 Rothoblaas)
q_1	11,68	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
Δx_n	90,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglianti
Δx_n	80,00	mm	interasse chiodi reale

VERIFICA SPESSORE DIAFRAMMA SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

t_p	40,00	mm	spessore diaframma
$f_{vd,pan}$	1,32	Mpa	resistenza a taglio di progetto del pannello
τ_w	0,29	Mpa	tensione tangenziale massima
	SI		

CALCOLO INTERASSE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

V_{dn}	20,00	kN	resistenza di progetto a taglio del collegamento spinottato
q_1	11,68	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
Δy_n	1,70	m	interasse connettori

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

$q_0 = q_1$	11,68	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
f_z	3,29	kN/m	forza di estrazione al metro (distacco del "flusso" in falda)
l_{inf}	0,38	m	profondità d'infissione minima necessaria
$f_z \times l_{12}$	23,06	kN/m	forza di sollevamento complessiva

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

n_a	0,35	kN/m	forza distribuita di sollevamento
d	0,50	m	lunghezza travetti in appoggio a parete
Wd	0,70	kN/m	peso distribuito scaricato all'appoggio dalla copertura
$l_{inf,lat}$	-0,02	m	profondità d'infissione minima necessaria

VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE DELLA COPERTURA SCATOLARE

l_p	120,00	mm	interasse file di chiodi/ancoraggi	
	40,00	mm	interasse di posa dei chiodi	n° 3 chiodi/perlina
t_p	40,00	mm	spessore pannello/perlina	
A_{wn}	1.600,00	mm ²	sezione pannello di pertinenza di un chiodo	
E'_w	50,06	Mpa	modulo elastico equivalente del legno	
G'_w	46,81	Mpa	modulo di taglio equivalente del legno	
J_{id}	8,20E+12	mm ⁴	momento d'inerzia ideale della sezione della pannellatura	
y_e	3,15	mm	massima inflessione del diaframma	
γ'_e	9,70E-04		rotazione agli appoggi del diaframma	
y_{ew}	18,30	mm	0,003 x h_3 - deformazione limite in SLD	
γ'_{ew}	0,30%		0,25-0,50% - rotazione limite allo stato limite di danno	
	SI		verifica di deformazione	
	SI		verifica di rotazione	

A.4.3) Copertura del sottotetto, compresa tra i nodi 2-3-19-20 e con sisma in direzione Y**Lato teso tra i nodi 2-3****MATERIALI (DIAFRAMMA IN LEGNO E CHIDI-SPINOTTI IN ACCIAIO)**

E_w	3.250,00	Mpa	modulo elastico medio del diaframma in legno
G_w	590,00	Mpa	modulo di taglio medio del diaframma in legno
ρ_k	500,00	kg/m ³	massa volumica media del diaframmano in legno
ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
k_n	1.355,70	Mpa	rigidezza del chiodo
σ_{yd}	120,00	Mpa	massima tensione di progetto ammessa per l'acciaio
f_{yk}	235,00	Mpa	resistenza caratteristica dell'acciaio
γ_s	1,05	-	coefficiente parziale sicurezza acciaio
f_{yd}	223,00	Mpa	resistenza di progetto dell'acciaio

GEOMETRIA E CARICHI

L_x	5,80	m	dimensione longitudinale edificio - corrente teso
L_y	10,40	m	dimensione trasversale edificio
h_1	1,90	m	altezza del colmo dalla gronda
h_3	1,95	m	altezza in gronda
s_m	0,41	m	spessore medio delle pareti
γ_m	18,00	kN/m ³	massa volumica della muratura
α	20,08	°	inclinazione in gradi della copertura
l_{12}	5,54	m	larghezza della singola falda nel suo piano
g_1	1,40	kN/m ²	carico superficiale applicato
$S_{d[g]}/g$	0,20		moltiplicatore sismico di progetto

CALCOLO DEI CORDOLI IN ACCIAIO

p_1	0,48	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulla falda (da distribuz. statica)
p_3	5,54	kN/m ²	carico distribuito orizzontale agente sulle pareti (da distribuz. statica)
f_{1y}	16,15	KN/m	reazione del vincolo in sommità determinato dalla copertura scatolare
M	67,91	KNm	massimo momento flettente agente sulla copertura
V_1	46,84	KN	massima forza di taglio agli appoggi
F_{13}	6,53	KN	azione assiale nei correnti di gronda
A_{C13}	54,42	mm ²	sezione minima cordoli in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
b_{mincor}	10,00	mm	base minima necessaria del corrente in acciaio

CALCOLO DELL'INTERASSE DEI CONNETTORI SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

b_{cor}	100,00	mm	basse del corrente in acciaio
t_{cor}	8,00	mm	spessore del corrente in acciaio
I_{cor}	4.266,67	mm ⁴	momento d'inerzia della sezione del corrente
A_{cor}	800,00	mm ²	area della sezione del corrente
ρ_{cor}		mm	raggio d'inerzia della sezione del corrente
v_a	5,40	kN/m	azione di taglio trasferita dalle pareti laterali alla copertura
V_{dn}	9,00	kN	resistenza ultima di progetto del piolo
Δx_d	1,65	m	interasse connettori per resistenza ad azioni taglienti
Δx_d	1,00	m	interasse pioli
Δx_n	210,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglienti
Δx_n	80,00	mm	interasse chiodi reale

CALCOLO INTERASSE DEI CHIODI ALLE TESTATE

ϕ_{chiodi}	4,00	mm	diametro dei chiodi
V_n	1,14	kN	resistenza a taglio della chiodatura (chiodi Ø4 L50 Rothoblaas)
q_1	4,50	kN/m	flusso di sforzi tangenziali
Δx_n	250,00	mm	interasse chiodi per resistenza ad azioni taglienti
Δx_n	80,00	mm	interasse chiodi reale

VERIFICA SPESSORE DIAFRAMMA SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

t_p	40,00	mm	spessore diaframma
$f_{vd,pan}$	1,32	Mpa	resistenza a taglio di progetto del pannello
τ_w	0,11	Mpa	tensione tangenziale massima
	SI		

CALCOLO INTERASSE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

V_{dn}	20,10	kN	resistenza di progetto a taglio del collegamento spinottato
q_1	4,50	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
Δy_n	4,45	m	interasse connettori

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI A TAGLIO DI COLLEGAMENTO ALLE TESTATE

$q_0 = q_1$	4,50	kN/m	flusso di sforzi tangeziali
f_z	1,65	kN/m	forza di estrazione al metro (distacco del "flusso" in falda)
l_{inf}	0,22	m	profondità d'infissione minima necessaria
$f_z \times l_{12}$	9,12	kN/m	forza di sollevamento complessiva

CALCOLO INFISSIONE CONNETTORI SUI CORRENTI TESI/COMPRESSI

n_a	-0,25	kN/m	forza distribuita di sollevamento
d	0,50	m	lunghezza travetti in appoggio a parete
Wd	0,70	kN/m	peso distribuito scaricato all'appoggio dalla copertura
$l_{inf,lat}$	0,22	m	profondità d'infissione minima necessaria

VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE DELLA COPERTURA SCATOLARE

l_p	120,00	mm	interasse file di chiodi/ancoraggi	n° 2 chiodi/perlina
	60,00	mm	interasse di posa dei chiodi	
t_p	40,00	mm	spessore pannello/perlina	
A_{wn}	2.400,00	mm ²	sezione pannello di pertinenza di un chiodo	
E'_w	33,54	Mpa	modulo elastico equivalente del legno	
G'_w	32,05	Mpa	modulo di taglio equivalente del legno	
J_{id}	3,75E+12	mm ⁴	momento d'inerzia ideale della sezione della pannellatura	
y_e	0,84	mm	massima inflessione del diaframma	
γ'_e	4,56E-04		rotazione agli appoggi del diaframma	
y_{ew}	5,85	mm	0,003 x h_3 - deformazione limite in SLD	
γ'_{ew}	0,30%		0,25-0,50% - rotazione limite allo stato limite di danno	
	SI		verifica di deformazione	
	SI		verifica di rotazione	

A.5) Verifica degli elementi lignei del tetto a capriate (zona Sala Consigliare)

Simboli generali usati per le travi in legno

B = base
H = altezza
L = lunghezza
Area = area della sezione
Vol u.(mc) = volume unitario in metri cubi
peso u. = peso unitario
s.v.u.(mq) = superficie verniciata unitaria
n° = numero di pezzi uguali
p.tot = peso totale
s.v.tot(mq) = superficie verniciata totale
mat = materiale utilizzato

Simboli usati nella verifica delle sezioni in legno metodo DM 08

x = ascissa
M = momento flettente
vf,max = valore di verifica a flessione (fm/fm,d)
Kmod = valore del coefficiente per il calcolo della resistenza di progetto
Gamma = coefficiente parziale di sicurezza del materiale
T = taglio
taud = tensione tangenziale a taglio
vt,max = valore di verifica a taglio (fv/fv,d)
fm,k = resistenza caratteristica a flessione
ft,0,k = resistenza caratteristica per trazione parallela alle fibre
ft,90,k = resistenza caratteristica per trazione ortogonale alle fibre
fc,0,k = resistenza caratteristica per compressione parallela alle fibre
fc,90,k = resistenza caratteristica per compressione ortogonale alle fibre
fv,k = resistenza caratteristica a taglio
E = modulo elastico longitudinale
G = modulo elastico tangenziale
gamma = peso specifico del materiale
alfa = coefficiente di dilatazione termica
f qp = freccia in combinazione quasi permanente
f ra = freccia in combinazione rara
f fr = freccia in combinazione frequente
L/f qp = rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente
L/f ra = rapporto luce su freccia in combinazione quasi permanente
L/f fr = rapporto luce su freccia in combinazione frequente
Kc,90 = moltiplicatore della resistenza per la verifica a compressione dell'appoggio
leff = larghezza efficace per la verifica a compressione dell'appoggio

A.5.1) Verifica del travetto (stato di fatto)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

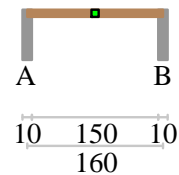
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	200.0	120.0	5.0	190.0	23.0	22.0	95000	5900	0.00039	0.000010

Prospetto trave



■8x8

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 8x8

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	8.0	8.0	4.0	4.0

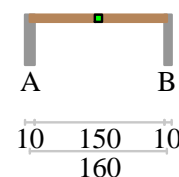
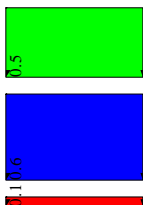
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	160.0	1	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	10.0	0.0000E+00 diretto
2	B	10.0	0.0000E+00 diretto

Schemi di carico



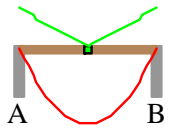
Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
 peso della trave 0.02
 carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
 0.05 0.45 0.55

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	136.1	0.00	128	0.90	1.50	13.2	3.0	0.23
32	3272	0.90	1.50	136.1	0.28	77	0.90	1.50	13.2	1.8	0.14
64	4907	0.90	1.50	136.1	0.42	26	0.90	1.50	13.2	0.6	0.05
96	4907	0.90	1.50	136.1	0.42	-26	0.90	1.50	13.2	0.6	0.05
128	3272	0.90	1.50	136.1	0.28	-77	0.90	1.50	13.2	1.8	0.14
160	0	0.90	1.50	136.1	0.00	-128	0.90	1.50	13.2	3.0	0.23

Valori massimi

x = 80

M = 5112

vf,max = 0.44 < 1 VERIFICATO

x = 160

T = -128

vt,max = 0.227 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	128	13.0	1.23	1.000	0.90	1.50	23.000	13.80
2	128	13.0	1.23	1.000	0.90	1.50	23.000	13.80

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	27	0.217	0.143	0.228
campata n°1	59	0.392	0.259	0.413
campata n°1	91	0.419	0.277	0.441
campata n°1	123	0.289	0.191	0.304
campata n°1	155	0.046	0.030	0.048

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	0.43	374	0.28	566	0.45	355

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	128	6	86	6	64	6	55	6
	2	B	128	6	86	6	64	6	55	6

Il travetto risulta verificato nello stato di fatto, pertanto saranno sostituiti solo gli elementi danneggiati o di dimensioni eccessivamente ridotte.

Nello stato di progetto, con luce dimezzata, la verifica è banalmente soddisfatta.

A.5.2) Verifica della terza (stato di fatto)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

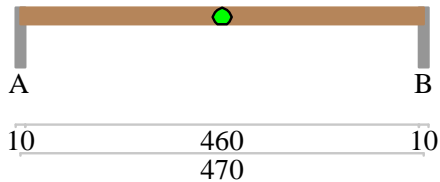
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



Ø20

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°2 Ø20

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	20.0	0.0	10.0	10.0

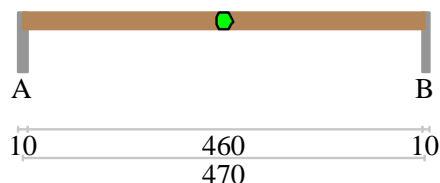
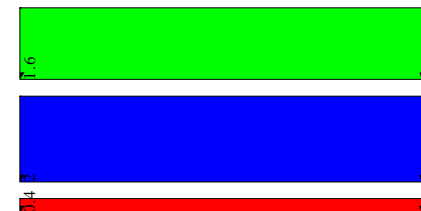
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	470.0	2	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



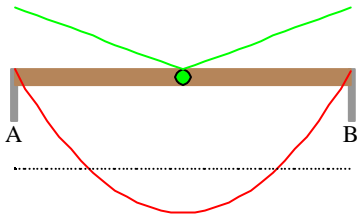
Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
 peso della trave 0.13
 carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
 0.35 1.60 1.95

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1											
x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.00	1399	0.90	1.50	15.0	6.7	0.45
94	105176	0.90	1.50	144.0	0.93	839	0.90	1.50	15.0	4.0	0.27
188	157763	0.90	1.50	144.0	1.39	280	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
282	157763	0.90	1.50	144.0	1.39	-280	0.90	1.50	15.0	1.3	0.09
376	105176	0.90	1.50	144.0	0.93	-839	0.90	1.50	15.0	4.0	0.27
470	0	0.90	1.50	144.0	0.00	-1399	0.90	1.50	15.0	6.7	0.45

Valori massimi
 x = 235
 M = 164337
 vf,max = 1.453 < 1 NON VERIFICATO
 x = 0
 T = 1399
 vt,max = 0.445 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi									
n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d	
1	1399	13.0	8.22	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00	
2	1399	13.0	8.22	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00	

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	78	2.293	1.499	2.409
campata n°1	172	4.148	2.713	4.358
campata n°1	266	4.434	2.900	4.658
campata n°1	360	3.057	1.999	3.212
campata n°1	454	0.482	0.315	0.506

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	4.53	104	2.96	159	4.76	99

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	1399	113	948	113	718	113	627	113
	2	B	1399	113	948	113	718	113	627	113

La terza risulta sotto dimensionata sia staticamente che per quanto riguarda le deformazioni.

Si sceglie di infittire gli elementi portanti esistenti, con riduzione dell'interasse del 50%.

A.5.3) Verifica della terza (stato di progetto)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

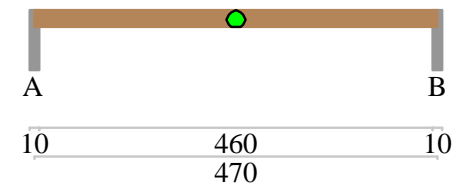
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



Ø20

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°2 Ø20

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	20.0	0.0	10.0	10.0

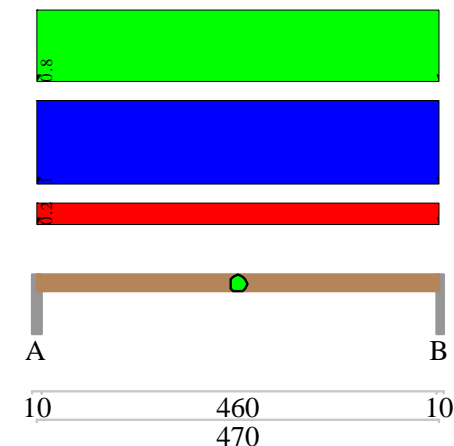
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	470.0	2	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

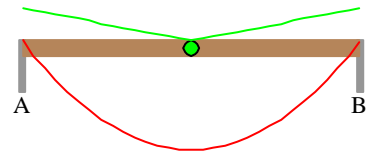
CAMPATA n. 1

peso della trave 0.13

carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
 0.24 0.80 0.95

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.00	731	0.90	1.50	15.0	3.5	0.23
94	54934	0.90	1.50	144.0	0.49	438	0.90	1.50	15.0	2.1	0.14
188	82401	0.90	1.50	144.0	0.73	146	0.90	1.50	15.0	0.7	0.05
282	82401	0.90	1.50	144.0	0.73	-146	0.90	1.50	15.0	0.7	0.05
376	54934	0.90	1.50	144.0	0.49	-438	0.90	1.50	15.0	2.1	0.14
470	0	0.90	1.50	144.0	0.00	-731	0.90	1.50	15.0	3.5	0.23

Valori massimi

x = 235

M = 85834

vf,max = 0.759 < 1 VERIFICATO

x = 470

T = -731

vt,max = 0.233 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	731	13.0	4.29	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
2	731	13.0	4.29	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00

DEFORMATA

campata x f qp(visc.) f ra(elast.) f fr(visc.)

campata n°1	78	1.223	0.789	1.279
campata n°1	172	2.212	1.428	2.314
campata n°1	266	2.364	1.526	2.474
campata n°1	360	1.630	1.052	1.705
campata n°1	454	0.257	0.166	0.269

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	2.42	195	1.56	301	2.53	186

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	731	87	499	87	387	87	342	87
	2	B	731	87	499	87	387	87	342	87

A.5.4) Verifica del puntone della capriata (stato di progetto senza rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

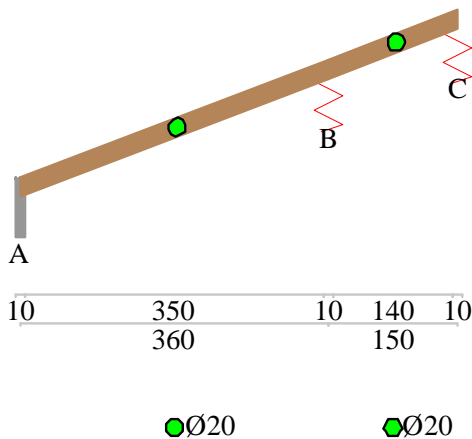
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°2 Ø20

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	20.0	0.0	10.0	10.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

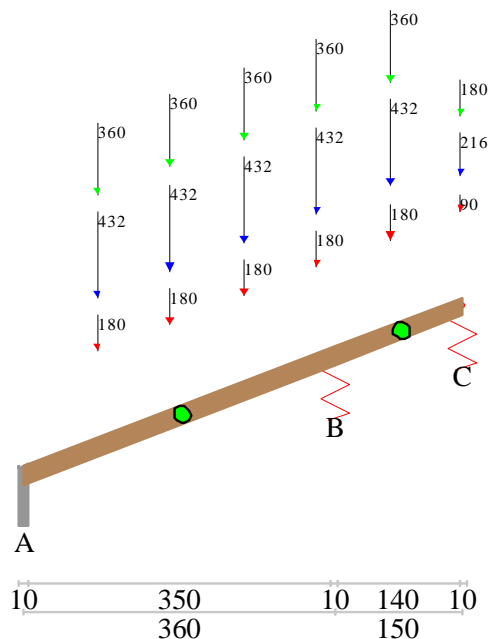
	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	360.0	2	0.0	138.0	0.00
campata n. 2	150.0	2	138.0	196.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	5.0000E+04	diretto
3	C	10.0	6.5000E+04	diretto

Le sollecitazioni in campata sono state calcolate considerando il rilassamento dei nodi sollecitati a momento negativo (appoggio B), valutato mediante la riduzione del 20% del momento negativo stesso.

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

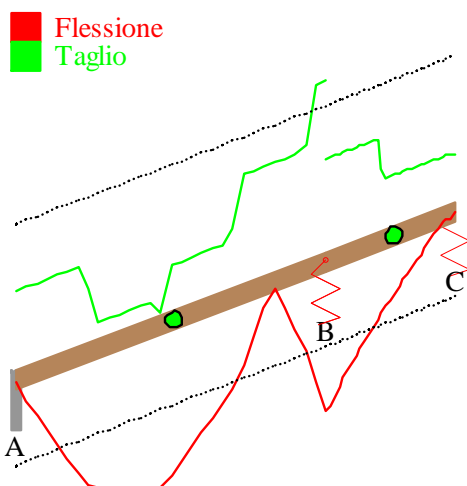
CAMPATA n. 1

peso della trave	0.13					
forza concentrata perm. struttura	180.00	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	180.00		360.00	432.00	170.0	10.0
	180.00		360.00	432.00	340.0	10.0
	180.00		360.00	432.00	85.0	10.0
	180.00		360.00	432.00	255.0	10.0

CAMPATA n. 2

peso della trave	0.13					
forza concentrata perm. struttura	180.00	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	90.00		180.00	216.00	65.0	5.0
					147.0	5.0

VERIFICHE (daN*cm)



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	f _{m,d}	v _{f,max}	T	kmod	gamma	f _{v,d}	taud	v _{t,max}
0	14170	0.90	1.50	144.0	0.13	1722	0.90	1.50	15.0	8.2	0.55
72	150987	0.90	1.50	144.0	1.34	1709	0.90	1.50	15.0	8.2	0.54
144	198409	0.90	1.50	144.0	1.75	369	0.90	1.50	15.0	1.8	0.12
216	160981	0.90	1.50	144.0	1.42	-999	0.90	1.50	15.0	4.8	0.32
288	38703	0.90	1.50	144.0	0.34	-2339	0.90	1.50	15.0	11.2	0.74
360	-189659	0.90	1.50	144.0	1.68	-3679	0.90	1.50	15.0	17.6	1.17

Valori massimi

$x = 168$
 $M = 207203$
 $v_{f,max} = 1.832 < 1$ NON VERIFICATO
 $x = 360$
 $T = -3679$
 $v_{t,max} = 1.171 < 1$ NON VERIFICATO

Campata n° 2

x	M	kmod	gamma	f _{m,d}	v _{f,max}	T	kmod	gamma	f _{v,d}	taud	v _{t,max}
360	-189659	0.90	1.50	144.0	1.68	2008	0.90	1.50	15.0	9.6	0.64
390	-146343	0.90	1.50	144.0	1.29	2002	0.90	1.50	15.0	9.6	0.64
420	-105674	0.90	1.50	144.0	0.93	1997	0.90	1.50	15.0	9.5	0.64
450	-69632	0.90	1.50	144.0	0.62	1091	0.90	1.50	15.0	5.2	0.35
480	-34617	0.90	1.50	144.0	0.31	1087	0.90	1.50	15.0	5.2	0.35
510	10532	0.90	1.50	144.0	0.09	-1007	0.90	1.50	15.0	4.8	0.32

Valori massimi

$x = 360$
 $M = -189659$
 $v_{f,max} = 1.677 < 1$ NON VERIFICATO
 $x = 360$
 $T = 2008$
 $v_{t,max} = 0.639 < 1$ VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac _{90,d}	Kc ₉₀	Kmod	Gamma	fc _{90,k}	Kc ₉₀ *fc _{90,d}
1	1844	13.0	10.83	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
2	6092	16.0	29.09	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
3	1080	13.0	6.34	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	60	1.460	0.943	1.536
campata n°1	132	2.557	1.654	2.694
campata n°1	204	2.557	1.658	2.707
campata n°1	276	1.595	1.043	1.713
campata n°1	348	0.308	0.215	0.376
campata n°2	380	0.090	0.076	0.147
campata n°2	410	0.090	0.076	0.141
campata n°2	440	0.086	0.072	0.128
campata n°2	470	0.061	0.051	0.094
campata n°2	500	0.022	0.022	0.044

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	2.70	143	1.75	220	2.85	135
campata n°2	0.11	1528	0.08	1928	0.17	969

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
1	A	1844	217	1261	228	985	233	874	235	
2	B	6092	815	4170	815	3255	815	2889	815	
3	C	1080	-1071	687	-681	500	-495	425	-421	

La prima campata, come l'appoggio intermedio, non risulta verificati.

Considerando inoltre che le travi appaiono esili e con difetti dovuti alla non regolarità della sezione ed alla presenza di irregolarità insite nel materiale (crepe e nodi), si è optato per il rinforzo degli elementi mediante accoppiamento con profili metallici.

A.5.5) Verifica del puntone della capriata (stato di progetto con rinforzi metallici)

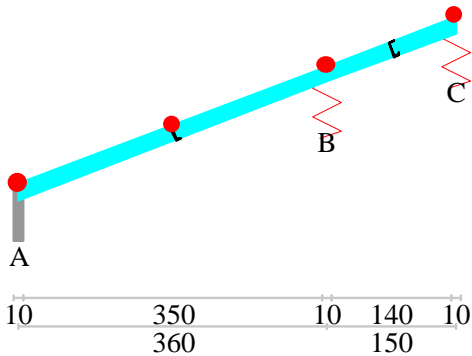
Si considerano resistenti i soli profili metallici (n. 2 x UPN180), su cui si applicano tutti i carichi presenti in copertura, a meno del peso proprio della capriata.

Il calcolo è riferito ad un solo profilo con carichi dimezzati.

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto

Materiale: S235

Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	UPN180	28	1355	151	179	12

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	360.0	1	0.0	138.0	0.00
campata n. 2	150.0	1	138.0	196.0	0.00

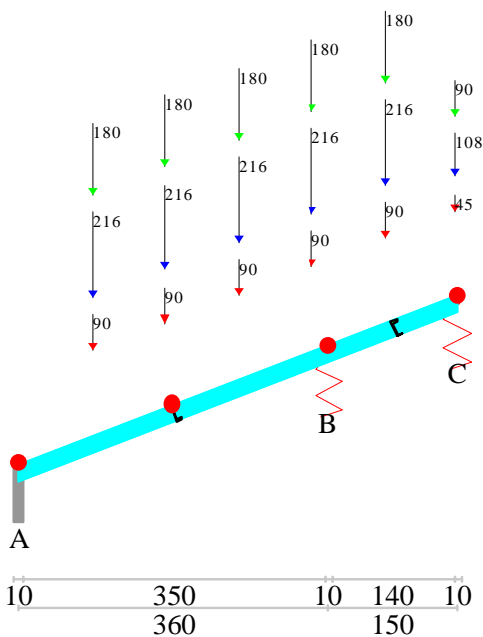
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	5.0000E+04	diretto
3	C	10.0	6.5000E+04	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	0.22					
forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	90.00		180.00	216.00	170.0	10.0
	90.00		180.00	216.00	85.0	10.0
	90.00		180.00	216.00	255.0	10.0
	90.00		180.00	216.00	340.0	10.0

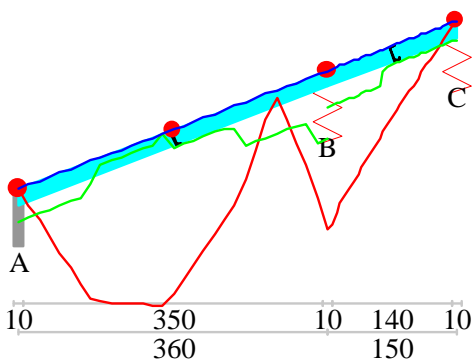
CAMPATA n. 2

peso della trave	0.22					
forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	90.00		180.00	216.00	65.0	10.0
	45.00		90.00	108.00	147.0	5.0

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	1	180.0
3	2	0.0
4	2	150.0

VERIFICHE



Verifica asta 1

campata n°1

classe peggiore 1

X	MED	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	905	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
72	69013	401231	1	0.000	885	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
144	94491	401231	1	0.000	200	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
216	76434	401231	1	0.000	497	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
288	14843	401231	1	0.000	1182	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
360	-91317	401231	1	0.000	1866	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

campata n°2

classe peggiore 1

X	MED	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
360	-91317	401231	1	0.000	997	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
390	-70246	401231	1	0.000	989	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
420	-50420	401231	1	0.000	980	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
450	-33056	401231	1	0.000	523	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
480	-16355	401231	1	0.000	516	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
510	0	0	0	0.000	513	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi

Asta sottoutilizzata

Flessione

X = 168
 MED 99230
 Mc,Rd 401231 VERIFICATO
 Classe 1
 Ro 0

Taglio

X = 360
 VEd 1866
 Vc,Rd 18967 VERIFICATO

DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr
campata n°1	60	0.11	0.16	0.13
campata n°1	132	0.20	0.28	0.22
campata n°1	204	0.20	0.29	0.23
campata n°1	276	0.14	0.20	0.15
campata n°1	348	0.04	0.06	0.05
campata n°2	380	0.03	0.04	0.03
campata n°2	410	0.02	0.03	0.02
campata n°2	440	0.02	0.03	0.02
campata n°2	470	0.01	0.02	0.01
campata n°2	500	0.01	0.01	0.01

Valori massimi

campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.21	1830	0.30	1277	0.24	1628
campata n°2	0.03	5442	0.04	3817	0.03	4852

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	970	136	666	141	525	144	469	145
	2	B	3068	459	2106	459	1657	459	1478	459
	3	C	550	-501	350	-314	256	-227	218	-192

A.5.6) Verifica del puntone della capriata ribassata (stato di progetto senza rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

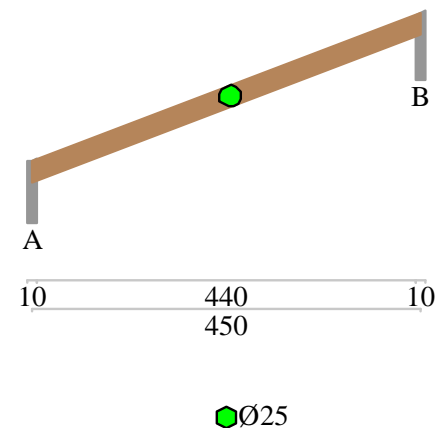
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°3 Ø25	elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
-----------------	-------	-------	-------	----	----

1 25.0 0.0 12.5 12.0

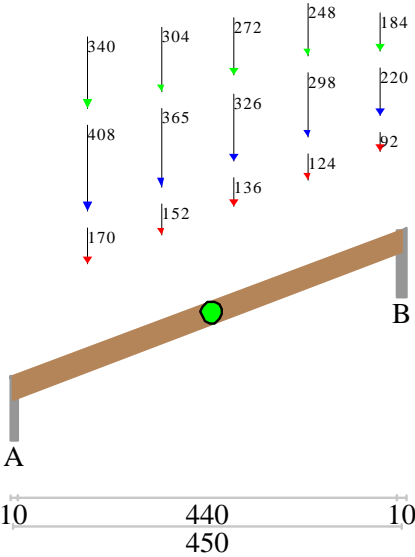
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	450.0	3	0.0	172.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



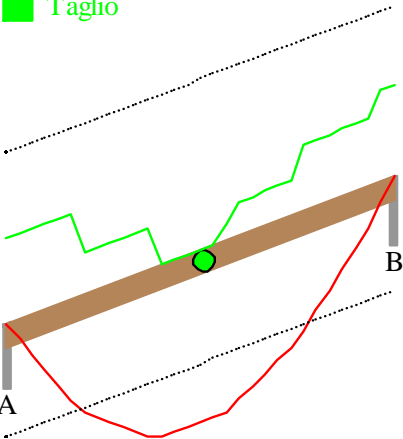
Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1	peso della trave	0.21	forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
			152.00		304.00	365.00	170.0	10.0	
			124.00		248.00	298.00	340.0	10.0	
			170.00		340.00	408.00	85.0	10.0	
			136.00		272.00	326.00	255.0	10.0	
			92.00		184.00	220.00	425.0	10.0	

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.00	2472	0.90	1.50	15.0	7.6	0.50
90	230304	0.90	1.50	144.0	1.04	1193	0.90	1.50	15.0	3.6	0.24
180	332119	0.90	1.50	144.0	1.50	47	0.90	1.50	15.0	0.1	0.01
270	319414	0.90	1.50	144.0	1.45	-980	0.90	1.50	15.0	3.0	0.20
360	204246	0.90	1.50	144.0	0.92	-1919	0.90	1.50	15.0	5.9	0.39
450	0	0.90	1.50	216.0	0.00	-2621	0.90	1.50	15.0	8.0	0.53

Valori massimi

x = 240

M = 334645

vf,max = 1.515 < 1 NON VERIFICATO

x = 450

T = -2621

vt,max = 0.534 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	2646	13.0	12.44	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
2	2806	13.0	13.19	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00

DEFORMATA

campata x f qp(visc.) f ra(elast.) f fr(visc.)

campata n°1	75	1.833	1.177	1.915
campata n°1	165	3.301	2.120	3.448
campata n°1	255	3.500	2.247	3.655
campata n°1	345	2.393	1.537	2.500
campata n°1	435	0.376	0.241	0.392

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	3.59	134	2.30	209	3.74	129

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	2646	376	1815	376	1422	376	1265	376
	2	B	2806	397	1924	397	1508	397	1341	397

La trave non risulta verificata.

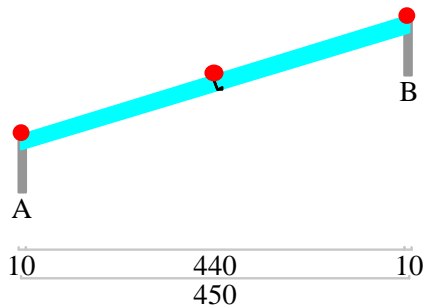
Viene rinforzata mediante accoppiamento con profili metallici.

A.5.7) Verifica del puntone della capriata ribassata (stato di progetto con rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto

Materiale: S235

Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	UPN180	28	1355	151	179	12

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	450.0	1	0.0	138.0	0.00

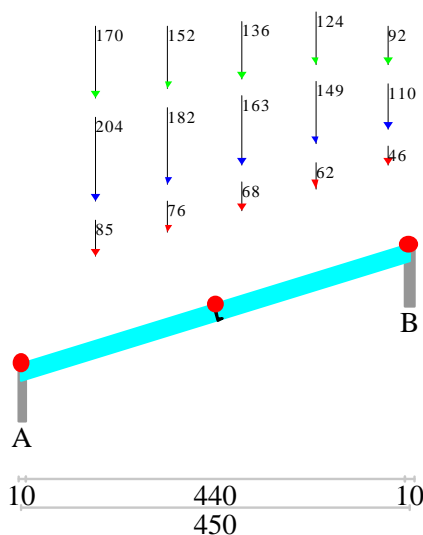
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	10.0	0.0000E+00 diretto
2	B	10.0	0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

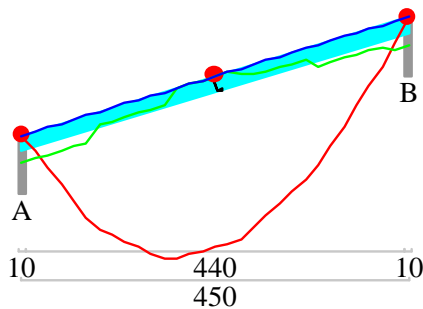
peso della trave 0.22

forza concentrata perm. struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
76.00	152.00	182.00	170.0	10.0	
85.00	170.00	204.00	85.0	10.0	
68.00	136.00	163.00	255.0	10.0	
62.00	124.00	149.00	340.0	10.0	
46.00	92.00	110.00	425.0	10.0	

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	1	225.0
3	1	450.0

VERIFICHE



Verifica asta 1

campata n°1

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	1298	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
90	117626	401231	1	0.000	630	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
180	169756	401231	1	0.000	31	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
270	163430	401231	1	0.000	508	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
360	104613	401231	1	0.000	1002	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
450	0	0	0	0.000	1375	18967	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi

Asta sottoutilizzata

Flessione

X = 240

MEd 171176

Mc,Rd 401231 VERIFICATO

Classe 1

Ro 0

Taglio

X = 450

VEd 1375

Vc,Rd 18967 VERIFICATO

DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr
campata n°1	75	0.32	0.46	0.36
campata n°1	165	0.58	0.82	0.65
campata n°1	255	0.61	0.87	0.69
campata n°1	345	0.42	0.60	0.47
campata n°1	435	0.07	0.09	0.07

Valori massimi

campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.63	749	0.89	527	0.70	669

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME	RARE	FREQUENTI	QUASI PERMANENTI
			massima	minima	massima	minima
	1	A	1358	215	934	215
	2	B	1438	225	989	225

A.5.8) Verifica del cantonale (stato di progetto senza rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

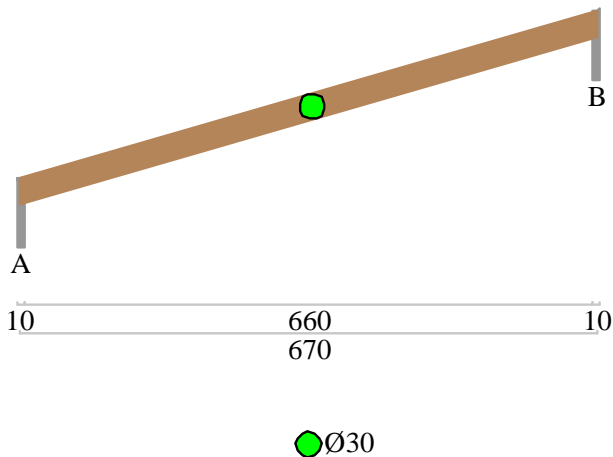
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 Ø30

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	30.0	0.0	15.0	15.0

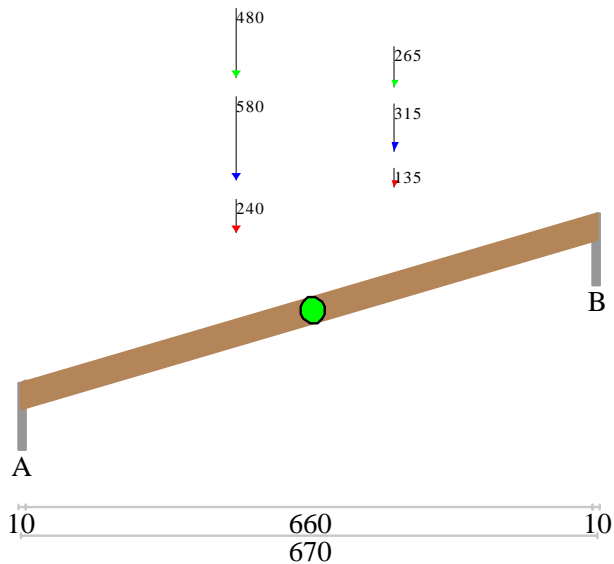
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	670.0	1	0.0	196.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

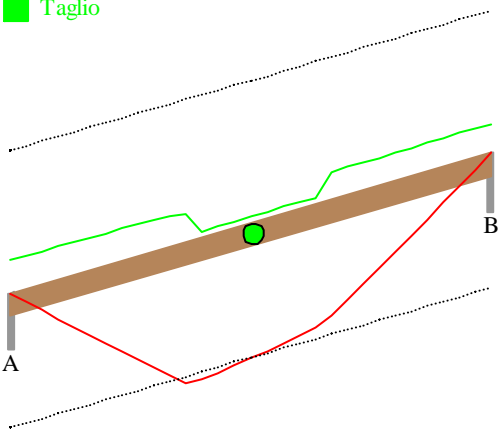
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	0.30						
forza concentrata perm.	240.00	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza	
	135.00		480.00	580.00	250.0	10.0	
			265.00	315.00	435.0	10.0	

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.00	1626	0.90	1.50	15.0	3.4	0.23
134	223347	0.90	1.50	144.0	0.59	1574	0.90	1.50	15.0	3.3	0.22
268	405238	0.90	1.50	144.0	1.06	-303	0.90	1.50	15.0	0.6	0.04
402	359277	0.90	1.50	144.0	0.94	-355	0.90	1.50	15.0	0.8	0.05
536	200499	0.90	1.50	144.0	0.53	-1410	0.90	1.50	15.0	3.0	0.20
670	0	0.90	1.50	144.0	0.00	-1462	0.90	1.50	15.0	3.1	0.21

Valori massimi

x = 268
M = 405238
vf,max = 1.062 < 1 NON VERIFICATO
x = 0
T = 1626
vt,max = 0.23 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	1694	13.0	6.64	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00
2	1523	13.0	5.97	1.000	0.90	1.50	25.000	15.00

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	112	2.197	1.401	2.290
campata n°1	246	4.026	2.568	4.196
campata n°1	380	4.242	2.705	4.421
campata n°1	514	2.854	1.820	2.975
campata n°1	648	0.441	0.281	0.460

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	4.36	160	2.78	251	4.55	154

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	1694	301	1169	301	932	301	837	301
	2	B	1523	281	1053	281	842	281	758	281

La trave non risulta verificata.

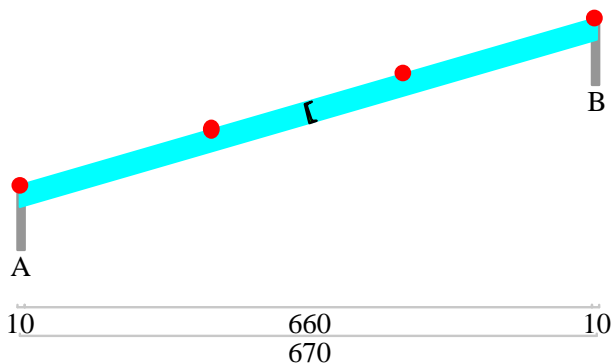
Viene rinforzata mediante accoppiamento con profili metallici.

A.5.9) Verifica del cantonale (stato di progetto con rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto

Materiale: S235

Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	UPN240	42	3602	300	331	20

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	1	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
		670.0	1	0.0	196.0	0.00

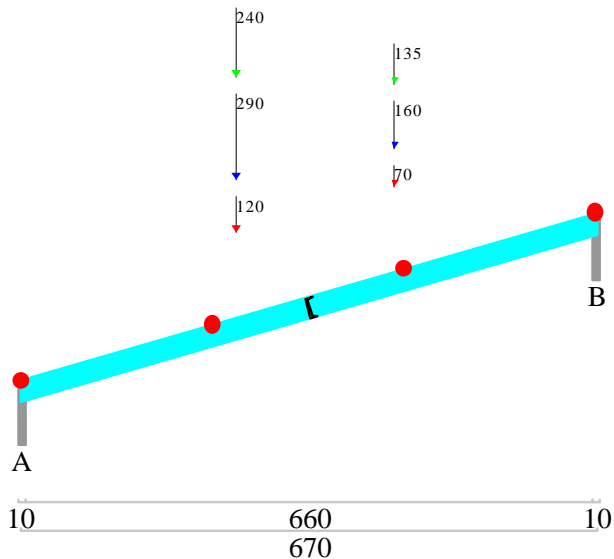
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



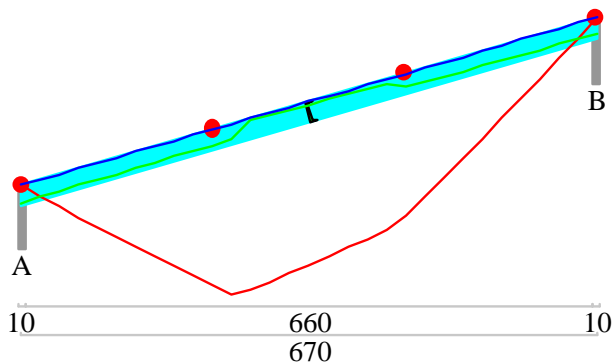
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1							
peso della trave	0.33						
forza concentrata perm.	70.00	struttura permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza	
	120.00		135.00	160.00	435.0	10.0	
			240.00	290.00	250.0	10.0	

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	1	223.0
3	1	446.0
4	1	670.0

VERIFICHE



Verifica asta 1

campata n°1												
classe peggiore 1												
X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	897	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
134	121125	740715	1	0.000	839	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
268	217049	740715	1	0.000	132	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
402	194573	740715	1	0.000	190	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
536	110131	740715	1	0.000	760	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
670	0	0	0	0.000	818	29931	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi

Asta sottoutilizzata

Flessione

X = 268
 MEd 217049
 Mc,Rd 740715 VERIFICATO
 Classe 1
 Ro 0

Taglio

X = 0
 VEd 897
 Vc,Rd 29931 VERIFICATO

DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr		
campata n°1	112	0.33	0.45	0.36		
campata n°1	246	0.60	0.82	0.67		
campata n°1	380	0.64	0.87	0.70		
campata n°1	514	0.43	0.59	0.47		
campata n°1	648	0.07	0.09	0.07		
Valori massimi						
campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.65	1068	0.89	782	0.72	967

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	934	216	651	216	533	216	485	216
	2	B	852	206	596	206	489	206	447	206

A.5.10 Verifica del puntone falda est (stato di progetto senza rinforzi metallici)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

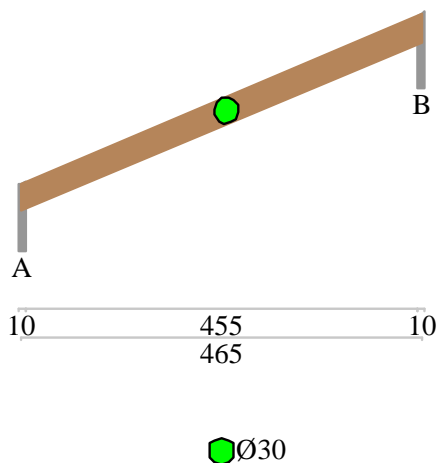
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Conifere e pioppo	240.0	140.0	5.0	210.0	25.0	25.0	110000	6900	0.00042	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 Ø30				
elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	30.0	0.0	15.0	15.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

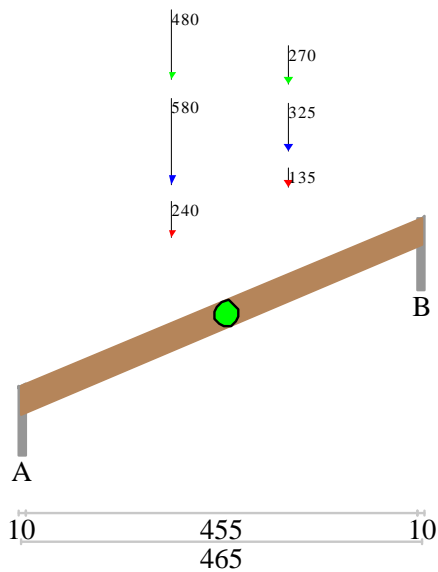
luce sezione estradosso iniziale estradosso finale Y asse

campata n. 1 465.0 1 0.0 196.0 0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
1	A	10.0	0.0000E+00	diretto
2	B	10.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

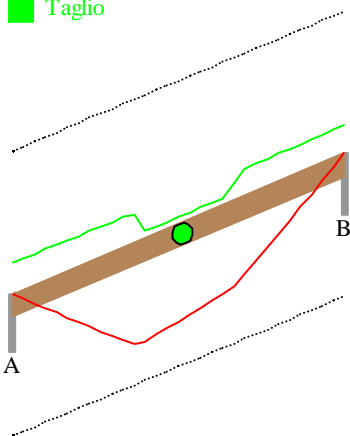
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	0.30					
forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	240.00		480.00	580.00	175.0	10.0
	135.00		270.00	325.00	310.0	10.0

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	f _{m,d}	v _{f,max}	T	kmod	gamma	f _{v,d}	taud	v _{t,max}
0	0	0.90	1.50	216.0	0.00	1511	0.90	1.50	15.0	3.2	0.21
93	150669	0.90	1.50	144.0	0.39	1475	0.90	1.50	15.0	3.1	0.21
186	276793	0.90	1.50	144.0	0.73	-314	0.90	1.50	15.0	0.7	0.04
279	243331	0.90	1.50	144.0	0.64	-350	0.90	1.50	15.0	0.7	0.05
372	140031	0.90	1.50	144.0	0.37	-1370	0.90	1.50	15.0	2.9	0.19
465	0	0.90	1.50	216.0	0.00	-1405	0.90	1.50	15.0	3.0	0.20

Valori massimi

x = 186

M = 276793

v_{f,max} = 0.725 < 1 VERIFICATO

x = 0

T = 1511

A.6) Verifica degli elementi del tetto in legno lamellare (zona sottotetto abitabile)

Si ipotizza l'impiego di legname tipo BS11 (DIN 1052/96) corrispondente alla classe GL24h.
Le travi non richiedono interventi di rinforzo.

A.6.1) Verifica del travetto 8x16 cm

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

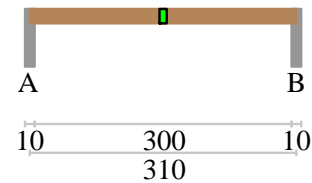
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	f _{m,k}	f _{t,0,k}	f _{t,90,k}	f _{c,0,k}	f _{c,90,k}	f _{v,k}	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



■8x16

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 8x16

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	8.0	16.0	4.0	8.0

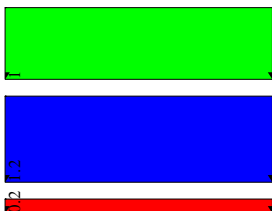
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	310.0	1	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	10.0	0.0000E+00 diretto
2	B	10.0	0.0000E+00 diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

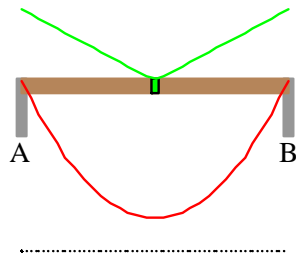
CAMPATA n. 1

peso della trave 0.05

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
	0.20		1.00		1.20

VERIFICHE (daN*cm)

 Flessione

 Taglio


Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	158.4	0.00	562	0.90	1.50	16.2	6.6	0.41
62	27855	0.90	1.50	158.4	0.52	337	0.90	1.50	16.2	3.9	0.24
124	41783	0.90	1.50	158.4	0.77	112	0.90	1.50	16.2	1.3	0.08
186	41783	0.90	1.50	158.4	0.77	-112	0.90	1.50	16.2	1.3	0.08
248	27855	0.90	1.50	158.4	0.52	-337	0.90	1.50	16.2	3.9	0.24
310	0	0.90	1.50	158.4	0.00	-562	0.90	1.50	16.2	6.6	0.41

Valori massimi

x = 155

M = 43524

vf,max = 0.805 < 1 VERIFICATO

x = 0

T = 562

vt,max = 0.406 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	562	13.0	5.40	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20
2	562	13.0	5.40	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20

DEFORMATA

campata x f qp(visc.) f ra(elast.) f fr(visc.)

campata n°1	52	0.717	0.470	0.754
campata n°1	114	1.297	0.850	1.364
campata n°1	176	1.387	0.909	1.458
campata n°1	238	0.956	0.627	1.005
campata n°1	300	0.151	0.099	0.159

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	1.42	219	0.93	334	1.49	208

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	562	39	380	39	287	39	249	39
	2	B	562	39	380	39	287	39	249	39

A.6.2) Verifica della trave di colmo 16x36 cm (tratto nodi 16-17)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

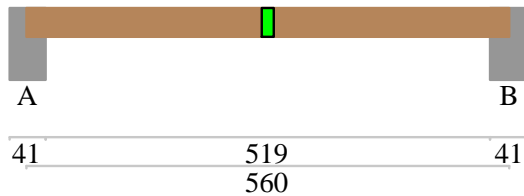
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



16x36

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
 Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30
 Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole) 0.00
 Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole) 1.50
 Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
 Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00
 Combinazioni frequenti 0.50
 Combinazioni quasi permanenti 0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali 1.5
 Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali 1
 Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio 1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 16x36

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	16.0	36.0	8.0	18.0

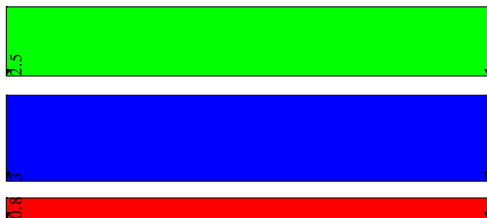
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	560.0	1	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	41.0	0.0000E+00 diretto
2	B	41.0	0.0000E+00 diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

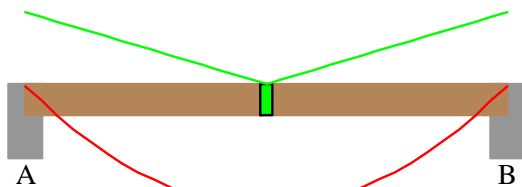
CAMPATA n. 1

peso della trave 0.22

carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile
	0.75	2.50	3.00

VERIFICHE (daN*cm)

 Flessione

 Taglio


Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	227.3	0.00	2663	0.90	1.50	16.2	6.9	0.43
112	238575	0.90	1.50	151.5	0.46	1598	0.90	1.50	16.2	4.2	0.26
224	357863	0.90	1.50	151.5	0.68	533	0.90	1.50	16.2	1.4	0.09
336	357863	0.90	1.50	151.5	0.68	-533	0.90	1.50	16.2	1.4	0.09
448	238575	0.90	1.50	151.5	0.46	-1598	0.90	1.50	16.2	4.2	0.26
560	0	0.90	1.50	151.5	0.00	-2663	0.90	1.50	16.2	6.9	0.43

Valori massimi

x = 280

M = 372774

vf,max = 0.712 < 1 VERIFICATO

x = 560

T = -2663

vt,max = 0.428 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	2663	44.0	3.78	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20
2	2663	44.0	3.78	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20

DEFORMATA

campata x f qp(visc.) f ra(elast.) f fr(visc.)

campata n°1	93	0.894	0.580	0.937
campata n°1	205	1.618	1.050	1.696
campata n°1	317	1.729	1.123	1.812
campata n°1	429	1.192	0.774	1.250
campata n°1	541	0.188	0.122	0.197

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	1.77	317	1.15	488	1.85	302

REAZIONI VINCOLARI (daN)

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n.	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	2663	271	1811	271	1391	271	1223	271
	2	B	2663	271	1811	271	1391	271	1223	271

A.6.3) Verifica della terza 14x36 cm (tratto nodi 16-17)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

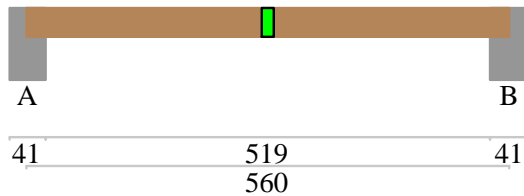
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



14x36

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 14x36

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	14.0	36.0	7.0	18.0

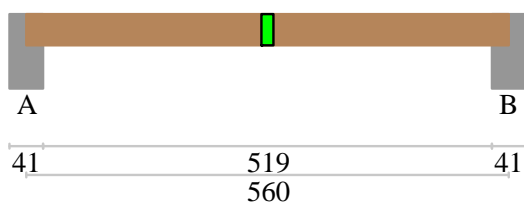
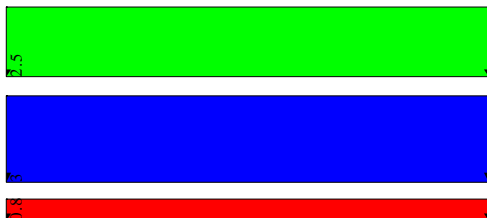
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	560.0	1	0.0	0.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	41.0	0.0000E+00	diretto
2	B	41.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

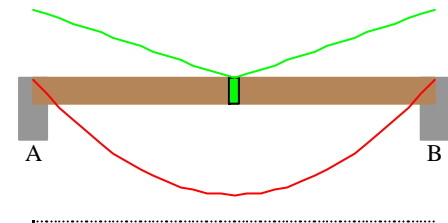
CAMPATA n. 1

peso della trave 0.19

carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
0.75 2.50 3.00

Verifiche (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	f _{m,d}	v _{f,max}	T	kmod	gamma	f _{v,d}	tau _{vd}	vt,max
0	0	0.90	1.50	151.5	0.00	2653	0.90	1.50	16.2	7.9	0.49
112	237683	0.90	1.50	151.5	0.52	1592	0.90	1.50	16.2	4.7	0.29
224	356525	0.90	1.50	151.5	0.78	531	0.90	1.50	16.2	1.6	0.10
336	356525	0.90	1.50	151.5	0.78	-531	0.90	1.50	16.2	1.6	0.10
448	237683	0.90	1.50	151.5	0.52	-1592	0.90	1.50	16.2	4.7	0.29
560	0	0.90	1.50	151.5	0.00	-2653	0.90	1.50	16.2	7.9	0.49

Valori massimi

x = 280

M = 371380

v_{f,max} = 0.81 < 1 VERIFICATO

x = 0

T = 2653

vt,max = 0.487 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac _{90,d}	Kc ₉₀	Kmod	Gamma	fc _{90,k}	Kc ₉₀ *fc _{90,d}
1	2653	44.0	4.31	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20
2	2653	44.0	4.31	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20

DEFORMATA

campata	x	f _{qp(visc.)}	f _{ra(elast.)}	f _{fr(visc.)}
campata n°1	93	1.017	0.661	1.066
campata n°1	205	1.840	1.195	1.929
campata n°1	317	1.966	1.277	2.061
campata n°1	429	1.356	0.881	1.421
campata n°1	541	0.214	0.139	0.224

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	2.01	279	1.31	429	2.11	266

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	2653	264	1804	264	1384	264	1216	264
	2	B	2653	264	1804	264	1384	264	1216	264

A.6.4) Verifica della trave cantonale 16x50 cm (tratto nodi 1-16)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

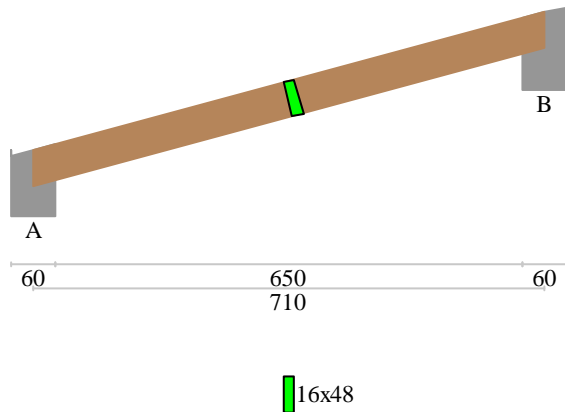
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanentemente portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanentemente portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 16x48

elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg
1	16.0	48.0	8.0	24.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
campata n. 1	710.0	1	0.0	191.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	60.0	0.0000E+00
2	B	60.0	0.0000E+00

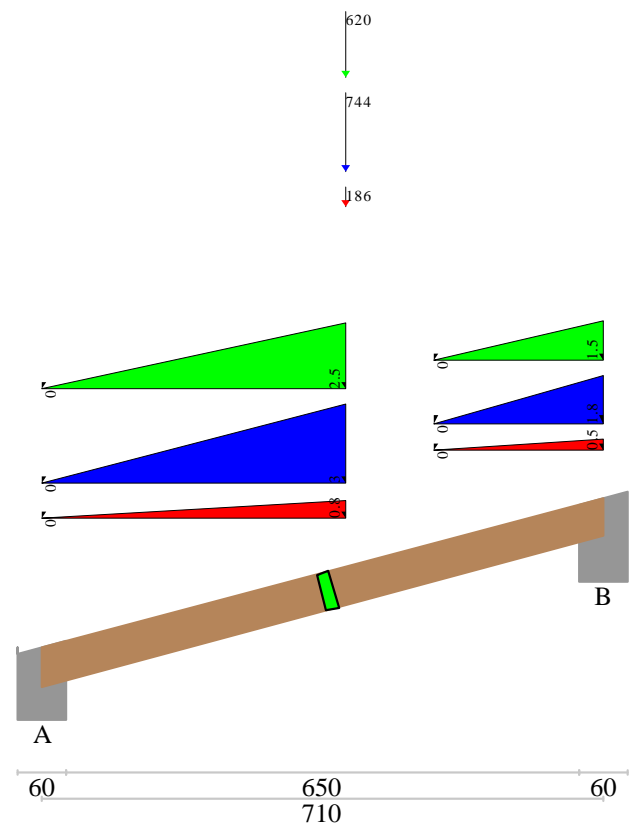
Carico variabile di breve durata

AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

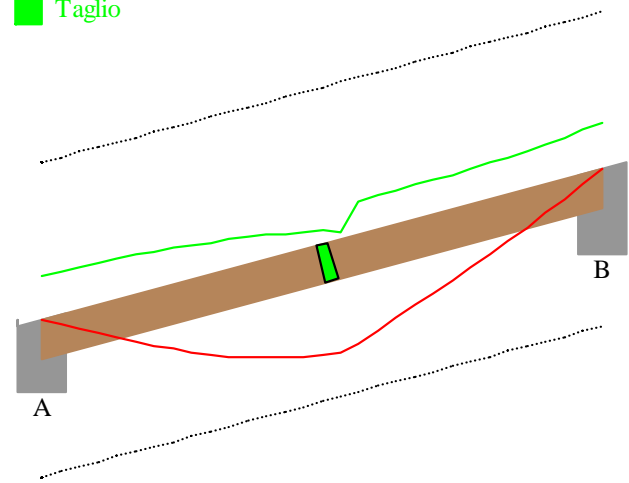
peso della trave	0.29					
carico trapezoidale	valori iniziali			valori finali		
	perm.strutt.	perm.port.	variabile	perm.strutt.	perm.port.	variabile
ampiezza						ascissa da sin.
	0.00	0.00	0.00	0.75	2.50	3.00
385.0 in proiezione	0.00	0.00	0.00	0.45	1.50	1.80
215.0 in proiezione						
forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza
	186.00		620.00	744.00	385.0	14.0

Schemi di carico



VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	f _{m,d}	v _{f,max}	T	kmod	gamma	f _{v,d}	taud	vt.max
0	0	0.90	1.50	147.2	0.00	2299	0.90	1.50	16.2	4.5	0.28
142	322652	0.90	1.50	147.2	0.36	2012	0.90	1.50	16.2	3.9	0.24
284	568775	0.90	1.50	147.2	0.63	1258	0.90	1.50	16.2	2.5	0.15
426	583990	0.90	1.50	147.2	0.65	-1787	0.90	1.50	16.2	3.5	0.22
568	315608	0.90	1.50	147.2	0.35	-1907	0.90	1.50	16.2	3.7	0.23
710	0	0.90	1.50	147.2	0.00	-2469	0.90	1.50	16.2	4.8	0.30

Valori massimi

x = 379

M = 656424

v_{f,max} = 0.726 < 1 VERIFICATO

x = 710

T = -2469

vt,max = 0.298 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac _{90,d}	K _{C,90}	K _{mod}	Gamma	f _{c,90,k}	K _{c,90} *f _{c,90,d}
1	2381	63.0	2.36	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20

2	2557	63.0	2.54	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20
---	------	------	------	-------	------	------	--------	-------

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
---------	---	-------------	--------------	-------------

campata n°1	118	0.920	0.595	0.963
campata n°1	260	1.699	1.101	1.780
campata n°1	402	1.829	1.184	1.915
campata n°1	544	1.233	0.798	1.291
campata n°1	686	0.191	0.124	0.201

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	1.87	393	1.21	607	1.96	375

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	2381	289	1626	289	1261	289	1115	289
	2	B	2557	304	1745	304	1352	304	1195	304

A.6.5) Verifica della trave cantonale 16x60 cm (tratto nodi 25-30)

TRAVE CONTINUA IN LEGNO

Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

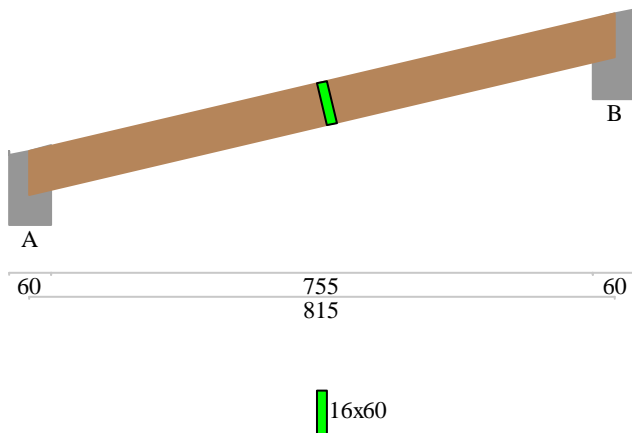
Classe di servizio 2 Kdef 0.8

Durata del carico variabile : breve durata

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Descrizione	fm,k	ft,0,k	ft,90,k	fc,0,k	fc,90,k	fv,k	E	G	gamma	alfa
Lamellare incollat	240.0	165.0	4.0	240.0	27.0	27.0	116000	7200	0.00038	0.000010

Prospetto trave



COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE PER STATI LIMITE ULTIMI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole)	1.00
Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole)	1.30
Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole)	0.00
Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole)	1.50
Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole)	0.00
Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole)	1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare	1.00
Combinazioni frequenti	0.50
Combinazioni quasi permanenti	0.30

FATTORI PARZIALI DI SICUREZZA DEI MATERIALI

Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni fondamentali	1.5
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni eccezionali	1
Fattore parziale di sicurezza dei materiali per combinazioni di esercizio	1

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

Sezione n°1 16x60				
elem.	Dim X	Dim Y	Xg	Yg

1 16.0 60.0 8.0 30.0

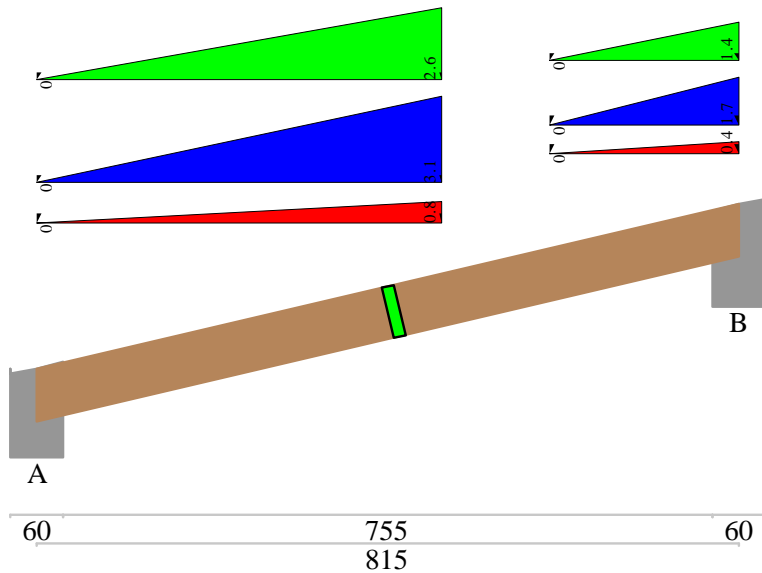
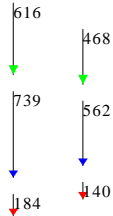
GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
1	815.0	1	0.0	191.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico	verticale
1	A	60.0	0.0000E+00	diretto
2	B	60.0	0.0000E+00	diretto

Schemi di carico



Carico variabile di breve durata

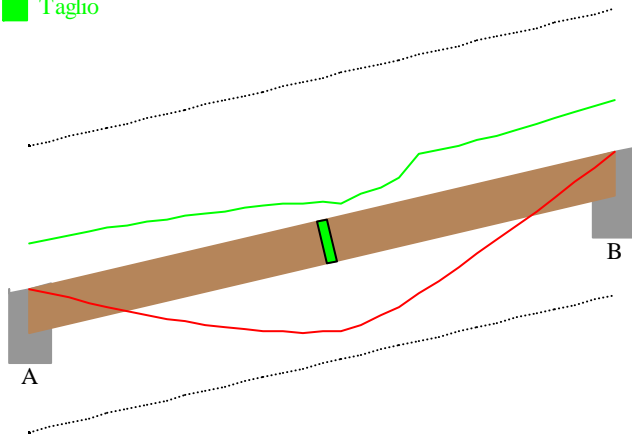
AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

peso della trave	0.36	valori finali						
carico trapezoidale	valori iniziali	perm.strutt.	perm.port.	variabile	perm.strutt.	perm.port.	variabile	ascissa da sin.
ampiezza	0.00	0.00	0.00	0.78	2.60	3.12	0.0	
471.0 in proiezione	0.00	0.00	0.00	0.42	1.40	1.68	595.0	
220.0 in proiezione								
forza concentrata perm.	struttura	permanente	portato	variabile	ascissa da sin.	ampiezza		
	140.00	468.00	562.00	520.0	14.0			
	184.00	616.00	739.00	440.0	14.0			

VERIFICHE (daN*cm)

■ Flessione
■ Taglio



Campata n° 1

x	M	kmod	gamma	fm,d	vf,max	T	kmod	gamma	fv,d	taud	vt,max
0	0	0.90	1.50	144.0	0.00	3222	0.90	1.50	16.2	5.0	0.31
163	518176	0.90	1.50	144.0	0.37	2881	0.90	1.50	16.2	4.5	0.28
326	935196	0.90	1.50	144.0	0.68	2013	0.90	1.50	16.2	3.1	0.19
489	1053105	0.90	1.50	144.0	0.76	-1422	0.90	1.50	16.2	2.2	0.14
652	579903	0.90	1.50	144.0	0.42	-3218	0.90	1.50	16.2	5.0	0.31
815	0	0.90	1.50	144.0	0.00	-3811	0.90	1.50	16.2	6.0	0.37

Valori massimi

x = 435

M = 1113223

vf,max = 0.805 < 1 VERIFICATO

x = 815

T = -3811

vt,max = 0.368 < 1 VERIFICATO

Verifiche di compressione ortogonale alle fibre in corrispondenza degli appoggi

n°	Reazione	leff	sigmac,90,d	Kc,90	Kmod	Gamma	fc,90,k	Kc,90*fc,90,d
1	3309	63.0	3.28	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20
2	3914	63.0	3.88	1.000	0.90	1.50	27.000	16.20

DEFORMATA

campata	x	f qp(visc.)	f ra(elast.)	f fr(visc.)
campata n°1	136	1.045	0.677	1.095
campata n°1	299	1.948	1.262	2.041
campata n°1	462	2.130	1.380	2.232
campata n°1	625	1.456	0.943	1.525
campata n°1	788	0.227	0.147	0.237

Valori massimi

campata	quasi permanente finale (viscosa)	L/f	caratteristica istantanea elastica	L/f	frequente finale (viscosa)	L/f
campata n°1	2.17	386	1.40	596	2.27	369

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	3309	405	2260	405	1754	405	1552	405
	2	B	3914	454	2670	454	2066	454	1824	454

A.7) Dimensionamento dei collegamenti interni ai diaframmi di piano

Il dimensionamento di collegamenti interni dei singoli diaframmi di piano, è realizzato con fasce al carbonio nei solai con soletta in c.a. esistente e con barre metalliche ad aderenza migliorata per c.a., nel solaio di sottotetto, in cui la soletta viene ricostituita.

Questo collegamento viene dimensionato per trasferire, attraverso le murature interne, che costituiscono una discontinuità per i diaframmi di piano, le azioni sismiche proprie delle pareti e delle porzioni di solaio che, essendo adiacenti all'esterno dell'edificio, tendono a staccarsi dal fabbricato.

Il calcolo viene riferito a due condizioni tipiche, i cui risultati sono poi stati estesi all'intero edificio:

- 1) parete compresa tra i nodi 2-16
- 2) parete compresa tra i nodi 18-19

Assieme alle masse delle pareti indicate sono considerate anche la quota di pertinenza delle pareti di facciata, dei solai adiacenti e della parete interna parallela alla facciata.

Le azioni sismiche di riferimento sono desunte dalla distribuzione statica equivalente assunta per l'analisi dei meccanismi di collasso. Il contributo della parete interna parallela alla facciata, è stato considerato come una quota di quello della parete di facciata stessa.

A.7.1) Calcolo delle sollecitazioni applicate

Calcolo delle azioni sismiche di pertinenza delle pareti interne considerate.

Parete compresa tra i nodi 2-16

Elemento	1° solaio	2° solaio	3° solaio
Parete di facciata: L 5.25 m	$5.25 \text{ m} \times 429 \text{ daN/m} = 2252 \text{ daN}$	$5.25 \times 883 = 4636$	$5.25 \times 920 = 4830$
Parete 2-16: L 6.20 m	$6.20 \text{ m} \times 322 \text{ daN/m} = 1996 \text{ daN}$	$6.20 \times 662 = 4104$	$6.20 \times 690 = 4278$
Solai adiacenti: 32.55 mq	$32.55 \text{ mq} \times 44 \text{ daN} = 1432 \text{ daN}$	$32.55 \times 92 = 2995$	$32.55 \times 101 = 3288$
Parete interna:	$2252 \text{ daN} \times 3/4 = 1689 \text{ daN}$	$4636 \times 2.5/4 = 2898$	$4830 \times 3/4 = 3623$
Totali	7369 daN	14633 daN	16019 daN

Parete compresa tra i nodi 18-19

Elemento	1° solaio	2° solaio	3° solaio
Parete di facciata: L 5.20 m	$5.20 \text{ m} \times 436 \text{ daN/m} = 2267 \text{ daN}$	$5.20 \times 898 = 4670$	$5.20 \times 935 = 4862$
Parete 18-19: L 5.25 m	$5.25 \text{ m} \times 327 \text{ daN/m} = 1718 \text{ daN}$	$5.25 \times 674 = 3539$	$5.25 \times 701 = 3680$
Solai adiacenti: 16.80 mq	$16.80 \text{ mq} \times 44 \text{ daN} = 739 \text{ daN}$	$16.80 \times 92 = 1546$	$16.80 \times 101 = 1697$
Volte adiacenti: 8.70 mq	$8.70 \text{ mq} \times 64 \text{ daN} = 557 \text{ daN}$	$8.70 \times 132 = 1148$	$8.70 \times 103 = 896$
Parete interna:	$2267 \text{ daN} \times 3/4 = 1700 \text{ daN}$	$4670 \times 3/4 = 3503$	$4862 \times 3/4 = 3647$
Totali	6981 daN	14406 daN	14782 daN

Tra le due situazioni considerate la più gravosa è quella riferita alla parete tra i nodi 2-16.

Le azioni indicate vengono ripartite tra due ancoraggi, pertanto nel seguito verranno considerate al 50%.

A.7.2) Verifica degli ancoraggi al 3° solaio

Gli ancoraggi sono realizzati mediante armature metalliche in acciaio B450C ($f_{yd} \approx 3900 \text{ daN/cm}^2$).

Considerando la sollecitazione calcolata pari a $16019/2 \approx 8010 \text{ daN}$, si ottiene che occorre prevedere una armatura minima pari a:

$$A_{min} = 8010 / 3900 = 2.05 \text{ cm}^2 \quad \text{si dispongono } 3\varnothing 12 \text{ con } A = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min}$$

A.7.3) Verifica degli ancoraggi al 2° e 1° solaio

Gli ancoraggi sono realizzati mediante fasce al carbonio unidirezionale in rotolo applicate al di sopra delle solette esistenti al come da disegno.

Come riferimento sono stati assunti i seguenti materiali della Ditta Ruredil s.p.a.:

- fibra al carbonio: tipo RUREDIL X WRAP 310
- impregnante: tipo RUREDIL X WRAP PRIMER
- adesivo: tipo RUREDIL X WRAP RESIN
- ancoraggio meccanico: tipo RUREDIL X JOINT
- malta di inghisaggio: tipo BASF ALBARIA

Il dimensionamento dell'ancoraggio viene svolto con riferimento alla norma CNR-DT 200 R1/2013, cap. "2.2.3 Sistemi impregnati in situ".

Per questa tipologia di sistemi di rinforzo (impregnati in situ) occorre far riferimento a prodotti di marchio omogeneo, forniti da una stessa Ditta Produttrice, a garanzia della compatibilità e della correttezza dei valori di riferimento riportati nelle schede di prodotto.

La qualificazione dei prodotti dovrà essere svolta con riferimento al D.P. n. 220 del 09-07-2015 "Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice polimerica (FRP) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti".

Secondo le norme citate la fibra sopra indicata è classificabile, come FRP realizzato in situ, nella **classe di resistenza 210C**, caratterizzata da resistenza minima $f_f = 2700 \text{ MPa}$ e modulo elastico $E_f = 210 \text{ GPa}$, valori che saranno impiegati nel dimensionamento, anche se le specifiche del prodotto indicano prestazioni leggermente superiori.

Si conviene di assimilare il sistema impregnato in situ ad un composito equivalente costituito dal solo tessuto secco ($A_f = A_{fib}$).

Le proprietà meccaniche dei compositi preformati, f_f ed E_f , sono valutate per il tramite delle seguenti relazioni:

$$f_f = F_{fu} / A_{fib}$$

$$E_f = F_{fu} / (A_{fib} \cdot \epsilon_{fu})$$

essendo: F_{fu} ed ϵ_{fu} , rispettivamente, la forza e la deformazione ultima, determinate sperimentalmente, ed A_f l'area della sezione retta del tessuto secco.

Lo spessore del composito impregnato in situ, t_f , deve essere valutato in accordo con la seguente relazione:

Lo spessore di tale area (lastra a secco) è assunto pari a:

$$t_f = A_{fib} / b_f$$

essendo: b_f la larghezza del nastro di tessuto

Il valore di calcolo, X_d , della generica proprietà di resistenza o di deformazione di un materiale FRP, è espresso mediante una relazione del tipo:

$$X_d = \eta \cdot X_k / \gamma_m$$

essendo: η è il fattore di conversione che tiene conto di problemi speciali di progetto (§ 3.5), X_k è il valore caratteristico della proprietà in questione, γ_m è infine il coefficiente parziale del materiale FRP (1.10 per verifiche in slv, 1.20-1.50 per lo slv di distacco dal supporto, 1.00 per verifiche in esercizio).

Nel caso di materiale FRP esistente il parametro γ_m deve essere amplificato di un opportuno fattore di confidenza FC, dipendente dal livello di conoscenza perseguito sul materiale esistente.

$$\eta = \eta_a \times \eta_l, \text{ con } \eta_a \text{ riferito agli effetti ambientali e } \eta_l \text{ alla durata del carico}$$

Pertanto, la generica capacità di calcolo, R_d , è esprimibile mediante una relazione del tipo:

$$R_d = R_{\{X_{d,i}; ad,i\}} / \gamma_{Rd}$$

essendo: $X_{d,i}$ il parametro di calcolo del materiale FRP, ad,i i parametri geometrici rilevanti ai fini del calcolo e γ_{Rd} il coeff. di sicurezza parziale che tiene conto delle incertezze del modello di calcolo (1.00 per flessione e presso flessione, 1.20 per taglio e torsione, 1.10 per confinamento, 1.25 per distacco dal supporto).

1) Verifica della resistenza a trazione del rinforzo in FRP

La resistenza a trazione del composito impregnato in situ è data dalla relazione:

$$R_d = R / \gamma_{Rd} = f_{fd} \times A_{fib} / 1.00 \quad \text{avendo assunto } \gamma_{Rd} = 1.20 \text{ per la fragilità del sistema}$$

$$f_{fd} = \eta \cdot f_f / \gamma_m = \eta_a \times \eta_l \times f_f / 1.10$$

$$f_f = 2700 \text{ MPa} = 2700 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{fib} = 2 \times b_f \times t_f = 2 \times 250 \times 0.17 = 85 \text{ mm}^2 \quad (\text{n}^\circ 2 \text{ fasce di larghezza } 250 \text{ mm e spessore } 0.17 \text{ mm})$$

$$\eta_a = 0.95 \text{ fibra al carbonio posata in ambiente interno}$$

$$\eta_l = 1 \text{ la fibra, essendo sollecitata da azioni sismiche, quindi di breve durata e con pochi cicli di carico, non è soggetta a fenomeni viscosi, si assume comunque un fattore di } 0.80$$

$$\text{da cui: } f_{fd} = 0.95 \times 0.80 \times 2700 / 1.1 = 1865 \text{ MPa}$$

$$R_d = 1865 \times 85 / 1.25 = 126820 \text{ N} = 12682,0 \text{ daN} > 14633 / 2 \text{ daN}$$

Al 1° solaio si dispone una sola fascia di larghezza 250 mm e spessore 0.17 mm

2) Verifica della resistenza per distacco dell'FRP dal supporto

Il collasso del rinforzo per distacco dal supporto può verificarsi per diversi meccanismi:

- distacco di estremità
- distacco intermedio per fessurazioni del supporto

La lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto (led) può essere stimata mediante la seguente formula:

$$l_{ed} = \max \left\{ \frac{1}{\gamma_{Rd} \cdot f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E_f \cdot t_f \cdot \Gamma_{Fd}}{2}}, 200 \text{ mm} \right\},$$

dove:

- E_f e t_f sono, rispettivamente, il modulo di elasticità normale nella direzione della forza e lo spessore del composito fibrorinforzato;
- Γ_{Fd} è il valore di progetto dell'energia specifica di frattura;
- $f_{bd} = \frac{2 \cdot \Gamma_{Fd}}{s_u}$, con $s_u = 0.25$ mm valore ultimo dello scorrimento tra FRP e supporto (vedere Appendice C);
- $\gamma_{Rd} = 1.25$ è un coefficiente correttivo.

Il valore di progetto dell'energia specifica di frattura è fornito dalla seguente relazione:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b \cdot k_G}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}.$$

I simboli in essa introdotti hanno il significato di seguito specificato:

- f_{cm} e f_{ctm} sono, rispettivamente, i valori medi delle resistenze a compressione ed a trazione del calcestruzzo valutate *in situ*; in mancanza di dati sperimentali, la resistenza media a trazione del calcestruzzo può essere dedotta dalla f_{cm} in accordo con quanto indicato nella Normativa vigente;
- FC è un opportuno fattore di confidenza;
- k_b è un coefficiente correttivo di tipo geometrico ed ammette la seguente espressione in funzione del rapporto b_f/b tra la larghezza del rinforzo e quella dell'elemento rinforzato:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - b_f/b}{1 + b_f/b}} \geq 1, \quad (4.3)$$

semprech  risulti $b_f/b \geq 0.25$ (per $b_f/b < 0.25$ al coefficiente k_b viene attribuito il valore 1.18, corrispondente a $b_f/b = 0.25$):

0.037 mm per i compositi impre- assumersi pari 0.023 mm per i compositi preformati ed a 0 gnati *in situ*.

Considerando i seguenti valori, si ottiene:

$R_{ck} = 25$ [N/mm²] per il supporto

$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 20$

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 28$

$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{2/3} = 2.21$

$k_b = 1.18$ (in quanto $b_f/b < 0.25$)

$k_G = 0.037$

$FC = 1.35$

$\Gamma_{Fd} = 0.2544$

$f_{bd} = 2.035$

$E_f = 210000$ Mpa

$t_f = 0.17$ mm

$l_{ed} = 83$ mm \rightarrow 200 mm

2.a) Verifica distacco di estremità

La tensione di progetto del sistema di rinforzo, f_{dd} , ovvero il valore della massima tensione alla quale il composito può lavorare senza che si verifichi il distacco di estremità, è fornita dalla seguente relazione:

$$f_{dd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot F_{Fd}}{t_f}}$$

in cui si è assunto $\gamma_{fd} = 1.25$.

Dai dati indicati e calcolati in precedenza si ottiene:

$$f_{dd} = 634 \text{ Mpa} = 634 \text{ N/mm}^2$$

$$R_d = 634 \times 85 / 1.20 = 44925 \text{ N} = 4492.5 \text{ daN}$$

Considerando che l'FRP è caricato gradualmente, dall'esterno verso l'interno delle stanze (andamento del tiro triangolare con valore nullo in prossimità della parete esterna e massimo in corrispondenza della parete interna parallela alla facciata) ed inoltre, che sono presenti ancoraggi di estremità nella muratura, si ritiene che il tiro fornito dall'ancoraggio di estremità sia adeguato. Si consideri infine che il tiro corrispondente ad R_d si verifica oltre la metà della lunghezza del rinforzo.

2.b) Verifica distacco per fessurazioni intermedia

La verifica viene condotta con la procedura semplificata consistente nel verificare che allo SLU la tensione massima nel composito fibrorinforzato non ecceda il valore di progetto, $f_{dd,2}$, fornito dalla seguente relazione:

$$f_{dd,2} = \frac{k_q}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{\frac{E_f}{t_f} \cdot \frac{2 \cdot k_b \cdot k_{G,2}}{FC} \cdot \sqrt{f_{cm} \cdot f_{ctm}}}$$

in cui $k_{G,2}$ è un coefficiente correttivo calibrato sulla base di risultati di prove sperimentali, da assumersi pari a 0.10 mm indipendentemente dal tipo del rinforzo; k_q è un coefficiente che tiene conto della condizione di carico, da assumersi pari a 1.25 per prevalenti carichi distribuiti e 1 in tutti gli altri casi (si adotta 1.00).

Conseguentemente, il massimo valore attribuibile alla deformazione del composito in sede progettuale affinché non si verifichi il distacco intermedio è:

$$\varepsilon_{dd} = \frac{f_{dd,2}}{E_f} \geq \varepsilon_{sy} - \varepsilon_0$$

dove ε_{sy} è la deformazione di calcolo dell'armatura preesistente in corrispondenza dello snervamento, ottenuta a partire dalla corrispondente tensione media divisa per il fattore di confidenza FC, ed ε_0 è la deformazione preesistente all'applicazione del rinforzo in corrispondenza dell'estremo lembo teso.

Considerando i coeff. ed i valori sopra definiti si ottiene:

$$f_{dd,2} = 1043 \text{ Mpa} = 1043 \text{ N/mm}^2$$

Considerando che durante la posa del rinforzo la soletta non presenta sollecitazioni di trazione, si assume $\varepsilon_0 = 0$ ed $\varepsilon_{sy} = 440/210000 = 0.0021$

$$\varepsilon_{dd} = 1043/230000 = 0.0045 > \varepsilon_{sy}$$

3) Verifica dell'elemento di collegamento tra FRP

Nel seguito si verifica la resistenza del collegamento degli FRP attraverso le murature interne e realizzato mediante corde in fibra di carbonio.

In analogia a quanto svolto nel precedente punto 1), si ha:

$$R_d = R / \gamma_{Rd} = f_{fd} \times A / 1.25 \quad \text{avendo assunto } \gamma_{Rd} = 1.25 \text{ per la fragilità del sistema}$$

$$f_{fd} = \eta \cdot f_f / \gamma_m = \eta_a \times \eta_l \times f_f / 1.10$$

$$f_f = 900 \text{ Mpa} = 900 \text{ N/mm}^2 \text{ (da scheda tecnica)}$$

$$A = \pi \times \varnothing^2 / 4 = 113 \text{ mm}^2$$

$$\eta_a = 0.95 \text{ fibra al carbonio posata in ambiente interno}$$

$$\eta_l = \text{la fibra, essendo sollecitata da azioni sismiche, quindi di breve durata e con pochi cicli di carico, non è soggetta a fenomeni viscosi, si assume comunque un fattore di 0.80}$$

$$\text{da cui: } f_{fd} = 0.95 \times 0.80 \times 900 / 1.1 = 622 \text{ Mpa}$$

$$R_d = 622 \times 113 / 1.25 = 56229 \text{ N} = 5622.9 \text{ daN} < 14633 / 2 \text{ daN}$$

Il singolo cordone $\varnothing 12$ non è quindi in grado di trasmettere l'intero carico massimo previsto.

Si posano due cordoni $\varnothing 12$ al 2° solaio ed un solo cordone al 1° solaio.

4) Verifica dell'ancoraggio a parete

Si omette la verifica del cordone in fibra di carbonio in quanto superflua.

4.a) Verifica della malta di inghisaggio

La verifica viene condotta come indicato nel par. A.1.1 valutando la resistenza per rottura a taglio all'interfaccia malta-mattone.

$N_d = A_l \times f_{v0d}$: resistenza lato malta per rottura a taglio all'interfaccia col mattone

A_l = superficie laterale della sezione cilindrica di malta che avvolge la barra = $\pi \varnothing^2/4 \times L$

\varnothing = diametro del foro di inghisaggio

L = lunghezza del foro di inghisaggio

f_{v0d} = resistenza a taglio della malta di inghisaggio

Considerando la malta tipo BASF Albaria, si ottiene:

$f_{vk0} = 0.80$ MPa

$f_{vkd} = f_{vk0}/2 = 0.4$ MPa

$\varnothing = 24$ mm

$L = 400$ mm

$A_l = \pi \times \varnothing \times L = 30144$ mmq

Inclinazione di posa circa 25°

$N_d = 12058 \text{ N} / \cos(20) = 12831 \text{ N} = 1283 \text{ daN}$

Considerando che la parete di facciata determina una azione sismica orizzontale pari a 4670 daN (si veda par. A.7.1), occorre prevedere 2 ancoraggi in ciascuno dei due collegamenti in FRP presenti, per un totale di:

n. $4 \times 1283 \text{ daN} = 5132$.

Al 1° solaio risulta necessario un solo ancoraggio per ciascun collegamento in FRP.

4.b) Verifica della muratura di ancoraggio

La verifica viene condotta come indicato nel par. A.1.1 valutando la resistenza lato muratura per pull-out dei blocchi.

$N_d = A_l \times t_{0d}$: resistenza lato muratura per pull-out dei blocchi

A_l = superficie laterale della sezione cilindrica media del blocco soggetto a pull-out

t_{0d} = resistenza a taglio coesiva di progetto della muratura = 0.3 daN/cm^2

Considerando la presenza di due ancoraggi a distanza di circa 20 cm, con profondità di posa di 40 cm, un angolo di diffusione delle tensioni nella muratura di 45° e inclinazione di posa di 20° , il blocco prismatico di muratura ancorato avrà le seguenti dimensioni:

$H = 40$ cm

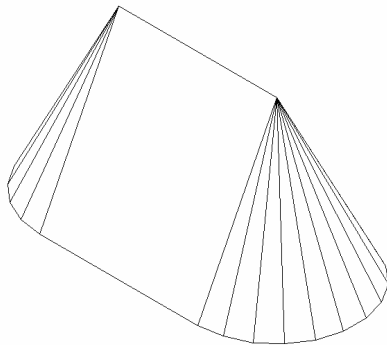
base minore: $a = 20$ cm, $b = 0$ cm

base maggiore: $a = 20 + 2 \times 40 / \tan(45) = 100$ cm

$b = 2 \times 40 / \tan(45) = 80$ cm

Cono equivalente al cilindro: $b = 80/2 = 40$ cm, $H = 40$ cm

Prisma equivalente al tronco centrale: $a = 20$, $b = 40$, $H = 40$ cm



$A_l = \pi \times 40 \times 40 + 2 \times 20 \times 40 = 5024 + 1600 = 6624 \text{ cm}^2$

$N_d = 6624 \times 0.3 / \cos(20) = 2115 \text{ daN}$

Considerando la presenza di due collegamenti in FRP e quindi di un ancoraggio complessivo di resistenza pari a $2N_d = 2 \times 2115 = 4230 \text{ daN}$.

Valore circa equivalente all'azione sismica orizzontale dovuta al muro di facciata (4670 daN), che quindi è in grado di garantire, assieme agli ancoraggi distribuiti, il serraggio della parete nelle angolate e martelli.

Al 1° solaio risulta necessario un solo ancoraggio per ciascun collegamento in FRP.

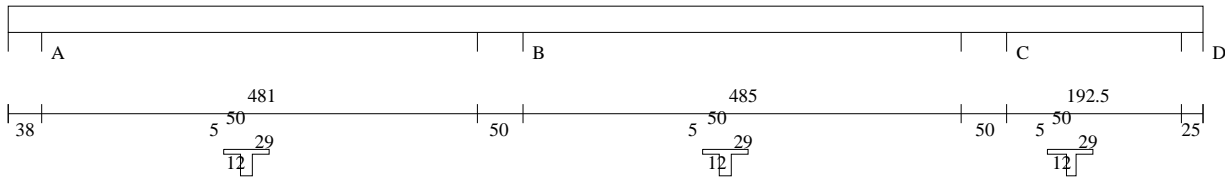
B) Dimensionamento elementi della Ex Casa del Custode

B.1) Solaio 1 con archivio

Il solaio viene dimensionato con un carico distribuito di 1000 daN/mq per considerare le concentrazioni di sforzo indotte dai carichi dell'archivio. Complessivamente, considerando la presenza di spazi per il transito ed il non completo sfruttamento dell'altezza dei locali, il carico medio sul solaio è valutabile in circa 800 daN/mq.

SOLAIO

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00

Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole) 0.00

Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole) 1.50

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00

Combinazioni frequenti 0.50

Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione a T H tot. 29.0 B anima 12.0 Cs 2.0 Ci 2.0 B1 ala 19.0 B2 ala 19.0 H ala 5.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n. 1	525.0	1	29.0	0.00
campata n. 2	535.0	1	29.0	0.00
campata n. 3	230.0	1	29.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	zona piena sin.	zona piena destra	coeff. elastico verticale	
1	A	38.0	0.0	0.0	0.0000E+00	diretto
2	B	50.0	71.0	0.0	0.0000E+00	diretto
3	C	50.0	0.0	0.0	0.0000E+00	diretto
4	D	25.0	0.0	0.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

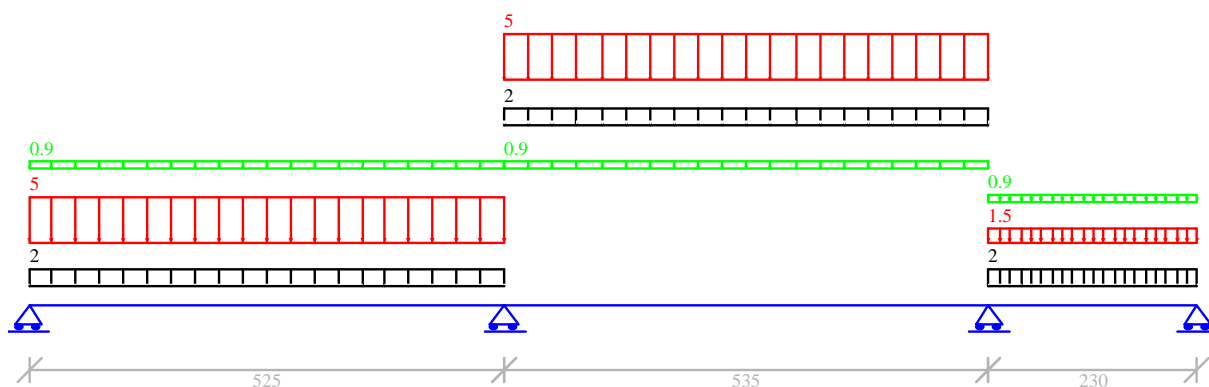
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 300

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
		1.95		0.85	5.00

CAMPATA n. 2

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
		1.95		0.85	5.00

CAMPATA n. 3

carico uniforme	permanente	struttura	permanente	portato	variabile
		1.95		0.85	1.50

Diagramma dei momenti (daN*cm)

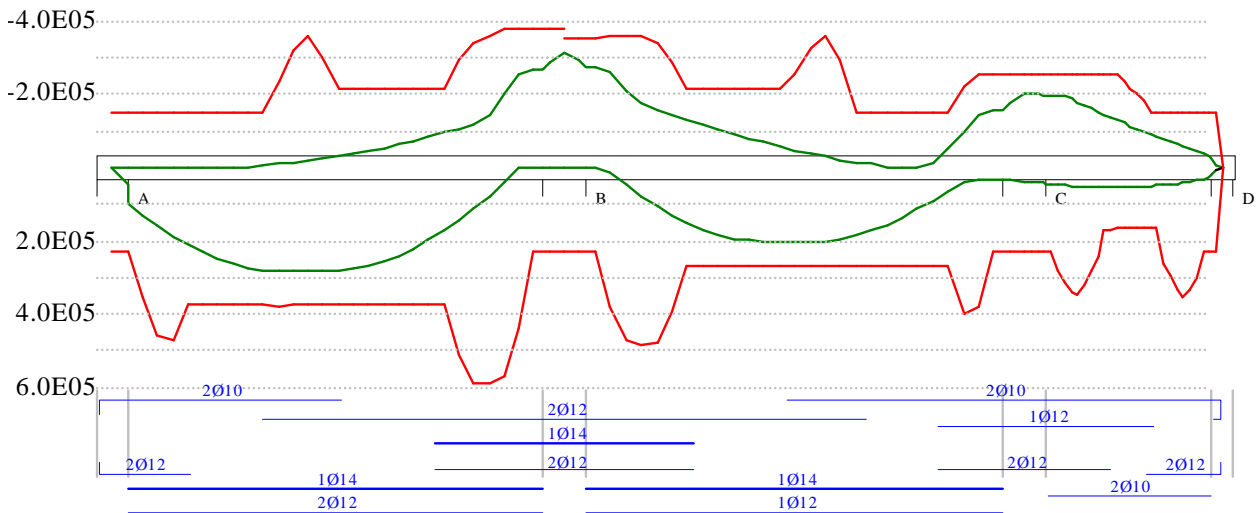
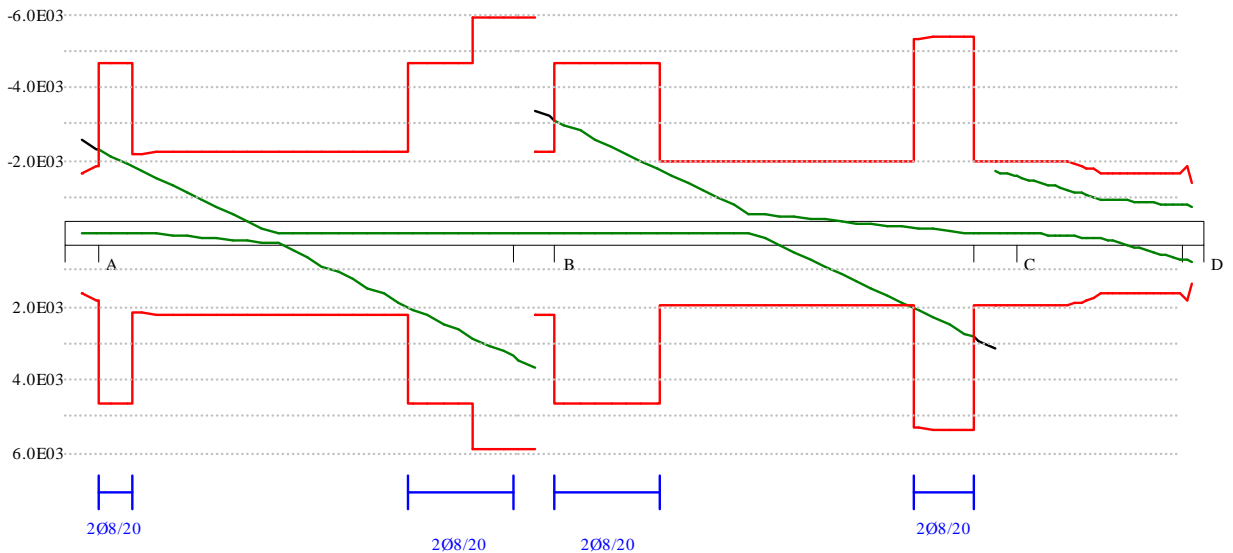


Diagramma dei tagli (daN)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi A-B

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	1.6	2.5	2.3	2.6	0	0	-1526	.113	.000	.000	.000	101	25		16	0	0.79
19	1.6	2.5	2.3	2.6	459	943	2306	.077	.050	.000	.000	101	23		19	47	0.79
105	1.6	2.5	3.8	2.6	2027	2310	3761	.098	.000	.000	.000	100	13		22	0	0.79
105	1.6	2.5	3.8	2.6				.000	.000	.000	.000	100	0		22	0	0.79
210	3.4	2.6	3.8	2.6	2807	2816	3760	.098	.000	.000	.000	100	1		22	0	0.79
210	3.4	2.6	3.8	2.6	-79	-144	-3208	.144	.000	.000	.000	100	-2	22	0	1	0.00
315	2.3	2.6	3.8	2.6	2340	2552	3762	.099	.000	.000	.000	100	-13		22	0	0.79
315	2.3	2.6	3.8	2.6	-442	-555	-2162	.121									

Relazione sintetica e di calcolo dei meccanismi di collasso.

420	3.6	2.6	6.1	2.6	626	1121	5875	.125	.050	.000	.000	100	-25		19	-47	0.79
420	3.6	2.6	6.1	2.6	-1019	-1191	-3421	.129									
500	3.8	2.6	2.3	2.6	-2686	-2686	-3764	.099	.050	.000	.000	418	-34		59	-47	0.79
525	3.8	2.6	2.3	2.6	-3563	-3123	-3764	.099	.000	.000	.000	418	-36		59	0	0.79
stati limite di esercizio																	
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP
0	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00
19	314	7	184	169	4									0.05	0.09	0.02	0.05
105	1382	33	1498	741	18	11.3	0.05	0.03	0.03					0.24	0.47	0.12	0.25
210	1905	43	2064	1007	23	11.3	0.07	0.04	0.04					0.37	0.74	0.19	0.39
315	1567	37	1699	799	19	11.3	0.05	0.03	0.03					0.34	0.67	0.17	0.35
315	-170	6	55	100	0												
420	370	8	183	118	2									0.19	0.36	0.09	0.18
420	-657	22	201	-296	10												
500	-1849	43	2012	-1015	23					29.4	0.16	0.11	0.11	0.04	0.08	0.02	0.04
525	-2151	50	2339	-1181	27					29.4	0.18	0.12	0.13	0.00	0.00	0.00	0.00

campata n. 2 tra gli appoggi B-C
sezione n. 1

stati limite ultimi																	
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VED	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	3.8	2.6	2.3	2.6	-3563	-3123	-3571	.196	.000	.000	.000	100	34		22	0	0.79
25	3.8	2.6	2.3	2.6	-2751	-2751	-3571	.196	.050	.000	.000	100	31		22	47	0.79
107	3.6	2.6	4.9	2.6	694	1072	4792	.112	.050	.000	.000	100	22		20	47	0.79
107	3.6	2.6	4.9	2.6	-1380	-1579	-3364	.136									
214	2.3	2.6	2.7	2.7	1904	1993	2698	.086	.000	.000	.000	100	10		20	0	0.79
214	2.3	2.6	2.7	2.7	-648	-792	-2161	.130									
250	2.3	2.6	2.7	2.7	2019	2023	2698	.086	.000	.000	.000	100	6		20	0	0.79
250	2.3	2.6	2.7	2.7	-453	-581	-2161	.130									
321	3.1	2.5	2.7	2.7	1819	1946	2695	.087	.000	.000	.000	100	4		20	0	0.79
321	3.1	2.5	2.7	2.7	-139	-234	-2917	.154	.000	.000	.000	100	-7	20	0	1	0.00
428	1.6	2.5	2.7	2.7	579	895	2688	.082	.000	.000	.000	100	2		20	0	0.79
428	1.6	2.5	2.7	2.7	6	-160	-1525	.113	.000	.000	.000	100	-19	20	0	1	0.00
510	2.7	2.5	2.3	2.6	298	298	2319	.082	.057	.000	.000	101	0		20	54	0.79
510	2.7	2.5	2.3	2.6	-1579	-1579	-2577	.148	.057	.000	.000	101	-28	20	-54	1	0.00
535	2.7	2.5	2.3	2.6	298	360	2319	.082	.000	.000	.000	101	-31		20	0	0.79
535	2.7	2.5	2.3	2.6	-2325	-2036	-2577	.148									
stati limite di esercizio																	
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP
0	-2151	106	2444	-1181	58					24.2	0.12	0.08	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
25	-1895	93	2153	-1041	51					24.2	0.10	0.07	0.07	0.03	0.05	0.01	0.02
107	396	8	206	99	2									0.14	0.24	0.06	0.11
107	-900	31	280	-422	15												
214	1258	34	1926	613	16	13.4	0.07	0.04	0.03					0.24	0.43	0.11	0.21
214	-336	13	111	-29	1												
250	1346	36	2062	675	18	13.4	0.08	0.04	0.04					0.25	0.46	0.12	0.23
250	-198	8	65	52	0												
321	1226	32	1878	635	17	13.4	0.07	0.04	0.03					0.24	0.43	0.12	0.21
428	389	9	224	200	4									0.14	0.24	0.07	0.12
510	110	2	64	-555	22									0.03	0.06	0.02	0.03
510	-1059	41	349	-555	22												
535	99	2	58	-713	39					26.0	0.12	0.08	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00
535	-1367	74	2147	-713	39												

campata n. 3 tra gli appoggi C-D
sezione n. 1

stati limite ultimi																	
x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VED	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	2.7	2.5	2.3	2.6	298	360	2319	.082	.000	.000	.000	101	17		20	0	0.79
0	2.7	2.5	2.3	2.6	-2325	-2036	-2577	.148									
25	2.7	2.5	2.3	2.6	341	425	2319	.082	.000	.000	.000	101	16		20	0	0.79
25	2.7	2.5	2.3	2.6	-1942	-1942	-2577	.148									
46	2.7	2.5	3.1	2.6	423	484	3111	.090	.000	.000	.000	101	14		20	0	0.79
46	2.7	2.5	3.1	2.6	-1706	-1942	-2581	.133									
77	2.7	2.5	2.8	2.5	495	511	2813	.087	.000	.000	.000	101	12		20	0	0.79
77	2.7	2.5	2.8	2.5	-1376	-1631	-2582	.136	.000	.000	.000	101	-1	20	0	1	0.00
92	2.7	2.5	1.6	2.5	509	511	1670	.075	.000	.000	.000	101	12		19	0	0.79
92	2.7	2.5	1.6	2.5	-1217	-1466	-2578	.164	.000	.000	.000	101	-1	19	0	1	0.00
138	1.9	2.5	1.6	2.5	468	505	1663	.071	.000	.000	.000	101	9		16	0	0.79
138	1.9	2.5	1.6	2.5	-770	-997	-1818	.127	.000	.000	.000	101	-2	16	0	1	0.00
184	1.6	2.5	3.6	2.6	298	402	3564	.094	.000	.000	.000	101	8		16	0	0.79
184	1.6	2.5	3.6	2.6	-365	-570	-1526	.107	.000	.000	.000	101	-5	16	0	1	0.00
218	1.6	2.5	2.3	2.6	94	218	2306	.077	.000	.000	.000	101	8		16	0	0.79
218	1.6	2.5	2.3	2.6	-95	-245	-1526	.113	.000	.000	.000	101	-7	16	0	1	0.00
230	0.0	2.0	0.0	2.0	0	0	0	.000	.000	.000	.000	99	7		14	0	0.79
230	0.0	2.0	0.0	2.0				.000	.000	.000	.000	99	-8		14	0	0.79
stati limite di esercizio																	
x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP
0	99	2	58	-713	39					26.0	0.12	0.08	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00
0	-1367	74	2147	-713	39												
25	125	3	73	-661	36					26.0	0.11	0.07	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00
25	-1301	70	2042	-661	36												
46	195	4	110	-555	21									0.01	0.01	0.00	0.00
46	-1130	42	366	-555	21												
77	264	6	150	65	1									0.01	0.01	0.00	0.00
77	-896	34	292	-417	16												
92	283	6	171	93	2									0.01	0.01	0.00	0.00
92	-785	32	262	-355	14												
138	280	6	169	130	3									0.01	0.01	0.00	0.00

138	-482	19	163	-195	8						
184	185	4	102	100	2						
184	-221	8	72	-77	3	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	9999
218	59	1	35	34	1						
218	-56	2	19	-17	1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
230	0	0	0	0	0						
						0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

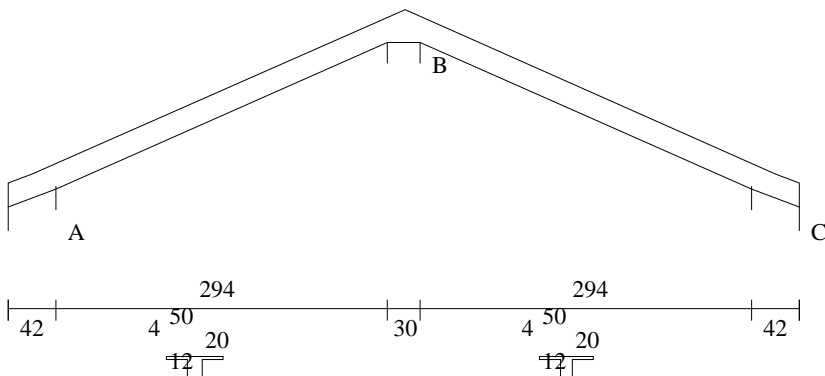
REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	2524	167	1726	253	1158	314	931	339
	2	B	7036	1178	4848	1189	3291	1193	2667	1195
	3	C	4834	120	3303	386	2279	575	1869	651
	4	D	787	-748	502	-435	351	-212	291	-122

B.2) Solaio 2 di copertura

SOLAIO

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI
 Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15
 Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI
 Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00
 Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30
 Gamma G2 inf. (permanententi portati, effetto favorevole) 0.00
 Gamma G2 sup. (permanententi portati, effetto sfavorevole) 1.50
 Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00
 Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO
 Combinazioni rare 1.00
 Combinazioni frequenti 0.50
 Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione a T H tot. 20.0 B anima 12.0 Cs 2.0 Ci 2.0 Bl ala 19.0 B2 ala 19.0 H ala 4.0

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	estradosso iniziale	estradosso
finale Y asse					
campata n. 1	330.0	1	20.0	0.0	
145.0 0.00					
campata n. 2	330.0	1	20.0	145.0	
0.0 0.00					

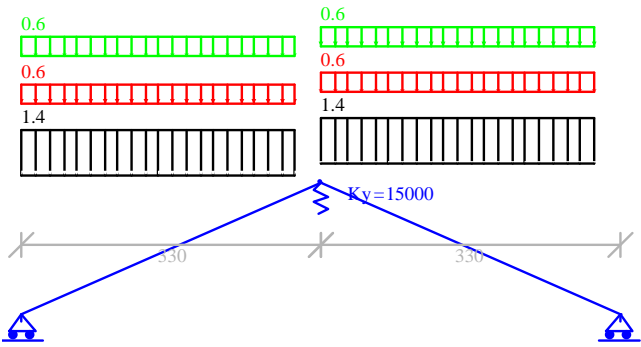
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio	n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale	
	1	A	42.0	0.0000E+00	diretto
	2	B	30.0	1.5000E+04	indiretto
	3	C	42.0	0.0000E+00	diretto

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 300
 Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500
 Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3
 Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
1.40 0.60 0.60 in proiezione

CAMPATA n. 2
carico uniforme permanente struttura permanente portato variabile
1.40 0.60 0.60 in proiezione

coppie di estremità		valori iniziali		variabile	valori finali		variabile
coppie di estremità	perm. struttura	perm. portato	perm. struttura		perm. portato		
		0.00	0.00	12000.00	0.00	0.00	-12000.00

Diagramma dei momenti (daN*cm)

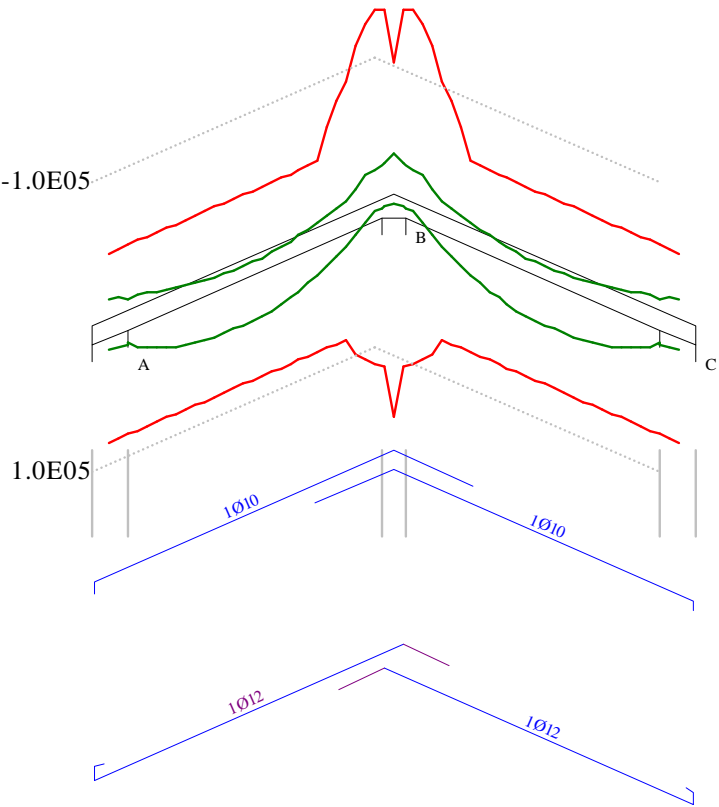
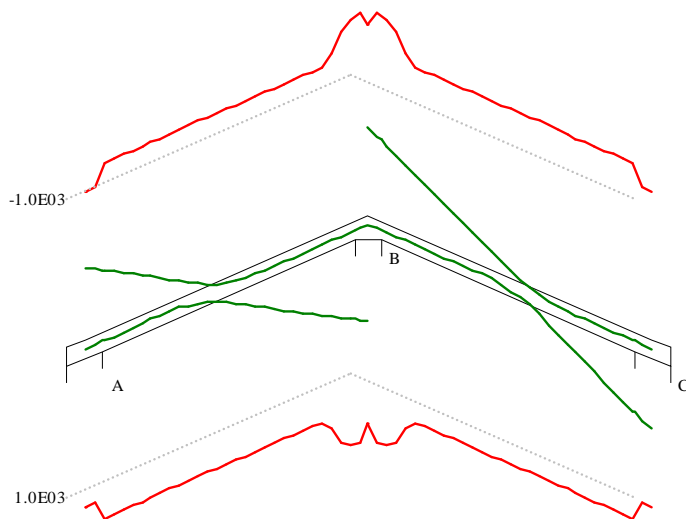


Diagramma dei tagli (daN)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi A-B

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	0.8	2.5	1.1	2.6	-180	-188	-512	.143	.000	.000	.000	67	5		11	0	0.79
21	0.8	2.5	1.1	2.6	103	173	795	.094	.000	.000	.000	66	5		12	0	0.79
21	0.8	2.5	1.1	2.6	-138	-138	-512	.143									
66	0.8	2.5	1.1	2.6	269	310	795	.094	.000	.000	.000	66	3		12	0	0.79
66	0.8	2.5	1.1	2.6	-68	-89	-512	.143									
132	0.8	2.5	1.1	2.6	381	384	795	.094	.000	.000	.000	66	1		12	0	0.79
132	0.8	2.5	1.1	2.6	-17	-24	-512	.143	.000	.000	.000	66	0	12	0	1	0.00
198	0.8	2.5	1.1	2.6	335	360	795	.094	.000	.000	.000	66	-2		12	0	0.79
198	0.8	2.5	1.1	2.6	-27	-39	-512	.143									
264	1.4	2.5	1.1	2.6	131	194	804	.104	.000	.000	.000	66	-4		12	0	0.79
264	1.4	2.5	1.1	2.6	-98	-130	-866	.176									
315	2.7	4.6	1.1	2.6	-285	-285	-1390	.325	.000	.000	.000	59	-6		14	0	0.79
330	1.6	2.5	2.3	2.6	-388	-331	-973	.171	.000	.000	.000	67	-7		13	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	59	3	76	45	2									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
0	-114	10	79	-26	2														
21	72	3	93	59	3									0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	6733
21	-79	7	55	0	0														
66	189	9	243	153	7									0.05	0.05	0.04	0.04	0.15	2271
66	-12	1	8	56	0														
132	264	12	340	211	10									0.09	0.09	0.07	0.07	0.24	1351
198	227	11	292	174	8									0.10	0.10	0.08	0.08	0.28	1184
264	76	3	97	43	2									0.09	0.09	0.07	0.07	0.26	1269
264	-53	5	36	-33	3														
315	-205	18	141	-172	15									0.07	0.07	0.06	0.06	0.23	1405
330	-237	19	159	-199	16									0.07	0.07	0.06	0.06	0.23	1437

campata n. 2 tra gli appoggi B-C

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	1.6	2.5	2.3	2.6	-388	-331	-973	.171	.000	.000	.000	67	7		13	0	0.79
15	2.7	4.6	1.1	2.6	-285	-285	-1390	.325	.000	.000	.000	59	6		14	0	0.79
66	1.4	2.5	1.1	2.6	131	194	804	.104	.000	.000	.000	66	4		12	0	0.79
66	1.4	2.5	1.1	2.6	-98	-130	-866	.176									
132	0.8	2.5	1.1	2.6	335	360	795	.094	.000	.000	.000	66	2		12	0	0.79
132	0.8	2.5	1.1	2.6	-27	-39	-512	.143									
176	0.8	2.5	1.1	2.6	383	384	795	.094	.000	.000	.000	66	1		12	0	0.79
176	0.8	2.5	1.1	2.6	-14	-16	-512	.143	.000	.000	.000	66	0	12	0	1	0.00
198	0.8	2.5	1.1	2.6	381	384	795	.094	.000	.000	.000	66	0		12	0	0.79
198	0.8	2.5	1.1	2.6	-17	-24	-512	.143	.000	.000	.000	66	-1	12	0	1	0.00
264	0.8	2.5	1.1	2.6	269	310	795	.094	.000	.000	.000	66	-3		12	0	0.79
264	0.8	2.5	1.1	2.6	-68	-89	-512	.143									
309	0.8	2.5	1.1	2.6	103	173	795	.094	.000	.000	.000	66	-5		12	0	0.79
309	0.8	2.5	1.1	2.6	-138	-138	-512	.143									
330	0.8	2.5	1.1	2.6	-180	-188	-512	.143	.000	.000	.000	67	-5		11	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	-237	19	159	-199	16									0.07	0.07	0.06	0.06	0.23	1437
15	-205	18	141	-172	15									0.07	0.07	0.06	0.06	0.23	1405

66	76	3	97	43	2	0.09	0.09	0.07	0.07	0.26	1269
66	-53	5	36	-33	3						
132	227	11	292	174	8	0.10	0.10	0.08	0.08	0.28	1184
176	264	12	340	209	10	0.10	0.09	0.08	0.07	0.26	1255
198	264	12	340	211	10	0.09	0.09	0.07	0.07	0.24	1351
264	189	9	243	153	7	0.05	0.05	0.04	0.04	0.15	2271
264	-12	1	8	56	0						
309	72	3	93	59	3	0.02	0.02	0.01	0.01	0.05	6733
309	-79	7	55	0	0						
330	59	3	76	45	2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
330	-114	10	79	-26	2						

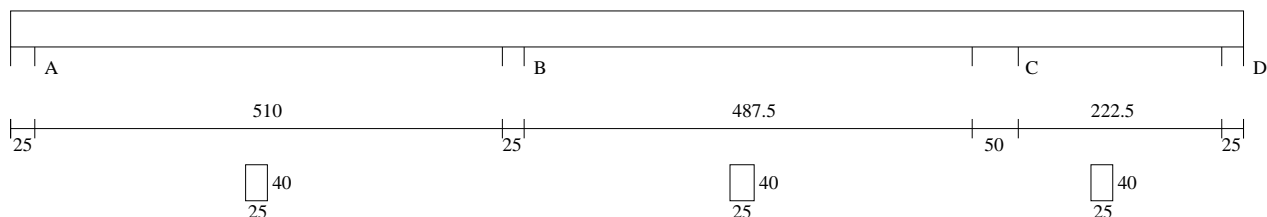
REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	594	149	416	166	345	171	317	173
	2	B	1430	396	1027	449	909	501	861	522
	3	C	594	149	416	166	345	171	317	173

B.3) Trave di colmo in copertura

TRAVE CONTINUA

Geometria di input



Metodo di calcolo: DM 14-01-08. Valori in daN cm.

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE PROPRIETA' DEI MATERIALI

Gamma s (fattore di sicurezza parziale dell'acciaio da armatura) 1.15

Gamma c (fattore di sicurezza parziale del calcestruzzo) 1.50

FATTORI DI SICUREZZA PARZIALI PER LE AZIONI

Gamma G1 inf. (pesi struttura, effetto favorevole) 1.00

Gamma G1 sup. (pesi struttura, effetto sfavorevole) 1.30

Gamma G2 inf. (permanenti portati, effetto favorevole) 0.00

Gamma G2 sup. (permanenti portati, effetto sfavorevole) 1.50

Gamma Q inf. (azioni variabili, effetto favorevole) 0.00

Gamma Q sup. (azioni variabili, effetto sfavorevole) 1.50

COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE DEI CARICHI VARIABILI PER STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare 1.00

Combinazioni frequenti 0.50

Combinazioni quasi permanenti 0.30

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n. 1 sezione rettangolare H 40.0 B 25.0 Cs 2.5 Ci 3.5

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

	luce	sezione	altezza finale	Y asse
campata n. 1	535.0	1	40.0	0.00
campata n. 2	525.0	1	40.0	0.00
campata n. 3	260.0	1	40.0	0.00

CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio	n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
	1	A	25.0	0.0000E+00
	2	B	25.0	0.0000E+00
	3	C	50.0	0.0000E+00
	4	D	25.0	0.0000E+00

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

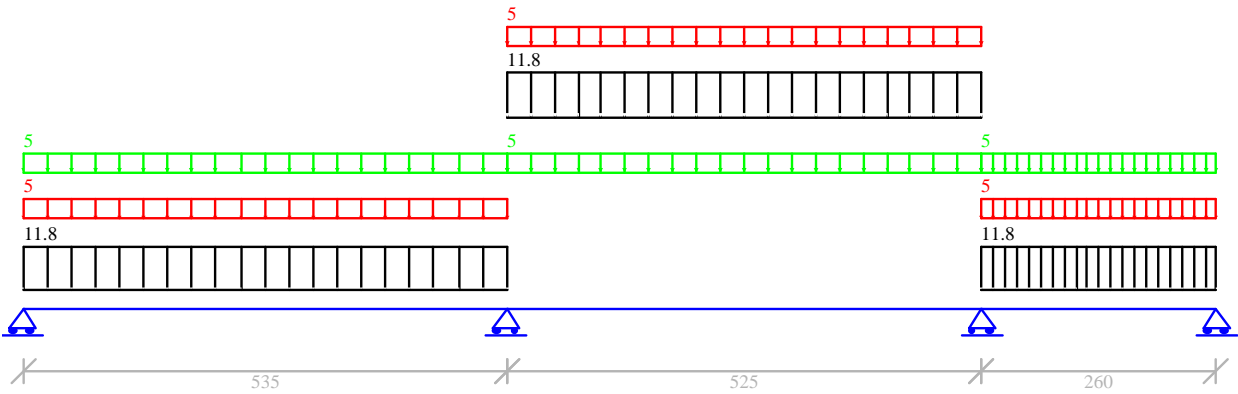
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo Rck= 300

Tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio fyk= 4500

Valore finale del coefficiente di viscosità (EC2 Tab.3.3)= 3

Valore finale della deformazione di ritiro (EC2 Tab.3.4)= -.0004

Schema statico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1				
peso della trave	2.50			
carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile	
	11.80	5.00	5.00	
CAMPATA n. 2				
peso della trave	2.50			
carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile	
	11.80	5.00	5.00	
CAMPATA n. 3				
peso della trave	2.50			
carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile	
	11.80	5.00	5.00	

Diagramma dei momenti (daN*cm)

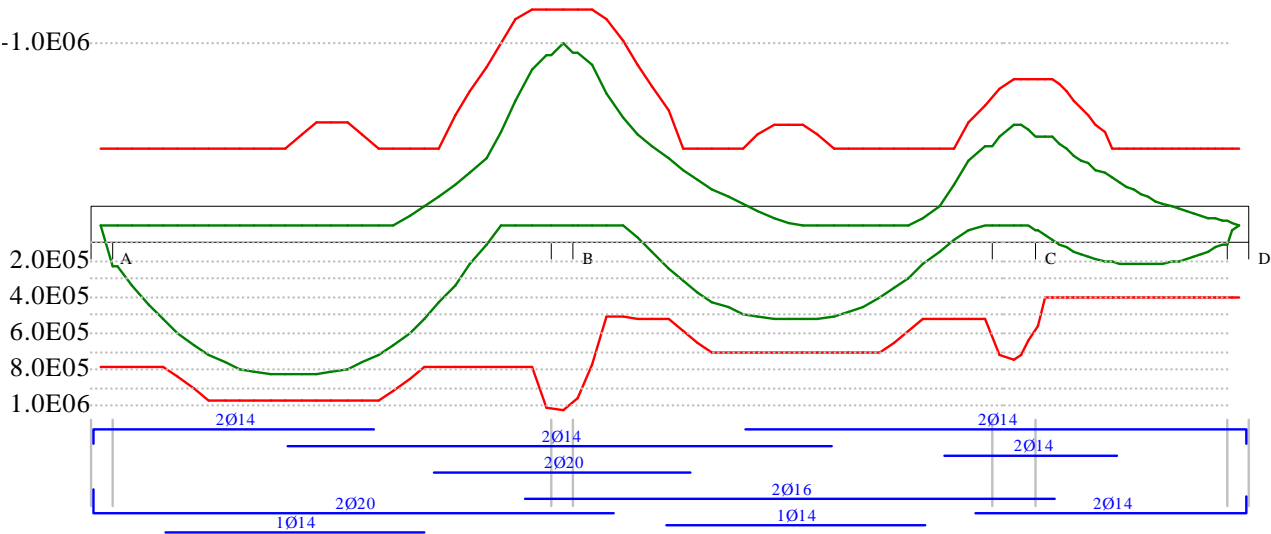
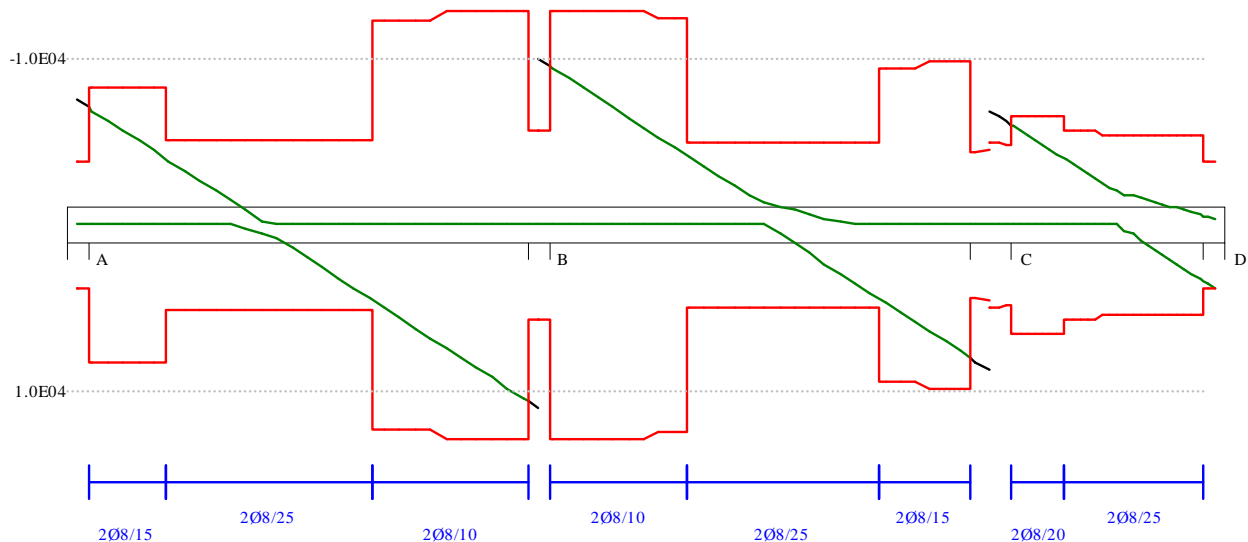


Diagramma dei tagli (daN)



OUTPUT CAMPATE (momenti in kN*cm, tagli in kN, apertura fessure in mm).

campata n. 1 tra gli appoggi A-B
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VED	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	3.1	3.5	6.3	5.3	0	0	-4226	.138	.000	.000	.000	283	75		38	0	0.79
13	3.1	3.5	6.3	5.3	907	2327	7866	.165	.067	.000	.000	275	70		48	82	0.79
107	3.1	3.5	7.3	5.3	6065	6636	9065	.188	.042	.000	.000	276	39		48	51	0.79
214	3.1	3.5	7.8	5.2	8285	8285	9706	.202	.042	.000	.000	276	3		52	51	0.79
214	3.1	3.5	7.8	5.2					.042	.000	.000	276	-5		52	-51	0.79
321	3.1	3.5	7.8	5.2	6659	7141	9706	.202	.042	.000	.000	276	-38		49	-51	0.79
428	5.7	3.6	6.3	5.3	1187	2243	7869	.143	.101	.000	.000	289	-74		39	-129	0.79
428	5.7	3.6	6.3	5.3	-2219	-2811	-7389	.165									
523	9.4	3.7	8.4	5.2	-9319	-9319	-11856	.199	.101	.000	.000	288	-106		55	-129	0.79
535	9.4	3.7	8.2	5.2	-10665	-10010	-11859	.200	.000	.000	.000	288	-110		56	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	cc.R	sf.R	Mese.QP	cc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
13	645	9	129	546	7									0.03	0.06	0.02	0.05	0.09	5768
107	4290	73	1922	3621	62	24.4	0.10	0.08	0.11					0.23	0.52	0.19	0.43	0.73	728
214	5798	97	2425	4861	81	23.6	0.13	0.11	0.15					0.36	0.79	0.29	0.66	1.11	481
321	4523	75	1892	3719	62	23.6	0.10	0.08	0.11					0.32	0.70	0.26	0.58	0.99	542
428	467	6	92	196	3									0.17	0.36	0.13	0.29	0.50	1061
428	-1299	17	255	-952	12														
523	-6712	87	2268	-5730	75					18.3	0.11	0.09	0.11	0.02	0.04	0.01	0.03	0.05	9999
535	-7213	94	2437	-6159	81					18.3	0.12	0.10	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

campata n. 2 tra gli appoggi B-C
sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VED	VED.rid	VRd	VRsd	teta
0	9.4	3.7	8.2	5.2	-10665	-10010	-11859	.200	.000	.000	.000	288	100		56	0	0.79
13	9.4	3.7	8.0	5.2	-9444	-9444	-11862	.201	.101	.000	.000	288	96		55	129	0.79
105	5.8	3.6	4.0	5.1	744	1574	5150	.117	.101	.000	.000	289	65		39	129	0.79
105	5.8	3.6	4.0	5.1	-3654	-4257	-7548	.171									
210	3.1	3.5	5.6	5.1	4652	4918	7047	.149	.040	.000	.000	277	29		46	49	0.79
210	3.1	3.5	5.6	5.1	-755	-1096	-4215	.133									
263	4.2	3.5	5.6	5.1	5217	5217	7052	.139	.040	.000	.000	277	14		46	49	0.79
263	4.2	3.5	5.6	5.1	103	-118	-5561	.144									
315	3.1	3.5	5.6	5.1	4857	5061	7047	.149	.040	.000	.000	277	6		46	49	0.79
315	3.1	3.5	5.6	5.1					.040	.000	.000	277	-17		46	-49	0.79
420	3.1	3.5	4.0	5.1	1615	2227	5157	.122	.076	.000	.000	277	-52		41	-94	0.79
420	3.1	3.5	4.0	5.1	58	-275	-4215	.132									
500	5.4	3.5	5.2	5.1	-4347	-4347	-7096	.160	.076	.000	.000	290	-79		39	-98	0.79
525	6.2	3.5	5.8	5.1	-6432	-5474	-8027	.167	.000	.000	.000	290	-88		45	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	cc.R	sf.R	Mese.QP	cc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	-7213	94	2437	-6159	81					18.3	0.12	0.10	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
13	-6806	89	2300	-5812	76					18.3	0.11	0.09	0.11	0.01	0.01	0.00	0.00	0.01	9999
105	-2313	40	1239	-1808	31					22.9	0.06	0.05	0.05	0.08	0.12	0.06	0.09	0.21	2521
210	2972	55	1713	2339	43	25.9	0.08	0.07	0.08					0.16	0.26	0.12	0.20	0.45	1177
263	3470	61	1994	2812	50	26.0	0.10	0.08	0.10					0.18	0.30	0.14	0.23	0.50	1050
315	3298	61	1901	2711	50	25.9	0.09	0.08	0.10					0.17	0.28	0.14	0.22	0.48	1084
420	1078	15	222	875	12									0.10	0.16	0.08	0.12	0.28	1900
500	-2934	49	1673	-2401	40					20.9	0.07	0.06	0.07	0.02	0.04	0.02	0.03	0.06	8460
525	-3715	59	1867	-3052	48					19.7	0.08	0.07	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

campata n. 3 tra gli appoggi C-D

sezione n. 1

stati limite ultimi

x	Asup	cs	Ainf	ci	Mela	MEd	MRd	x/d	Ast	Afp+	Afp-	VRcd	VEd	VEd.rid	VRd	VRsd	teta
0	6.2	3.5	5.8	5.1	-6432	-5474	-8027	.167	.000	.000	.000	290	68		49	0	0.79
25	6.2	3.5	4.5	5.0	-4862	-4862	-8029	.173	.051	.000	.000	290	60		47	65	0.79
52	6.0	3.5	3.1	5.0	603	1071	4005	.104	.051	.000	.000	290	51		44	65	0.79
52	6.0	3.5	3.1	5.0	-3902	-4458	-7778	.178									
104	3.8	3.5	3.1	5.0	1815	2003	4006	.106	.044	.000	.000	290	33		39	56	0.79
104	3.8	3.5	3.1	5.0	-2346	-2784	-5054	.139									
139	3.1	3.5	3.1	5.0	2118	2131	4007	.107	.044	.000	.000	278	22		38	54	0.79
139	3.1	3.5	3.1	5.0	-1524	-1882	-4209	.129									
156	3.1	3.5	3.1	5.0	2118	2131	4007	.107	.044	.000	.000	278	19		38	54	0.79
156	3.1	3.5	3.1	5.0	-1177	-1496	-4209	.129	.044	.000	.000	278	-3		38	-54	0.79
208	3.1	3.5	3.1	5.0	1513	1794	4007	.107	.044	.000	.000	278	11		38	54	0.79
208	3.1	3.5	3.1	5.0	-395	-595	-4209	.129	.044	.000	.000	278	-20		38	-54	0.79
248	3.1	3.5	3.1	5.0	447	1072	4007	.107	.044	.000	.000	278	6		38	54	0.79
248	3.1	3.5	3.1	5.0	-60	-209	-4209	.129	.044	.000	.000	278	-34		38	-54	0.79
260	3.1	3.5	3.1	5.0	0	0	-4209	.129	.000	.000	.000	284	4		38	0	0.79
260	3.1	3.5	3.1	5.0					.000	.000	.000	284	-38		38	0	0.79

stati limite di esercizio

x	Mese.R	sc.R	sf.R	Mese.QP	sc.QP	srmi	wkiR	wkiF	wkiQP	srms	wksR	wksF	wksQP	fg.R	ff.R	fg.QP	ff.QP	f.c	l/f.c
0	-3715	59	1867	-3052	48					19.7	0.08	0.07	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
25	-3275	54	1647	-2677	44					19.7	0.07	0.06	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999
52	-2497	43	1298	-1968	34					20.0	0.05	0.04	0.05	0.01	0.00	0.00	0.00	0.01	9999
104	865	12	180	506	7									0.01	0.01	0.01	0.01	0.03	9999
104	-1293	18	266	-896	12														
139	1183	16	247	831	12									0.02	0.01	0.01	0.01	0.03	8089
139	-705	10	147	-396	6														
156	1233	17	258	900	12									0.02	0.01	0.01	0.01	0.03	7898
156	-475	7	99	-211	3														
208	945	13	197	731	10									0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	9999
208	-44	1	9	88	0														
248	287	4	60	227	3									0.00	0.00	0.00	0.00	0.01	9999
260	0	0	0	0	0									0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	9999

REAZIONI VINCOLARI (daN)

appoggio	n.	nome	ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI	
			massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	7466	2542	5309	2757	4729	2815	4497	2838
	2	B	20956	8683	15126	8764	13557	8785	12930	8794
	3	C	15603	4570	10990	5270	9748	5458	9252	5534
	4	D	3783	-389	2450	287	2091	468	1947	541

B.4) Architravi in ferro al 1° solaio tra nodi 34-35

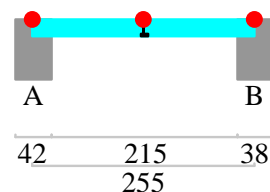
Il dimensionamento degli architravi metallici è svolto considerando interamente applicato il carico del 1° solaio ed il carico della muratura a 3 teste posta I piano primo e di altezza media pari a circa 4.2 m. Si è quindi trascurato l'effetto arco nella parete del piano 1° e che permetterebbe di ridurre la massa di carico della parete stessa, per considerare incrementi di carico indotti dal movimento sismico d'insieme dell'edificio.

I carichi sono stati dimezzati per considerare la presenza di due travi accoppiate a sostegno del solaio e della parete.

TRAVE CONTINUA IN ACCIAIO

Metodo di calcolo: stati limite DM 2008. Valori in daN cm.

Prospetto trave



Svergolamento: non richiesto

Materiale: S235

Gamma M0 =1.05

GEOMETRIA DELLE SEZIONI INIZIALI

n.	Profilo	Area	Jx	Wx	Wplx	At
1	IPE180	24	1320	147	167	9

GEOMETRIA DELLE CAMPATE

campata n.	luce	sezione	estradosso iniziale	estradosso finale	Y asse
1	255.0	1	0.0	0.0	0.00

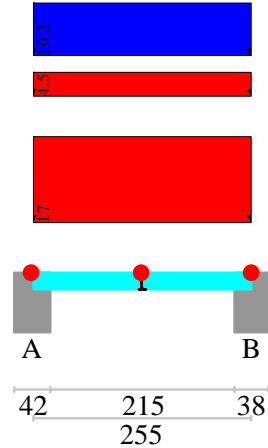
CARATTERISTICHE DEGLI APPOGGI

appoggio n.	nome	ampiezza	coeff. elastico verticale
1	A	42.0	0.0000E+00 diretto
2	B	38.0	0.0000E+00 diretto

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

	gamma	E	ni	Fy sp<=40mm	Fy sp>40mm
S235	0.0078500	2060000	0.300	2350.0	2150.0

Schemi di carico



AZIONI CARATTERISTICHE APPLICATE ALLA TRAVE

CAMPATA n. 1

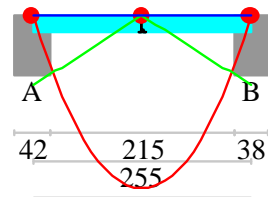
peso della trave 0.19

carico uniforme	permanente struttura	permanente portato	variabile	
	17.00	0.00	0.00	carico parete intonacata
	4.50	0.00	10.25	carico da reazione 1° solaio

RITEGNI TORSIONALI

ritegno n.	campata n.	posizione
1	1	0.0
2	1	127.5
3	1	255.0

VERIFICHE



Verifica asta 1

campata n°1

classe peggiore 1

X	MEd	Mc,Rd	Classe	Ro	VEd	Vc,Rd	MEd.sv	Mb,Rd.sv	Classe.sv	Chi	Lambda.ad	fy eff
0	0	0	0	0.000	5555	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
51	226650	373243	1	0.000	3333	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
102	339976	373243	1	0.000	1111	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
153	339976	373243	1	0.000	1111	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
204	226650	373243	1	0.000	3333	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0
255	0	0	0	0.000	5555	14597	0	0	0	0.00	0.00	2350.0

Valori massimi

Flessione

X = 128

MEd 354141

Mc,Rd 373243

Classe 1

Ro 0

Taglio

X = 0

VEd 5555

Vc,Rd 14597

DEFORMATA

campata	x	f qp	f ra	f fr		
campata n°1	43	0.25	0.33	0.27		
campata n°1	94	0.46	0.59	0.50		
campata n°1	145	0.49	0.63	0.53		
campata n°1	196	0.34	0.44	0.37		
campata n°1	247	0.05	0.07	0.06		
Valori massimi						
campata	f qp	L/f qp	f ra	L/f ra	f fr	L/f fr (2L/f per gli sbalzi)
campata n°1	0.50	509	0.65	395	0.54	470

REAZIONI VINCOLARI (daN)

		ULTIME		RARE		FREQUENTI		QUASI PERMANENTI		
appoggio	n.	nome	massima	minima	massima	minima	massima	minima	massima	minima
	1	A	5555	2765	4072	2765	3419	2765	3157	2765
	2	B	5555	2765	4072	2765	3419	2765	3157	2765

Dal calcolo appaiono sufficienti n. 2 IPE180, per ragioni geometriche di ingombro delle ali, rapportato alla larghezza della parete, si impiegano n. 2 HEA 180.

B.5) Relazione sulle fondazioni

L'intervento in fondazione, costituisce un insieme di interventi locali finalizzati a migliorare e ad uniformare, la distribuzione dei carichi scaricati sul terreno.

Nei casi in cui, gli incrementi dei carichi, scaricati sul terreno in condizioni statiche SLU, risultano eccessivi rispetto alle portate del terreno, si è prevista la realizzazione di ampliamenti della base fondale esistente. L'intervento consiste nella realizzazione di cordolature collaboranti con le murature, collegate mediante ancoraggi passanti le murature stesse.

La scelta delle murature su cui eseguire l'intervento e le dimensioni delle cordolature, sono state svolte sulla base della portata teorica del terreno, calcolata come di seguito indicato, secondo la teoria di Brinch-Hansen e sulla base dei dati forniti dalla relazione geologica allegata al progetto.

Il terreno è caratterizzato da un primo strato di limo sabbioso-argilloso e limo argilloso consistente e compatto (unità A – da 0.20 a 1.5/1.6 m dal p.c.), seguito da un terreno con caratteristiche simili ma meno compatto (unità B – da 1.50/1.6 a 4.5/6.0 m dal p.c.).

Unità A – da 0,20 m a 1,50/1,60 m da p.c.

Limo sabbioso-argilloso e limo argilloso consistente e compatto

Parametri geotecnici	Simbolo	Unità	Valore medio	Valore caratteristico
Resistenza alla punta	Rp	kg/cm ²	48	35
Peso di volume naturale	γ	t/m ³	1,89	1,87
Coesione non drenata	c _u	kg/cm ²	1,15	1,00
Angolo di attrito	ϕ	°	27	25,5
Coesione	c	kg/cm ²	0,05	0,03
Modulo di deformazione non drenato	Eu25	kg/cm ²	287	264
Modulo edometrico	Mo	kg/cm ²	95	93
Modulo di Poisson	μ^{**}	-	0,30	/
Modulo di Young	E'	kg/cm ²	140	105

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Inq. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN)

Ing. Luca Signorini – via Don Ciro Pallavicini n.1, Borgo Virgilio (MN) pag. 83

Calcolo portata terreno **Unità A – Base = 100 cm**

terreno coesivo	coesivi	
peso di volume efficace del terreno	γ	1,87 t/m ³
peso del terreno immerso	γ_{imm}	0,87 t/m ³
coesione drenata	c	0,30 t/m ²
coesione non drenata	c_u	10,00 t/m ²
modulo di Young	E	1.050,00 t/m ²
coefficiente di Poisson	ν	0,30
modulo di taglio	G	403,85 t/m ²
angolo di attrito interno	ϕ	25,50 °
aderenza fra terreno e fondazione	c_a	0,00 t/m ²
sovraccarico del terreno	q	2,20 kg/cm ²
inclinazione del pendio	β	0,00 °
coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,200 adim.

larghezza del piano di posa	B	1,00 m
lunghezza el piano di posa	L	1,00 m
eccentricità del carico laterale	e_B	0,02 m
eccentricità del carico longitudinale	e_L	0,00 m
larghezza efficace	B'	0,96 m
lunghezza efficace	L'	1,00 m
profondità del piano di posa	D	1,00 m
carico applicato	Q	18,00 t
inclinazione del carico	θ_Q	0,00 °
componente orizzontale del carico	H	0,00 t
componente verticale del carico	V	18,00 t
inclinazione del piano di posa	η	0,00 °
rapporto larghezza/profondità	k	1,00
altezza del cuneo di rottura	H_{cr}	0,79 m

fattori di portanza	N_c	21,47
	N_q	11,24
	N_γ	7,33

indice I_R	I_R	180,18	adim.
indice I_R critico	$I_{R,crit}$	47,10	adim.
rottura per punzonamento		NO	

fattori di punzonamento	p_c	1,79
secondo Vesic	p_q	1,00
	p_γ	1,00

fattori di inclinazione del	i_c	1,00
carico	$i_{c'}$	0,00
	i_q	1,00
	i_γ	1,00

fattori di forma della	s_c	1,52
fondazione	$s_{c'}$	0,20
	s_q	1,48
	s_γ	0,60

carico limite	Q_{lim}	6,58	daN/cm ²
carico limite per terreno coesivo	$Q_{lim,c}$	14,93	daN/cm ²

fattori di profondità del	d_c	1,40
piano di posa della	$d_{c'}$	0,40
fondazione	d_q	1,31
	d_γ	1,00

fattori di inclinazione del	g_c	1,00
piano di campagna	$g_{c'}$	0,00
	g_q	1,00
	g_γ	1,00

fattori di inclinazione della	b_c	1,00
base della fondazione	$b_{c'}$	0,00
	b_q	1,00
	b_γ	1,00

fattori correttivi sismici	e_c	0,94
	e_q	0,83
	e_γ	0,83

Dividendo il carico limite per il fattore di sicurezza 2.3 si ottengono le portate di progetto per le due diverse conformazioni della fondazione: $6.58 / 2.3 = 2.86$ daN/cm² = 28.6 t/mq

Svolgendo le medesime analisi anche per l'orizzonte B, per considerare il caso che il bulbo di pressioni ricada, in parte, in questo strato di terreno, vengono svolti i calcoli considerando anche un terreno con caratteristiche medie tra l'Unità di terreno A e l'Unità B, si ottiene quanto segue.

Calcolo portata terreno **Unità media A+B – Base = 41 cm**

terreno coesivo	coesivi	
peso di volume efficace del terreno	γ	1,86 t/m ³
peso del terreno immerso	γ_{imm}	0,86 t/m ³
coesione drenata	c	0,65 t/m ²
coesione non drenata	c_u	7,50 t/m ²
modulo di Young	E	700,00 t/m ²
coefficiente di Poisson	ν	0,35
modulo di taglio	G	259,26 t/m ²
angolo di attrito interno	ϕ	22,00 °
aderenza fra terreno e fondazione	c_a	0,00 t/m ²
sovraccarico del terreno	q	2,20 kg/cm ²
inclinazione del pendio	β	0,00 °
coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,200 adim.

larghezza del piano di posa	B	0,41 m
lunghezza el piano di posa	L	1,00 m
eccentricità del carico laterale	e_B	0,02 m
eccentricità del carico longitudinale	e_L	0,00 m
larghezza efficace	B'	0,37 m
lunghezza efficace	L'	1,00 m
profondità del piano di posa	D	1,00 m
carico applicato	Q	18,00 t
inclinazione del carico	θ_Q	0,00 °
componente orizzontale del carico	H	0,00 t
componente verticale del carico	V	18,00 t
inclinazione del piano di posa	η	0,00 °
rapporto larghezza/profondità	k	1,18
altezza del cuneo di rottura	H_{cr}	0,30 m

fattori di portanza	N_c	16,88
	N_q	7,82
	N_γ	4,13

indice I_R	I_R	113,20	adim.
indice I_R critico	$I_{R,crit}$	52,06	adim.
rottura per punzonamento		NO	

fattori di punzonamento	p_c	1,60
secondo Vesic	p_q	1,00
	p_γ	1,00

fattori di inclinazione del	i_c	1,00
carico	$i_{c'}$	0,00
	i_q	1,00
	i_γ	1,00

fattori di forma della	s_c	1,19
fondazione	$s_{c'}$	0,08
	s_q	1,17
	s_γ	0,84

carico limite	Q_{lim}	5,14	daN/cm ²
carico limite per terreno coesivo	$Q_{lim,c}$	9,79	daN/cm ²

fattori di profondità del	d_c	1,47
piano di posa della	$d_{c'}$	0,47
fondazione	d_q	1,37
	d_γ	1,00

fattori di inclinazione del	g_c	1,00
piano di campagna	$g_{c'}$	0,00
	g_q	1,00
	g_γ	1,00

fattori di inclinazione della	b_c	1,00
base della fondazione	$b_{c'}$	0,00
	b_q	1,00
	b_γ	1,00

fattori correttivi sismici	e_c	0,94
	e_q	0,79
	e_γ	0,79

Dividendo il carico limite per il fattore di sicurezza 2.3 si ottengono le portate di progetto per le due diverse conformazioni della fondazione: $5.14 / 2.3 = 2.23$ daN/cm² = 22.3 t/mq

Calcolo portata terreno **Unità media A+B – Base = 100 cm**

terreno coesivo	coesivi				
peso di volume efficace del terreno	γ	1,86	t/m ³	larghezza del piano di posa	B 1,00 m
peso del terreno immerso	γ_{imm}	0,86	t/m ³	lunghezza el piano di posa	L 1,00 m
coesione drenata	c	0,65	t/m ²	eccentricità del carico laterale	e_B 0,02 m
coesione non drenata	c_u	7,50	t/m ²	eccentricità del carico longitudinale	e_L 0,00 m
modulo di Young	E	700,00	t/m ²	larghezza efficace	B' 0,96 m
coefficiente di Poisson	ν	0,35		lunghezza efficace	L' 1,00 m
modulo di taglio	G	259,26	t/m ²	profondità del piano di posa	D 1,00 m
angolo di attrito interno	ϕ	22,00	°	carico applicato	Q 18,00 t
aderenza fra terreno e fondazione	c_a	0,00	t/m ²	inclinazione del carico	θ_Q 0,00 °
sovraccarico del terreno	q	2,20	kg/cm ²	componente orizzontale del carico	H 0,00 t
inclinazione del pendio	β	0,00	°	componente verticale del carico	V 18,00 t
coefficiente sismico orizzontale	K_h	0,200	adim.	inclinazione del piano di posa	η 0,00 °
				rapporto larghezza/profondità	k 1,00
				altezza del cuneo di rottura	H_{cr} 0,74 m

fattori di portanza	N_c	16,88
	N_q	7,82
	N_γ	4,13

indice I_R	I_R	113,20	adim.
indice I_R critico	$I_{R,crit}$	35,12	adim.
rottura per punzonamento		NO	

fattori di punzonamento	p_c	1,67
secondo Vesic	p_q	1,00
	p_γ	1,00

fattori di inclinazione del	i_c	1,00
carico	$i_{c'}$	0,00
	i_q	1,00
	i_γ	1,00

fattori di forma della	S_c	1,46
fondazione	$S_{c'}$	0,20
	S_q	1,40
	S_γ	0,60

carico limite	Q_{lim}	6,19	daN/cm ²
carico limite per terreno coesivo	$Q_{lim,c}$	10,51	daN/cm ²

fattori di profondità del	d_c	1,40
piano di posa della	$d_{c'}$	0,40
fondazione	d_q	1,32
	d_γ	1,00

fattori di inclinazione del	g_c	1,00
piano di campagna	$g_{c'}$	0,00
	g_q	1,00
	g_γ	1,00

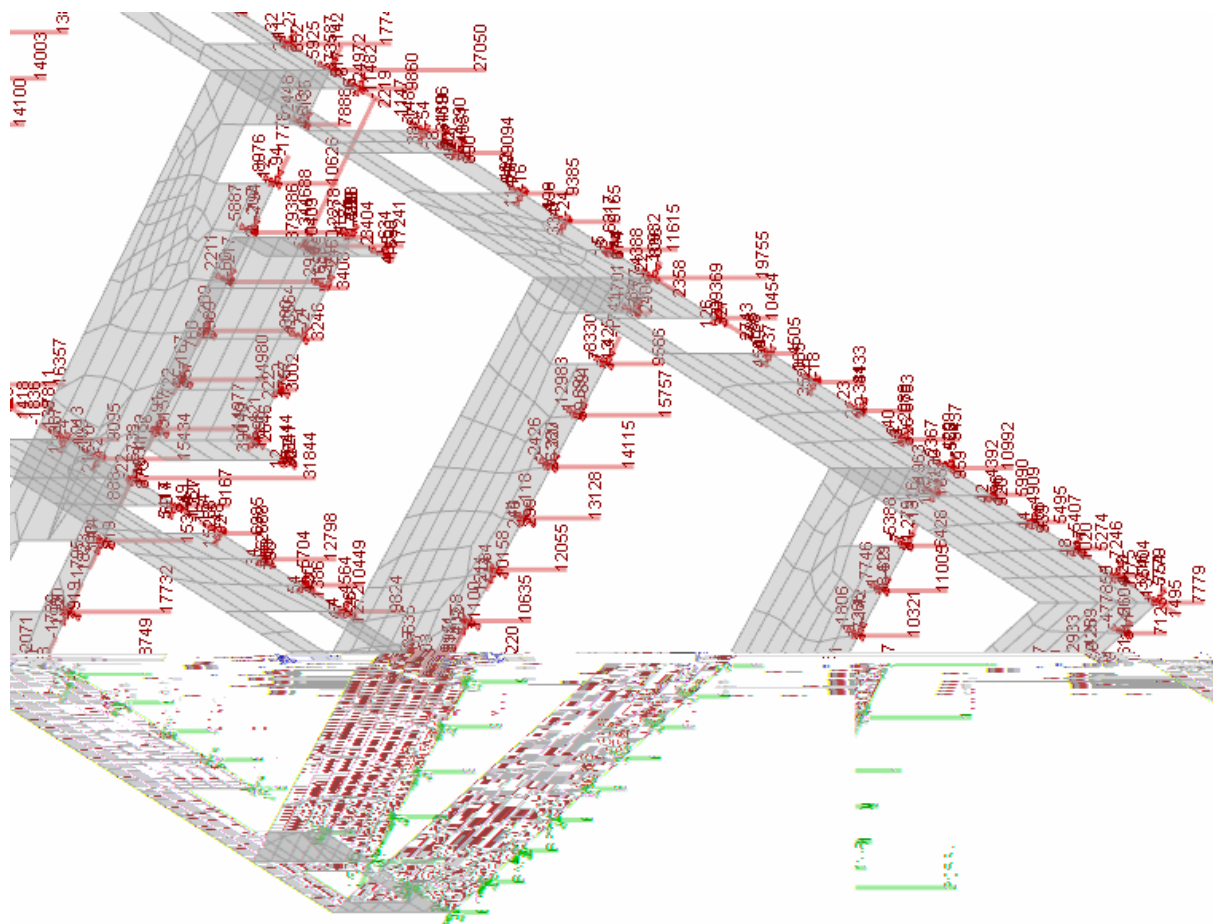
fattori di inclinazione della	b_c	1,00
base della fondazione	$b_{c'}$	0,00
	b_q	1,00
	b_γ	1,00

fattori correttivi sismici	e_c	0,94
	e_q	0,79
	e_γ	0,79

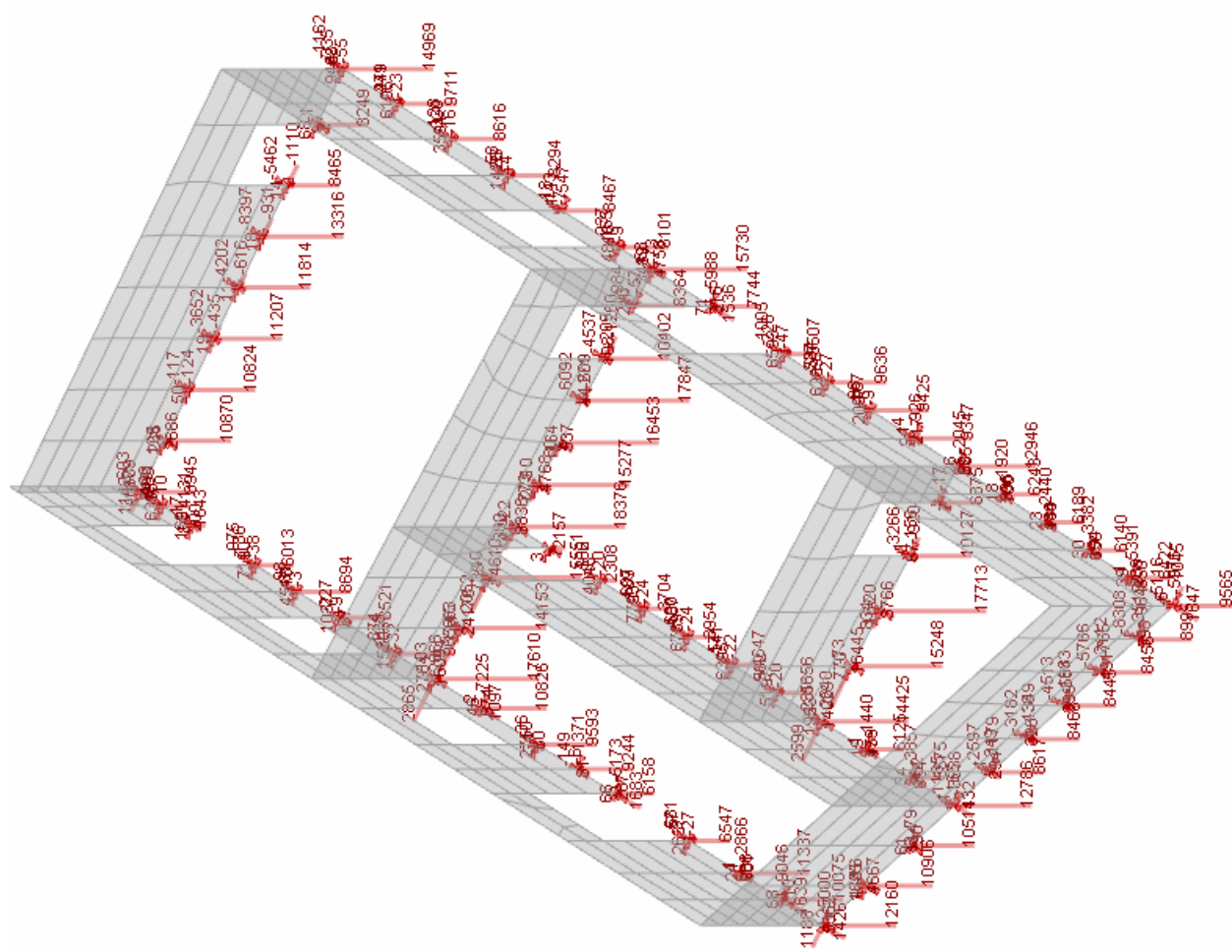
Dividendo il carico limite per il fattore di sicurezza 2.3 si ottengono le portate di progetto per le due diverse conformazioni della fondazione: $6.19 / 2.3 = 2.69 \text{ daN/cm}^2 = 26.9 \text{ t/mq}$

Nel seguito vengono allegate le viste, estrapolate dal modello di calcolo, rappresentative delle reazioni scaricate a terra in corrispondenza dei diversi muri interni ed esterni.

Per tratti di parete omogenei è stato definito il carico medio scaricato a terra (t/m), dividendo le reazioni presenti per la lunghezza del tratto considerato. Le reazioni nei nodi (incroci dei muri) sono state ripartite in base alle sollecitazioni presenti all'interno dei muri stessi.



Stato di fatto - Reazioni del terreno massime in SLU



Stato di progetto - Reazioni del terreno minime in SLU

I carichi ricavati dal modello sono stati riportati ed analizzati nella seguente tabella.

Nella prima parte della tabella viene valutato lo stato pensionale delle murature nello stato di fatto.

Nella seconda parte invece viene definito l'allargamento fondale necessario per contenere le tensioni entro ambiti accettabili per il terreno presente. Nelle valutazioni svolte si sono considerate le seguenti ipotesi:

- il terreno posto al di sotto delle murature ha subito un consolidamento, dovuto alla propria storia di carico, che ne ha incrementato le portate e le rigidità di circa il 15-20%. Per questo motivo, valori della tensione sul terreno, prossimi o poco superiori al carico di progetto sopra determinato, sono stati comunque accettati;
- il terreno posto a lato della fondazione, non essendo caricato, risulta meno rigido e quindi il carico tenderà a migrare al di sotto della muratura esistente. Questo aspetto è stato valutato riducendo l'area di appoggio del cordolo di rinforzo del 20%. Per le nuove fondazioni poste a sostegno di nuove murature, non è stata applicata questa riduzione ed il cordolo è stato considerato al 100%;
- considerando che l'edificio viene interamente ricostruito, in termini di solai interni e di copertura, mantenendo solamente le murature, è stato considerato il peso medio delle stesse gravante sulle sole vecchie fondazioni, mentre il resto del carico è stato distribuito sull'intera fondazione (muro + cordoli) secondo quanto indicato nei punti precedenti.

Parete	Stato di fatto				
	L parete	Σ reazioni terreno	carico tot. medio "2/1"	Base parete	Tensione parete "3/4"
	1 - [m]	2 - [t]	3 - [t/m]	4 - [m]	[t/mq]
-- nodi 23-24	0	0	0	0	0
-- nodi 27-28-29	6,60	91,4	13,8	0,41	33,8
-- nodi 34-35-36	6,50	78,8	12,1	0,41	29,6
-- nodi 37-38	7,10	65,6	9,2	0,41	22,5
nodi 23-27	5,40	62,6	11,6	0,41	28,3
nodi 27-34-37	6,90	62,7	9,1	0,41	22,2
nodi 24-29-36	10,90	120	11,0	0,41	26,9
nodi 36-38	3,80	28,5	7,5	0,27	27,8
nodi 28-35	0	0	0	0	0
Valori medi			10,6		27,3

Parete	Stato di progetto								Differenza carico	
	L parete	Σ reazioni terreno	carico tot. medio "2/1"	carico parete esistente	Base parete	Base cord.	Tens. parete "4/5+(3-4)/(5+80%x6)"	Tens. cord. "(3-4)/(5+80%x6)"		
	1 - [m]	2 - [t]	3 - [t/m]	4 - [t/m]	5 - [m]	6 - [m]	[t/mq]	[t/mq]	[t/m]	[%]
-- nodi 23-24	6,60	90,9	13,8	0,0	0	0,55		24,1	13,8	
-- nodi 27-28-29	6,60	126,5	19,2	6,0	0,41	1,00	25,5	10,9	5,3	38%
-- nodi 34-35-36	4,70	72,6	15,4	6,0	0,41	0,60	25,2	10,6	3,3	27%
-- nodi 37-38	7,10	84,7	10,8	6,0	0,41	0,00	26,2	-	1,5	16%
nodi 23-27	5,20	46,7	9,0	6,0	0,41	0,00	21,9	-	-2,6	-23%
nodi 27-34-37	6,90	75,0	10,9	6,0	0,41	0,00	26,5	-	1,8	20%
nodi 24-29-36	10,70	104,6	9,8	6,0	0,41	0,00	23,8	-	-1,2	-11%
nodi 36-38	3,80	33,2	8,7	4,0	0,27	0,30	24,0	9,4	1,2	16%
nodi 28-35	7,10	44,4	6,3	0,0	0	0,60		10,4	6,3	
Valori medi			11,5				24,8			

Nello **stato di fatto** la tensione media è pari a 27.3 t/mq con punte di 33.8 t/mq, contro una resistenza calcolata media di circa 22.5 t/mq, che incrementata del 20% diviene pari a 27.0 t/mq.

Si tratta quindi di valori prossimi al valore atteso di resistenza (27.0 t/mq) a conferma del fatto che la struttura non ha manifestato cedimenti per carenze di portata delle fondazioni.

Nello **stato di progetto** la tensione media, calcolata al di sotto della parete, è stata valutata in 25.0 t/mq, con punte di 26.5 t/mq nelle murature prive di rinforzo e di 27.2 t/mq in quelle con rinforzo.

Nel primo caso (tensione 26.5 t/mq su base di 41 cm) vale quanto già indicato per lo stato di fatto, mentre nel secondo (tensione 27.2 t/mq su base di 120 cm) la portata di progetto calcolata è pari a circa 27.8 t/mq (senza incrementi per consolidamento dovuto alla storia di carico), quindi circa uguale al carico presente.

I cordoli di rinforzo risultano portare una quota di carico, variabile a seconda della loro larghezza, compresa tra il 27% ed il 42% del totale applicato alla singola parete.

La nuova fondazione tra i nodi 23-24 è stata dimensionata come una fondazione zoppa in aderenza alla parete di Palazzo Viani e sulla quale, per garantire l'equilibrio con tensioni non eccessive, risulta necessario scaricare circa 2.0 t/m mediante spinotti meccanici (1Ø16/50 cm). Il calcolo è stato eseguito considerando i seguenti dati:

- reazione di 2 t/m nel punto di contatto della nuova fondazione con le murature di Palazzo Viani ($x=0$)
- posizione del carico applicato di 13.6 t/m pari a $x=0.24$ m (38/2 metà spessore parete + 5 cm di giunto)
- sul terreno si considera un sistema equivalente con: $N=13.6-2=11.6$ t/m + $M=2.0 \times 0.24=0.48$ tm
- lunghezza di riferimento della fondazione $L=1$ m

- spessore della fondazione 0.4 m
 - larghezza di calcolo $B=0.55$ m
 - carico della fondazione: 0.55 t/m
 - eccentricità totale: 0.82 cm
 - tensione massima a terra: 24.1 t/mq
 - tensione minima a terra: 20.1 t/mq
- Le tensioni sono compatibili con le caratteristiche del terreno.

B.6) Verifica del giunto strutturale

La verifica viene condotta confrontando il massimo spostamento rilevato, trasversalmente al giunto, in entrambi gli edifici. L'ampiezza del giunto dovrà essere superiore alla somma in modulo dei due spostamenti massimi rilevati negli edifici mediante analisi lineare dinamica:

- spostamento al 2° solaio di Palazzo Viani: 0.1 cm (altezza da terra 8.7 m)
- spostamento a colmo della Ex Casa del Custode: 0.09 cm (altezza da terra 9.0 m)

Da cui lo spostamento massimo relativo è pari a circa 0.2 cm.

Questi spostamenti risultano maggiori, nel singolo interpiano, a causa della deformazione fuori piano delle pareti.

La normativa impone inoltre che l'ampiezza del giunto sia pari ad almeno:

$$H/100 \times a_g/g \cdot S / 0,5 = 900/100 \times 0.1169 \cdot 1.5 / 0.5 = 3.2 \text{ cm.}$$

Si assume una ampiezza del giunto pari a circa 5 cm tra la nuova parete e l'esistente, per compensare eventuali fuori piombo della parete esistente. Mentre, nei nodi 23 e 24, delle murature esterne di facciata, l'ampiezza viene limitata a circa 3.5 cm, in modo da poterne ridurre l'impatto estetico.

IL TECNICO

Ing. Luca Signorini