

## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### PROGETTO NUOVO BARICENTRO REALIZZAZIONE STUDENTATO E RELATIVI SERVIZI PER GLI STUDENTI BOLOGNA

sito in via Belmeloro 8/2-8/3 e in via San Giacomo 11

PROPRIETA' EDIFICIO  
ALMA MATER STUDIORUM

FABBRICATO N.  
701-718-729

TICKET N.  
29520

DIRIGENTE AREA EDILIZIA E LOGISTICA  
ing. ANDREA BRASCHI

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO  
arch. MARIA PANDOLFO

#### PROFESSIONISTI INCARICATI

PROGETTO ARCHITETTONICO

arch. ANNA VECCHI

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

per. ind. GIORGIO MORARA

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI

per. ind. MARCO MIGANI

PROGETTO OPERE STRUTTURALI

ing. GIORGIA PREDARI

COORDINATORE PER LA SICUREZZA  
IN FASE DI PROGETTAZIONE

geom. DINA UCCELLI

ASSISTENZA TECNICA  
PER ELABORAZIONI GRAFICHE

MAIN MANEGEMENT E  
INGEGNERIA SRL

LIVELLO DELLA PROGETTAZIONE: PRELIMINARE  DEFINITIVO  ESECUTIVO  AS-BUILT

OGGETTO TAVOLA

Relazione di calcolo delle strutture  
(in allegato: fascicolo dei calcoli)

SCALA \_\_\_\_\_

DATA 11/10/2019

REV. 2 DATA 24/01/2020

TAVOLA N°

ST\_718\_RC





## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### INDICE

INTRODUZIONE .....	3
PARTE I .....	4
1. Norme di riferimento.....	4
2. Descrizione sintetica dell'edificio .....	4
3. Il percorso della conoscenza.....	5
4. Analisi storico-critica .....	6
Analisi delle trasformazioni.....	6
Rilievo geometrico e costruttivo .....	7
Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado .....	11
5. Individuazione delle vulnerabilità .....	12
6. Indagini conoscitive.....	13
PARTE II .....	14
1. Premessa .....	14
2. Pericolosità sismica del sito.....	14
3. Le azioni sollecitanti .....	16
Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche.....	16
Azioni dovute al vento.....	18
Azioni dovute alla temperatura .....	18
Neve .....	18
4. Combinazioni di calcolo.....	18
Combinazioni delle azioni sulla costruzione.....	19
5. Caratterizzazione meccanica dei materiali .....	20
6. Analisi dei carichi dello stato di fatto.....	21
7. Verifiche numeriche – analisi per meccanismi locali.....	22
Individuazione dei meccanismi di collasso per l'edificio .....	25
Ribaltamento del cantonale.....	25
Verifiche nei confronti dei carichi statici .....	26
8. Considerazioni ai fini del progetto .....	27
PARTE III .....	29
1. Premessa .....	29



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

2.	<i>Sintesi degli interventi proposti</i> .....	29
3.	<i>Norme di riferimento</i> .....	31
4.	<i>Pericolosità sismica del sito</i> .....	31
5.	<i>Le azioni sollecitanti</i> .....	33
	<i>Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche</i> .....	33
	<i>Azioni dovute al vento</i> .....	34
	<i>Azioni dovute alla temperatura</i> .....	34
	<i>Neve</i> .....	34
6.	<i>Combinazioni di calcolo</i> .....	35
	<i>Combinazioni delle azioni sulla costruzione</i> .....	36
7.	<i>Caratterizzazione meccanica dei materiali</i> .....	37
8.	<i>Analisi dei carichi</i> .....	38
9.	<i>Progetto degli interventi</i> .....	39
	<i>Intervento di sostituzione della copertura</i> .....	39
	<i>Intervento di recupero della copertura del corpo centrale</i> .....	44
	<i>Rinforzo dei pilastri portanti la copertura</i> .....	45
	<i>Verifica del sistema di ancoraggio</i> .....	46
	<i>Nuove cerchiature metalliche</i> .....	48
	<i>Verifica dei travetti sostituiti del portico</i> .....	48
10.	<i>Verifiche numeriche – analisi per meccanismi locali</i> .....	48
	<i>Ribaltamento del cantonale</i> .....	49
11.	<i>Conclusioni</i> .....	49



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### **INTRODUZIONE**

Oggetto della presente relazione è la descrizione della metodologia e dei principali calcoli svolti per gli interventi a eseguirsi sull'Edificio sito in via Belmeloro 8/3, che ospita attualmente depositi e magazzini.

In particolare:

- nella Parte I della presente relazione verrà descritto il percorso della conoscenza dell'edificio, attraverso l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico e costruttivo e le indagini conoscitive eseguite;
- nella Parte II della presente verranno illustrate le verifiche condotte sull'edificio allo stato attuale.
- nella Parte II della presente verranno illustrati gli interventi da eseguirsi su di esso con i risultati conseguiti.

Trattandosi di un manufatto architettonico appartenente al patrimonio culturale tutelato, riferimento per la progettazione sono state le *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del Patrimonio culturale*, le quali richiedono di attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC).



*Figura 1 - Localizzazione dell'edificio nel comparto*



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## **PARTE I**

### **1. Norme di riferimento**

Le analisi sono state effettuate in conformità alle seguenti normative/documenti tecnici:

- OPCM 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- DPCM 12/10/2007 “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”;
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito del testo richiamato come DM18),
- Circolare Ministeriale 21/01/2019 n. 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018” (nel seguito del testo richiamata come CM07);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.

### **2. Descrizione sintetica dell’edificio**

L’edificio è stato costruito intorno al 1915 ed ospita attualmente solamente ambienti di deposito.

Si sviluppa su due livelli: un piano terra ed un primo piano non utilizzato e non accessibile, se non tramite una scala esterna a pioli.

Planimetricamente, l’edificio presenta una forma molto articolata, costituita da un corpo centrale di forma rettangolare e due volumi quadrangolari annessi; su uno dei lati lunghi del corpo centrale si apre una tettoia sorretta da pilastri in calcestruzzo armato. Attualmente, i volumi sono tutti accessibili solo dall’esterno; non esiste un collegamento interno tra di essi.

L’attuale forma planimetrica è quella originaria; non è mai stata trasformata nel tempo. Unica modifica subita dall’edificio è stata una leggera sopraelevazione, che ha innalzato il livello superiore del corpo centrale.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Le scelte materiche sono quelle tipiche degli edifici coevi realizzati nella Regione; murature portanti in laterizio intonacato con basamento, coperture in legno con manto di tegole marsigliesi. Particolare è in questo edificio la finitura delle facciate, ove fasce di laterizi intonacate si alternano ad altre lasciate faccia a vista.

L'edificio ha struttura portante in muratura a due teste di laterizio del tipo bolognese (28x13.5x5.5 cm), con buona tessitura muraria, con alternanza di mattoni di testa e di lista, quindi con una presenza omogenea di diatoni. Anche i giunti verticali di malta presentano un corretto sfalsamento.

L'orizzontamento intermedio svolge funzione di collegamento fra i paramenti. Il solaio tra piano terra e piano primo è a soletta in calcestruzzo armato con nervature; il superiore spazio di sottotetto è attualmente praticabile.

La copertura è a falde, a struttura in legno ed impalcato in tavelle, con superiore manto in tegole marsigliesi. È probabile che, quando la copertura è stata sopraelevata, questa sia stata semplicemente smontata e rimontata ad una quota più alta, senza sostituzione degli elementi costruttivi.

### **3. Il percorso della conoscenza**

Nel dettaglio, il percorso della conoscenza è stato così articolato:

1. analisi del processo di realizzazione, degli eventuali cambi di destinazione d'uso dell'intera struttura o di alcune sue parti, e delle successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio;
2. individuazione delle tipologie di orizzontamenti e della loro corrispondente conformazione;
3. determinazione degli elementi costituenti l'organismo resistente.

Il percorso della conoscenza dell'edificio in esame può essere ricondotto alle seguenti attività:

- Analisi storico-critica: per una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato necessario ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dall'edificio, nonché gli eventi che lo hanno interessato.
- Analisi della documentazione disponibile
- Rilievo: per individuare l'organismo resistente della costruzione, tenendo presenti anche qualità e stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo accurato dell'immobile con l'obiettivo di individuare non solo gli elementi costituenti l'organismo resistente e la loro geometria, ma anche eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e degli eventuali meccanismi di danno.

In particolare, il rilievo è basato su un insieme di procedure mirate alla conoscenza della geometria esterna delle strutture e dei dettagli costruttivi; per questa finalità, è stata eseguita una rilevazione tridimensionale con laser scanner 3D, utile ai fini di una corretta restituzione grafica e per la comprensione di dettagli costruttivi altrimenti difficilmente rilevabili. Il rilievo è stato svolto in



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

maniera quanto più completa e dettagliata possibile, con l'obiettivo di definire il modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame.

- Caratterizzazione meccanica dei materiali: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro eventuale degrado, ci si è basati sulla documentazione disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali, sono state ricavate, dopo aver individuato la tipologia di muratura, dalle indicazioni della normativa e sono state opportunamente ridotte considerando i fattori di confidenza e di sicurezza in accordo con quanto prescritto dal DM18.

### 4. Analisi storico-critica

#### Analisi delle trasformazioni

Contemporaneamente al rilievo eseguito, sono state reperite informazioni archivistiche presso l'Archivio Storico dell'Università di Bologna, che conserva immagini fotografiche e carteggi relativi al complesso, originariamente sede della Facoltà di Medicina Veterinaria; precisamente, l'edificio di via Belmeloro 8/3 ospitava stalle e fienili a servizio del complesso. Attraverso questo materiale, ed in particolare rappresentazioni planimetriche del complesso al solo piano terra, purtroppo alcune delle quali non datate, è stato possibile ipotizzare le trasformazioni avvenute nel tempo relativamente alla distribuzione degli ambienti.

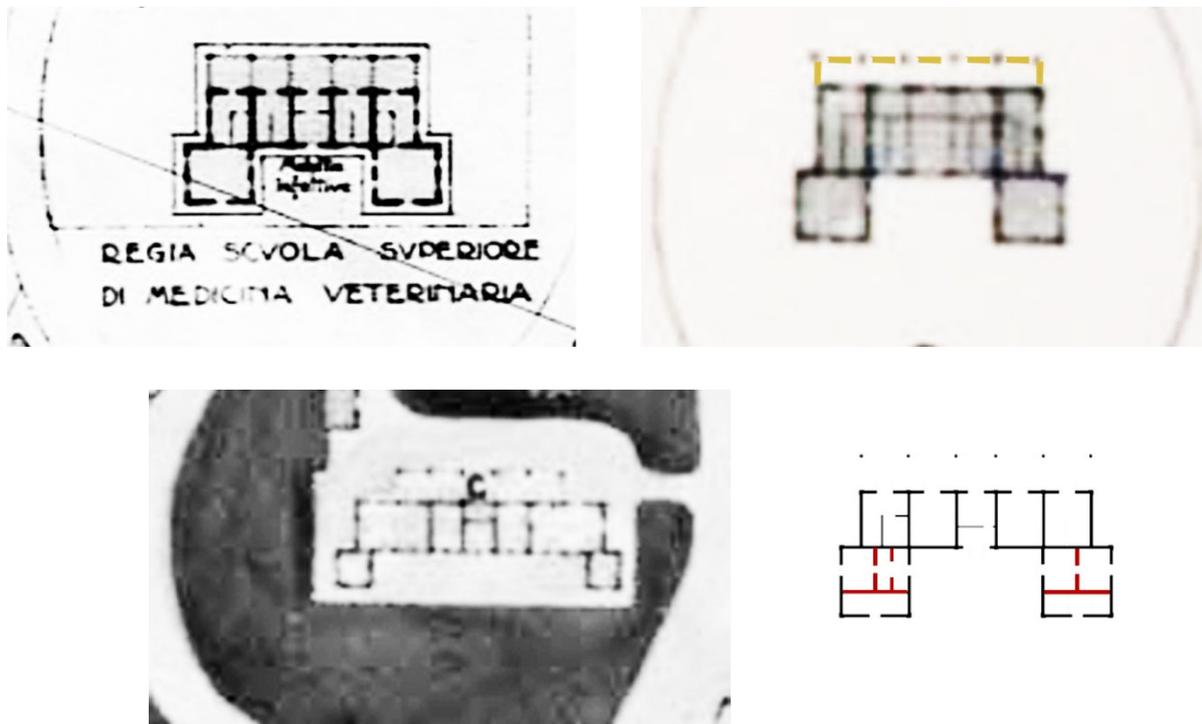


Figura 2 - Evoluzione storica dell'edificio



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Si può rilevare come la costruzione non abbia mai subito trasformazioni planimetriche rilevanti; notiamo solo le partizioni realizzate in epoca successiva all'interno delle due ali in aggetto.

Le immagini fotografiche, invece, consentono di rilevare la leggera sopraelevazione subita, probabilmente per ampliare lo spazio superiore destinato a fienile.



Figura 3 – L'edificio prima e dopo la sopraelevazione

### **Rilievo geometrico e costruttivo**

Per verificare la correttezza delle informazioni contenute nel materiale grafico a disposizione e per rilevare la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi, è stato condotto un rilievo accurato di tutto l'immobile in maniera quanto più completa e dettagliata possibile.

Il rilievo geometrico è stato eseguito mediante rilevazione tridimensionale con laser scanner, che ha consentito inoltre di avere una restituzione corretta e completa dell'entità del degrado dell'edificio.

Per quanto inerente al rilievo costruttivo, sono stati misurati ed analizzati nel dettaglio tutti i nodi fondamentali della struttura, misurando gli spessori dei muri portanti ed individuando, per quanto possibile, le tipologie di solai. Nel caso in esame, infatti, non è stato possibile rintracciare alcuna informazione circa la struttura del fabbricato. La conoscenza delle strutture verticali e orizzontali è quindi stata affidata esclusivamente alla campagna di rilievo effettuata e ad indagini conoscitive.

Nella sottostante sezione trasversale è possibile apprezzare le soluzioni costruttive adottate, che verranno nel seguito descritte.



AREA EDILIZIA E LOGISTICA



Prospetto ovest



Prospetto est



Prospetto sud



Prospetto nord

Figura 4 - Rilievo 3D del fabbricato



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

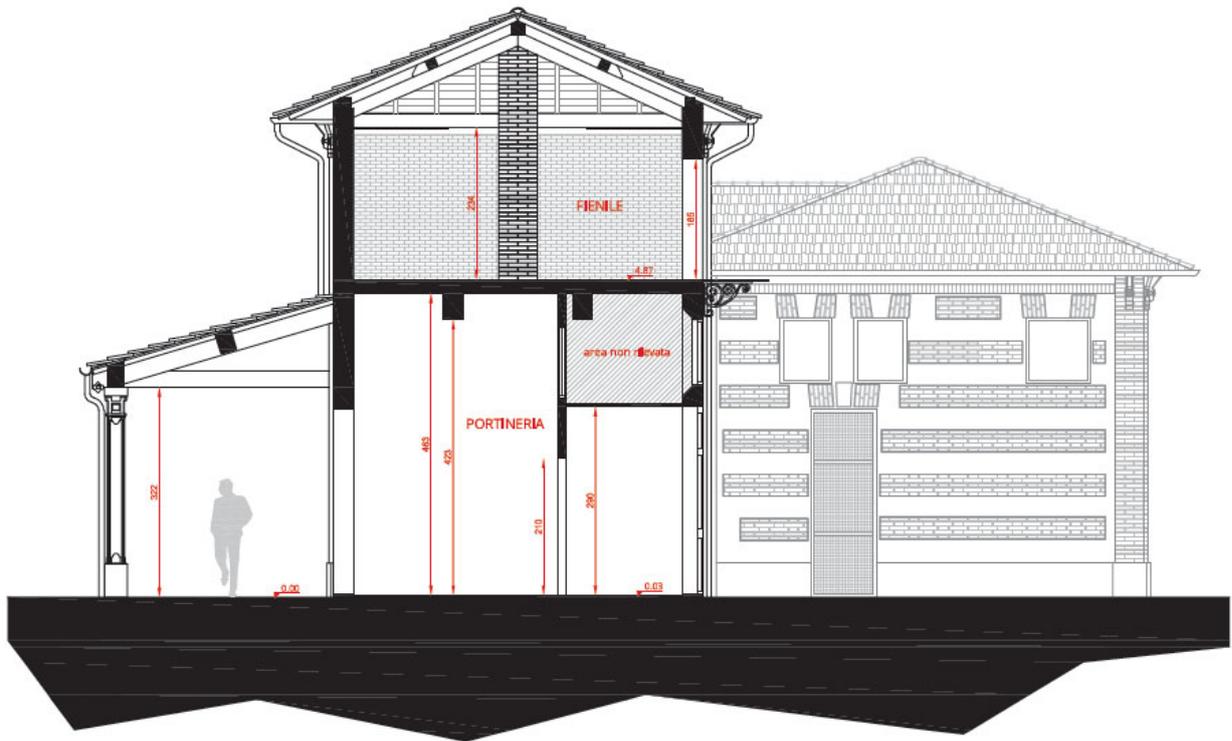


Figura 5 - Sezione trasversale

### MURATURE:

La struttura è in muratura portante in laterizio del tipo bolognese (28x13.5x5.5 cm), con buona tessitura muraria, con l'alternanza di mattoni di testa e di lista, quindi con una presenza omogenea di diatoni. Anche i giunti verticali di malta presentano un corretto sfalsamento.

Lo spessore è pari a due teste (28 cm) per tutta l'elevazione.

### PRIMO ORIZZONTAMENTO – PIANO TERRA

Per il solaio tra piano terra e piano primo è stata rilevata la presenza di una soletta in calcestruzzo armato dello spessore di 10 cm che poggia su travi ricalate, anch'esse in calcestruzzo armato, analogamente a quanto avviene negli altri edifici novecenteschi del complesso.

Non è presente un solaio di sottotetto.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

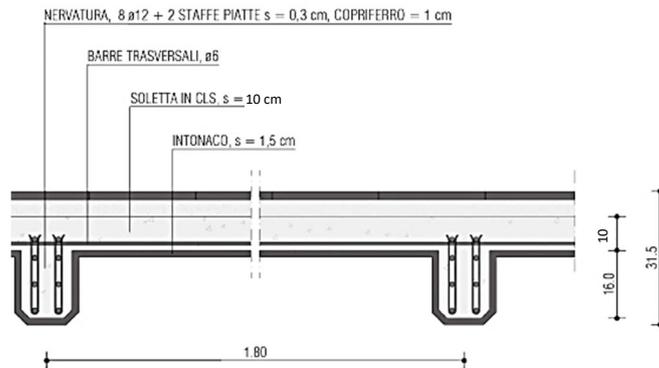


Figura 6 – Dettaglio costruttivo della soletta in c.a.

### COPERTURA

La copertura a padiglione è interamente costituita ad orditure in legno, completata da tavelle in laterizio e soprastante manto di copertura in tegole marsigliesi.

Essa è realizzata mediante due capriate e falsi puntoni spingenti senza alcun trattenimento sulle facciate ed arcarecci, sostenuti da due pilastri in laterizio realizzati centralmente al volume, in corrispondenza delle sottostanti murature trasversali.

Ciò rende la condizione attuale della copertura parzialmente vulnerabile.

La copertura si presenta in buono stato di conservazione nel corpo centrale, ma nelle ali aggettanti, invece, le infiltrazioni di acqua hanno danneggiato sia l'orditura secondaria che principale.

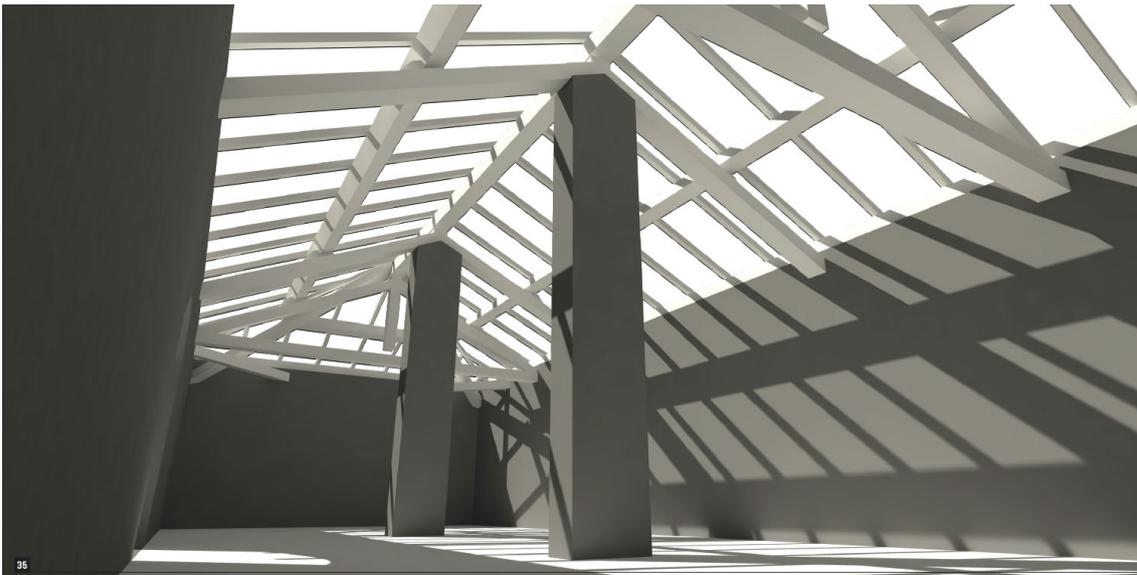


Figura 7 - Ricostruzione 3D della copertura e dell'ambiente di sottotetto



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

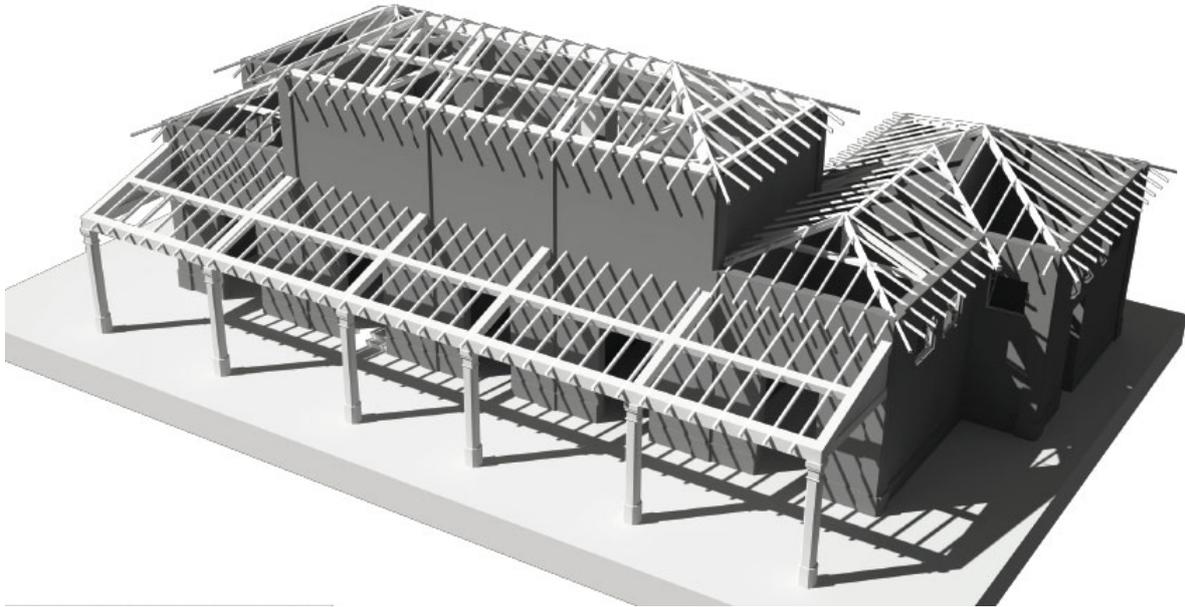


Figura 8 - Ricostruzione dello stato attuale della copertura

### Rilievo del quadro fessurativo e/o di degrado

L'edificio mostra un leggero quadro fessurativo, la cui origine è probabilmente da imputare alla commistione tra tecniche costruttive differenti, ossia muratura portante in laterizio e struttura in cemento armato del portico, la quale risulta un assemblaggio di pezzi composti secondo uno schema di tipo trilitico, senza incastri nei nodi, come spesso avveniva per le strutture in cemento armato dei primi anni del Novecento.

Si tratta, comunque, di un quadro fessurativo non preoccupante, che può essere contenuto con un limitato intervento.

Il quadro fessurativo si concentra prevalentemente in corrispondenza delle aperture, con lievi cedimenti degli architravi, dovuti a piccoli movimenti della struttura.

Lievi danneggiamenti sono visibili anche in corrispondenza delle mensole aventi funzione di sostegno dello sporto di gronda, che stanno presumibilmente subendo l'effetto delle spinte localizzate delle orditure della copertura.

Danneggiati sono anche i pilastri in calcestruzzo armato della tettoia, poiché l'esposizione agli agenti atmosferici per un secolo ha causato l'ossidazione delle armature ed il conseguente distacco dell'intonaco.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### **5. Individuazione delle vulnerabilità**

La conformazione originaria dell'edificio è quella di un tipico edificio in muratura realizzato all'inizio del Novecento: murature di buona fattura e qualità, solaio a soletta in calcestruzzo armato, copertura in legno.

La regolare distribuzione delle strutture verticali, che delimita ambienti di dimensioni relativamente contenute, garantisce un buon comportamento scatolare anche in termini di resistenza alle azioni orizzontali, pur se non previste allora in fase di progettazione.

Nel tempo non sono avvenute particolari trasformazioni che ne abbiano compromesso la buona concezione costruttiva originaria. La lieve sopraelevazione non ha avuto effetti dannosi sull'edificio, poiché molto contenuta.

La conformazione della copertura rappresenta una condizione di vulnerabilità, la cui principale criticità è costituita dalla presenza di elementi spingenti sulle murature d'ambito, tra cui i cosciali d'angolo ed i falsi puntoni sorretti da appoggi labili quali i pilastri in laterizio centrali che li sostengono. Tali spinte potrebbero innescare meccanismi di ribaltamento delle facciate, che saranno nel seguito valutati.

Altro elemento di vulnerabilità in ambito sismico è la scarsa rigidità della copertura che non presenta alcuna caratteristica tale da renderla un collegamento sufficientemente rigido tra le pareti portanti. Essa non riesce quindi ad assolvere pienamente al funzionamento a diaframma per ripartire le azioni ai muri di controventamento.

Dopo opportuna valutazione delle condizioni di sicurezza allo stato attuale, il progetto è stato volto quindi a contenere le suddette vulnerabilità, mediante i seguenti interventi, che saranno compiutamente descritti nella successiva parte III:

- Recupero della costruzione esistente nel corpo centrale, con miglioramenti localizzati delle connessioni ed incremento del numero delle orditure
- Sostituzione parziale della copertura della tettoia in c.a., poiché l'orditura secondaria è eccessivamente ammalorata
- Sostituzione completa della copertura nelle ali, poiché eccessivamente ammalorata
- Rinforzo dei pilastri in muratura a sostegno della copertura
- Risanamento delle ossature in calcestruzzo armato
- Realizzazione di nuove aperture per il collegamento interno degli ambienti, rinforzate mediante cerchiature metalliche.

Tali interventi rientrano tra quelli che, dal punto di vista normativo, sono identificati come meccanismi locali (§ 8.4.1 NTC 2018), dal momento che riguardano singole parti e/o elementi della struttura, non cambiano significativamente il comportamento globale della costruzione e sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

- migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;
- impedire meccanismi di collasso locale;
- modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno quindi essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati, documentando le carenze strutturali riscontrate e dimostrando che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non vengano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi non comportino una riduzione dei livelli di sicurezza preesistenti.

La relazione che, in questi casi, può essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento e a quelle con esse interagenti, documentando le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicando le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Nel caso di interventi di rafforzamento locale, volti a migliorare le caratteristiche meccaniche di elementi strutturali o a limitare la possibilità di meccanismi di collasso locale, è necessario valutare l'incremento del livello di sicurezza locale.

### **6. Indagini conoscitive**

Durante la campagna di indagini eseguite nel 2014-2015 sull'edificio situato in via Belmeloro 8/2 non sono state eseguite indagini specialistiche per il fabbricato in oggetto.

Tuttavia, essendo gli edifici coevi, costruiti nello stesso momento, per il medesimo comparto edilizio, ed essendo realizzati con le stesse soluzioni tecniche, si ritiene che i materiali utilizzati per le murature originarie siano i medesimi, e si assumono quindi le stesse caratteristiche di resistenza, così come si assumono le medesime evidenze costruttive:

1. presenza di cordoli di piano in corrispondenza del solaio a soletta in cemento sulle murature in mattoni pieni e malta di calce
2. un buon ammorsamento tra le pareti ortogonali
3. lesene costituite anch'esse da muratura in laterizi pieni.

Per le caratteristiche di resistenza delle murature, si assumono i seguenti valori:

- Resistenza a compressione della muratura:  $f_{kM} = (2,6 + 4,3)/2 \cdot 1,3 = 4,49 \text{ MPa}$
- Modulo di elasticità normale:  $E = (1200 + 1800)/2 = 1500 \text{ MPa}$
- Resistenza a taglio:  $f_{vM0} = (0,13 + 0,27)/2 \cdot 1,3 = 0,26 \text{ MPa}$



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## **PARTE II**

### **1. Premessa**

Le verifiche per il complesso in esame nei confronti dei carichi statici e sismici sono state condotte sulla base delle prescrizioni fornite dal D.M. 17/01/2018, dalla Circolare Ministeriale di applicazione del D.M. 2018 n. 617 del 21/01/2019 e dalla OPCM 3274 in merito al caso di edifici esistenti in muratura.

Nel caso in esame non è stato possibile rintracciare alcuna documentazione progettuale inerente alla struttura del fabbricato, pertanto la conoscenza delle strutture verticali e orizzontali è stata affidata esclusivamente alla campagna di indagini effettuata.

Tutto ciò concorre a definire un livello di conoscenza dell'opera classificato come LC1 (Conoscenza Limitata).

In particolare:

- la geometria degli elementi portanti risultava nota in base al rilievo architettonico e al rilievo strutturale effettuato in situ;
- le caratteristiche meccaniche dei materiali che caratterizzano le membrature portanti sono ottenute a partire dai valori indicati dalla normativa (vedi tabella C8.5.I) adottando inoltre, un fattore di confidenza pari a 1.35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a  $\gamma_m = 3$  per carichi verticali e  $\gamma_m = 2.4$  per carichi sismici.

### **2. Pericolosità sismica del sito**

Le mappe di pericolosità sismica comprese nelle normative italiane consentono l'identificazione, per il sito in esame, delle accelerazioni sismiche (orizzontali e verticali) corrispondenti a prefissate probabilità di superamento nell'arco temporale di riferimento.

Il complesso edilizio in esame può essere classificato come costruzione di Tipo 2 (opere ordinarie) e di Classe d'uso II (Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti).

Per gli edifici di di Tipo 2 e Classe II è possibile definire una vita nominale  $V_N = 50$  anni, ed un coefficiente d'uso  $C_U = 1$ .

A questi valori corrisponde un periodo di riferimento per l'azione sismica pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni}$$

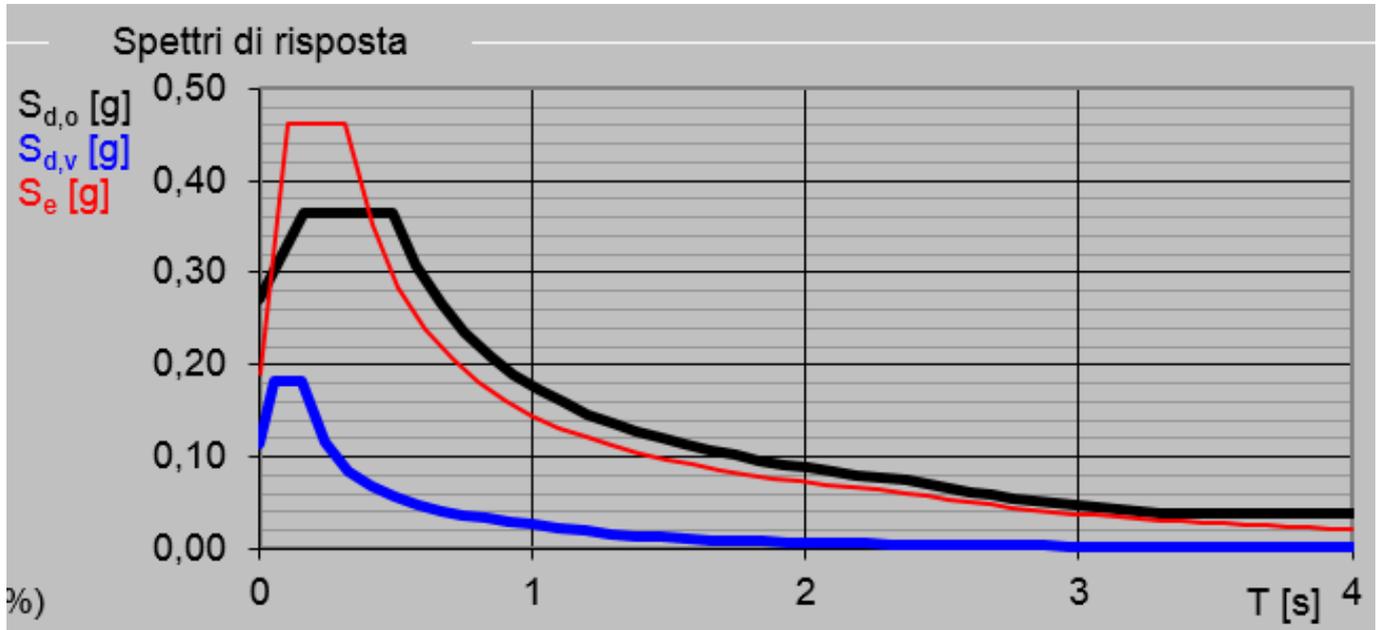
I parametri sismici che consentono di definire l'azione sismica di progetto per il sito in esame sono di seguito riportati:



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	25,72	Altezza edificio (m)	8,80
Massima dimens. dir. Y (m)	15,35	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	11,35703	Latitudine Nord (Grd)	44,49717
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Muratura	Sistema Costruttivo Dir.2	Muratura
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	30,00
Accelerazione Ag/g	0,05	Periodo T'c (sec.)	0,26
Fo	2,48	Fv	0,78
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,43	Periodo TD (sec.)	1,82
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	50,00
Accelerazione Ag/g	0,07	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,48	Fv	0,87
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,44	Periodo TD (sec.)	1,87
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	475,00
Accelerazione Ag/g	0,17	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,40	Fv	1,32
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,46	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,48	Periodo TD (sec.)	2,27
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	975,00
Accelerazione Ag/g	0,21	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,43	Fv	1,51
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,39	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,48	Periodo TD (sec.)	2,45
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 1			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,80
Fattore di struttura 'q'	2,10		
PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 2			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,80
Fattore di struttura 'q'	2,10		
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI			
Acciaio per carpenteria	1,05	Verif.Instabilita' acciaio:	1,05
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Muratura azioni sismiche	2,40	Muratura azioni statiche	3,00
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondament.:	1,30
Livello conoscenza	LC1		

In figura seguente si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa allo SLV.



### 3. Le azioni sollecitanti

La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono state condotte con specifico riferimento alle azioni sismiche di progetto previste dalle vigenti normative, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali.

#### Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del D.M. 17/01/2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

Categ.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b> Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥4,00	≥4,00	≥2,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F – G	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	<b>Coperture</b>			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati  $Q_k$  essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### **Azioni dovute al vento**

Sono state trascurate nel calcolo poiché tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche, come ad esempio le strutture in acciaio. Si ritengono influenti per l'edificio in oggetto.

### **Azioni dovute alla temperatura**

Sono state trascurate nel calcolo poiché si ritengono influenti per l'edificio in oggetto.

### **Neve**

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

in cui si ha:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

$q_{sk}$  = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2008 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);

$C_t$  = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

Per l'area in cui è collocato l'edificio, tale valore risulta:

$$q_s = 1.2 \text{ kN/mq}$$

## **4. Combinazioni di calcolo**

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 del DM2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2008.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).

### **Combinazioni delle azioni sulla costruzione**

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi$	$\Psi$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.I.

Di seguito, le combinazioni di carico tenute in conto nella modellazione.



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	1,00	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.				
DESCRIZIONI	31	32	33	34
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	0,00	0,00	0,00	0,00
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

**5. Caratterizzazione meccanica dei materiali**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali che caratterizzano le membrature portanti sono ottenute a partire dalle indicazioni della normativa con particolare riferimento alla tabella C8.5.I. La tipologia di muratura presente è "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" con diatoni che danno maggiore compattezza al paramento (coefficiente 1.3, vedi tabella C8.5.2 DM2018) adottando, inoltre, un fattore di confidenza pari a 1.35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a:

$$\gamma_m = 3$$

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche della muratura:

La resistenza a compressione della muratura è stata assunta pari a:

$$f_{medio} = 44.9 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza a compressione di progetto della muratura è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_{cd} = f_{medio} / (FC \times \gamma_m) = 44.9 / (1.35 \times 3) = 11.09 \text{ daN/cm}^2$$



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

La resistenza a taglio della muratura è stata assunta pari a:

$$f_{v,m,0} = 2.6 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza a taglio di progetto della muratura è stata valutata a partire dalla resistenza media come di seguito riportato:

$$f_{v,d,0} = f_{v,m,0} / (FC \times \gamma_m) = 2.6 / (1.35 \times 3) = 0.64 \text{ daN/cm}^2$$

Peso specifico: 1800 daN/m<sup>3</sup>

Modulo elastico:  $E_{\text{medio}} = 15000 \text{ daN/cm}^2$ .

### 6. Analisi dei carichi dello stato di fatto

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio di via Belmeloro 8/3 vengono condotte con riferimento all'analisi dei carichi di seguito riportata. Si precisa che i carichi permanenti strutturali e non strutturali sono stati ipotizzati sulla base delle stratigrafie desunte dal rilievo. I carichi accidentali sono stati assunti come nelle seguenti tabelle:

SOLAIO NERVATO IN C.A. 718 - SDF			
SDF			
Carichi permanenti portati		P [daN/m <sup>2</sup> ]	Totale [daN/m <sup>2</sup> ]
Massetto / livellamento, sp. 7 cm		147	167
Intonaco, sp. 1 cm		20	
<b>Carichi permanenti portanti</b>			
Soletta in c.a., sp. 10 cm		250	319
Nervature, sez. 20 x 25 cm, int. min. 180 cm		69	
<b>Totale</b>			<b>486</b>
<b>Carichi variabili</b>			
Accessibile per sola manutenzione		100	100
<b>Totale carichi sul solaio</b>			<b>586</b>



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

<b>COPERTURA - SDF</b>					
<b>SDF</b>					
<b>Carichi permanenti portati</b>			<b>P [daN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Totale [daN/m<sup>2</sup>]</b>	
Manto di copertura in tegole marsigliesi			45	95	daN/m <sup>2</sup>
Guaina impermeabilizzante			10		
Tavelle in laterizio - sp. 4 cm			40		
<b>Carichi permanenti portanti</b>					
Arcarecci in legno, sez. 15 x 20 cm, i = 150 cm			16	51	daN/m <sup>2</sup>
Travetti in legno, sez. 10 x 10 cm, i = 80 cm			10		
Cantionali e capriate, incidenza			25		
<b>Totale</b>				<b>146</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili</b>					
Neve			120	120	
<b>Totale carichi sul solaio di copertura</b>				<b>266</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>

### 7. Verifiche numeriche – analisi per meccanismi locali

Trattandosi di un edificio esistente in muratura portante, l'analisi dei meccanismi locali si ritiene alquanto significativa ed in grado di mostrare le carenze strutturali della costruzione.

Questa viene svolta secondo l'approccio cinematico, basato sull'individuazione dei meccanismi di collasso possibili per l'edificio e sulla valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale cinematismo. Affinché tale metodo sia applicabile, la parete deve potersi considerare monolitica, in modo da evitare collassi localizzati per disgregazione della muratura. Essendo le pareti dell'edificio in questione di buona fattura e qualità, si può ritenere che per esse tale ipotesi sia soddisfatta.

Per ogni meccanismo locale, il metodo prevede la trasformazione della zona interessata in un sistema labile, attraverso l'individuazione di corpi rigidi non resistenti a trazione, definibili grazie a possibili piani di frattura, e stima poi il moltiplicatore orizzontale dei carichi che comporta l'attivazione del meccanismo.

L'individuazione dei meccanismi che possono verificarsi sul fabbricato oggetto della verifica è possibile grazie al riconoscimento delle vulnerabilità legate alla qualità delle connessioni tra pareti ed orizzontamenti ed alla qualità della tessitura muraria. In questo senso, il quadro fessurativo fornisce un'utile indicazione per la previsione dei meccanismi di collasso locali.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

La procedura si basa sulla suddivisione in blocchi del sistema murario considerato, caratterizzato dalle seguenti ipotesi:

- resistenza a trazione nulla della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Il meccanismo prevede, quindi, la schematizzazione della muratura come uno o più blocchi rigidi collegati da cerniere in modo da formare una catena cinematica.

L'analisi cinematica lineare consente di valutare il moltiplicatore orizzontale  $\alpha_0$  dei carichi che attiva il previsto meccanismo.

Ai blocchi rigidi formanti la catena cinematica sono applicati i seguenti carichi:

- a) pesi propri dei blocchi applicati nei rispettivi baricentri;
- b) carichi verticali portati dai blocchi e dovuti ai carichi dei solai nonché i pesi di eventuali altri elementi murari non considerati nel modello;
- c) un insieme di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali considerati;
- d) forze esterne trasmesse dalle catene.

Partendo da una rotazione virtuale  $\theta_k$  assegnata a un generico blocco  $k$ , si possono determinare gli spostamenti delle forze applicate nelle corrispondenti direzioni, che risulteranno funzione di  $\theta_k$  e della geometria della struttura. Il Principio dei Lavori Virtuali (PLV) in termini di spostamenti consente di ricavare il moltiplicatore  $\alpha_0$  attraverso l'uguaglianza del lavoro complessivo eseguito dalle forze esterne ed interne sul sistema, in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \cdot \left( \sum_{i=1}^n P_i \delta_{xi} + \sum_{n+1}^{n+m} P_j \delta_{xj} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{yi} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_{fi}$$

dove:

- $n$  numero complessivo delle forze peso applicate ai blocchi della catena cinematica;
- $m$  è il numero di forze peso non gravanti direttamente sui blocchi le cui masse generano forze orizzontali, a causa del sisma, sugli elementi della catena cinematica in quanto non efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio;
- $o$  numero forze esterne applicate ai blocchi ma non associate alle masse;
- $P_i, \delta_{xi}$  generica forza peso e spostamento virtuale orizzontale del corrispondente punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;
- $P_j, \delta_{xj}$  generica forza peso non direttamente applicata ai blocchi la cui massa produce, a seguito dell'azione sismica, una forza orizzontale sugli elementi della catena cinematica in quanto non trasmessa ad altre parti dell'edificio e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione, positivo se concorde con l'azione sismica che attiva il meccanismo;



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

$\delta_{yi}$  è lo spostamento virtuale verticale del punto di applicazione del peso  $P_i$ , positivo se verso l'alto;

$F_h$  e  $\delta_h$  generica forza esterna in valore assoluto applicata ad un blocco e lo spostamento virtuale del relativo punto di applicazione nella direzione della forza, considerato positivo se discorde con il verso della forza;

$L_{fi}$  lavoro delle forze interne.

Poiché l'effetto sismico è un effetto dinamico, l'insieme di spostamenti virtuali dei punti di applicazione dei pesi, associato al cinematismo, deve essere considerato come una forma modale di vibrazione. Il coefficiente di partecipazione  $g_m$  è dato da:

$$g_m = \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (1)$$

dove:

$n+m$  è il numero delle forze peso  $P_i$  applicate le cui masse, a causa del sisma, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;

$\delta_{xi}$  è lo spostamento virtuale orizzontale del peso  $P_i$

La massa  $M^*$  partecipante a tale forma modale di vibrazione si ottiene moltiplicando  $g_m$  per la  $\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}$

e dividendo per l'accelerazione di gravità  $g$  ottenendo quindi:

$$M^* = \frac{\left( \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi} \right)^2}{g \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{xi}^2} \quad (2)$$

L'accelerazione sismica spettrale  $a_0^*$  di attivazione del meccanismo si ricava del prodotto del moltiplicatore  $\alpha_0$  per l'accelerazione di gravità e dividendo tale prodotto per la frazione di massa  $e^*$  partecipante al cinematismo.

Il valore di  $e^*$  è fornito dall'espressione:

$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{\sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (3)$$

E quindi:



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \cdot g}{e^*} = \frac{\alpha_0 \cdot \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} \quad (4)$$

Determinato  $a_0^*$  si procede ad effettuare le verifiche.

La verifica allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) dei meccanismi locali è indispensabile per garantire la sicurezza nei riguardi del collasso. La verifica è positiva se  $a_0^*$  di attivazione del meccanismo è maggiore o uguale all'accelerazione seguente:

$$a_0^* \geq \frac{a_{g-SLV} \cdot S}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è posto a quota del terreno}$$

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad \text{se l'elemento da verificare è ad una altezza Z dal terreno}$$

dove:

$$\gamma = \frac{3N}{2N+1} \quad \text{con N numero di piani}$$

$$\psi(Z) = Z / H$$

H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura

T1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata.

### **Individuazione dei meccanismi di collasso per l'edificio**

Nel caso dell'edificio di Via Belmeloro 8/3, dato che la tipologia di solaio presente presume un buon collegamento tra orizzontamenti e pareti verticali, si ritiene che i meccanismi locali che più probabilmente si possono attivare siano all'ultimo livello, per l'assenza di un cordolo in corrispondenza dell'appoggio del tetto; si ipotizza pertanto che per le porzioni alte si attivi il meccanismo di ribaltamento del cantonale.

Per eseguire le verifiche sismiche dei meccanismi di collasso locali fuori piano mediante l'analisi cinematica lineare, è stato utilizzato l'applicativo *C.I.N.E (Condizioni d'instabilità negli edifici)* fornito da RELUIS.

Si riportano nel seguito gli esiti delle verifiche.

### **Ribaltamento del cantonale**

Meccanismo di probabile attivazione è il ribaltamento del cantonale dovuto all'azione spingente del cosciale della copertura a padiglione ed alla contemporanea assenza di un cordolo sommitale.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

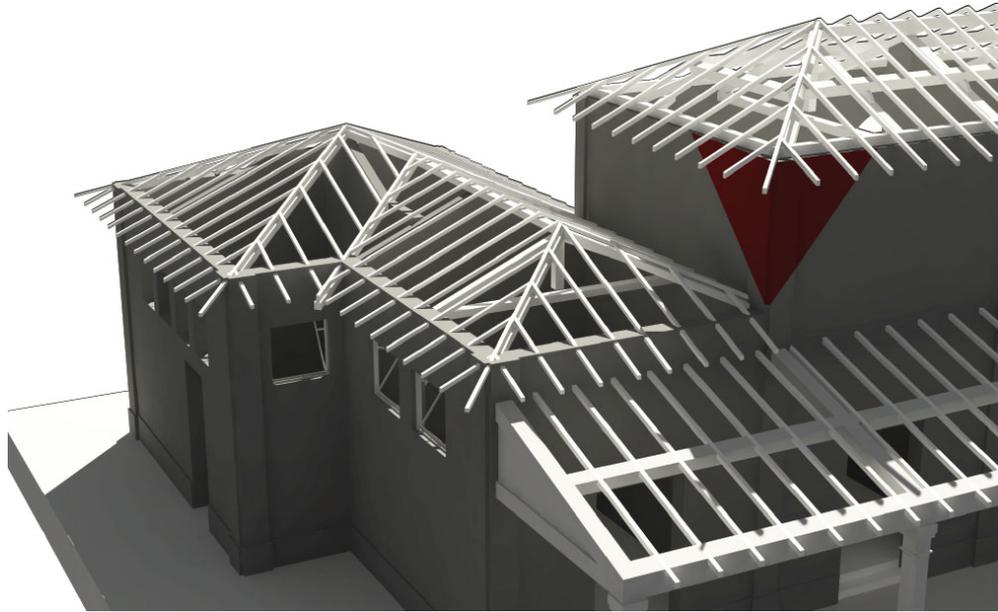


Figura 9 - Meccanismo di ribaltamento del cantonale

Dalla verifica eseguita, il cui svolgimento viene fornito in allegato, emerge come l'accelerazione in grado di generare tale meccanismo sia bassa, fornendo un indice di sicurezza sismica abbastanza contenuto:

PGA-SLV	$a_g(\text{SLV})$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	<b>0,156</b>

$$I_s = a_g(\text{SLV}) / a_g(\text{PVR}) = 0.156 / 0.167 = 0.93 < 1$$

La verifica non è pertanto soddisfatta. L'esito completo è fornito all'ALLEGATO1.

### **Verifiche nei confronti dei carichi statici**

Le verifiche, condotte sugli orizzontamenti di piano, sono volte a determinare se la portata dei solai sia idonea alla destinazione d'uso degli ambienti soprastanti.

#### **SOLETTA IN C.A.**

L'orizzontamento di separazione tra piano terra e piano primo è costituito da una soletta in calcestruzzo armato dello spessore di 10 cm ordita fra travi in calcestruzzo armato in direzione trasversale.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Le travi si trovano ad una distanza di circa 1.90 metri l'una dall'altra, e questa costituisce la luce che la soletta deve coprire.

Il solaio è stato verificato per una sezione di 100x10 cm interamente in calcestruzzo armato di classe C20/25 ed armature in FeB38K, su una luce di 2.50 m, per i carichi indicati al precedente punto 6.

Di seguito l'esito della verifica:

VERIF. QUOTA 1 SOLAIO 1													
VERIFICHE SEZIONI													
Camp. N.ro	Asc.in. (m)	Asc.fin. (m)	Mom. neg. (kgm)	εf%neg	εc%neg	Mom. pos. (kgm)	εf%pos	εc%pos	Af sup. (cmq)	Af inf. (cmq)	Tag. neg. (kg)	Tag. pos. (kg)	Rapporto VSd/V Rdu
1	0,00	0,14	-493	0,59	0,13	246	0,44	0,0	1,99	0,74	0	1305	0,39
	0,14	0,40	-322	0,23	0,06	483	0,87	0,2	1,47	1,66	0	1144	0,34
	0,40	0,65	-66	0,14	0,02	643	0,68	0,1	0,65	2,65	0	848	0,25
	0,65	0,91	0	0,00	0,00	727	0,63	0,1	0,45	3,10	0	552	0,15
	0,91	1,17	0	0,00	0,00	741	0,70	0,2	0,45	3,14	-40	256	0,07
	1,17	1,43	0	0,00	0,00	741	0,70	0,2	0,45	3,14	-336	0	0,09
	1,43	1,68	0	0,00	0,00	712	0,78	0,2	0,40	2,98	-633	0	0,18
	1,68	1,94	-128	0,14	0,03	607	0,63	0,1	0,89	2,46	-929	0	0,28
	1,94	2,20	-405	0,29	0,08	426	0,77	0,1	1,77	1,39	-1225	0	0,37
	2,20	2,27	-493	0,59	0,13	169	0,15	0,0	1,99	0,64	-1301	0	0,39

Le verifiche mostrano che, per il solaio tipo verificato, sono necessarie le armature minime indicate in tabella, al fine di sopportare i carichi permanenti ed accidentali a cui è sottoposto; in particolare:

$$Af \text{ sup} = 1.99 \text{ cmq} = 4 \phi 8 / m$$

$$Af \text{ inf} = 3.14 \text{ cmq} = 4 \phi 10 / m$$

Analoghe solette armate dei primi anni del '900 già studiate, hanno mostrato che l'armatura in esse disposte era sempre di maggior diametro; pertanto si ritiene la verifica soddisfatta.

### 8. Considerazioni ai fini del progetto

Si sintetizzano in questo paragrafo gli elementi ritenuti maggiormente significativi per la conoscenza della struttura, le vulnerabilità individuate in fase di rilievo, i risultati delle analisi eseguite, fornendo indicazioni in merito alla soluzione progettuale proposta.

L'edificio sito in via Belmeloro 8/3, costruito intorno al 1915 con struttura verticale in muratura portante a due teste, ospita attualmente solo dei depositi.

Dal punto di vista planimetrico, esso non ha subito particolari trasformazioni, se non la realizzazione di partizioni interne nei due volumi delle ali. Una leggera sopraelevazione, di poco più di un metro, non ne ha modificato il comportamento strutturale.

Il solaio del piano primo è a soletta in calcestruzzo armato con nervature, come per gli altri edifici del comparto, e la copertura è a falde, a struttura in legno ed impalcato in tavole, con superiore manto in tegole marsigliesi.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Le vulnerabilità ascrivibili a questo edificio possono essere così individuate:

1. scarsa rigidezza del piano della copertura, con carenza di collegamenti tra le strutture lignee della copertura e le murature che le sostengono;
2. presenza di spinte all'imposta delle travi del tetto, per la presenza di orditure spingenti;
3. utilizzo di elementi di appoggio labili per le orditure della copertura, con soluzioni particolarmente vulnerabili alle azioni orizzontali, quali i pilastrini in muratura;

L'effetto di tali vulnerabilità, tutte ascrivibili all'errato schema di copertura, è il possibile innesco di meccanismi di danno locali in corrispondenza del piano sottotetto, in particolare di ribaltamento del cantonale.

Le verifiche condotte nei confronti dei meccanismi locali hanno evidenziato i seguenti indici di attivazione:

$$\text{Ribaltamento del cantonale: } I_s = a_g(\text{SLV}) / a_g(\text{PVR}) = 0.156 / 0.167 = 0.93 < 1$$

L'indice è già piuttosto elevato.

4. presenza di elementi in calcestruzzo armato (come il solaio e il portico con vincoli di semplice appoggio) che, possono oscillare in modo asincrono rispetto alle murature causando lesioni e danneggiamento per martellamento.

Le verifiche eseguite per i meccanismi locali mostrano esiti già buoni per un edificio esistente, grazie all'articolata forma planimetrica, che distribuisce le murature nelle due direzioni, ed alla ridotta altezza. Per l'edificio in oggetto, quindi, si prevedono solo minimi interventi, che vadano a contenere le vulnerabilità riscontrate.



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## **PARTE III**

### **1. Premessa**

Trattandosi di un manufatto architettonico appartenente al patrimonio culturale tutelato, riferimento per la progettazione dell'intervento sono state le *Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del Patrimonio culturale*, le quali richiedono di attenersi ad interventi di miglioramento, a riparazioni o ad interventi locali (punto 8.4 delle NTC).

Per il ridotto numero e la tipologia degli interventi proposti, essi rientrano nell'ambito degli interventi locali.

La scelta delle tecniche d'intervento è orientata verso quelle meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Sono stati privilegiati interventi in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio, rispettando la concezione e le tecniche originarie delle strutture, nonché le trasformazioni significative avvenute nel corso della loro storia.

In linea generale, la strategia di intervento ha riguardato:

- rinforzo di una piccola parte degli elementi resistenti, al fine di aumentarne selettivamente la resistenza e la rigidezza;
- inserimento di nuovi elementi, compatibili con quelli esistenti, al fine di eliminare la vulnerabilità locale di alcune parti della costruzione e migliorare il funzionamento complessivo in termini di resistenza o duttilità.

La scelta delle soluzioni materiche è stata orientata in linea generale nel non utilizzo del calcestruzzo armato, se non in piccole quantità e dove non eliminabile, privilegiando invece il materiale ligneo per le coperture e l'acciaio per le connessioni.

Nei paragrafi successivi, vengono dapprima illustrati i caratteri generali del progetto, con indicazione dei carichi considerati come agenti sulla costruzione e delle combinazioni di carico considerate; vengono poi illustrati singolarmente gli interventi progettati, la cui efficacia viene dimostrata sulla base della nuova analisi per i meccanismi locali.

### **2. Sintesi degli interventi proposti**

Per raggiungere le finalità indicate, ed aumentare complessivamente l'indice di sicurezza dell'edificio, gli interventi progettati sono:



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

1. Recupero della copertura esistente del corpo centrale: l'intervento necessita della rimozione completa del manto di copertura e delle tavole di impalcato solo nella posizione dello sporto, per rendere visibile l'esistente dormiente in legno sulle murature. Si provvederà quindi al collegamento del dormiente in legno alla muratura mediante barre filettate con ancoraggio chimico ( $\varnothing 16$  - L 30 cm / 60 cm ed alla solidarizzazione delle porzioni di dormiente con piattine metalliche. Verranno poi migliorate le connessioni tra gli elementi strutturali in legno mediante angolari, perni e piattine metalliche e sostituite tavole e travetti dell'orditura secondaria ammalorati. Dopo il rimontaggio delle tavole di sporto, l'intervento si completerà con la posa di guaina impermeabilizzante ardesiata e a seguire il ricollocamento del manto di copertura originario.  
Questo intervento migliorerà il funzionamento solidale di tutti gli elementi costruttivi del coperto.
2. Sostituzione parziale della copertura della tettoia in c.a., eccessivamente ammalorata: dopo la rimozione completa del manto di copertura, delle tavole di impalcato e dell'orditura secondaria in legno, si provvederà al ripristino dei copriferrini negli elementi strutturali in calcestruzzo armato previa protezione anticorrosiva delle armature. Si monterà poi una nuova orditura secondaria e nuove tavole di impalcato. Verrà infine rimontato il manto di copertura originario, previa stesura di guaina impermeabilizzante ardesiata.
3. Sostituzione completa della copertura delle ali, poiché eccessivamente ammalorata e poiché esigenze distributive interne richiedono l'eliminazione delle partizioni interne ai vani: dopo la rimozione completa del manto di copertura, delle tavole di impalcato e dell'orditura principale e secondaria in legno verranno poste in opera nuove capriate incrociate miste in legno lamellare e acciaio, alloggiato entro scarpe metalliche per il collegamento con le murature sottostanti. La copertura sarà completata da falsi puntoni non spingenti ed arcarecci in legno. Un cordolo a profilato metallico UPN 160 sarà posto sulla sommità della muratura, con saldatura alle scarpe metalliche e collegamento alla muratura mediante barre filettate con ancoraggio chimico ( $\varnothing 14$  - L 20 cm / 60 cm), provvederà alla solidarizzazione tra le parti ed a fornire l'effetto cerchiante in sommità. Dopo il montaggio dell'orditura secondaria e del tavolato, verrà posizionata la guaina impermeabilizzante ardesiata ed il manto di copertura originale.
4. Rinforzo degli elementi portanti la copertura: si effettuerà la cerchiatura e controventatura dei pilastri in muratura del sottotetto con angolari L 120x13, calastrelli piatti 60x8.
5. Riparazione delle strutture in calcestruzzo armato con malta tissotropica fibrorinforzata previo trattamento delle barre di armatura con prodotto passivante
6. Realizzazione di cerchiature delle nuove aperture con profili metallici IPE 220 accoppiati
7. Riparazione delle lesioni mediante tecnica scuci-cuci in laterizio.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### 3. Norme di riferimento

Le analisi sono state effettuate in conformità alle seguenti normative/documenti tecnici:

- OPCM 3274/2003 “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”;
- DPCM 12/10/2007 “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle norme tecniche per le costruzioni”;
- D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” (nel seguito del testo richiamato come DM18),
- Circolare Ministeriale 21/01/2019 n. 7 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018” (nel seguito del testo richiamata come CM07);
- Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 sulla valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle costruzioni di cui al DM 14 gennaio 2008;
- Legge Regione Emilia Romagna del 30 ottobre 2008 n.19 e delibera di Giunta n. 1661/09.

### 4. Pericolosità sismica del sito

Nella riorganizzazione complessiva del comparto in progetto, l’edificio sito in via Belmeloro 8/3 viene adibito interamente a servizi agli studenti.

Dal punto di vista della risposta sismica, rimane invariata la Classe d’uso, pari a II.

Per gli edifici di di Tipo 2 e Classe II è possibile definire una vita nominale  $V_N = 50$  anni, ed un coefficiente d’uso  $C_U = 1$ .

A questi valori corrisponde un periodo di riferimento per l’azione sismica (DM 2018 paragrafo 2.4.3) pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \text{ anni}$$

I parametri sismici che consentono di definire l’azione sismica di progetto per il sito in esame sono di seguito riportati:

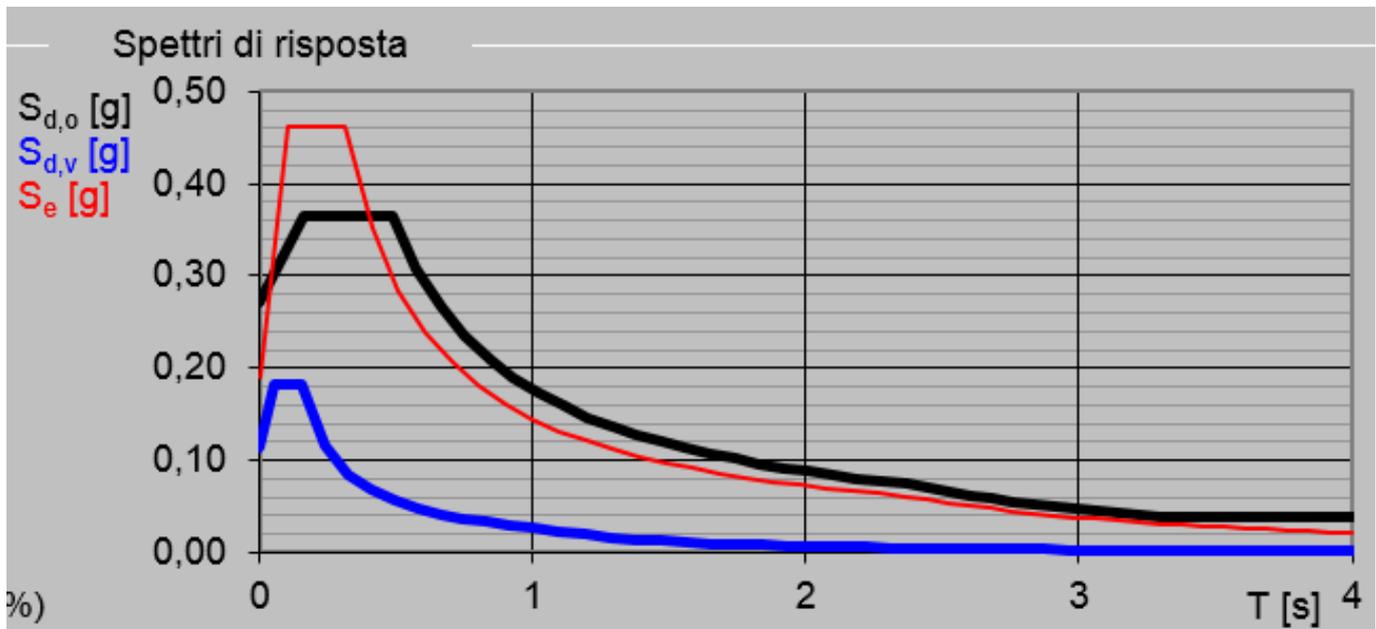
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
DATI GENERALI DI STRUTTURA			
Massima dimens. dir. X (m)	25,72	Altezza edificio (m)	8,80
Massima dimens. dir. Y (m)	15,35	Differenza temperatura(°C)	15
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d’ Uso	SECONDA
Longitudine Est (Grd)	11,35703	Latitudine Nord (Grd)	44,49717



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Muratura	Sistema Costruttivo Dir.2	Muratura
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</b>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	475,00
Accelerazione Ag/g	0,17	Periodo Tc (sec.)	0,31
Fo	2,40	Fv	1,32
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,46	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,48	Periodo TD (sec.)	2,27
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 1</b>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,80
Fattore di struttura 'q'	2,10		
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 2</b>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,80
Fattore di struttura 'q'	2,10		
<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</b>			
Acciaio per carpenteria	1,05	Verif.Instabilita' acciaio:	1,05
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Muratura azioni sismiche	2,40	Muratura azioni statiche	3,00
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondam.:	1,30
Livello conoscenza	LC1		

In figura seguente si riporta lo spettro di risposta elastico da Normativa allo SLV.





## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### 5. Le azioni sollecitanti

La valutazione della sicurezza alle azioni sismiche e le relative verifiche sono state condotte con specifico riferimento alle azioni sismiche di progetto previste dalle vigenti normative, con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) corrispondente a danni importanti negli elementi strutturali.

#### Destinazione d'uso e sovraccarichi per le azioni antropiche

Per la determinazione dell'entità e della distribuzione spaziale e temporale dei sovraccarichi variabili si farà riferimento alla tabella del DM2018 in funzione della destinazione d'uso.

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>]
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN]
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

Categ.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b> Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 – Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 – Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥4,00	≥4,00	≥2,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	≥ 6,00	7,00	1,00*
		da valutarsi caso per caso		
F – G	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b> Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci	2,50	2 x 10,00	1,00**
		da valutarsi caso per caso e comunque non minori di		
		5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	<b>Coperture</b> Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti	0,50	1,20	1,00
		secondo categoria di appartenenza da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso				

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  di riferimento sono riportati nella Tab. 3.1.II. delle N.T.C. 2018. In presenza di carichi verticali concentrati  $Q_k$  essi sono stati applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dello orizzontamento.

### Azioni dovute al vento

Sono state trascurate nel calcolo poiché tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche, come ad esempio le strutture in acciaio. Si ritengono influenti per l'edificio in oggetto.

### Azioni dovute alla temperatura

Sono state trascurate nel calcolo poiché si ritengono influenti per l'edificio in oggetto.

### Neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

in cui si ha:

$q_s$  = carico neve sulla copertura;

$\mu_i$  = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);

$q_{sk}$  = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m<sup>2</sup>], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2008 per un periodo di ritorno di 50 anni;

$C_E$  = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Ct = coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

Per l'area in cui è collocato l'edificio, tale valore risulta:

$$q_s = 1.2 \text{ kN/mq}$$

### **6. Combinazioni di calcolo**

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive.

In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle NTC2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con".

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.1.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2008.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17).



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

**Combinazioni delle azioni sulla costruzione**

Le azioni definite come al § 2.5.1 delle N.T.C. 2018 sono state combinate in accordo a quanto definito al § 2.5.3. applicando i coefficienti di combinazione come di seguito definiti:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi$	$\Psi$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  utilizzati nelle calcolazioni sono dati nelle N.T.C. 2018 in § 2.6.1, Tab. 2.6.1.

Di seguito, le combinazioni di carico tenute in conto.

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	1,50	1,05	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Amb.affol.	1,50	1,05	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<1000	1,05	1,50	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Var.Coperture	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Amb.affol.	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h<1000	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	1,00	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-0,30	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

### COMBINAZIONI CARICHI - S.L.V. - A1 / S.L.D.

DESCRIZIONI	31	32	33	34
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30
Var.Amb.affol.	0,60	0,60	0,60	0,60
Var.Neve h>1000	0,20	0,20	0,20	0,20
Var.Coperture	0,00	0,00	0,00	0,00
Corr. Tors. dir. 0	-0,30	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00

### 7. Caratterizzazione meccanica dei materiali

Le caratteristiche meccaniche dei materiali che caratterizzano le membrane portanti sono ottenute a partire dalle indicazioni della normativa con particolare riferimento alla tabella C8.5.I. La tipologia di muratura presente è "Muratura in mattoni pieni e malta di calce" con diatoni che danno maggiore compattezza al paramento (coefficiente 1.3, vedi tabella C8.5.II NTC2018) adottando, inoltre, un fattore di confidenza pari a 1.35 (corrispondente al livello di conoscenza LC1) e un coefficiente di sicurezza sul materiale muratura pari a:

$$\gamma_m = 3$$

Sono state mantenute le medesime caratteristiche meccaniche per tutte le murature.

#### TUTTE LE PARETI PORTANTI

Resistenza a compressione della muratura:

$$f_{\text{medio}} = 44.9 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a compressione di progetto della muratura valutata a partire dalla resistenza media:

$$f_{\text{cd}} = f_{\text{medio}} / (FC \times \gamma_m) = 44.9 / (1.35 \times 3) = 11.09 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a taglio della muratura:

$$f_{\text{v,m,0}} = 2.6 \text{ daN/cm}^2$$

Resistenza a taglio di progetto della muratura valutata a partire dalla resistenza media:

$$f_{\text{v,d,0}} = f_{\text{v,m,0}} / (FC \times \gamma_m) = 2.6 / (1.35 \times 3) = 0.64 \text{ daN/cm}^2$$

Peso specifico: 1800 daN/m<sup>3</sup>

Modulo elastico: E<sub>medio</sub> = 15000 daN/cm<sup>2</sup>.



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

**8. Analisi dei carichi**

Il calcolo delle sollecitazioni e la valutazione della vulnerabilità sismica dell'edificio di via San Giacomo 11 vengono condotte con riferimento all'analisi dei carichi di seguito riportata. Si precisa che i carichi permanenti strutturali e non strutturali relativi ai solai su cui non si eseguono interventi sono stati ipotizzati sulla base delle stratigrafie desunte dal rilievo. Per i solai su cui si eseguono gli interventi in progetto, i carichi sono compiutamente definiti.

<b>SOLAIO NERVATO IN C.A. 718 - PROG</b>						
<b>PROGETTO</b>						
<b>Carichi permanenti portati</b>		<b>P [daN/m<sup>2</sup>]</b>			<b>Totale [daN/m<sup>2</sup>]</b>	
Massetto / livellamento, sp. 7 cm			147		207	daN/m <sup>2</sup>
Intonaco, sp. 1 cm			20			
Impianti appesi			20			
Controsoffitto			20			
<b>Carichi permanenti portanti</b>						
Soletta in c.a., sp. 10 cm			250		319	daN/m <sup>2</sup>
Nervature, sez. 20 x 25 cm, int. min. 180 cm			69			
<b>Totale</b>					<b>526</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili</b>						
Accessibile per sola manutenzione			100		100	
<b>Totale carichi sul solaio</b>					<b>626</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

<b>COPERTURA - PROGETTO</b>				
<b>PROGETTO</b>				
<b>Carichi permanenti portati</b>		<b>P [daN/m<sup>2</sup>]</b>	<b>Totale [daN/m<sup>2</sup>]</b>	
Manto di copertura in tegole marsigliesi		45	57	daN/m <sup>2</sup>
Guaina ardesiata		12		
<b>Carichi permanenti portanti</b>				
Cantonalì in legno, sez 22 x 28 cm		14	91	daN/m <sup>2</sup>
Arcarecci in legno, sez. 14 x 20 cm, i = 130 cm		17		
Doppio tavolato in legno, sp. 2.5 + 2.5 cm		40		
Incidenza capriate		20		
<b>Totale</b>			<b>148</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>
<b>Carichi variabili</b>				
Neve		120	120	
<b>Totale carichi sul solaio di copertura</b>			<b>268</b>	<b>daN/m<sup>2</sup></b>

### 9. Progetto degli interventi

Si illustrano in questo paragrafo gli interventi proposti, rimandando agli allegati per le relative schede di calcolo ed alle tavole di dettaglio per il progetto geometrico.

#### Intervento di sostituzione della copertura

Verrà complessivamente migliorata la connessione tra le parti per il corpo centrale, mentre sarà sostituita tutta la copertura dei corpi delle ali laterali con nuove capriate miste incrociate in legno lamellare e acciaio. Qui, per migliorare l'interazione tra coperture e murature sarà posizionato un cordolo UPN 160 saldato alle scarpe metalliche e collegato alla muratura mediante barre filettate con ancoraggio chimico ( $\varnothing 16$  - L 30 cm / 60 cm), mentre nel corpo centrale verrà utilizzato quale cordolo l'esistente dormiente in legno che corre sulle murature.

Le sezioni sottoposte a verifica per gli elementi costruttivi della nuova copertura sono:

Puntoni capriata: sez. 22 x 28 cm in LL GL24h

Catena della capriata: tiranti M20 in acciaio

Monaco della capriata: sez. 22 x 22 cm in LL GL24h



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Arcarecci: sez. 16 x 24 cm in LL GL24h, interasse 220 cm

Tavolato: spessore 2.5 + 2.5 cm

Per la verifica delle orditure in legno, si è proceduto mediante l'uso del software AWT – All Wood Tools, versione 2.3; gli esiti complessivi della verifica sono presentati all'ALLEGATO 2; si forniscono qui alcune immagini esplicative delle verifiche soddisfatte.

VERIFICA DEI TRAVETTI:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,07 cm < 0,58 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,31 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	0,19 cm < 0,70 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,07 cm < 0,88 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	6,92 < 19,73		

VERIFICA DEGLI ARCARECCI:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,49 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,16 cm < 1,08 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	0,53 cm < 1,30 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,36 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,16 cm < 1,63 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	6,07 < 19,31		



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

La verifica delle capriate è stata eseguita mediante modellazione con software agli elementi finiti CDSWin release 2019: gli esiti complessivi della verifica sono presentati all'ALLEGATO 3; si forniscono qui alcune immagini esplicative della verifica.

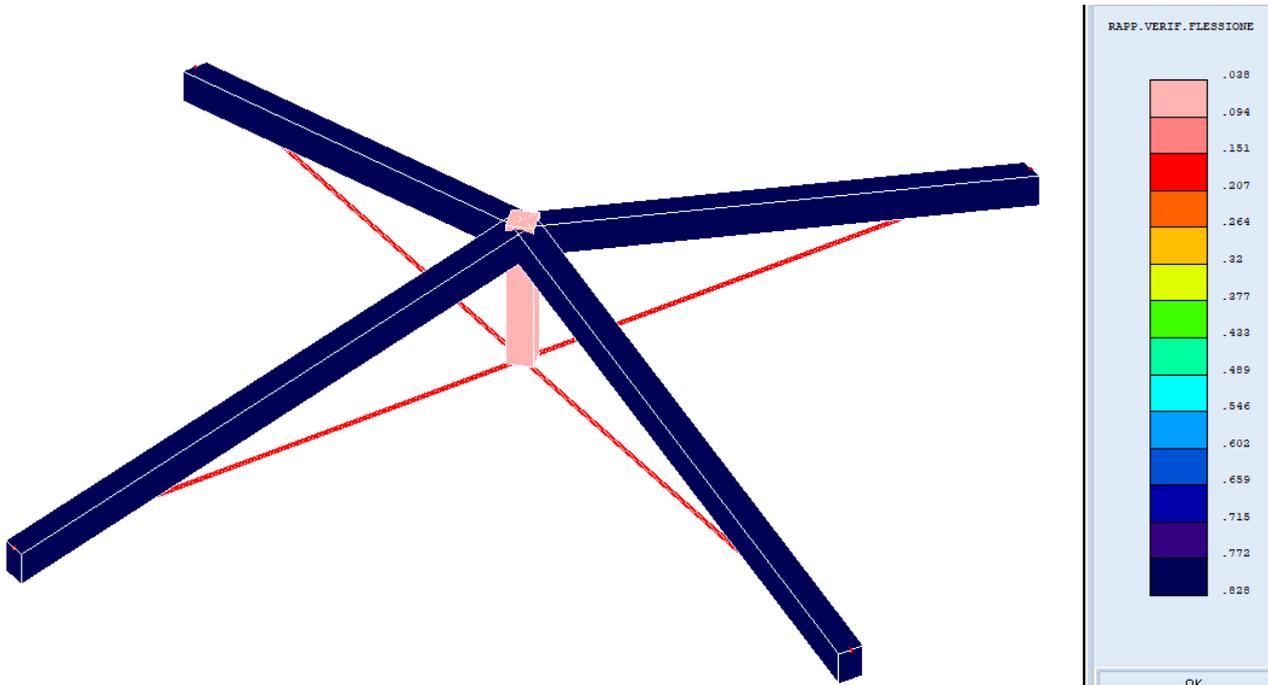


Figura 10 - Verifica a flessione (verificato se <1)

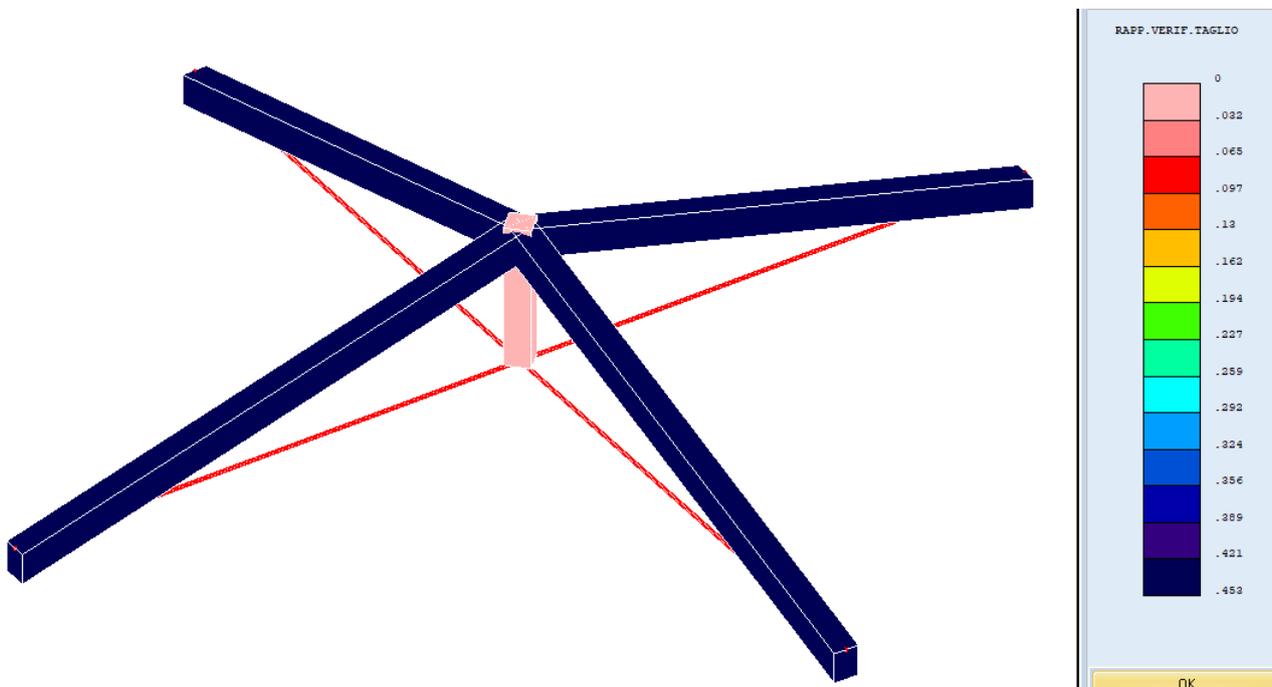


Figura 11 - Verifica a taglio (verificato se <1)



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

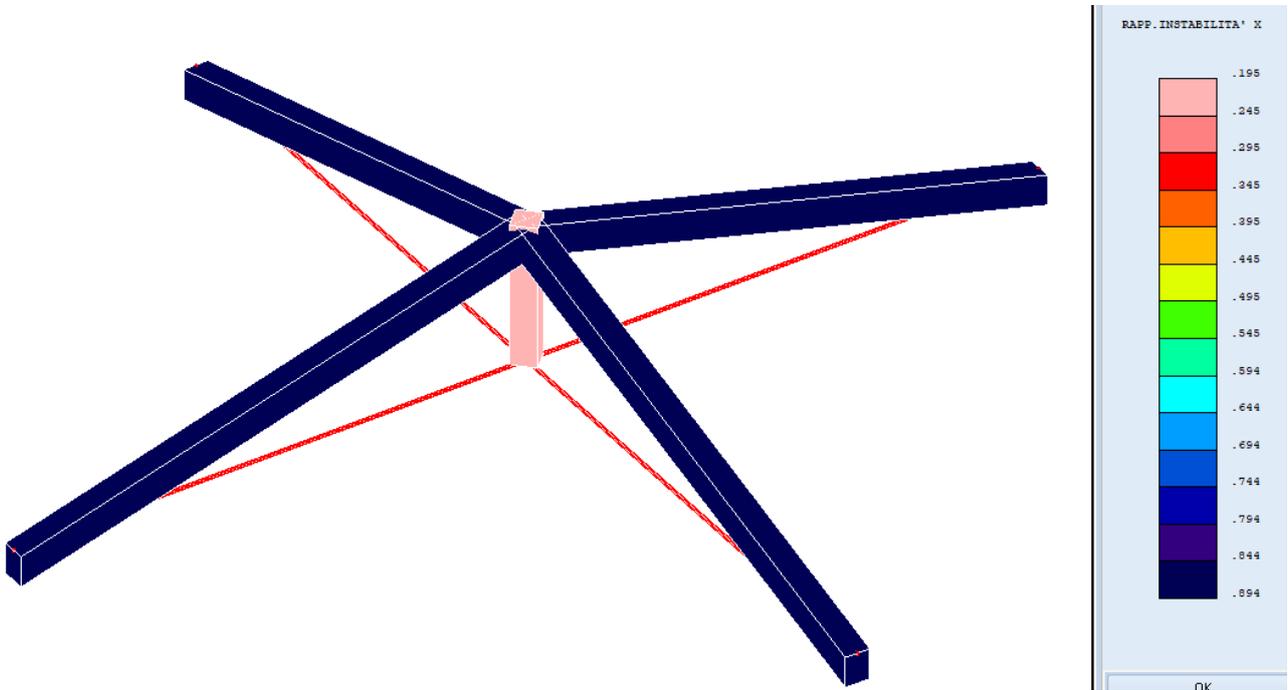


Figura 12 - Verifica di instabilità in direzione x (verificato se <1)

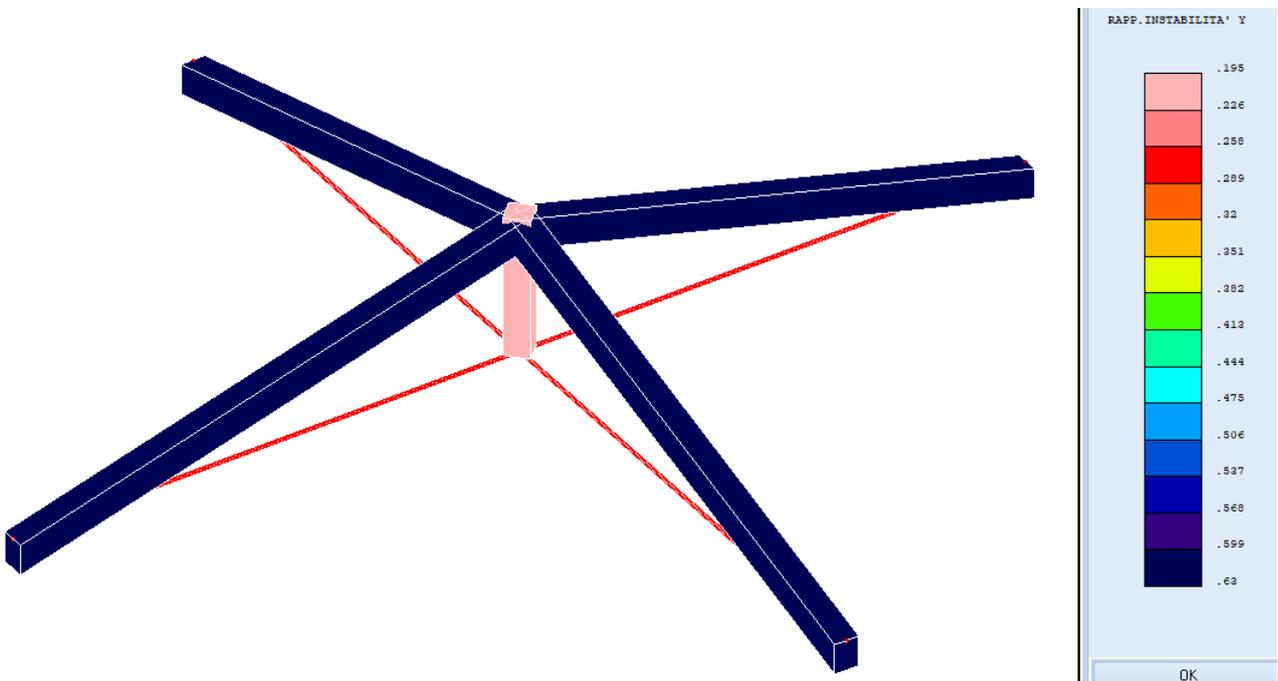


Figura 13 - Verifica di instabilità in direzione y (verificato se <1)



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

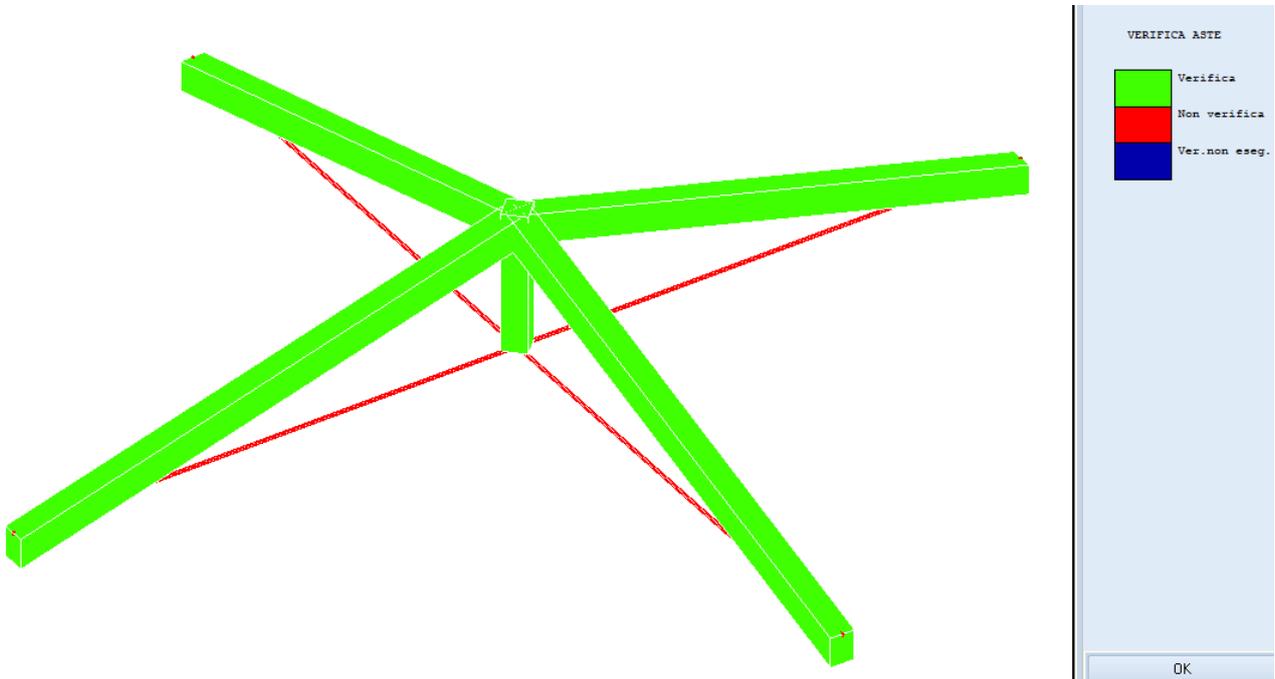


Figura 14 - Verifica delle aste in legno

STAMPA PROGETTO S.L.U. - LEGNO + VERIFICA S.L.E.																				
VERIFICHE ASTE IN LEGNO																				
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	$\sigma_n$	$\sigma_{Mx}$	$\sigma_{My}$ (kg/cmq)	$\tau_x$	$\tau_y$	$\tau_{Mt}$	Rapp. Fless	Rapp. Taglio		
Sez.N. 1076	3	6,30		1	1759	0	0	0	2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45		
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00		
Asta: 1	11	5,00		1	90	0	0	0	-2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45		
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC=	1,00	KcM=	1,00	Rx=	0,89	Ry=	0,63	Wmax/rel/lim=	18,44	17,97	24,10	m
Sez.N. 1076	3	6,30		1	1759	0	0	0	2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45		
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00		
Asta: 2	2	5,00		1	90	0	0	0	-2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45		
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC=	1,00	KcM=	1,00	Rx=	0,89	Ry=	0,63	Wmax/rel/lim=	18,44	17,97	24,10	m
Sez.N. 1076	1	5,00		1	90	0	0	0	2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45		
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00		
Asta: 5	3	6,30		1	1759	0	0	0	-2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45		
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC=	1,00	KcM=	1,00	Rx=	0,89	Ry=	0,63	Wmax/rel/lim=	18,44	17,97	24,10	m
Sez.N. 1076	5	5,00		1	90	0	0	0	2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45		
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00		
Asta: 6	3	6,30		1	1759	0	0	0	-2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45		
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC=	1,00	KcM=	1,00	Rx=	0,89	Ry=	0,63	Wmax/rel/lim=	18,44	17,97	24,10	m
Sez.N. 1078	3	6,30		1	-13374	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00		
GL24h 22X2	qn=	0		1	-13391	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00		
Asta: 7	3	5,00		1	-13409	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00		
Instab.:l=	130,0	$\beta^*l=$		130,0	-13409	0	0	KcC=	1,00	KcM=	1,00	Rx=	0,20	Ry=	0,20	Wmax/rel/lim=	0,00	0,00	6,50	m



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

**Intervento di recupero della copertura del corpo centrale**

Per il corpo centrale, verrà complessivamente migliorata la connessione tra le parti, mediante:

- collegamento del dormiente in legno alla muratura mediante barre filettate con ancoraggio chimico ( $\varnothing 16$  - L 30 cm / 60 cm)
- solidarizzazione delle porzioni di dormiente con piattine metalliche.
- Miglioramento delle connessioni tra gli elementi strutturali in legno mediante angolari, perni e piattine metalliche
- Sostituzione delle tavelle e travetti dell'orditura secondaria ammalorati

Inoltre, ove necessario verranno aggiunti nuovi arcarecci in legno di abete, sez. 15 x 16 cm, per ridurre il carico su quelli attualmente presenti.

Infatti, nella porzione centrale tra i due pilastri, la luce degli arcarecci risulta eccessiva per la loro sezione, generando una freccia che supera il valore ammissibile; non potendo inserire ulteriori elementi verticali di supporto, si sceglie di dimezzare l'interasse tra i travetti, giungendo a soddisfare le verifiche.

VERIFICA DEGLI ARCARECCI PRE-INTERVENTO:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,v,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	1,19 > 1,00	$u_{2,in} \leq L / 300$	0,87 cm < 1,27 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,v,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	1,02 > 1,00	$u_{net,fm} \leq L / 250$	2,44 cm > 1,52 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,94 < 1,00	$u_{2,fm} \leq L / 200$	0,87 cm < 1,90 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	8,04 < 19,73		



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

VERIFICA DEGLI ARCARECCI POST-INTERVENTO:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,66 < 1,00	$u_{2,in} \leq L / 300$	0,48 cm < 1,27 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,57 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L / 250$	1,36 cm < 1,52 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,52 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L / 200$	0,48 cm < 1,90 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	4,47 < 19,73		

Gli elaborati completi relativi alla verifica sono forniti all'ALLEGATO 4.

**Rinforzo dei pilastri portanti la copertura**

Verrà effettuata una cerchiatura dei due pilastri in muratura posti a sostegno delle orditure della copertura del corpo centrale, mediante angolari L 120x13, calastrelli piatti 60x8. Ciò consentirà una stabilizzazione ed un irrigidimento dei pilastri.

In particolare, le cerchiature sono state dimensionate per sopportare le massime sollecitazioni agenti sui pilastri, ricavate dal software di calcolo.

L'azione di taglio sul pilastro più sollecitato rilevata mediante software è:  $T_{max} = 0.28 t = 280 \text{ kg}$ .

I pilastri verranno cerchiati mediante 4 angolari ad L a lati uguali dimensionati sulla base della massima sollecitazione agente in testa al pilastro, considerando quindi i quattro angolari collegati mediante i calastrelli come un unico elemento a mensola sollecitato da un'azione tagliante. Si trascura il contributo resistente della muratura, volendo massimizzare l'effetto irrigidente di angolari e calastrelli. Si dimensionano gli elementi affinché rimangano in campo elastico.

Pertanto, l'azione tagliante pari a 280 kg in testa al pilastro genera in esso un momento pari a:

$$M = - P \times l = - 280 \times 3.5 = 980 \text{ kgm}$$



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Ipotizzando l'uso di acciaio S235 per gli angolari, si ricava che il modulo di resistenza minimo della sezione composta è pari a:

$$W = M / \sigma_{amm} = 98000 / 1600 = 61.25 \text{ cmc}$$

Dividendo tale contributo sui quattro angolari, si ricava un modulo di resistenza di 15.31 cmc per ciascun angolare; si adottano quattro angolari ad L 120 x 120 x 13 mm, aventi  $W = 46 \text{ cmc}$  ciascuno.

Per il calcolo dei calastrelli di collegamento fra gli angolari, si prevede nuovamente il dimensionamento per sopportare la massima sollecitazione di taglio agenti sui pilastri, così come ricavate dal software di calcolo, pari a  $T_{max} = 0.28 \text{ t} = 280 \text{ kg}$ .

Gli sforzi di taglio determinano una sollecitazione di flessione con un valore massimo del momento flettente  $M_{max}$  in corrispondenza delle estremità di ogni calastrello, fissato ai correnti con saldature, per cui il vincolo può considerarsi come un incastro; si ha quindi:  $M_{max} = V \times L_{cal} / 8 = 280 \times 0.50 / 8 = 17.5 \text{ kgm}$ .

Ipotizzando l'uso di acciaio S235 per i calastrelli, si ricava che il modulo di resistenza minimo di ciascun calastrello è pari a:

$$W = M / \sigma_{amm} = 1750 / 1600 = 1.09 \text{ cmc}$$

Si adottano quindi calastrelli piatti di sezione 60 x 8 mm, aventi  $W = 4.8 \text{ cmc}$  ciascuno.

Questi vengono posizionati all'interasse di 60 cm l'uno dall'altro.

Il collegamento alla base viene eseguito mediante 12 tasselli metallici di ancoraggio M12 a fissaggio chimico, disposti sugli angolari di base.

Per essi, è stata condotta la verifica di resistenza a taglio, per cui, in direzione x e y, su ciascun tassello si ha uno sforzo di taglio pari a:  $T_b = V / 12 = 280 / 12 = 23.3 \text{ kg} = 233 \text{ N}$ .

Si verifica che la tensione agente sul tassello sia minore di quella ammissibile per bullonature di classe 8.8, per cui:

$$\tau_b = T_b / A_{res} = 233 / 84.3 = 2.76 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{con } A_{res} = 84.3 \text{ mm}^2$$

Poichè  $\tau_b = 2.76 \text{ N/mm}^2 < 264 \text{ N/mm}^2$ , valore massimo ammissibile per bullonature di classe 8.8, la verifica è soddisfatta.

Equazione di equilibrio alla traslazione del nodo:

$R$  = risultante delle compressioni sull'area

$\Sigma N_i$  = risultante di trazione sui bulloni

$$\rightarrow \sigma = \Sigma N_i / 2B \times y_c$$

Equazione di equilibrio alla rotazione:

$$M = \Sigma N_i (y_i - y_c)$$



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

$$\rightarrow N_i = M (y_i - y_c) / [\sum (y_i - y_c)^2]$$

Si considera che solo i bulloni in trazione (e non quelli in compressione) forniscano un contributo alla resistenza per il momento flettente.

Facendo riferimento al D.M. 9/1/1996 e alla C.N.R. 5.3.4 il giunto è soggetto a flessione e taglio, quindi il gambo dei bulloni risulta soggetto a tensioni normali (trazione) ed a tensioni tangenziali. In particolare, deve risultare sul bullone più sollecitato:

$$(\tau / f_{d,v})^2 + (\sigma / f_{d,N})^2 \leq 1$$

Si ricava:

$$\tau = T / n_b \times A_{res} = 2800 / 12 \times 84 = 2.78 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{max} = N_{max} / A_{res} = 1384 / 84 = 16.5 \text{ N/mm}^2$$

$$\rightarrow (\tau / f_{d,v})^2 + (\sigma / f_{d,N})^2 = (2.78 / 396)^2 + (16.5 / 560)^2 \leq 1$$

verificato

### Verifica del sistema di ancoraggio

Si riporta la verifica del sistema di ancoraggio M12.

- Resistenza di progetto a trazione (barra M12):  $N_{Rd,s}$  - Classe 8.8 = 48.6 kN
- Resistenza di progetto a trazione per sfilamento dell'ancorante:

$$N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \times A_{p,N} / A_{p,N}^0 \times \Psi_{w,p} \times \Psi_c \times \Psi_{Lp} \times \Psi_{g,Np}$$

con  $N_{Rd,p}^0 = 34.6$  kN per tassello M12 su cls non fessurato tipo C20/25

$\Psi_{w,p} = 0.76$  per presenza di acqua durante l'installazione dell'ancorante con barra M12

$\Psi_c = 1$  per cls C20/25

$$\Psi_{Lp} = h_{ef} / h_{ef,nom} = 114 / 144 = 0.79$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - (s / s_{cr,Np})^{0.5} \times (\Psi_{g,Np}^0 - 1) \geq 1$$

$$\Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) [(1.8 \times N_{Rd,p}^0 \times \Psi_{w,p} \times \Psi_c) / (\pi \times h_{ef} \times k \times \sqrt{(h_{ef} \times f_{ck, cube})})]^{1.5}$$

con  $n =$  numero del gruppo di ancoranti = 12

$k = 3.2$  per cls non fessurato

$$\rightarrow \Psi_{g,Np}^0 = \sqrt{n} - (\sqrt{n} - 1) [(1.8 \times N_{Rd,p}^0 \times \Psi_{w,p} \times \Psi_c) / (\pi \times h_{ef} \times k \times \sqrt{(h_{ef} \times f_{ck, cube})})]^{1.5} = 3.45$$

$$\Psi_{g,Np} = \Psi_{g,Np}^0 - (s / s_{cr,Np})^{0.5} \times (\Psi_{g,Np}^0 - 1) = 2.1$$

$A_{p,N} / A_{p,N}^0 = 0.74$  per barre M12 distanziate 160 mm

$$\rightarrow N_{Rd,p} = N_{Rd,p}^0 \times A_{p,N} / A_{p,N}^0 \times \Psi_{w,p} \times \Psi_c \times \Psi_{Lp} \times \Psi_{g,Np} = 32.28 \text{ kN}$$



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

- Resistenza di progetto a trazione per rottura conica del calcestruzzo:

$$N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \times A_{c,N} / A_{c,N}^0 \times \Psi_{cls,N} \times \Psi_{w,c} \times \Psi_{Lc} \times \Psi_{h,sp} \times \Psi_{g,Nc}$$

con  $N_{Rd,c}^0 = 32.37$  kN per tassello M12 su cls non fessurato tipo C20/25

$$\Psi_{cls,N} = 1 \text{ per cls C20/25}$$

$\Psi_{w,c} = 0.86$  per presenza di acqua durante l'installazione dell'ancorante con barra M12

$$\Psi_{Lc} = (h_{ef} / h_{ef,nom})^{1.5} = (110 / 110)^{1.5} = 1$$

$A_{c,N} / A_{c,N}^0 = 0.74$  per barre M12 distanziate 160 mm

$$\Psi_{h,sp} = (h / 2h_{eff})^{2/3} \leq 1.5 = 0.71$$

$$\rightarrow N_{Rd,c} = N_{Rd,c}^0 \times A_{c,N} / A_{c,N}^0 \times \Psi_{cls,N} \times \Psi_{w,c} \times \Psi_{Lc} \times \Psi_{h,sp} \times \Psi_{g,Nc} = 14.63 \text{ kN}$$

- Resistenza di progetto a taglio lato acciaio (barra M12):  $V_{Rd,s}$  - Classe 8.8 = 32.4 kN
- Resistenza di progetto per scalzamento dell'ancorante  $V_{Rd,cp}$ :

$$V_{Rd,cp} = k \times \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,C})$$

con  $k = 2.4$  per barra M12

$$\rightarrow V_{Rd,cp} = k \times \min(N_{Rd,p}; N_{Rd,C}) = 35.11 \text{ kN}$$

Essendo lo sforzo di taglio agente su ciascuna barra pari a 233 N, la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

### **Nuove cerchiature metalliche**

Per le necessità di distribuzione interna, verranno realizzate nuove aperture sui muri portanti, per le quali sono state calcolate le cerchiature necessarie al rispetto dei requisiti previste dalle norme in vigore in termini di ripristino della resistenza e della rigidezza. Queste verranno realizzate mediante cerchiature metalliche con profili IPE 220 accoppiati, in grado di ripristinare la medesima resistenza e rigidezza della parete. La verifica completa viene presentata all'ALLEGATO 5.

### **Verifica dei travetti sostituiti del portico**

Per il portico esterno, è prevista la sostituzione dei travetti dell'orditura secondaria ammalorati. La verifica è stata condotta per materiale ligneo nuovo della medesima sezione degli elementi esistenti, ed è riportata all'allegato "VERIFICA TRAVETTI SOSTITUITI DEL PORTICO".



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

VERIFICA DEI NUOVI TRAVETTI DEL PORTICO:

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,84 < 1,00	$u_{2,im} \leq L / 300$	0,14 cm < 0,57 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,59 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L / 250$	0,38 cm < 0,68 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,84 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L / 200$	0,14 cm < 0,85 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	10,68 < 19,73		

**10. Verifiche numeriche – analisi per meccanismi locali**

Così come già eseguito per la valutazione dello stato di fatto, viene rieseguita l'analisi dei meccanismi locali poiché, trattandosi di un edificio esistente in muratura portante, si ritiene questa alquanto significativa ed in grado di mostrare le carenze strutturali della costruzione.

Questa viene svolta in modo analogo a questo già illustrato per lo stato di fatto; la finalità, è quella di mostrare come gli interventi proposti siano in grado di eliminare completamente l'attivazione dei meccanismi studiati in precedenza, senza innescarne nessun altro.

Vengono quindi rieseguite le verifiche svolte in precedenza tenendo conto degli interventi proposti.

**Ribaltamento del cantonale**

Meccanismo di probabile attivazione allo stato attuale era stato valutato il ribaltamento del cantonale dovuto all'azione spingente del cosciale della copertura a padiglione ed alla contemporanea assenza di un cordolo sommitale.

Con l'intervento, si eliminano le spinte generate dalle orditure della copertura, poiché:

- nella nuova copertura, il loro appoggio viene correttamente sagomato; le orditure si innesteranno all'interno di scarpe metalliche atte ad accoglierle, che saranno opportunamente vincolate alle murature sottostanti;



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

- nelle coperture recuperate, viene migliorato il collegamento tra le parti, contenendo le spinte grazie al funzionamento del dormiente come cordolo;

Dalla verifica eseguita, il cui svolgimento viene fornito all'ALLEGATO 6, emerge l'ingente incremento dell'accelerazione che genera questo collasso, da cui si ricava un altissimo indice di sicurezza sismica:

<b>PGA-SLV</b>	$a_g(\text{SLV})$ min(C8A.4.9; C8A.4.10)
	<b>1,218</b>

$$I_s = a_g(\text{SLV}) / a_g(\text{PVR}) = 1.218 / 0.167 = 7.29 > 1$$

La verifica è pertanto soddisfatta.

## 11. Conclusioni

Si sintetizzano in questo paragrafo gli elementi ritenuti maggiormente significativi per la conoscenza della struttura, le vulnerabilità individuate in fase di rilievo, i risultati delle analisi eseguite e l'efficacia raggiunta mediante gli interventi.

L'edificio sito in via Belmeloro 8/3, dal punto di vista planimetrico, non ha subito trasformazioni sostanziali rispetto all'impianto originario; solo una leggera sopraelevazione ne ha modificato l'aspetto, ma questa non ha importanti ricadute sul suo comportamento strutturale.

Le vulnerabilità ascrivibili a questo edificio possono essere così individuate:

1. scarsa rigidezza del piano della copertura, con carenza di collegamenti tra le strutture lignee della copertura e le murature che le sostengono;
2. presenza di spinte all'imposta delle travi del tetto, per la presenza di orditure spingenti;
3. utilizzo di elementi di appoggio labili per le orditure della copertura, con soluzioni particolarmente vulnerabili alle azioni orizzontali, quali i pilastri in muratura;

Lo stato attuale non evidenzia particolari fenomeni in essere o problematiche rilevanti, e gli interventi da eseguire possono quindi essere riconosciuti come interventi locali volti a risolvere le criticità evidenziate.

Nella riorganizzazione complessiva del comparto in progetto, l'edificio sito in via Belmeloro 8/3 viene adibito interamente a servizi per gli studenti.



## AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Dal punto di vista della risposta sismica, rimane invariata la Classe d'uso, pari a II.

Per raggiungere le finalità indicate, ed aumentare complessivamente l'indice di sicurezza dell'edificio, gli interventi progettati sono:

1. Sostituzione completa delle coperture delle ali, eccessivamente ammalorate
2. Sostituzione parziale della copertura della tettoia con risanamento delle ossature in c.a.
3. Miglioramento delle connessioni della copertura del volume centrale
4. Cerchiatura e controventatura dei pilastri murari nel sottotetto
5. Cerchiatura delle nuove aperture

L'efficacia degli interventi proposti è stata verificata grazie alle verifiche condotte, per l'attivazione sull'edificio dei meccanismi di carattere locale.

In particolare:

### MECCANISMI LOCALI

Ribaltamento del cantonale:

$I_s$  (SDF) = 0.93

$I_s$  (PROG) = 7.29

### VERIFICHE STATICHE

	<i>SDF</i>	<i>PROGETTO</i>
Solai:		
soletta in c.a.	verificata	verificata



AREA EDILIZIA E LOGISTICA



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

# ALLEGATI





AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 1

# VERIFICA DEI MECCANISMI LOCALI ALLO STATO ATTUALE

## MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$ , di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.  
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla **Legenda** ed alle **Figure** riportate a lato.

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO								
Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del cuneo di distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco Y <sub>G</sub> [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h <sub>V</sub> [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A X <sub>G</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d <sub>P</sub> [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d <sub>V</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d <sub>1</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d <sub>2</sub> [m]
0,28	2,65	1,69		0,53	0,25	0,40	0,94	0,52
ORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE								
Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]		
		d	0,10	-0,10	1,09	-0,33		
0,00	a	-0,10	0,10	0,32	-0,51			
AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO								
Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P <sub>H1</sub> [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P <sub>V1</sub> , P <sub>V2</sub> [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>V</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F <sub>H1</sub> , F <sub>H2</sub> [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P <sub>H1</sub> , P <sub>V1</sub> [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P <sub>H2</sub> , P <sub>V2</sub> [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T <sub>1</sub> +T <sub>2</sub> ), (T <sub>1</sub> +T <sub>2</sub> ) [kN]
22,3	2,9	0,9	7,2 4,2			2,2 1,5	1,3 0,9	0,0

**Legenda:**

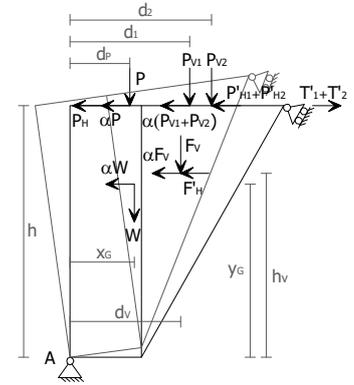


Fig. 1 - Schema di calcolo

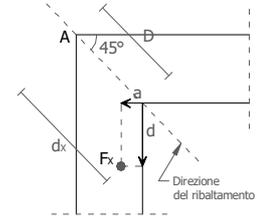


Fig. 2 - Vista dall'alto del cuneo

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
11,9	0,7	9,0	0,0	0,0	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
37,8	7,6	30,4	0,0	2,4	0,0
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]	
0,168	1,20	3,556	0,951	1,448	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 7 DEL 21-01-2019 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 17-01-2018			
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>T</sub>	1,00	
	Categoria suolo di fondazione	C	
	PGA di riferimento a <sub>g</sub> (P <sub>V2</sub> ) [g]	0,167	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F <sub>0</sub>	2,396	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T <sub>C</sub> * [sec]	0,310	
	Fattore di smorzamento η	0,833	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	4,870	
	Altezza della struttura H [m]	9,00	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>S</sub>	1,460	
	Coefficiente C <sub>2</sub>	1,545	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,460	
	Numero di piani dell'edificio N	2	
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200	
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T <sub>1</sub> [sec]	0,260		
PGA-SLV	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	S <sub>2</sub> (T <sub>1</sub> ) (C8A.4.10)
	4,87	0,541	4,459
	a <sub>g</sub> (SLV) min(C8A.4.9; C8A.4.10)		
	0,156		



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 2

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN LEGNO DELLA NUOVA COPERTURA

TRAVETTI 10 X 10 CM, LUCE MAX 440 CM, INT 100 CM

**CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME**

Tipologia del legname: Massiccio - D24 - Latifoglia - UNI EN 338:2016

$f_{m,g,k} = 24,0 \text{ MPa}$

$E_{0,g,mean} = 10\,000,0 \text{ MPa}$

$G_{g,mean} = 630,0 \text{ MPa}$

$f_{v,g,k} = 3,7 \text{ MPa}$

$E_{0,g,05} = 8\,400,0 \text{ MPa}$

$G_{g,05} = 529,2 \text{ MPa}$

$\rho_{g,k} = 485,0 \text{ kg/mc}$

$E_{90,g,mean} = 670,0 \text{ MPa}$

$\rho_{g,mean} = 580,0 \text{ kg/mc}$

**CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

Classe di servizio: Classe di servizio 2 (ambiente umido)

$k_{def} = 0,8$

Classe di durata del carico permanente: Permanente (più di 10 anni)

$k_{mod,G} = 0,6$

Classe di durata del carico variabile: Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$k_{mod,Q} = 0,8$

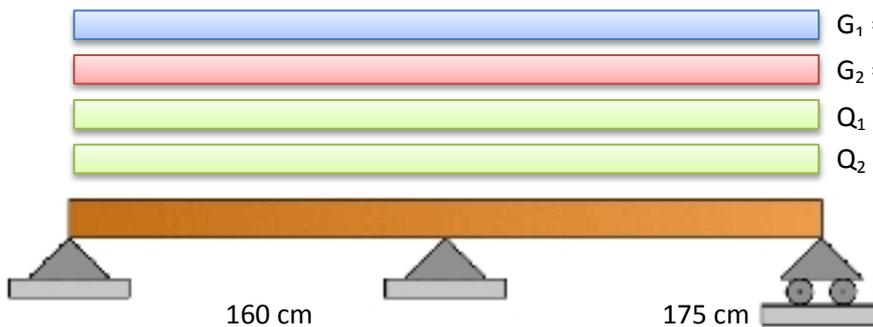
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2:

$\gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$\gamma_M = 1,5$

**COMBINAZIONE DEI CARICHI – SOLLECITAZIONI**



$G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$

$G_2 = 60 \text{ daN/m}^2$

$Q_1 = 120 \text{ daN/m}^2$

Neve a quota  $\leq 1.000 \text{ m}$

$Q_2 = 0 \text{ daN/m}^2$

Categoria H - Coperture

Distanza di influenza:  $i = 100 \text{ cm}$

Inclinazione della trave:  $\beta = 20^\circ$

**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I**

Carico momento max =  $128,3 \div 128,3 \text{ daN/r}$

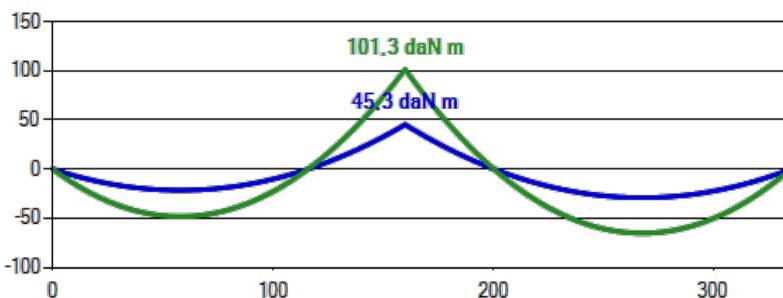
Momento max =  $45,3 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $160,0 \text{ cm}$

Carico taglio max =  $128,3 \div 128,3 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $138,1 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $160,0 \text{ cm}$



**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II**

Carico momento max =  $287,2 \div 287,2 \text{ daN/r}$

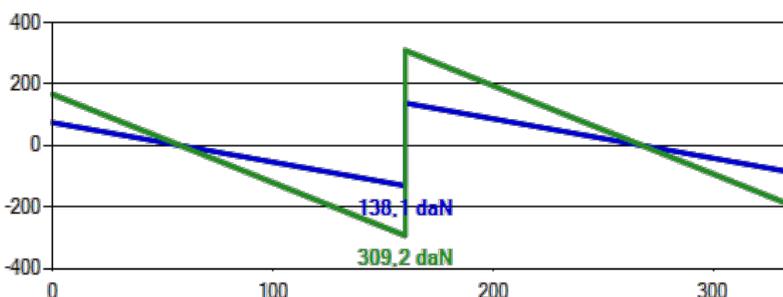
Momento max =  $101,3 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $160,0 \text{ cm}$

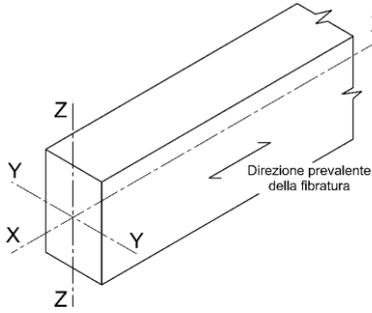
Carico taglio max =  $287,2 \div 287,2 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $309,2 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $160,0 \text{ cm}$



## SEZIONE TRAVE – DEFORMAZIONI

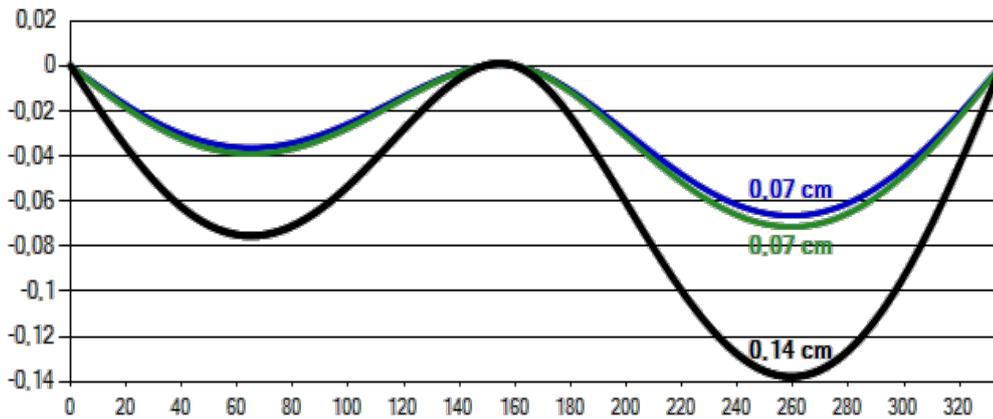


Area della sezione:  $A = 100,0 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza, YY:  $W_{yy} = 166,7 \text{ cm}^3$   
 Modulo di resistenza, ZZ:  $W_{zz} = 166,7 \text{ cm}^3$   
 Momento di inerzia, YY:  $J_{yy} = 833,3 \text{ cm}^4$   
 Momento di inerzia, ZZ:  $J_{zz} = 833,3 \text{ cm}^4$   
 Rotazione della sezione:  $\alpha = 0^\circ$



H=10 cm

B=10 cm



$u_{1,in,zz} = 0,07 \text{ cm}$   
 $u_{1,in,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{1,in} = 0,07 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,zz} = 0,07 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{2,in} = 0,07 \text{ cm}$   
 $u_{net,zz} = 0,07 \text{ cm}$   
 $u_{net,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{net,in} = 0,07 \text{ cm}$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Momento sollecitante:  $M_{ed,I} \div k_{mod,G} < M_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow M_{ed} = 101,3 \text{ daN m}$

Tensioni di progetto:  $\sigma_{m,y,d} = 60,8 \text{ daN/cm}^2$   $\sigma_{m,z,d} = 0,0 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti moltiplicativi resistenze:  $k_{h,H} = 1,084$   $k_{h,B} = 1,084$

Resistenze di progetto:  $f_{m,y,d} = 138,8 \text{ daN/cm}^2$   $f_{m,z,d} = 138,8 \text{ daN/cm}^2$

Altri coefficienti:  $k_m = 0,7$   $k_{crit} = 1,000$

Taglio sollecitante:  $V_{ed,I} \div k_{mod,G} < V_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow V_{ed} = 309,2 \text{ daN}$

Tensione e resistenza di progetto:  $\tau_d = 6,9 \text{ daN/cm}^2$   $f_{v,d} = 19,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti di combinazione:  $\psi_{01}=0,5$  -  $\psi_{11}=0,2$  -  $\psi_{21}=0$

Freccia totale istantanea e finale:  $u_{net} = 0,14 \text{ cm} = L/1269$   $u_{fin} = 0,19 \text{ cm} = L/916$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,07 cm < 0,58 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,31 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	0,19 cm < 0,70 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,07 cm < 0,88 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	6,92 < 19,73		

ARCARECCI 16 X 24, INT. 165 CM, L.320 CM GL24H

**CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME**

Tipologia del legname: Lamellare omogeneo - GL 24h - UNI EN 14080:2013

$f_{m,g,k} = 24,0 \text{ MPa}$

$E_{0,g,mean} = 11\,500,0 \text{ MPa}$

$G_{g,mean} = 650,0 \text{ MPa}$

$f_{v,g,k} = 3,5 \text{ MPa}$

$E_{0,g,05} = 9\,600,0 \text{ MPa}$

$G_{g,05} = 540,0 \text{ MPa}$

$\rho_{g,k} = 385,0 \text{ kg/mc}$

$E_{90,g,mean} = 300,0 \text{ MPa}$

$\rho_{g,mean} = 420,0 \text{ kg/mc}$

**CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

Classe di servizio: Classe di servizio 2 (ambiente umido)

$k_{def} = 0,8$

Classe di durata del carico permanente: Permanente (più di 10 anni)

$k_{mod,G} = 0,6$

Classe di durata del carico variabile: Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$k_{mod,Q} = 0,8$

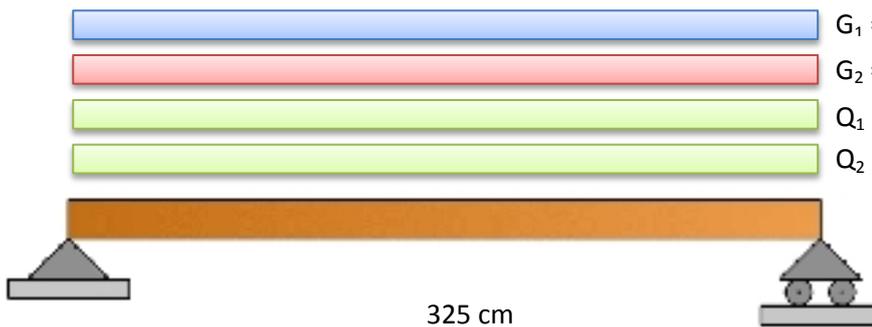
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2:

$\gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$\gamma_M = 1,45$

**COMBINAZIONE DEI CARICHI – SOLLECITAZIONI**



$G_1 = 60 \text{ daN/m}^2$

$G_2 = 100 \text{ daN/m}^2$

$Q_1 = 120 \text{ daN/m}^2$

Neve a quota  $\leq 1.000 \text{ m}$

$Q_2 = 0 \text{ daN/m}^2$

Categoria H - Coperture

Distanza di influenza:  $i = 165 \text{ cm}$

Inclinazione della trave:  $\beta = 0^\circ$

**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I**

Carico momento max =  $343,2 \text{ daN/m}$

Momento max =  $453,1 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $162,5 \text{ cm}$

Carico taglio max =  $343,2 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $557,7 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $0,0 \text{ cm}$

**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II**

Carico momento max =  $640,2 \text{ daN/m}$

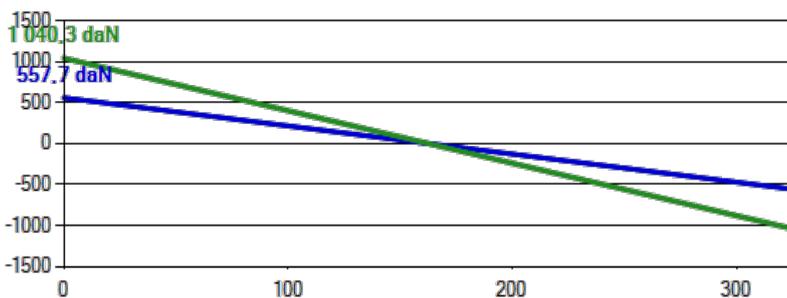
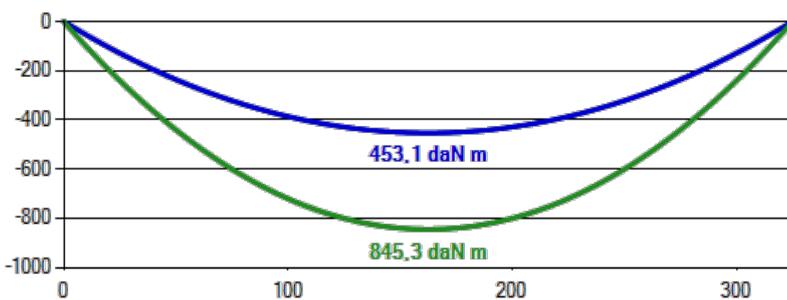
Momento max =  $845,3 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $162,5 \text{ cm}$

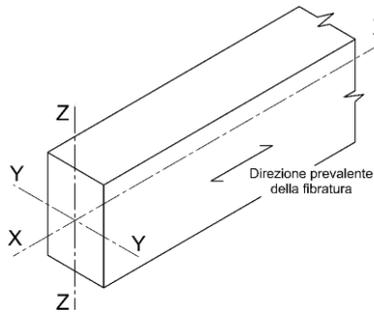
Carico taglio max =  $640,2 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $1\,040,3 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $0,0 \text{ cm}$



## SEZIONE TRAVE – DEFORMAZIONI

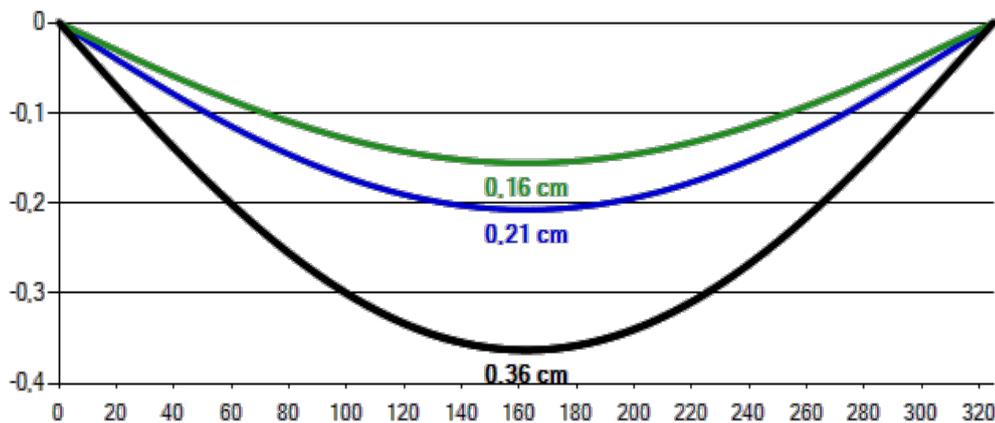


Area della sezione:  $A = 384,0 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza, YY:  $W_{yy} = 1\,536,0 \text{ cm}^3$   
 Modulo di resistenza, ZZ:  $W_{zz} = 1\,024,0 \text{ cm}^3$   
 Momento di inerzia, YY:  $J_{yy} = 18\,432,0 \text{ cm}^4$   
 Momento di inerzia, ZZ:  $J_{zz} = 8\,192,0 \text{ cm}^4$   
 Rotazione della sezione:  $\alpha = 20^\circ$



H=24 cm

B=16 cm



$u_{1,in,zz} = 0,17 \text{ cm}$   
 $u_{1,in,yy} = 0,14 \text{ cm}$   
 $u_{1,in} = 0,21 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,zz} = 0,13 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,yy} = 0,10 \text{ cm}$   
 $u_{2,in} = 0,16 \text{ cm}$   
 $u_{net,zz} = 0,13 \text{ cm}$   
 $u_{net,yy} = 0,10 \text{ cm}$   
 $u_{net,in} = 0,16 \text{ cm}$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Momento sollecitante:  $M_{ed,I} \div k_{mod,G} < M_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow M_{ed} = 845,3 \text{ daN m}$

Tensioni di progetto:  $\sigma_{m,y,d} = 51,7 \text{ daN/cm}^2$   $\sigma_{m,z,d} = 28,2 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti moltiplicativi resistenze:  $k_{h,H} = 1,096$   $k_{h,B} = 1,100$

Resistenze di progetto:  $f_{m,y,d} = 145,1 \text{ daN/cm}^2$   $f_{m,z,d} = 145,7 \text{ daN/cm}^2$

Altri coefficienti:  $k_m = 0,7$   $k_{crit} = 1,000$

Taglio sollecitante:  $V_{ed,I} \div k_{mod,G} < V_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow V_{ed} = 1\,040,3 \text{ daN}$

Tensione e resistenza di progetto:  $\tau_d = 6,1 \text{ daN/cm}^2$   $f_{v,d} = 19,3 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti di combinazione:  $\psi_{01}=0,5$  -  $\psi_{11}=0,2$  -  $\psi_{21}=0$

Freccia totale istantanea e finale:  $u_{net} = 0,36 \text{ cm} = L/895$   $u_{fin} = 0,53 \text{ cm} = L/614$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,49 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,16 cm < 1,08 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,44 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	0,53 cm < 1,30 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,36 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,16 cm < 1,63 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	6,07 < 19,31		





AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 3

### VERIFICA DELLE CAPRIATE

## RELAZIONE DI CALCOLO

Sono illustrati con la presente i risultati dei calcoli che riguardano il progetto delle armature, la verifica delle tensioni di lavoro dei materiali e del terreno.

### • **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

I calcoli sono condotti nel pieno rispetto della normativa vigente e, in particolare, la normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo, verifica e progettazione è costituita dalle *Norme Tecniche per le Costruzioni*, emanate con il D.M. 17/01/2018 pubblicato nel suppl. 8 G.U. 42 del 20/02/2018, nonché la Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “*Istruzioni per l’applicazione dell’aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.

### • **METODI DI CALCOLO**

I metodi di calcolo adottati per il calcolo sono i seguenti:

- 1) Per i carichi statici: *METODO DELLE DEFORMAZIONI*;
- 2) Per i carichi sismici: metodo dell’*ANALISI MODALE* o dell’*ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE*.

Per lo svolgimento del calcolo si è accettata l’ipotesi che, in corrispondenza dei piani sismici, i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano e che le masse ai fini del calcolo delle forze di piano siano concentrate alle loro quote.

### • **CALCOLO SPOSTAMENTI E CARATTERISTICHE**

Il calcolo degli spostamenti e delle caratteristiche viene effettuato con il metodo degli elementi finiti (**F.E.M.**).

Possono essere inseriti due tipi di elementi:

- 1) Elemento monodimensionale asta (*beam*) che unisce due nodi aventi ciascuno 6 gradi di libertà. Per maggiore precisione di calcolo, viene tenuta in conto anche la deformabilità a taglio e quella assiale di questi elementi. Queste aste, inoltre, non sono considerate flessibili da nodo a nodo ma hanno sulla parte iniziale e finale due tratti infinitamente rigidi formati dalla parte di trave inglobata nello spessore del pilastro; questi tratti rigidi forniscono al nodo una dimensione reale.
- 2) L’elemento bidimensionale shell (*quad*) che unisce quattro nodi nello spazio. Il suo comportamento è duplice, funziona da lastra per i carichi agenti sul suo piano, da piastra per i carichi ortogonali.

Assemblate tutte le matrici di rigidezza degli elementi in quella della struttura spaziale, la risoluzione del sistema viene perseguita tramite il *metodo di Cholesky*.

Ai fini della risoluzione della struttura, gli spostamenti X e Y e le rotazioni attorno l’asse verticale Z di tutti i nodi che giacciono su di un impalcato dichiarato rigido sono mutuamente vincolati.

### • **RELAZIONE SUI MATERIALI**

Le caratteristiche meccaniche dei materiali sono descritti nei tabulati riportati nel seguito per ciascuna tipologia di materiale utilizzato.

- **VERIFICHE**

Le verifiche, svolte secondo il metodo degli stati limite ultimi e di esercizio, si ottengono involupando tutte le condizioni di carico prese in considerazione.

In fase di verifica è stato differenziato l'elemento trave dall'elemento pilastro. Nell'elemento trave le armature sono disposte in modo asimmetrico, mentre nei pilastri sono sempre disposte simmetricamente.

Per l'elemento trave, l'armatura si determina suddividendola in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante, valutando per tali conci le massime aree di armatura superiore ed inferiore richieste in base ai momenti massimi riscontrati nelle varie combinazioni di carico esaminate. Lo stesso criterio è stato adottato per il calcolo delle staffe.

Anche l'elemento pilastro viene scomposto in cinque conci in cui l'armatura si mantiene costante. Vengono però riportate le armature massime richieste nella metà superiore (testa) e inferiore (piede).

La fondazione su travi rovesce è risolta contemporaneamente alla sovrastruttura tenendo in conto sia la rigidità flettente che quella torcente, utilizzando per l'analisi agli elementi finiti l'elemento asta su suolo elastico alla *Winkler*.

Le travate possono incrociarsi con angoli qualsiasi e avere dei disassamenti rispetto ai pilastri su cui si appoggiano.

La ripartizione dei carichi, data la natura matriciale del calcolo, tiene automaticamente conto della rigidità relativa delle varie travate convergenti su ogni nodo.

Le verifiche per gli elementi bidimensionali (setti) vengono effettuate sovrapponendo lo stato tensionale del comportamento a lastra e di quello a piastra. Vengono calcolate le armature delle due facce dell'elemento bidimensionale disponendo i ferri in due direzioni ortogonali.

- **DIMENSIONAMENTO MINIMO DELLE ARMATURE.**

Per il calcolo delle armature sono stati rispettati i minimi di legge di seguito riportati:

TRAVI:

Area minima delle staffe pari a  $1.5 \cdot b$  mmq/ml, essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima misurato in mm, con passo non maggiore di 0,8 dell'altezza utile e con un minimo di 3 staffe al metro. In prossimità degli appoggi o di carichi concentrati per una lunghezza pari all'altezza utile della sezione, il passo minimo sarà 12 volte il diametro minimo dell'armatura longitudinale.

Armatura longitudinale in zona tesa  $\geq 0,15\%$  della sezione di calcestruzzo. Alle estremità è disposta una armatura inferiore minima che possa assorbire, allo stato limite ultimo, uno sforzo di trazione uguale al taglio.

In zona sismica, nelle zone critiche il passo staffe è non superiore al minimo di:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CDA e CDB;
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Le zone critiche si estendono, per CDB e CDA, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro. Nelle zone critiche della trave il rapporto fra l'armatura compressa e quella tesa è maggiore o uguale a 0,5.

PILASTRI:

Armatura longitudinale compresa fra 0,3% e 4% della sezione effettiva e non minore di  $0,10 \cdot N_{ed}/f_{yd}$ ;

Barre longitudinali con diametro  $\geq 12$  mm;

Diametro staffe  $\geq 6$  mm e comunque  $\geq 1/4$  del diametro max delle barre longitudinali, con interasse non maggiore di 30 cm.

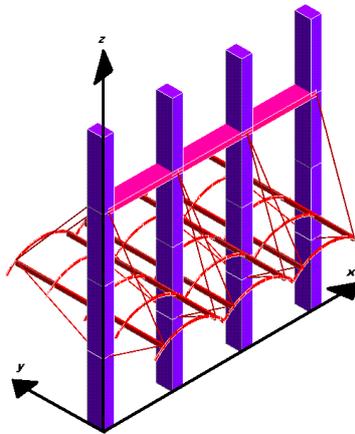
In zona sismica l'armatura longitudinale è almeno pari all'1% della sezione effettiva; il passo delle staffe di contenimento è non superiore alla più piccola delle quantità seguenti:

- 1/3 e 1/2 del lato minore della sezione trasversale, rispettivamente per CDA e CDB;
- 125 mm e 175 mm, rispettivamente per CDA e CDB;
- 6 e 8 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano, rispettivamente per CDA e CDB.

## • SISTEMI DI RIFERIMENTO

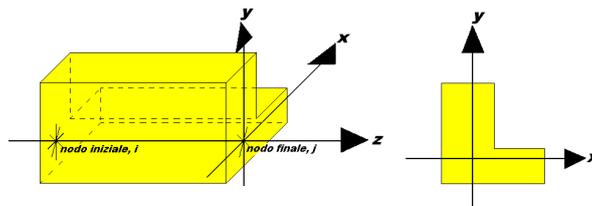
### 1) SISTEMA GLOBALE DELLA STRUTTURA SPAZIALE

Il sistema di riferimento globale è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali (O-XYZ) dove l'asse Z rappresenta l'asse verticale rivolto verso l'alto. Le rotazioni sono considerate positive se concordi con gli assi vettori:



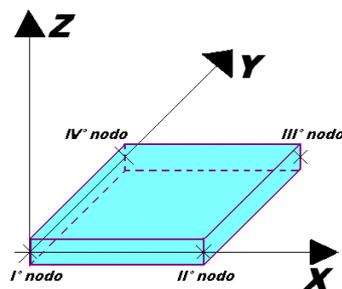
### 2) SISTEMA LOCALE DELLE ASTE

Il sistema di riferimento locale delle aste, inclinate o meno, è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse Z coincidente con l'asse longitudinale dell'asta ed orientamento dal nodo iniziale al nodo finale, gli assi X ed Y sono orientati come nell'archivio delle sezioni:



### 3) SISTEMA LOCALE DELL'ELEMENTO SHELL

Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è costituito da una terna destra di assi cartesiani ortogonali che ha l'asse X coincidente con la direzione fra il primo ed il secondo nodo di input, l'asse Y giacente nel piano dello shell e l'asse Z in direzione dello spessore:



• **UNITÀ DI MISURA**

Si adottano le seguenti unità di misura:

[lunghezze]	= m
[forze]	= kgf / daN
[tempo]	= sec
[temperatura]	= °C

• **CONVENZIONI SUI SEGNI**

I carichi agenti sono:

- 1) Carichi e momenti distribuiti lungo gli assi coordinati;
- 2) Forze e coppie nodali concentrate sui nodi.

Le forze distribuite sono da ritenersi positive se concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta, quelle concentrate sono positive se concordi con il sistema di riferimento globale.

I gradi di libertà nodali sono gli omologhi agli enti forza, e quindi sono definiti positivi se concordi a questi ultimi.

□ **VERIFICA ESTESA STATICA ELEMENTI IN MURATURA**

La verifica per le azioni statiche sugli elementi murari è stata effettuata secondo le modalità di seguito riassunte.

a) **CALCOLO DELLE ECCENTRICITÀ**

*Eccentricità accidentale trasversale:*

$$e_a = h / 200$$

dove con **h** si è indicata l'altezza complessiva del muro. Tale valore di eccentricità si utilizza per intero nella sezione di testa, per metà in quella di mezzera e si annulla nella sezione al piede.

*Eccentricità strutturale trasversale:*

$$e_s = M / N$$

essendo:

**M** = momento flettente complessivo dovuto alle azioni di calcolo, tra cui l'eccentricità della risultante del carico del solaio, la pressione orizzontale dovuta all'azione del vento o del terrapieno, l'eccentricità di posizionamento del muro sovrastante e l'effetto di azioni orizzontali spingenti.

**N** = sforzo normale complessivo agente sulla sezione da verificare.

*Eccentricità strutturale longitudinale:*

$$e_b = M_b / N$$

essendo:

**M<sub>b</sub>** = momento flettente complessivo dovuto alle azioni di calcolo, tra cui l'eccentricità della risultante del carico del solaio, la pressione orizzontale dovuta all'azione del vento o del terrapieno, l'eccentricità di posizionamento del muro sovrastante e l'effetto di azioni orizzontali spingenti lungo la direzione del muro.

**N** = sforzo normale complessivo agente sulla sezione da verificare.

*Eccentricità trasversale di calcolo:*

$$e = |e_s| + |e_a|$$

In ogni caso il valore dell'eccentricità trasversale di calcolo per ciascuna sezione di verifica non può essere inferiore ad  $h / 200$  o superiore a  $1/3$  dello spessore del muro. Nel primo caso questa si porrà comunque pari ad  $h / 200$ ; nel secondo caso la verifica si riterrà non soddisfatta.

b) CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI ECCENTRICITÀ

Si calcola il seguenti coefficiente:

$$m = 6 e / t$$

essendo  $t$  lo spessore del muro, nel caso di eccentricità trasversale, o la lunghezza, nel caso di eccentricità longitudinale.

c) CALCOLO DELLA SNELLEZZA DELLA PARETE

$$l = (r h) / t$$

Essendo  $r$  il fattore laterale di vincolo, posto in questo calcolo sempre pari ad 1.

d) CALCOLO DEI COEFFICIENTI DI RIDUZIONE

Il calcolo dei coefficienti  $F_i$ , in funzione di  $m$  e  $l$ , viene effettuato per doppia interpolazione con la seguente tabella:

l	Coefficiente di eccentricità $m = 6 * e / t$				
	0	0,5	1,0	1,5	2,0
0	1,00	0,74	0,59	0,44	0,33
5	0,97	0,71	0,55	0,39	0,27
10	0,86	0,61	0,45	0,27	0,15
15	0,69	0,48	0,32	0,17	-
20	0,53	0,36	0,23	-	-

In nessuna caso è ammessa l'estrapolazione di tale tabella. Quindi per valori di snellezza ed eccentricità per i quali non è ricavabile un valore di  $F_i$ , la verifica si riterrà non soddisfatta. In caso di eccentricità longitudinale si pone  $l$  pari a 0.

e) VERIFICA

La verifica verrà effettuata utilizzando il metodo agli stati limite ultimi. La condizione che soddisfa la verifica della sezione sarà la seguente:

$$s = N / (F_i F_b A) \leq f_d$$

essendo:

$N$  = sforzo normale complessivo agente nella sezione;

$F_i$  = coefficiente di parzializzazione trasversale per la sezione i-esima (testa, mezzeria o piede);

$F_b$  = coefficiente di parzializzazione longitudinale per la sezione di piede (pari ad 1 per le altre sezioni);

$A$  = area della sezione;

$f_d$  = resistenza di calcolo della muratura.

□ **VERIFICA ELEMENTI IN MURATURA PER SISMA ORTOGONALE**

Viene svolta la verifica per ciascun muro anche per le azioni generate dalla componente dell'azione sismica ortogonale al piano del muro. In conseguenza di ciò si generano una pressione distribuita lungo tutta la superficie del muro, dovuta al suo peso proprio, e delle eventuali azioni concentrate dovute a masse che gravano sul muro nei punti ove esso non risulti efficacemente vincolato a un impalcato rigido.

A prescindere dalle direzioni di ingresso del sisma selezionate per la struttura, ciascuna verifica locale dei muri viene svolta considerando il sisma agente proprio nella direzione ortogonale al muro di volta in volta esaminato. Le sollecitazioni derivanti da tali azioni verranno ricavate anche in base all'analisi complessiva della struttura, tenendo quindi conto della posizione mutua tra i muri, della disposizione degli impalcati rigidi e della eventuale presenza di cordoli e tiranti.

Il calcolo della pressione e delle forze orizzontali è svolto in ottemperanza ai punti 7.2.3 e 7.8.2.2.3

La distribuzione delle sollecitazioni è calcolata seguendo un andamento proporzionale alla situazione di collasso cinematico in cui si formano tre cerniere allineate in verticale sul singolo paramento.

La verifica è svolta confrontando la coppia di sollecitazioni **M** e **N** di calcolo con quelle che garantiscono l'equilibrio nella situazione limite a rottura, con sezione parzializzata e sigma di compressione uniforme nel tratto reagente pari a **0,85 F<sub>d</sub>**. La verifica a taglio è svolta invece confrontando la tensione tangenziale media della sezione con quella limite del materiale incrementata per un valore pari a **0,4 N**.

□ **- VERIFICA ELEMENTI IN MURATURA PER SISMA PARALLELO**

Viene svolta la verifica per ciascun muro per le azioni ottenute mediante l'analisi sismica globale combinate con le azioni verticali e tenendo in conto la contemporaneità dei due sismi ortogonali come previsto dalla norma.

Le verifiche verranno condotte sia agli SLV che agli SLD utilizzando gli spettri del punto 3.2.1, le azioni sismiche verranno combinate come previsto al punto 3.2.4

L'analisi sismica potrà essere di tipo statica equivalente o dinamica modale utilizzando lo spettro di progetto ridotto tramite il fattore di comportamento definito per le strutture in muratura nella Tab. 7.3.II

Il modello di calcolo sarà costituito da elementi verticali continui e da fasce di piano schematizzate come elementi travi, per il calcolo delle rigidezze si farà riferimento ai valori fessurati pari al 50% della rigidezza della sezione integra. Le fasce di piano saranno considerate incernierate ai maschi murari se non presenti elementi capaci di resistere a trazione quali tiranti e catene. Le pareti verticali saranno verificate a flessione ed a taglio utilizzando per il calcolo dei valori resistenti le formule previste nel paragrafo 7.8.2.2.

L'analisi PUSH over sarà effettuata per gli stati limite SLO (se richiesto) SLD ed SLV come previsto dalla Circolare 21 gennaio 2019 al capitolo C8.7.1 e C8.7.1.3.1

Le verifiche delle strutture in muratura esistenti sono effettuate tenendo in conto i parametri deformativi, i meccanismi a flessione ed a taglio previsti al punto C8.7.1.3.1.1 della circolare Circolare 21 gennaio 2019

Per il calcolo dei valori resistenti del materiale delle murature esistenti si terrà in conto del fattore di confidenza e dei valori tabellati come previsto al punto C8.5.3.1 della Circolare 21 gennaio 2019, sia per quanto riguarda le verifiche sismiche che quelle statiche.

□ **VERIFICA MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO PER LA MURATURA**

La verifica è effettuata in base al punto 8.7.1, secondo le direttive previste dalla *Circolare 21 gennaio 2019* al capitolo C8.7.1.2e le indicazioni presenti nelle *"Schede illustrative dei principali meccanismi di collasso locali negli edifici esistenti in muratura e dei relativi modelli cinematici di analisi"*, curate dalla *Protezione Civile* e dalla *Reluiss*.

Il calcolo è effettuato utilizzando l'analisi cinematica lineare (semplificata) con fattore **q** pari a 2, per lo stato limite di salvaguardia della vita. La verifica consiste nel verificare che l'accelerazione spettrale di attivazione **a<sub>0</sub>\*** soddisfi ciascuna delle

seguenti disequazioni:

$$a_0^* \geq a_g(P_{VR}) S / q$$

$$a_0^* \geq S_e(T_1) g (Z / H) / q$$

dove:

$a_g$  = accelerazione sismica al suolo, funzione di  $P_{VR}$ , cioè della probabilità  $P$  di superamento dello stato limite di salvaguarda della vita (pari al 10%) e della vita di riferimento  $VR$  della struttura come definiti punto 3.2

$S$  = prodotto del coefficiente di amplificazione stratigrafica e del coefficiente di amplificazione topografica, come definiti al punto 3.2.3.2.1

$q$  = il fattore di struttura, che si è posto pari a 2;

$S_e$  = spettro elastico, come definito al punto 3.2.3.2.1, funzione del periodo  $T_1$ , relativo al primo modo di vibrare della struttura;

$Z / H$  = approssima la forma del primo modo di vibrare della struttura normalizzato a 1 in sommità, essendo  $H$  l'altezza complessiva dell'edificio e  $Z$  l'altezza del punto più basso della porzione di muratura interessata dal meccanismo, entrambe misurate a partire dalla quota di fondazione dell'edificio;

$g$  = coefficiente di partecipazione modale, che viene approssimato con l'espressione  $g = 3 N / (2 N + 1)$ , essendo  $N$  il numero di piani dell'edificio;

L'accelerazione spettrale di attivazione è data dalla seguente formula:

$$a_0^* = a_0 g / (e^* FC)$$

essendo:

$a_0$  = moltiplicatore dell'azione sismica che causa il collasso del meccanismo, ricavato applicando il principio dei lavori virtuali;

$g$  = accelerazione di gravità;

$e^*$  = frazione di massa partecipante, come definita al punto C8.7.1.2.1.3 della *Circolare 2019*;

$FC$  = fattore di confidenza (nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore  $a_0$  non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, con conseguente arretramento della linea ideale del ribaltamento, il fattore di confidenza sarà comunque posto pari a quello relativo al livello di conoscenza  $LC1$ ).

Si tiene conto della presenza di eventuali tiranti o comunque altra tipologia di elementi facenti parte della struttura nel suo complesso in grado di creare una azione di tipo stabilizzante, così come si prende in considerazione l'effetto instabilizzante di carichi spingenti dovuti a volte o altre tipologie di carico che abbiano tale effetto.

In caso di muratura a doppia cortina si considera che il ribaltamento possa avvenire per le due porzioni di muratura, quella esterna e quella interna, in modo indipendente.

In presenza di cordolature di testa non adeguatamente ammorsate alla muratura sottostante, non si tiene in alcun conto a fini stabilizzanti dell'effetto dovuto all'attrito tra cordolo e muratura, dal momento che in presenza di azione sismica l'effetto di tale attrito potrebbe essere aleatorio a causa delle azioni sussultorie.

In caso di meccanismo della tipologia di flessione orizzontale in cui si tiene conto di un effetto di confinamento, alle azioni agenti sugli elementi facenti parte del meccanismo si aggiunge un effetto stabilizzante dato ad una doppia coppia di forze, agenti con asse vettore verticale. Per ciascuna coppia la forza è assegnata pari alla tensione  $0,85 F_d$ , intesa come agente su metà dello spessore del muro e per un'altezza pari alla linea di frattura interessata dal meccanismo. Il braccio della coppia invece sarà assunto pari alla metà dello spessore del muro stesso.

L'effetto del confinamento può essere garantito dalla presenza di corpi di fabbrica adiacenti alla zona interessata al meccanismo o da una apposita tirantatura disposta allo scopo parallelamente alla muratura e opportunamente ancorata, in grado di impedire spostamenti orizzontali delle imposte a partire dalle quali si innesca il meccanismo di flessione fuori piano, ingenerando così una specie di effetto arco interno alla muratura, che viene schematizzato, come appena esposto, in forma di arco a tre cerniere, considerando il centro di ciascuna cerniera nel semi-spessore di muro compresso in condizioni di limite per la resistenza alla compressione.

□ **VERIFICA EQUIVALENZA CERCHIATURE**

Alcuni elementi murari forati possono essere modellati come privi di foro, nel caso sia soddisfatta una verifica di equivalenza tra la cerchiatura realizzata nel foro e la porzione di muratura mancante. Tale equivalenza si considera soddisfatta se risulta che la rigidezza della cerchiatura sia circa equivalente alla rigidezza di un elemento in muratura di dimensioni pari a quelle del foro, al lordo dello spessore della cerchiatura, e la resistenza della cerchiatura sia pari o superiore a quello dell'elemento di muratura eliminata. Rigidezza e resistenza sono riferite ad una forza orizzontale applicata in testa all'elemento e ad esso complanare.

Il calcolo si effettua ipotizzando l'elemento in muratura con vincolo di testa che impedisce la rotazione, mentre per la cerchiatura si adotta l'ipotesi di telaio a comportamento shear-type. Per entrambi si prevede un vincolo di incastro al piede.

Si ipotizza che in fase di realizzazione la cerchiatura abbia uno sviluppo chiuso, quindi che sia presente il traverso inferiore, al fine di garantire l'ipotesi di incastro. Inoltre si richiede che l'intera cerchiatura sia adeguatamente ancorata alla muratura circostante in modo diffuso lungo tutto il perimetro.

Per il calcolo della rigidezza della muratura si considera un modulo elastico fessurato, pari cioè alla met... di quello nominale relativo al materiale.

Per il calcolo della resistenza della muratura si considerano cautelativamente i valori di resistenza  $f_k$  ed  $f_{kv}$  non ridotti per il coefficiente parziale del materiale e per il fattore di confidenza. Per il cemento armato o l'acciaio della cerchiatura si adottano i valori di modulo elastico e resistenza che si utilizzano normalmente per le verifiche agli stati limite.

• **SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA**

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle riassuntive dei criteri di progetto per le aste in elevazione, per quelle di fondazione, per i pilastri e per i setti.

<b>Crit.N.ro</b>	: Numero indicativo del criterio di progetto
<b>Elem.</b>	: Tipo di elemento strutturale
<b>%Rig.Tors.</b>	: Percentuale di rigidità torsionale
<b>Mod. E</b>	: Modulo di elasticità normale
<b>Poisson</b>	: Coefficiente di Poisson
<b>Sgmc</b>	: Tensione massima di esercizio del calcestruzzo
<b>tauc0</b>	: Tensione tangenziale minima
<b>tauc1</b>	: Tensione tangenziale massima
<b>Sgmf</b>	: Tensione massima di esercizio dell'acciaio
<b>Om.</b>	: Coefficiente di omogeneizzazione
<b>Gamma</b>	: Peso specifico del materiale
<b>Coprstaffa</b>	: Distanza tra il lembo esterno della staffa ed il lembo esterno della sezione in calcestruzzo
<b>Fi min.</b>	: Diametro minimo utilizzabile per le armature longitudinali
<b>Fi st.</b>	: Diametro delle staffe
<b>Lar. st.</b>	: Larghezza massima delle staffe
<b>Psc</b>	: Passo di scansione per i diagrammi delle caratteristiche
<b>Pos.pol.</b>	: Numero di posizioni delle armature per la verifica di sezioni poligonali
<b>D arm.</b>	: Passo di incremento dell'armatura per la verifica di sezioni poligonali
<b>Iteraz.</b>	: Numero massimo di iterazioni per la verifica di sezioni poligonali
<b>Def. Tag.</b>	: Deformabilità a taglio (si, no)
<b>%Scorr.Staf.</b>	: Percentuale di scorrimento da far assorbire alle staffe
<b>P.max staffe</b>	: Passo massimo delle staffe
<b>P.min.staffe</b>	: Passo minimo delle staffe
<b>tMt min.</b>	: Tensione di torsione minima al di sotto del quale non si arma a torsione
<b>Ferri parete</b>	: Presenza di ferri di parete a taglio
<b>Ecc.lim.</b>	: Eccentricità M/N limite oltre la quale la verifica viene effettuata a flessione pura
<b>Tipo ver.</b>	: Tipo di verifica (0 = solo Mx; 1 = Mx e My separate; 2 = deviata)
<b>Fl.rett.</b>	: Flessione retta forzata per sezioni dissimetriche ma simmetrizzabili (0 = no; 1 = si)
<b>Den.X pos.</b>	: Denominatore della quantità $q^*l^*l$ per determinare il momento Mx minimo per la copertura del diagramma positivo
<b>Den.X neg.</b>	: Denominatore della quantità $q^*l^*l$ per determinare il momento Mx minimo per la copertura del diagramma negativo
<b>Den.Y pos.</b>	: Denominatore della quantità $q^*l^*l$ per determinare il momento My minimo per la copertura del diagramma positivo
<b>Den.Y neg.</b>	: Denominatore della quantità $q^*l^*l$ per determinare il momento My minimo per la copertura del diagramma negativo
<b>%Mag.car.</b>	: Percentuale di maggiorazione dei carichi statici della prima combinazione di carico
<b>%Rid.Plas</b>	: Rapporto tra i momenti sull'estremo della trave $M^*(ij)/M(ij)$ , dove: - $M^*(ij)$ =Momento DOPO la redistribuzione plastica - $M(ij)$ =Momento PRIMA della redistribuzione plastica
<b>Linear.</b>	: Coefficiente descrittivo del comportamento dell'asta: 1 = comportamento lineare sia a trazione che a compressione 2 = comportamento non lineare sia a trazione che a compressione. 3 = comportamento lineare solo a trazione. 4 = comportamento non lineare solo a trazione. 5 = comportamento lineare solo a compressione. 6 = comportamento non lineare solo a compressione.
<b>Appesi</b>	: Flag di disposizione del carico sull'asta (1 = appeso, cioè applicato all'intradosso; 0 = non appeso, cioè applicato all'estradosso)
<b>Min. T/sigma</b>	: Verifica minimo T/sigma (1 = si; 0 = no)
<b>Verif.Alette</b>	: Verifica alette travi di fondazione (1 = si; 0 = no)
<b>Kwinkl.</b>	: Costante di sottofondo del terreno

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle riassuntive dei criteri di progetto per le verifiche agli stati limite.

<b>Cri.Nro</b>	: Numero identificativo del criterio di progetto
<b>Tipo Elem.</b>	: Tipo di elemento: trave di elevazione, trave di fondazione, pilastro, setto, setto elastico ("SHela")
<b>fck</b>	: Resistenza caratteristica del calcestruzzo
<b>fed</b>	: Resistenza di calcolo del calcestruzzo
<b>red</b>	: Resistenza di calcolo a flessione del calcestruzzo (massimo del diagramma parabola rettangolo)
<b>fyk</b>	: Resistenza caratteristica dell'acciaio
<b>fyd</b>	: Resistenza di calcolo dell'acciaio
<b>Ey</b>	: Modulo elastico dell'acciaio
<b>ec0</b>	: Deformazione limite del calcestruzzo in campo elastico
<b>ecu</b>	: Deformazione ultima del calcestruzzo
<b>eyu</b>	: Deformazione ultima dell'acciaio
<b>Ac/At</b>	: Rapporto dell'incremento fra l'armatura compressa e quella tesa
<b>Mt/Mtu</b>	: Rapporto fra il momento torcente di calcolo e il momento torcente resistente ultimo del calcestruzzo al di sotto del quale non si arma a torsione
<b>Wra</b>	: Ampiezza limite della fessura per combinazioni rare
<b>Wfr</b>	: Ampiezza limite della fessura per combinazioni frequenti
<b>Wpe</b>	: Ampiezza limite della fessura per combinazioni permanenti
<b><math>\sigma</math> Rara</b>	: Sigma massima del calcestruzzo per combinazioni rare
<b><math>\sigma</math> Perm</b>	: Sigma massima del calcestruzzo per combinazioni permanenti
<b><math>\sigma</math> Rara</b>	: Sigma massima dell'acciaio per combinazioni rare
<b>SpRar</b>	: Rapporto fra la lunghezza dell'elemento e lo spostamento massimo per combinazioni rare
<b>SpPer</b>	: Rapporto fra la lunghezza dell'elemento e lo spostamento massimo per combinazioni permanenti
<b>Coef.Visc.:</b>	: Coefficiente di viscosità

• SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta di seguito la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle riassuntive dei criteri di progetto per la muratura esistente.

*DATI MASCHI MURARI 1/3*

<b>Mat. N.ro</b>	: Numero indicativo del materiale esistente
<b>fm</b>	: Resistenza media a compressione della muratura
<b>Tau0</b>	: Resistenza media a taglio della muratura
<b>Mod.E</b>	: Valore medio del Modulo di elasticità normale
<b>Mod.G</b>	: Valore medio del Modulo di elasticità tangenziale
<b>Peso</b>	: Peso specifico medio della muratura
<b>Rete</b>	: Flag di esistenza della rete di rinforzo FRP
<b>Descrizione</b>	: Stringa descrittiva della rete di rinforzo FRP
<b>TipoFibra</b>	: Tipologia della fibra di rinforzo utilizzata
<b>Gram</b>	: Grammatura della rete per unità di superficie
<b>Magl</b>	: Dimensioni della maglia (quadrata)
<b>Traz</b>	: Resistenza a trazione per metro lineare di maglia
<b>Eul</b>	: Allungamento a rottura della fibra utilizzata
<b>NM P.</b>	: Flag di esistenza del rinforzo con Nastri Metallici Pretesi
<b>Sner</b>	: Resistenza allo snervamento del nastro metallico preteso
<b>Rott</b>	: Resistenza a rottura del nastro metallico preteso
<b>Sp.</b>	: Spessore del nastro metallico preteso
<b>Larg</b>	: Larghezza del nastro metallico preteso
<b>IntX</b>	: Interasse della maglia in direzione X
<b>IntY</b>	: Interasse della maglia in direzione Y

*DATI MASCHI MURARI 2/3*

Se attiva circol. 2009

<b>Mat. N.ro</b>	: Numero indicativo del materiale esistente
<b>Malta buona</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>Giunti sottili</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>Ricorsi Listat.</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>Conness.trasver</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>NucleoScadente</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>Iniezioni leganti</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009
<b>Intonaco armat</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.A.2.2I Circ.617/2009

Se attiva circol. 2019

<b>Mat. N.ro</b>	: Numero indicativo del materiale esistente
<b>Malta buona</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab.C8.5.II Circ.7/2019
<b>Giunti sottili</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019
<b>Ricorsi Listat.</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019
<b>Conness.trasver</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019
<b>NucleoScadente</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019
<b>Iniezioni leganti</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019
<b>Intonaco armat</b>	: Coeff. corrett. dei par. meccanici muratura dalla Tab. C8.5.II Circ.7/2019

<b>Rd</b>	: Resistenza a trazione di calcolo dei tiranti agenti sul maschio murario
<b>Rete</b>	: Flag di esistenza della rete di rinforzo in acciaio
<b>Classe CLS</b>	: Classe del cls utilizzato
<b>Classe acc.</b>	: Classe dell'acciaio utilizzato
<b>Fi</b>	: Diametro della maglia della rete in acciaio utilizzata
<b>Pas</b>	: Passo della maglia della rete utilizzata
<b>Spsx</b>	: Spessore del rinforzo dell'intonaco armato sulla faccia sx del maschio
<b>Spdx</b>	: Spessore del rinforzo dell'intonaco armato sulla faccia dx del maschio
<b>Sforz</b>	: Sforzo sul cavo di precompressione
<b>Pass</b>	: Passo dei cavi di precompressione

**DATI MASCHI MURARI 3/3**

<b>Mat. N.ro</b>	: Numero indicativo del materiale esistente
<b>Gamma</b>	: Peso specifico della muratura
<b>Fk</b>	: Resistenza caratteristica a compressione della muratura
<b>Fkv</b>	: Resistenza caratteristica a taglio della muratura in assenza di carico verticale
<b>Fk/F</b>	: Resistenza caratteristica a compressione della muratura divisa per il fattore di confidenza
<b>Fkv/F</b>	: Resistenza caratteristica a taglio della muratura divisa per il fattore di confidenza
<b>Mod.E</b>	: Valore medio del Modulo di elasticità normale
<b>Mod.G</b>	: Valore medio del Modulo di elasticità tangenziale
<b>Rig.Fess.</b>	: Percentuale della rigidità flessionale della muratura per tenere in conto la riduzione dovuta alla fessurazione
Se attiva circol. 2009	
<b>Tagl.</b>	: Deformazione ultima per collasso a taglio (v. punto C8.7.1.4 Circ. 617/2009)
<b>Fless</b>	: Deformazione ultima per collasso a pressoflessione (v. punto C8.7.1.4 Circ. 617/2009)
Se attiva circol. 2019	
<b>Tagl.</b>	: Deformazione ultima per collasso a taglio (v. punto C8.7.1.2 Circ. 7/2019)
<b>Fless</b>	: Deformazione ultima per collasso a pressoflessione (v. punto C8.7.1.2 Circ. 7/2019)
<b>Descrizione estesa</b>	: Descrizione della muratura utilizzata

• **SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA**

Si riporta di seguito il significato delle simbologie usate nelle tabelle di stampa dei dati di input dei fili fissi:

- **Filo** : Numero del filo fisso in pianta.
- **Ascissa** : Ascissa.
- **Ordinata** : Ordinata.

Si riporta di seguito il significato delle simbologie usate nelle tabelle di stampa dei dati di input delle quote di piano:

- **Quota** : Numero identificativo della quota del piano.
- **Altezza** : Altezza dallo spiccatto di fondazione.
- **Tipologia** : Le tipologie previste sono due:

**0 = Piano sismico**, ovvero piano che è sede di massa, sia strutturale che portata, che deve essere considerata ai fini del calcolo sismico. Tutti i nodi a questa quota hanno gli spostamenti orizzontali legati dalla relazione di impalcato rigido.

**1 = Interpiano**, ovvero quota intermedia che ha rilevanza ai fini della geometria strutturale ma la cui massa non viene considerata a questa quota ai fini sismici. I nodi a questa quota hanno spostamenti orizzontali indipendenti.

π SPECIFICHE CAMPI TABELLA DI STAMPA

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nel tabulato di stampa dei dati di input delle travi:

<b>Trave</b>	: Numero identificativo della trave alla quota in esame
<b>Sez.</b>	: Numero di archivio della sezione della trave. Se il numero sezione è superiore a 600, si tratta di setto di altezza pari all'interpiano e di cui nei successivi dati viene specificato il solo spessore
<b>Base x Alt.</b>	: Ingombri in X ed Y nel sistema di riferimento locale della sezione. Nel caso di sezioni rettangolari questi ingombri coincidono con base ed altezza
<b>Magrone</b>	: Larghezza del magrone di fondazione. Se presente individua ai fini del calcolo un'asta su suolo alla Winkler
<b>Ang.</b>	: Angolo di rotazione della sezione attorno all'asse
<b>Filo in.</b>	: Numero del filo fisso iniziale della trave
<b>Filo fin.</b>	: Numero del filo fisso finale della trave
<b>Quota in.</b>	: Quota dell'estremo iniziale della trave
<b>Quota fin.</b>	: Quota dell'estremo finale della trave
<b>dx in</b>	: Scostamento in direzione X del punto iniziale dell'asse della trave dal filo fisso iniziale di riferimento
<b>dx f</b>	: Scostamento in direzione X del punto finale dell'asse della trave dal filo fisso finale di riferimento
<b>dy in</b>	: Scostamento in direzione Y del punto iniziale dell'asse della trave dal filo fisso iniziale di riferimento
<b>dy f</b>	: Scostamento in direzione Y del punto finale dell'asse della trave dal filo fisso finale di riferimento
<b>Pann.</b>	: Carico sulla trave dovuto a pannelli di solai.
<b>Tamp.</b>	: Carico sulla trave dovuto a tamponature
<b>Ball.</b>	: Carico sulla trave dovuto a ballatoi
<b>Espl.</b>	: Carico sulla trave imposto dal progettista
<b>Tot.</b>	: Totale dei carichi verticali precedenti
<b>Torc.</b>	: Momento torcente distribuito agente sulla trave imposto dal progettista
<b>Orizz.</b>	: Carico orizzontale distribuito agente sulla trave imposto dal progettista
<b>Assia.</b>	: Carico assiale distribuito agente sulla trave imposto dal progettista
<b>Ali.</b>	: Aliquota media pesata dei carichi accidentali per la determinazione della massa sismica
<b>Crit.N.ro</b>	: Numero identificativo del criterio di progetto associato alla trave
<b>Tipo</b>	Tipo elemento ai fini sismici:
<b>Elemento</b>	Le sigle sotto riportate hanno il significato appresso specificato: - "Secondario NTC18": si intende un elemento asta secondario ai sensi della NTC2018, che non viene inserito nel modello sismico ed a cui vengono applicate le verifiche di duttilità. - "NoGerarchia": si intende un elemento asta non appartenente ad un meccanismo dissipativo e in cui non è applicabile la gerarchia delle resistenze (esempio aste meshate interne a pareti o piastre o travi inclinate)

Nel caso di vincoli particolari (situazione diversa dal doppio incastro), segue un'ulteriore tabulato relativo ai vincoli, le cui sigle hanno il seguente significato:

**Codice:** Codice sintetico identificativo del tipo di vincolo secondo la codifica appresso riportata:

**I** = incastro; **K** = appoggio scorrevole; **C** = cerniera sferica; **E** = esplicito; **CF** = cerniera flessionale.

Il reale funzionamento dei vincoli (da intendersi come vincoli interni tra asta e nodo) è esplicitato dai successivi dati:

**T<sub>x</sub>, T<sub>y</sub>, T<sub>z</sub>** : Valori delle rigidzze alla traslazione imposte al nodo in esame. Il valore -1 indica per convenzione che quella particolare traslazione mutua tra trave e nodo è impedita (ovvero la traslazione assoluta del nodo e dell'estremo dell'asta è la medesima), mentre lo 0 indica che non vi è continuità tra tali elementi ai fini di tale traslazione reciproca (ovvero la traslazione assoluta del nodo e dell'estremo dell'asta sono diverse ed indipendenti). Invece un valore maggiore di zero equivale ad una sconnessione fra il nodo e l'estremo dell'asta (traslazioni assolute diverse), ma sul nodo agirà una forza, nella direzione della sconnessione inserita, di valore pari alla rigidzza per la variazione di spostamento. Se infine viene inserito un valore compreso fra -1 (incastro) e 0 (libero), fattore di connessione, il programma trasforma in automatico tale numero in una rigidzza esplicita. Gli assi X e Y sono quelli del riferimento locale della sezione, mentre Z è parallelo all'asse della trave.

**R<sub>x</sub>, R<sub>y</sub>, R<sub>z</sub>** : Valori delle rigidzze alla rotazione imposte al nodo in esame. Il valore -1 indica per convenzione che quella particolare rotazione mutua tra trave e nodo è impedita (ovvero la rotazione assoluta del nodo e dell'estremo dell'asta è la medesima), mentre lo 0 indica che non vi è continuità tra tali elementi ai fini di tale rotazione reciproca (ovvero la rotazione assoluta del nodo e dell'estremo dell'asta sono diverse ed indipendenti). Invece un valore maggiore di zero equivale ad una sconnessione fra il nodo e l'estremo dell'asta (rotazioni assolute diverse), ma sul nodo agirà un momento, nella direzione della sconnessione inserita, di valore pari alla rigidzza per la variazione di rotazione. Se viene inserito un valore compreso fra -1 (incastro) e 0 (libero), fattore di connessione, il programma trasforma in automatico tale numero in una rigidzza esplicita. Gli assi X e Y sono quelli del riferimento locale della sezione, mentre Z è parallelo all'asse della trave.

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO														
Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal. Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO				
1	100	70	130	120	Categ. H	0,0	0,0	0,0		COPERTURA				

CRITERI DI PROGETTO																		
IDENTIF.		CARATTERISTICHE DEL MATERIALE							DURABILITA'				CARATTER. COSTRUTTIVE				FLAG	
Crit N.ro	Elem.	% Rig Tors.	% Rig Fless	Classe CLS	Classe Acciaio	Mod. El kg/cmq	Pois son	Gamma kg/mc	Tipo Ambiente	Tipo Armatura	Toll. Copr.	Copr staf	Copr ferr	Fi min	Fi st	Lun sta	Li n.	App esi
1	ELEV.	60	100	C20/25	FeB38k	299619	0,20	2500	XC2/XC3	POCO SENS.	0,00	2,5	4,0	14	8	60	0	0
3	PILAS	60	100	C25/30	B450C	314758	0,20	2500	ORDIN. X0	POCO SENS.	0,00	2,0	3,5	14	8	50	0	0

CRITERI PER IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO																									
Cri N.ro	Tipo Elem	fck	fcd	rcd	fyk	ftk	fyd	Ey	ec0	ecu	eyu	At/ Ac	Mt/ Mtu	Wra mm	Wfr mm	Wpe mm	ccRar	ccPer	cfRar	Spo Rar	Spo Fre	Spo Per	Coe Vis	euk	
1	ELEV.	200,0	113,0	113,0	3800	3800	3304	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10			0,4	0,3	120,0	90,0	3040				2,0	0,08
3	PILAS	250,0	141,0	141,0	4500	4500	3913	2100000	0,20	0,35	1,00	50	10			0,4	0,3	150,0	112,0	3600				2,0	0,08

DATI MASCHI MURARI 1/3																				
IDEN	MATERIALE DI BASE						DATI DI RETE FRP						DATI NASTRI METALLICI PRETESI							
Mat. N.ro	fm kg/cmq	tau0 kg/cmq	Mod.E kg/cmq	Mod.G kg/cmq	Peso kg/mc	Re te	DESCRIZIONE	TipoFibra	Gram g/mq	Magl mm	Traz kg	Eul %	NM P.	Sner kg/cmq	Rott kg/cmq	Sp. mm	Larg mm	IntX m	Int.Y m	
11	34,50	0,90	15000	5000	1800	NO														NO

DATI MASCHI MURARI 2/3																	
IDEN	COEFFICIENTI CORRETTIVI DEL MATERIALE DI BASE DI MURATURE ESISTENTI								TIRANTE	RINFORZO CON RETE IN ACCIAIO					PRECOMPRES		
Mat. N.ro	Malta Buona	Ristila tura	Ricorsi Listat.	Conness. Trasvers	Nucleo Scadente	Iniezioni Leganti	Intonaco Armato	Rd (t)	Re te	Classe CLS	Classe Acc.	Fi mm	Pas cm	Spsx (cm)	Spdx (cm)	Sforz (t)	Pass (cm)
11	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	NO								

DATI MASCHI MURARI 3/3											
IDEN	PARAMETRI MECCANICI MATERIALE RISULTANTE								DEFORM.ULT.		Descrizione Estesa
Mat. N.ro	Gamm a kg/mc	Fk kg/cmq	Fkv	Fk/F	Fkv/F	Mod.E kg/cmq	Mod.G	Rig.Fes %	Tagl. (u/h)	Fless	
11	1800	34,5	0,9	34,5	0,9	15000	5000	27777	0,000	124761	Mattoni pieni+calce
										262643	
										392000	
										000000	
										0000,00	
										0	

MATERIALI SETTI CLS DEBOLMENTE ARMATI															
IDEN	COMPONENTI				PILASTRINI			TRAVETTE			DATI DI CALCOLO				
Mat. N.ro	Tipo Cassero	Classe CLS	Classe Acc.	Base cm	Altez. cm	Inter. cm	Base cm	Altez. cm	Inter. cm	Sp.Equiv. cm	Gamma Eq. kg/mq	Riduz Mod.G	Riduz Mod.E	Coprif. cm	Strati Armature
2	LegnoBloc	C25/30	B450C	18,80	16,00	22,80	14,00	10,00	25,00	12,00	433,00	2,20	1,00	2,00	1
3	LegnoBloc	C25/30	B450C	18,80	14,00	22,80	14,00	10,00	25,00	10,60	384,00	2,20	1,00	2,00	1
4	LegnoBloc	C25/30	B450C	21,00	18,00	25,00	16,00	10,00	25,00	15,12	488,00	2,20	1,00	2,00	1
5	LegnoBloc	C25/30	B450C	18,00	17,50	25,00	14,00	10,00	25,00	12,60	509,00	2,20	1,00	2,00	1
6	LegnoBloc	C25/30	B450C	18,00	11,00	25,00	14,00	10,00	25,00	7,90	495,00	2,20	1,00	2,00	1
7	LegnoBloc	C25/30	B450C	18,80	12,00	22,80	14,00	10,00	25,00	9,00	316,00	2,20	1,00	2,00	1
8	LegnoBloc	C25/30	B450C	19,50	15,00	25,00	14,00	10,00	25,00	11,70	368,00	2,20	1,00	2,00	1
9	LegnoBloc	C25/30	B450C	19,50	18,00	25,00	14,00	10,00	25,00	14,00	445,00	2,20	1,00	2,00	1
10	LegnoBloc	C25/30	B450C	19,50	21,00	25,00	14,00	10,00	25,00	16,40	511,00	2,20	1,00	2,00	1

CRITERI DI PROGETTO GEOTECNICI - FONDAZIONI SUPERFICIALI E SU PALI											
IDEN	COSTANTE WINKLER			IDEN	COSTANTE WINKLER			IDEN	COSTANTE WINKLER		
Crit N.ro	KwVert kg/cmc	KwOriz. kg/cmc		Crit N.ro	KwVert kg/cmc	KwOriz. kg/cmc		Crit N.ro	KwVert kg/cmc	KwOriz. kg/cmc	
1	15,00	0,00		2	10,00	0,00					

DATI GENERALI DI STRUTTURA		
DATI GENERALI DI STRUTTURA		
Massima dimens. dir. X (m)	6,59	Altezza edificio (m)
Massima dimens. dir. Y (m)	6,54	Differenza temperatura(°C)
		6,30
		15
PARAMETRI SISMICI		
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso
Longitudine Est (Grd)	11,35601	Latitudine Nord (Grd)
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.
Sistema Costruttivo Dir.1	Muratura	Sistema Costruttivo Dir.2
Regolarita' in Altezza	SI (KR=1)	Regolarita' in Pianta
		II Cu=1.0
		44,49695
		1,00000
		Muratura
		SI

**C.D.S.**

Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.</b>			
Probabilita' Pvr	0,81	Periodo di Ritorno Anni	30,00
Accelerazione Ag/g	0,05	Periodo T'c (sec.)	0,26
Fo	2,48	Fv	0,78
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,14
Periodo TC (sec.)	0,43	Periodo TD (sec.)	1,82
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.</b>			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	50,00
Accelerazione Ag/g	0,07	Periodo T'c (sec.)	0,27
Fo	2,48	Fv	0,87
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,50	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,44	Periodo TD (sec.)	1,87
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</b>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	475,00
Accelerazione Ag/g	0,17	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,40	Fv	1,32
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,46	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,48	Periodo TD (sec.)	2,27
<b>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.C.</b>			
Probabilita' Pvr	0,05	Periodo di Ritorno Anni	975,00
Accelerazione Ag/g	0,21	Periodo T'c (sec.)	0,31
Fo	2,43	Fv	1,51
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,39	Periodo TB (sec.)	0,16
Periodo TC (sec.)	0,48	Periodo TD (sec.)	2,45
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 1</b>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,70
Fattore di comportam 'q'	2,98		
<b>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 2</b>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,70
Fattore di comportam 'q'	2,98		
<b>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</b>			
Acciaio per carpenteria	1,05	Verif.Instabilita' acciaio:	1,05
Muratura azioni sismiche	2,40	Muratura azioni statiche	3,00
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondam.:	1,35
Livello conoscenza	NUOVA COSTRUZIONE		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

**DATI GENERALI DI STRUTTURA**

<b>DATI DI CALCOLO PER AZIONE NEVE</b>			
Zona Geografica	I Alpina	Coefficiente Termico	1,00
Altitudine sito s.l.m. (m)	50	Coefficiente di forma	0,80
Tipo di Esposizione	Normale	Coefficiente di esposizione	1,00
Carico di riferimento kg/mq	150	Carico neve di calcolo kg/mq	120,00
Il calcolo della neve e' effettuato in base al punto 3.4 del D.M. 2018 e relative modifiche e integrazioni riportate nella Circolare del 21/01/2019			

**COORDINATE E TIPOLOGIA FILI FISSI**

Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m		Filo N.ro	Ascissa m	Ordinata m
1	0,00	0,00		2	6,59	0,00
3	3,30	3,27		5	0,00	6,54
11	6,59	6,54				

## QUOTE PIANI SISMICI ED INTERPIANI

Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	Irreg XY	Tamp Alt.	Quota N.ro	Altezza m	Tipologia	Irreg XY	Tamp Alt.
0	0,00	Piano Terra			1	5,00	Piano sismico	NO	NO
2	6,30	Interpiano	NO	NO					

## TRAVI IN ACCIAIO/LEGNO ALLA QUOTA 5 m

DATI GENERALI			QUOTE		SCOSTAMENTI								CARICHI											
Trav N.ro	Sez. N.ro	Tipo Elemento fini sismici	Ang Grd	Fil in.	Fil fin	Q in. (m)	Q fin. (m)	Dxi cm	Dyi cm	Dzi cm	Dxf cm	Dyf cm	Dzf cm	Pann	Tamp	Ball kg / m	Espl	Tot.	Torc kg	Orizz kg / m	Assia	Ali %	Crit N.ro	
5	1076	Tel.SismoRes.	0	3	11	6,30	5,00	0	0	0	0	0	0	1010	0	0	0	1010	0	0	0	0	0	101
6	1076	Tel.SismoRes.	0	3	2	6,30	5,00	0	0	0	0	0	0	1010	0	0	0	1010	0	0	0	0	0	101
7	896	Controv. X	0	5	2	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	101
8	896	Controv. X	0	1	11	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	101
10	1076	Tel.SismoRes.	0	1	3	5,00	6,30	0	0	0	0	0	0	1010	0	0	0	1010	0	0	0	0	0	101
11	1076	Tel.SismoRes.	0	5	3	5,00	6,30	0	0	0	0	0	0	1010	0	0	0	1010	0	0	0	0	0	101

## SETTI ALLA QUOTA 5 m

GEOMETRIA			QUOTE		SCOSTAMENTI								CARICHI VERTICALI								PRESSIONI		RINFORZI MUR				
Sett N.ro	Sez N.r	Sp. cm	Fil in.	Fil fin	Q in. (m)	Q fin. (m)	Dxi cm	Dyi cm	Dzi cm	Dxf cm	Dyf cm	Dzf cm	Pann	Tamp	Ball kg / m	Espl	Tot.	Torc kg	Orizz kg / m	Assia	Ali %	Psup. kg/mq	Pinf.	Mat Nro	Ini cm	Fin. cm	
1	601	28	5	1	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	601	28	1	2	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	601	28	11	2	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	601	28	5	11	5,00	5,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

## RIGIDENZE NODALI TRAVI QUOTA 5 m

NODO INIZIALE								NODO FINALE							
Trave N.ro	Cod ice	Tx (t/m)	Ty (t/m)	Tz (t/m)	Rx (t-m)	Ry (t-m)	Rz (t-m)	Cod ice	Tx (t/m)	Ty (t/m)	Tz (t/m)	Rx (t-m)	Ry (t-m)	Rz (t-m)	
5	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	
6	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	
7	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	
8	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	
10	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	
11	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	CF	INCASTRO	INCASTRO	INCASTRO	LIBERO	LIBERO	INCASTRO	

## COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1,30	1,30
Perm.Non Strutturale	1,50	1,50
Var.Neve h<=1000	0,75	1,50
Var.Coperture	1,50	0,00

## COMBINAZIONI RARE - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	0,50	1,00
Var.Coperture	1,00	0,00

## COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1	2
Peso Strutturale	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00
Var.Neve h<=1000	0,00	0,20
Var.Coperture	0,00	0,00

## COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Neve h<=1000	0,00
Var.Coperture	0,00

● **SPECIFICHE CAMPI TABELLE DI STAMPA TRAVI**

<b>Tratto</b>	: <i>Le aste adiacenti a setti e piastre vengono suddivise in sottoelementi per garantire la congruenza. Il numero di "TRATTO" identifica la posizione sequenziale del sottoelemento attuale a partire dall'estremo iniziale</i>
<b>Filo in.</b>	: <i>Filo iniziale</i>
<b>Filo fin.</b>	: <i>Filo finale</i>

Le altre grandezze descritte di seguito si riferiscono a ciascun estremo dell'asta:

<b>Alt.</b>	: <i>Altezza dell'estremità dell'asta dallo spiccato di fondazione</i>
<b>Tx</b>	: <i>Taglio lungo la direzione dell'asse 'X' del sistema di riferimento locale di asta (principale d'inerzia)</i>
<b>Ty</b>	: <i>Taglio lungo la direzione dell'asse 'Y' del sistema di riferimento locale di asta</i>
<b>N</b>	: <i>Sforzo assiale</i>
<b>Mx</b>	: <i>Momento agente con asse vettore parallelo all'asse 'X' del sistema di riferimento locale di asta</i>
<b>My</b>	: <i>Momento agente con asse vettore parallelo all'asse 'Y' del sistema di riferimento locale di asta</i>
<b>Mt</b>	: <i>Momento torcente dell'asta (agente con asse vettore parallelo all'asse 'Z' locale)</i>

● **SPECIFICHE CAMPI TABELLE DI STAMPA SHELL**

SISTEMA DI RIFERIMENTO LOCALE (s.r.l.): *Il sistema di riferimento locale dell'elemento shell è così definito:*

<b>Origine</b>	: <i>I° punto di inserimento dello shell</i>
<b>Asse 1</b>	: <i>Asse X nel s.r.l., definito dal punto origine e dal II° punto di inserimento, nel verso di quest'ultimo</i>
<b>Piano12</b>	: <i>Piano XY nel s.r.l., definito dai punti origine, II° e III° di inserimento</i>
<b>Asse 2</b>	: <i>Asse Y nel s.r.l., ottenuto nel piano 12 con una rotazione antioraria di 90° dell'asse X intorno al punto origine, in modo che l'asse I-II si sovrapponga all'asse I-III con un angolo &lt; 180°</i>
<b>Asse 3</b>	: <i>Asse Z nel s.r.l., ortogonale al piano 12, in modo da formare una terna destra con gli assi 1 e 2</i>

Le tensioni di lastra (S) sono costanti lungo lo spessore. Le tensioni di piastra (M) variano linearmente lungo lo spessore, annullandosi in corrispondenza del piano medio (diagramma emisimmetrico o "a farfalla"). I valori del tensore degli sforzi sono riferiti alla faccia positiva (superiore nel s.r.l.) di normale 3 (esempio:  $X_{ij}$  tensione X agente sulla faccia di normale i e diretta lungo j).

Le altre grandezze descritte di seguito si riferiscono a ciascun nodo dell'elemento bidimensionale:

<b>Shell Nro</b>	: <i>numero dell'elemento bidimensionale</i>
<b>nodo N.ro</b>	: <i>numero del nodo dell'elemento bidimensionale a cui sono riferite le tensioni S di lastra e M piastra</i>
<b>S11</b>	: <i>tensione normale di lastra</i>
<b>S22</b>	: <i>tensione normale di lastra</i>
<b>S12</b>	: <i>tensione tangenziale di lastra (S12 = S21)</i>
<b>M11</b>	: <i>tensione normale di piastra sulla faccia positiva</i>
<b>M22</b>	: <i>tensione normale di piastra sulla faccia positiva</i>
<b>M12</b>	: <i>tensione tangenziale di piastra sulla faccia positiva</i>

Tabulato di stampa dei carichi nodali equivalenti applicati nei nodi degli shell.

<b>Shell Nro</b>	: <i>numero dell'elemento bidimensionale</i>
<b>nodo N.ro</b>	: <i>numero del nodo dell'elemento bidimensionale a cui sono i carichi nodali degli shell</i>
<b>Tx</b>	: <i>Forza nodale in direzione X del sistema di riferimento locale</i>
<b>Ty</b>	: <i>Forza nodale in direzione Y del sistema di riferimento locale</i>
<b>Tz</b>	: <i>Forza nodale in direzione Z del sistema di riferimento locale</i>
<b>Mx</b>	: <i>Momento nodale con asse vettore parallelo all'asse X del sistema di riferimento locale</i>
<b>My</b>	: <i>Momento nodale con asse vettore parallelo all'asse Y del sistema di riferimento</i>

**Mz**                    *locale*  
                          : *Momento nodale con asse vettore parallelo all'asse Z del sistema di riferimento locale*

• VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO / LEGNO

Si riporta appresso la spiegazione delle sigle usate nelle tabelle di verifica aste in acciaio e di verifica aste in legno.

<b>Fili N.ro</b>	: Sulla prima riga numero del filo del nodo iniziale, sulla terza quello del nodo finale
<b>Quota</b>	: Sulla prima riga quota del nodo iniziale, sulla terza quota del nodo finale
<b>Tratto</b>	: Se una trave è suddivisa in più tratti sulla prima riga è riportato il numero del tratto, sulla terza il numero di suddivisioni della trave
<b>Cmb N.r</b>	: Numero della combinazione per la quale si è avuta la condizione più gravosa (rapporto di verifica massimo). La combinazione 0, se presente, si riferisce alle verifiche delle aste in legno, costruita con la sola presenza dei carichi permanenti ( $1.3 \cdot G1 + 1.5 \cdot G2$ ). Seguono le caratteristiche associate alla combinazione:
<b>N Sd</b>	: Sforzo normale di calcolo
<b>MxSd</b>	: Momento flettente di calcolo asse vettore X locale
<b>MySd</b>	: Momento flettente di calcolo asse vettore Y locale
<b>VxSd</b>	: Taglio di calcolo in direzione dell'asse X locale
<b>VySd</b>	: Taglio di calcolo in direzione dell'asse Y locale
<b>T Sd</b>	: Torsione di calcolo
<b>N Rd</b>	: Sforzo normale resistente ridotto per presenza dell'azione tagliante
<b>MxV.Rd</b>	: Momento flettente resistente con asse vettore X locale ridotto per presenza di azione tagliante. Per le sezioni di classe 3 è sempre il momento limite elastico, per quelle di classe 1 e 2 è il momento plastico. Se inoltre la tipologia della sezione è doppio T, tubo tondo, tubo rettangolare e piatto, il momento è ridotto dall'eventuale presenza dello sforzo normale
<b>MyV.Rd</b>	: Momento flettente resistente con asse vettore Y locale ridotto per presenza di azione tagliante. Vale quanto riportato per il dato precedente
<b>VxplRd</b>	: Taglio resistente plastico in direzione dell'asse X locale
<b>VyplRd</b>	: Taglio resistente plastico in direzione dell'asse X locale
<b>T Rd</b>	: Torsione resistente
<b>fy rid</b>	: Resistenza di calcolo del materiale ridotta per presenza dell'azione tagliante
<b>Rap %</b>	: Rapporto di verifica moltiplicato per 100. Sezione verificata per valori minori o uguali a 100. La formula utilizzata in verifica è la n.ro 6.41 di EC3. Tale formula nel caso di sezione a doppio T coincide con le formule del DM 2008 n.ro 4.2.39 e del DM 2018 n.ro 4.2.39.
<b>Sez.N</b>	: Numero di archivio della sezione
<b>Ac</b>	: Coefficiente di amplificazione dei carichi statici. Sostituisce il dato 'Sez.N.' se l'incremento dei carichi statici è maggiore di 1
<b>Qn</b>	: Carico distribuito normale all'asse della trave in kg/m, incluso il peso proprio
<b>Asta</b>	: Numerazione dell'asta

Per le strutture dissipative, nei pilastri, sono stati tenuti in conto i fattori di sovraresistenza riportati nella Tab. 7.5.I delle NTC 2008 e par 7.5.1 delle NTC2018

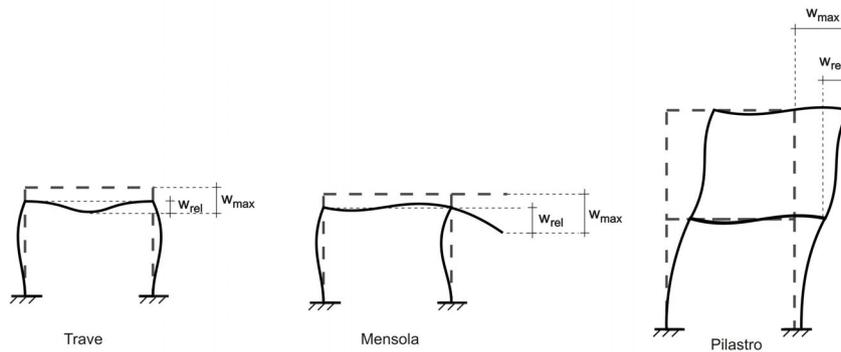
L'ultima riga delle quattro relative a ciascuna asta, si riferisce ai valori utili ad effettuare le verifiche di instabilità:

<b>l</b>	: Lunghezza della trave
<b><math>\beta \cdot l</math></b>	: Lunghezza libera di inflessione
<b>clas.</b>	: Classe di verifica della trave
<b><math>\epsilon</math></b>	: $(235/f_y)^{1/2}$ . Se il valore è maggiore di 1 significa che il programma ha classificato la sezione, originariamente di classe 4, come sezione di classe 3 secondo il comma (9) del punto 5.5.2 dell'EC3 in base alla tensione di compressione massima. Per tali aste non sono state effettuate le verifiche di instabilità come previsto nel comma (10) dell'EC3 (vedi anche pto C4.2.3.1).

<b>Lmd</b>	: Snellezza lambda
<b>R%pf</b>	: Rapporto di verifica per l'instabilità alla presso-flessione moltiplicato per 100 determinato dalla formula [C4.2.32]. Sezione verificata per valori minori o uguali a 100
<b>R%ft</b>	: Rapporto di verifica per l'instabilità flessio-torsionale moltiplicato per 100 determinato dalla formula [C4.2.36]
<b>Wmax</b>	: Spostamento massimo
<b>Wrel</b>	: Spostamento relativo, depurato dalla traslazione rigida dei nodi
<b>Wlim</b>	: Spostamento limite

Gli spostamenti Wmax e Wrel, essendo legati alle verifiche di esercizio, sono calcolati combinando i canali di carico con i coefficienti delle matrici SLE.

Per una più agevole comprensione del significato dei dati Wmax e Wrel, si può fare riferimento alla figura seguente:



Quindi ai fini della verifica è sufficiente che risulti  $Wrel \leq Wlim$ , essendo del tutto normale che l'asta possa risultare verificata anche con  $Wmax > Wlim$ .

Se:

<b>Rap %</b>	: 111 La sezione non verifica per taglio elevato
<b>Rap %</b>	: 444 Sezione non verificata in automatico perché di classe 4

Per le sezioni in legno vengono modificate le seguenti colonne:

<b>N Rd</b>	$\rightarrow \sigma_n$	: Tensione normale dovuta a sforzo normale
<b>MxV.Rd</b>	$\rightarrow \sigma_{M_x}$	: Tensione normale dovuta a momento $M_x$
<b>MyV.Rd</b>	$\rightarrow \sigma_{M_y}$	: Tensione normale dovuta a momento $M_y$
<b>VxplRd</b>	$\rightarrow \tau_x$	: Tensione tangenziale dovuta a taglio $T_x$
<b>VyplRd</b>	$\rightarrow \tau_y$	: Tensione tangenziale dovuta a taglio $T_y$
<b>T Rd</b>	$\rightarrow \tau_{M_t}$	: Tensione tangenziale da momento torcente
<b>fy rid</b>	$\rightarrow$ Rapp. Fless	: Rapporto di verifica per la flessione composta secondo le formule dei DM 2008/2018 [4.4.6a], [4.4.6b], [4.4.7a], [4.4.7b]. Viene riportato il valore più alto fra tutte le varie combinazioni e si intende verificato, come tutti gli altri rapporti, se il valore è minore di uno
<b>Rap %</b>	$\rightarrow$ Rapp.Taglio	: Rapporto di verifica per il taglio o la torsione secondo le formule dei DM 2008/2018 [4.4.8], [4.4.9] avendo sovrapposto gli effetti con la [4.4.10] nel caso di taglio e torsione agenti contemporaneamente
<b>clas.</b>	$\rightarrow$ KcC	: Coefficiente di instabilità di colonna ( $K_{crit,c}$ ) determinato dalle formule dei DM 2008/2018 [4.4.15]
<b>lmd</b>	$\rightarrow$ KcM	: Coefficiente di instabilità di trave ( $K_{crit,m}$ ) determinato dalle formule dei DM 2008/2018 [4.4.12]
<b>R%pf</b>	$\rightarrow$ Rx	: Rapporto globale di verifica di instabilità che tiene in conto sia dell'instabilità di colonna che quella di trave; il coefficiente $K_m$ è applicato al termine del momento $Y$
<b>R%ft</b>	$\rightarrow$ Ry	: Rapporto globale di verifica di instabilità che tiene in conto sia dell'instabilità di colonna che quella di trave; il coefficiente

*K<sub>m</sub> è applicato al termine del momento X*

Gli spostamenti W<sub>max</sub> e W<sub>rel</sub> sono calcolati secondo le formule [2.2] e [2.3] dell'Eurocodice 5. In particolare si sommano gli spostamenti istantanei delle combinazioni SLE Rare con quelli a tempo infinito delle combinazioni SLE Quasi Permanenti. Quindi indicando con U<sup>P</sup> gli spostamenti istantanei dei carichi permanenti e con U<sup>Q</sup> quelli dei carichi variabili lo spostamento finale vale:

$$U_{fin} = U^P + K_{def} * U^P + U^Q + K_{def} * \phi_2 * U^Q$$

CARATT. PESO PROPRIO: ASTE																
Tra tto	Filo In.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)	Filo Fin.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)
3	6,30	0,00	0,62	-1,04	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,62	0,70	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,62	-1,04	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,62	0,70	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,62	-0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,62	1,04	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,62	-0,70	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,62	1,04	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,00	3,51	0,00	0,00	0,00	0,00	3	5,00	0,00	0,00	-3,53	0,00	0,00	0,00

TENS. PESO PROPRIO: SHELL														
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq
1	3	-0,04	-0,47	0,03	0,00	0,00	0,00	16	-0,03	-0,45	0,09	0,00	0,00	0,00
1	1	-0,04	-0,47	-0,06	0,00	0,00	0,00	11	-0,03	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00
2	4	-0,04	-0,47	0,03	0,00	0,00	0,00	26	-0,04	-0,45	0,09	0,00	0,00	0,00
2	2	-0,04	-0,47	-0,06	0,00	0,00	0,00	21	-0,04	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00
3	8	-0,04	-0,47	0,03	0,00	0,00	0,00	36	-0,03	-0,45	0,09	0,00	0,00	0,00
3	7	-0,04	-0,47	-0,06	0,00	0,00	0,00	31	-0,03	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00
4	3	-0,04	-0,47	0,03	0,00	0,00	0,00	46	-0,04	-0,45	0,09	0,00	0,00	0,00
4	1	-0,04	-0,47	-0,06	0,00	0,00	0,00	41	-0,04	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00
5	16	-0,17	-0,49	0,03	0,00	0,00	0,00	17	-0,17	-0,48	0,03	0,00	0,00	0,00
5	11	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00	12	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
6	17	-0,17	-0,48	0,01	0,00	0,00	0,00	18	-0,17	-0,47	0,01	0,00	0,00	0,00
6	12	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	13	-0,17	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00
7	18	-0,17	-0,47	-0,01	0,00	0,00	0,00	19	-0,17	-0,48	-0,01	0,00	0,00	0,00
7	13	-0,17	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	14	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
8	19	-0,17	-0,48	-0,03	0,00	0,00	0,00	20	-0,17	-0,49	-0,03	0,00	0,00	0,00
8	14	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	15	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00
9	20	-0,03	-0,45	-0,09	0,00	0,00	0,00	4	-0,04	-0,47	-0,03	0,00	0,00	0,00
9	15	-0,03	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	2	-0,04	-0,47	0,06	0,00	0,00	0,00
10	26	-0,17	-0,49	0,03	0,00	0,00	0,00	27	-0,17	-0,48	0,03	0,00	0,00	0,00
10	21	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00	22	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
11	27	-0,17	-0,48	0,01	0,00	0,00	0,00	28	-0,16	-0,47	0,01	0,00	0,00	0,00
11	22	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	23	-0,16	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00
12	28	-0,16	-0,47	-0,01	0,00	0,00	0,00	29	-0,17	-0,48	-0,01	0,00	0,00	0,00
12	23	-0,16	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	24	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
13	29	-0,17	-0,48	-0,03	0,00	0,00	0,00	30	-0,17	-0,49	-0,03	0,00	0,00	0,00
13	24	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	25	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00
14	30	-0,04	-0,45	-0,09	0,00	0,00	0,00	6	-0,04	-0,47	-0,03	0,00	0,00	0,00
14	25	-0,04	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,04	-0,47	0,06	0,00	0,00	0,00
15	36	-0,17	-0,49	0,03	0,00	0,00	0,00	37	-0,17	-0,48	0,03	0,00	0,00	0,00
15	31	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00	32	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
16	37	-0,17	-0,48	0,01	0,00	0,00	0,00	38	-0,17	-0,47	0,01	0,00	0,00	0,00
16	32	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	33	-0,17	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00
17	38	-0,17	-0,47	-0,01	0,00	0,00	0,00	39	-0,17	-0,48	-0,01	0,00	0,00	0,00
17	33	-0,17	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	34	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
18	39	-0,17	-0,48	-0,03	0,00	0,00	0,00	40	-0,17	-0,49	-0,03	0,00	0,00	0,00
18	34	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	35	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00
19	40	-0,03	-0,45	-0,09	0,00	0,00	0,00	6	-0,04	-0,47	-0,03	0,00	0,00	0,00
19	35	-0,03	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,04	-0,47	0,06	0,00	0,00	0,00
20	46	-0,17	-0,49	0,03	0,00	0,00	0,00	47	-0,17	-0,48	0,03	0,00	0,00	0,00
20	41	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00	42	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
21	47	-0,17	-0,48	0,01	0,00	0,00	0,00	48	-0,16	-0,47	0,01	0,00	0,00	0,00
21	42	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	43	-0,16	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00
22	48	-0,16	-0,47	-0,01	0,00	0,00	0,00	49	-0,17	-0,48	-0,01	0,00	0,00	0,00
22	43	-0,16	-0,47	0,00	0,00	0,00	0,00	44	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00
23	49	-0,17	-0,48	-0,03	0,00	0,00	0,00	50	-0,17	-0,49	-0,03	0,00	0,00	0,00
23	44	-0,17	-0,48	0,00	0,00	0,00	0,00	45	-0,17	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00
24	50	-0,04	-0,45	-0,09	0,00	0,00	0,00	8	-0,04	-0,47	-0,03	0,00	0,00	0,00
24	45	-0,04	-0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	7	-0,04	-0,47	0,06	0,00	0,00	0,00

CARATT. SOVRACCARICO PERMAN.: ASTE																
Tra tto	Filo In.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)	Filo Fin.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)
3	6,30	0,00	0,39	-0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,39	-0,15	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,39	-0,07	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,39	-0,15	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,39	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,39	0,07	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,39	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,39	0,07	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,00	1,58	0,00	0,00	0,00	0,00	3	5,00	0,00	0,00	-1,58	0,00	0,00	0,00

TENS. SOVRACCARICO PERMAN.: SHELL														
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq
1	3	-0,01	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	16	0,00	-0,02	0,03	0,00	0,00	0,00
1	1	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	11	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
2	4	-0,01	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	26	0,00	-0,02	0,03	0,00	0,00	0,00
2	2	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	21	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
3	8	-0,01	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	36	0,00	-0,02	0,03	0,00	0,00	0,00
3	7	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	31	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
4	3	-0,01	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	46	0,00	-0,02	0,03	0,00	0,00	0,00
4	1	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	41	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
5	16	-0,01	-0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	17	-0,01	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
5	11	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	12	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
6	17	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	18	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
6	12	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	13	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
7	18	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	19	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
7	13	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	14	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
8	19	-0,01	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	20	-0,01	-0,03	-0,02	0,00	0,00	0,00

TENS. SOVRACCARICO PERMAN.: SHELL														
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq
9	14	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	15	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
	20	0,00	-0,02	-0,03	0,00	0,00	0,00	4	-0,01	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	15	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	2	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
10	26	-0,01	-0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	27	-0,01	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
	21	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	22	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
11	27	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	28	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
	22	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	23	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
12	28	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	29	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
	23	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	24	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
13	29	-0,01	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	30	-0,01	-0,03	-0,02	0,00	0,00	0,00
	24	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	25	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
14	30	0,00	-0,02	-0,03	0,00	0,00	0,00	6	-0,01	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	25	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
15	36	-0,01	-0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	37	-0,01	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
	31	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	32	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
16	37	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	38	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
	32	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	33	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
17	38	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	39	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
	33	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	34	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
18	39	-0,01	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	40	-0,01	-0,03	-0,02	0,00	0,00	0,00
	34	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	35	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
19	40	0,00	-0,02	-0,03	0,00	0,00	0,00	6	-0,01	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	35	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
20	46	-0,01	-0,03	0,02	0,00	0,00	0,00	47	-0,01	-0,02	0,02	0,00	0,00	0,00
	41	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	42	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
21	47	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	48	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
	42	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	43	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00
22	48	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	49	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
	43	0,00	-0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	44	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
23	49	-0,01	-0,02	-0,02	0,00	0,00	0,00	50	-0,01	-0,03	-0,02	0,00	0,00	0,00
	44	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	45	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
24	50	0,00	-0,02	-0,03	0,00	0,00	0,00	8	-0,01	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	45	0,00	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	7	-0,01	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00

CARATT. Var.Neve h<=1000: ASTE																
Tra tto	Filo In.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)	Filo Fin.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)
3	3	6,30	0,00	0,67	-0,12	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,67	-0,25	0,00	0,00	0,00
3	3	6,30	0,00	0,67	-0,12	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,67	-0,25	0,00	0,00	0,00
5	5	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	1	5,00	0,00	0,67	0,25	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,67	0,12	0,00	0,00	0,00
5	5	5,00	0,00	0,67	0,25	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,67	0,12	0,00	0,00	0,00
3	3	6,30	0,00	0,00	2,71	0,00	0,00	0,00	3	5,00	0,00	0,00	-2,71	0,00	0,00	0,00

TENS. Var.Neve h<=1000: SHELL														
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq
1	3	-0,02	-0,08	0,05	0,00	0,00	0,00	16	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00
	1	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	11	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
2	4	-0,02	-0,08	0,05	0,00	0,00	0,00	26	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00
	2	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	21	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
3	8	-0,02	-0,08	0,05	0,00	0,00	0,00	36	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00
	7	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	31	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
4	3	-0,02	-0,08	0,05	0,00	0,00	0,00	46	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00
	1	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	41	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
5	16	-0,02	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	17	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00
	11	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	12	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
6	17	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	18	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
	12	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	13	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
7	18	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	19	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00
	13	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	14	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
8	19	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	20	-0,02	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	14	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	15	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
9	20	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	4	-0,02	-0,08	-0,05	0,00	0,00	0,00
	15	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	2	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00
10	26	-0,02	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	27	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00
	21	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	22	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
11	27	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	28	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
	22	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	23	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
12	28	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	29	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00
	23	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	24	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
13	29	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	30	-0,02	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	24	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	25	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
14	30	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	6	-0,02	-0,08	-0,05	0,00	0,00	0,00
	25	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00
15	36	-0,02	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	37	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00
	31	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	32	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
16	37	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	38	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
	32	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	33	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
17	38	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	39	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00
	33	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	34	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
18	39	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	40	-0,02	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00
	34	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	35	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00
19	40	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	6	-0,02	-0,08	-0,05	0,00	0,00	0,00
	35	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00
20	46	-0,02	-0,04	0,03	0,00	0,00	0,00	47	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00
	41	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	42	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00
21	47	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	48	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00
	42	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	43	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00
22	48	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	49	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00

**C.D.S.**

TENS. Var.Neve h<=1000: SHELL															
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	
23	43	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	44	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
	49	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	50	-0,02	-0,04	-0,03	0,00	0,00	0,00	
	44	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	45	-0,02	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	
24	50	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	8	-0,02	-0,08	-0,05	0,00	0,00	0,00	
	45	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	7	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	

CARATT. Var.Coperture: ASTE																
Tra tto	Filo In.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)	Filo Fin.	Alt. (m)	Tx (t)	Ty (t)	N (t)	Mx (t*m)	My (t*m)	Mt (t*m)
3	6,30	0,00	0,73	-0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,73	-0,27	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,73	-0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,73	-0,27	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	5,00	0,00	0,73	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,73	0,13	0,00	0,00	0,00
5	5,00	0,00	0,73	0,27	0,00	0,00	0,00	0,00	3	6,30	0,00	0,73	0,13	0,00	0,00	0,00
3	6,30	0,00	0,00	2,94	0,00	0,00	0,00	0,00	3	5,00	0,00	0,00	-2,94	0,00	0,00	0,00

TENS. Var.Coperture: SHELL															
Shell Nro	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	Nodo N.ro	S11 kg/cmq	S22 kg/cmq	S12 kg/cmq	M11 kg/cmq	M22 kg/cmq	M12 kg/cmq	
1	3	-0,02	-0,08	0,06	0,00	0,00	0,00	16	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00	
1	1	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	11	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	
2	4	-0,02	-0,08	0,06	0,00	0,00	0,00	26	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00	
2	2	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	21	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	
3	8	-0,02	-0,08	0,06	0,00	0,00	0,00	36	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00	
3	7	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	31	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	
4	3	-0,02	-0,08	0,06	0,00	0,00	0,00	46	0,00	-0,04	0,06	0,00	0,00	0,00	
4	1	-0,02	-0,08	-0,01	0,00	0,00	0,00	41	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	
5	16	-0,02	-0,05	0,03	0,00	0,00	0,00	17	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	
5	11	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	12	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
6	17	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	18	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	
6	12	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	13	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
7	18	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	19	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00	
7	13	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	14	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
8	19	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	20	-0,02	-0,05	-0,03	0,00	0,00	0,00	
8	14	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	15	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
9	20	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	4	-0,02	-0,08	-0,06	0,00	0,00	0,00	
9	15	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	2	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	
10	26	-0,02	-0,05	0,03	0,00	0,00	0,00	27	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	
10	21	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	22	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
11	27	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	28	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	
11	22	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	23	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
12	28	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	29	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00	
12	23	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	24	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
13	29	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	30	-0,02	-0,05	-0,03	0,00	0,00	0,00	
13	24	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	25	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
14	30	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	6	-0,02	-0,08	-0,06	0,00	0,00	0,00	
14	25	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	
15	36	-0,02	-0,05	0,03	0,00	0,00	0,00	37	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	
15	31	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	32	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
16	37	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	38	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	
16	32	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	33	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
17	38	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	39	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00	
17	33	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	34	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
18	39	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	40	-0,02	-0,05	-0,03	0,00	0,00	0,00	
18	34	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	35	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
19	40	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	6	-0,02	-0,08	-0,06	0,00	0,00	0,00	
19	35	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	5	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	
20	46	-0,02	-0,05	0,03	0,00	0,00	0,00	47	-0,01	-0,03	0,03	0,00	0,00	0,00	
20	41	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	42	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
21	47	-0,01	-0,03	0,01	0,00	0,00	0,00	48	-0,01	-0,02	0,01	0,00	0,00	0,00	
21	42	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	43	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	
22	48	-0,01	-0,02	-0,01	0,00	0,00	0,00	49	-0,01	-0,03	-0,01	0,00	0,00	0,00	
22	43	-0,01	-0,02	0,00	0,00	0,00	0,00	44	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	
23	49	-0,01	-0,03	-0,03	0,00	0,00	0,00	50	-0,02	-0,05	-0,03	0,00	0,00	0,00	
23	44	-0,01	-0,03	0,00	0,00	0,00	0,00	45	-0,02	-0,05	0,00	0,00	0,00	0,00	
24	50	0,00	-0,04	-0,06	0,00	0,00	0,00	8	-0,02	-0,08	-0,06	0,00	0,00	0,00	
24	45	0,00	-0,04	0,00	0,00	0,00	0,00	7	-0,02	-0,08	0,01	0,00	0,00	0,00	

STAMPA PROGETTO S.L.U. - ACCIAIO + VERIFICA S.L.E.																			
VERIFICHE ASTE IN ACCIAIO 3D																			
DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Tra tto	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	N Rd kg	MxV.Rd kg*m	MyV.Rd kg*m	VxplRd Kg	VypIRd Kg	T Rd kg*m	fy rid Kg/cmq	Rap %	
Nover.	5	5,00	1	0	0	0	0	0	29	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	0	
TONDO28	qn=	-5	2	0	68	0	0	0	0	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	68	
Asta:	3	2	5,00	1	0	0	0	0	-29	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	0	
Instab.:l=	928,4	β*=	928,4	0	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	738,5 738,1 37,1	m m
Nover.	1	5,00	1	0	0	0	0	0	29	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	0	
TONDO28	qn=	-5	2	0	68	0	0	0	0	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	68	
Asta:	4	11	5,00	1	0	0	0	0	-29	0	13780	82	82	5065	5065	56	2238	0	
Instab.:l=	928,4	β*=	928,4	0	0	0	0	cl=	1 ε=	1,00	lmd=	0	Rpf=	0	Rft=	0	Wmax/rel/lim=	738,5 738,1 37,1	m m

**STAMPA PROGETTO S.L.U. - LEGNO**

**C.D.S.**

Mat. N.ro	Clas Serv	Comb N.ro	Classe durata di riferimento	Kmod	Gamma	fmd kg/cmq	fcd kg/cmq	ftd kg/cmq	fvd kg/cmq
101	2	0	Permanente	0,60	1,35	106,7	106,7	73,3	12,0
		1	Media Durata	0,80	1,35	142,2	142,2	97,8	16,0
		2	Media Durata	0,80	1,35	142,2	142,2	97,8	16,0

**STAMPA PROGETTO S.L.U. - LEGNO + VERIFICA S.L.E.**

VERIFICHE ASTE IN LEGNO

DATI DI ASTA	Fili N.ro	Quota (m)	Trat to	Cmb N.r	N Sd (kg)	MxSd (kg*m)	MySd (kg*m)	VxSd (kg)	VySd (kg)	T Sd (kg*m)	$\sigma_n$	$\sigma_{Mx}$	$\sigma_{My}$	$\tau_x$	$\tau_y$	$\tau_{Mt}$	Rapp. Fless	Rapp. Taglio
Sez.N. 1076	3	6,30		1	1759	0	0	0	2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00
Asta: 1	11	5,00		1	90	0	0	0	-2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC= 1,00	KcM= 1,00	Rx= 0,89	Ry= 0,63	Wmax/rel/lim=		18,44	17,97	24,10	m	
Sez.N. 1076	3	6,30		1	1759	0	0	0	2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00
Asta: 2	2	5,00		1	90	0	0	0	-2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC= 1,00	KcM= 1,00	Rx= 0,89	Ry= 0,63	Wmax/rel/lim=		18,44	17,97	24,10	m	
Sez.N. 1076	1	5,00		1	90	0	0	0	2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00
Asta: 5	3	6,30		1	1759	0	0	0	-2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC= 1,00	KcM= 1,00	Rx= 0,89	Ry= 0,63	Wmax/rel/lim=		18,44	17,97	24,10	m	
Sez.N. 1076	5	5,00		1	90	0	0	0	2980	0	0	0	0	0	7	0	0,00	0,45
SEZIONE 22	qn=	-997		1	924	3591	0	0	0	0	2	125	0	0	0	0	0,83	0,00
Asta: 6	3	6,30		1	1759	0	0	0	-2980	0	3	0	0	0	7	0	0,03	0,45
Instab.:l=	482,1	$\beta^*l=$		482,1	924	3591	0	KcC= 1,00	KcM= 1,00	Rx= 0,89	Ry= 0,63	Wmax/rel/lim=		18,44	17,97	24,10	m	
Sez.N. 1078	3	6,30		1	-13374	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00
GL24h 22X28	qn=	0		1	-13391	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00
Asta: 7	3	5,00		1	-13409	0	0	0	0	0	28	0	0	0	0	0	0,04	0,00
Instab.:l=	130,0	$\beta^*l=$		130,0	-13409	0	0	KcC= 1,00	KcM= 1,00	Rx= 0,20	Ry= 0,20	Wmax/rel/lim=		0,00	0,00	6,50	m	

## GIUNTI IN LEGNO LAMELLARE - NODO SOMMITALE PUNTONI

### Materiali utilizzati

#### ACCIAIO

Valore di rottura dell'acciaio da carpenteria	$f_{tk}$	360,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di snervamento dell'acciaio da carpenteria	$f_{sk}$	235,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità dell'acciaio da carpenteria	$E_s$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio da carpenteria	$\gamma_{M0}$	1,05	[-]
Coefficiente di sicurezza per le giunzioni	$\gamma_{M2}$	1,25	[-]

#### LEGNO

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	28,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	22,30	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	28,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	3,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Massa volumica caratteristica	$\rho_k$	425,00	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo Elastico Medio parallelo alla fibra	$E_{0,mean}$	12600,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,05}$	10500,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Medio perpendicolare alla fibra	$E_{90,mean}$	300,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Medio Tangenziale	$G_{mean}$	650,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	$\gamma_m$	1,50	[-]
Coefficiente $k_{mod}$ per tenere in conto dell'umidità e della durata del carico	$k_{mod}$	0,80	[-]

Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$	14,93	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$	11,89	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$	0,27	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$	14,93	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$	1,33	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$	1,87	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### BULLONI

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$	800,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	$\alpha_v$	0,60	[-]
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	$\gamma_{M2}$	1,25	[-]

### Geometria e Meccanica del collegamento

#### TRAVE

Altezza della sezione trasversale delle trave	$h_b$	280,00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale delle trave	$t_2$	220,00	[mm]

#### BULLONI

	M12		
Tipo di bullone "Calibrato" o "Non Calibrato"	Calibrato ?	SI	[-]
Numero di piani di taglio per ciascun bullone	$n_{pt}$	2,00	[-]
<b>Diametro dei bulloni</b>	<b>d</b>	<b>12,00</b>	<b>[mm]</b>

Diametro del foro all'interno della sezione in legno

Diametro del foro all'interno della piastra

**Area della porzione filettata del gambo del bullone**

Diametro minimo della rondella

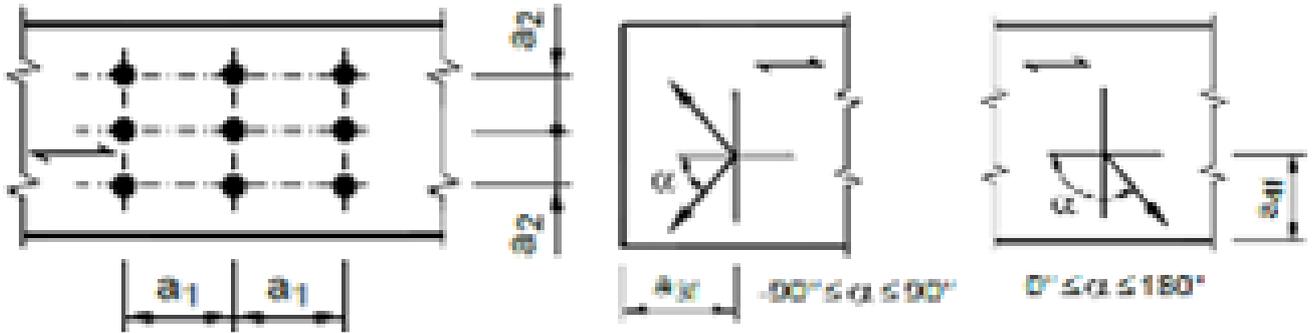
Spessore minimo della rondella

$d_0$	12,00	[mm]
$s$	14,00	[mm]
$A_{res}$	<b>84,30</b>	[mm <sup>2</sup> ]
$d_{rond.}$	36,00	[mm]
$t_{rond.}$	3,60	[mm]

Fattore riduttivo del momento plastico del bullone

**Valore caratteristico del momento di snervamento del bullone**

$\zeta$	0,67	[-]
$M_{y,Rk}$	<b>153491</b>	[Nmm]



Passo orizzontale dei bulloni

$a_1$   100,00 [mm]

Passo verticale dei bulloni

$a_2$   150,00 [mm]

Distanza orizzontale dal bordo libero

$a_3$   100,00 [mm]

Numero di righe di bulloni

$n_r$   2,00 [-]

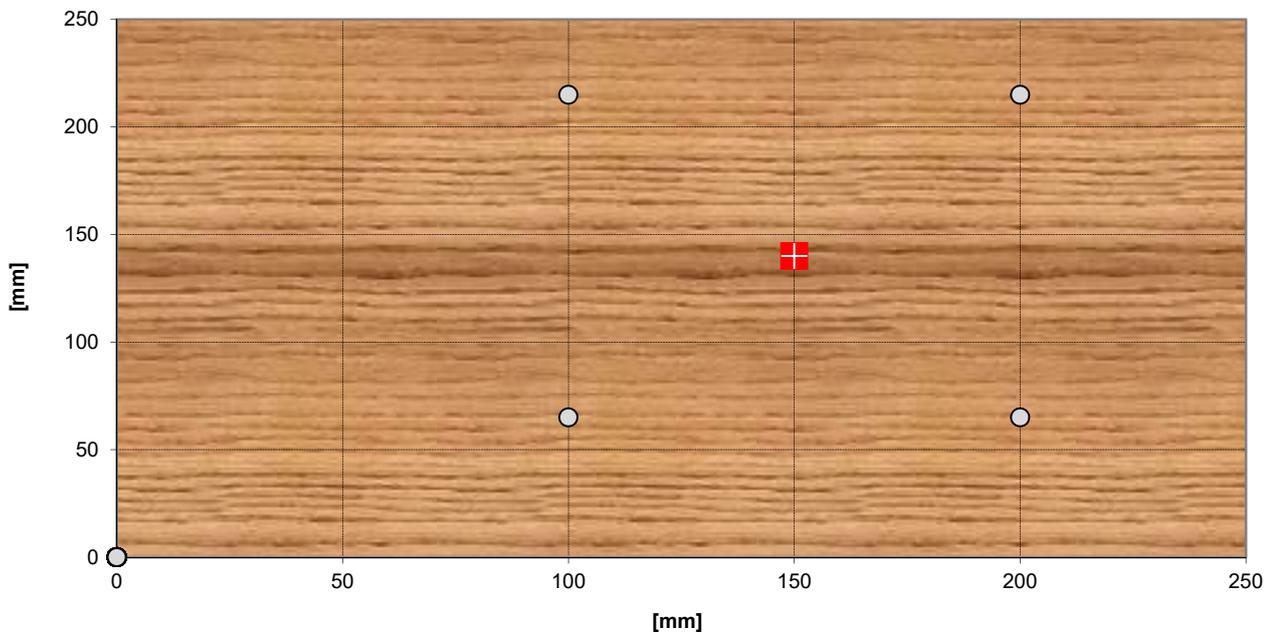
Numero colonne di bulloni

$n_c$   2,00 [-]

Distanza verticale dal bordo libero

$a_4$   65,00 [mm]

**Coordinate dei Bulloni**



Numero di bulloni presenti in una "fila" (parallela alla fibra)

$n$   2,00 [-]

Numero efficace di bulloni presenti in una fila

$n_{ef}$   1,67 [-]

Rapporto di efficienza

$\rho$   0,83 [-]

Numero totale dei bulloni

$n_b$   4,00 [-]

Distanza orizzontale massima del bullone più esterno dal baricentro del giunto	$X_{max}$	50,00	[mm]
Distanza verticale massima del bullone più esterno dal baricentro del giunto	$Y_{max}$	75,00	[mm]
Momento d'inerzia della bulloneria	$J_b$	3,25E+04	[mm <sup>2</sup> ]

### PIASTRE ESTERNE IN ACCIAIO

Spessore della piastra	$t_p$	8,00	[mm]
Gioco tra il foro della piastra e il gambo del bullone	$g$	2,00	[mm]
Spessore massimo della piastra per essere considerata "sottile"	$t_{sottile}$	6,00	[mm]
Spessore minimo della piastra per essere considerata "spessa"	$t_{spessa}$	12,00	[mm]
Classificazione della piastra ai fini della verifica		<b>SOTTILE</b>	

### SOLLECITAZIONI

Forza normale in direzione parallela alla fibra	$N_{Ed}$	18,00	[kN]
Forza di taglio in direzione perpendicolare alla fibra	$V_{Ed}$	30,00	[kN]
Momento flettente agente sul giunto	$M_{Ed}$	0,00	[kNm]

### Verifica a taglio dei bulloni

Azione orizzontale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a N	$V_x^N$	2,70	[kN]
Azione verticale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a V	$V_y^V$	3,75	[kN]
Azione orizzontale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a M	$V_x^M$	0,00	[kN]
Azione verticale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a M	$V_y^M$	0,00	[kN]
<b>Azione globale su ciascun piano di taglio del bullone</b>	<b><math>F_{Ed}</math></b>	<b>4,62</b>	<b>[kN]</b>
<b>Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio</b>	<b><math>F_{v,Rd}</math></b>	<b>32,37</b>	<b>[kN]</b>
<b>Tasso di lavoro del bullone</b>	<b><math>\Delta_{bolt}</math></b>	<b>0,14</b>	<b>[-]</b>

### Capacità portante dell'unione acciaio - legno

Azione orizzontale complessiva	$Hor_{Ed}$	2,70	[kN]
Azione verticale complessiva	$Ver_{Ed}$	3,75	[kN]
Angolo di inclinazione della forza rispetto all'orizzontale	$\alpha$	0,95	[rad]
	$\alpha$	54,30	[°]
Resistenza caratteristica a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$	$f_{h,0,k}$	30,67	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia del legno utilizzato		Latifoglie massiccio e lamellare ▼	

Coefficiente $k_{90}$	$k_{90}$	1,08	[-]
<b>Resistenza caratteristica a rifollamento per <math>\alpha \neq 0^\circ</math></b>	<b><math>f_{h,\alpha,k}</math></b>	<b>29,13</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>

### Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "sottili" poste esternamente

Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v1,Rk}$	38,45	[kN]
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v2,Rk}$	11,91	[kN]
<b>Resistenza minima di calcolo</b>	<b><math>F_{sottile,Rd}</math></b>	<b>6,35</b>	<b>[kN]</b>

### Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "spesse" poste esternamente

Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v3,Rk}$	38,45	[kN]
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v4,Rk}$	16,85	[kN]
<b>Resistenza minima di calcolo</b>	<b><math>F_{spessa,Rd}</math></b>	<b>8,99</b>	<b>[kN]</b>

**Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "intermedie" poste esternamente**

Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$

<b>Resistenza minima di calcolo</b>	$F_{inter,Rd}$	<b>7,23</b> [kN]
<b>Azione globale su ciascun piano di taglio del bullone</b>	$F_{Ed}$	<b>4,62</b> [kN]
<b>Capacità portante dell'unione acciaio - legno</b>	$F_{wood,Rd}$	<b>6,35</b> [kN]
<b>Tasso di lavoro dell'unione</b>	$\Delta_{wood}$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,73</b> [-]

**Capacità portante della piastra****Rifollamento orizzontale della piastra**

Spessore della piastra	$t_p$	<b>8,00</b> [mm]
Distanza orizzontale dal bordo	$e_1$	<b>100,00</b> [mm]
Distanza verticale dal bordo	$e_2$	<b>65,00</b> [mm]
Passo orizzontale	$p_1$	<b>100,00</b> [mm]
Passo verticale	$p_2$	<b>150,00</b> [mm]
Diametro del foro	$s$	<b>14,00</b> [mm]
Coefficiente verticale $k_v$	$k_v$	<b>2,50</b> [-]
Coefficiente orizzontale $\alpha_h$	$\alpha_h$	<b>1,00</b> [-]
<b>Azione orizzontale su ciascun piano di taglio del bullone</b>	$Hor_{Ed}$	<b>2,70</b> [kN]
<b>Resistenza a rifollamento orizzontale</b>	$F_{bh,Rd}$	<b>69,12</b> [kN]
<b>Tasso di lavoro del rifollamento orizzontale</b>	$\Delta_{bh}$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,04</b> [-]
Coefficiente orizzontale $k_h$	$k_h$	<b>2,50</b> [-]
Coefficiente verticale $\alpha_v$	$\alpha_v$	<b>1,00</b> [-]
<b>Azione verticale su ciascun piano di taglio del bullone</b>	$Ver_{Ed}$	<b>3,75</b> [kN]
<b>Resistenza a rifollamento verticale</b>	$F_{bv,Rd}$	<b>69,12</b> [kN]
<b>Tasso di lavoro del rifollamento verticale</b>	$\Delta_{bv}$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,05</b> [-]
<b>Tasso di lavoro del rifollamento complessivo</b>	$\Delta_b$	<input checked="" type="checkbox"/> <b>0,07</b> [-]

## GIUNTI IN LEGNO LAMELLARE - NODO CANTONALE E PUNTONE

### Materiali utilizzati

#### ACCIAIO

Valore di rottura dell'acciaio da carpenteria	$f_{tk}$	360,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Valore di snervamento dell'acciaio da carpenteria	$f_{sk}$	235,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo di elasticità dell'acciaio da carpenteria	$E_s$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio da carpenteria	$\gamma_{M0}$	1,05	[-]
Coefficiente di sicurezza per le giunzioni	$\gamma_{M2}$	1,25	[-]

#### LEGNO

Resistenza caratteristica a flessione	$f_{m,k}$	28,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,k}$	22,30	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,k}$	0,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,k}$	28,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,k}$	2,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza caratteristica a taglio	$f_{v,k}$	3,50	[N/mm <sup>2</sup> ]
Massa volumica caratteristica	$\rho_k$	425,00	[kg/m <sup>3</sup> ]
Modulo Elastico Medio parallelo alla fibra	$E_{0,mean}$	12600,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Caratteristico parallelo alla fibra	$E_{0,05}$	10500,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Medio perpendicolare alla fibra	$E_{90,mean}$	300,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Modulo Elastico Medio Tangenziale	$G_{mean}$	650,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente di sicurezza del legno (per le unioni)	$\gamma_m$	1,50	[-]
Coefficiente $k_{mod}$ per tenere in conto dell'umidità e della durata del carico	$k_{mod}$	0,80	[-]

Resistenza di calcolo a flessione	$f_{m,d}$	14,93	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione parallela alla fibra	$f_{t,0,d}$	11,89	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a trazione perpendicolare alla fibra	$f_{t,90,d}$	0,27	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione parallela alla fibra	$f_{c,0,d}$	14,93	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a compressione perpendicolare alla fibra	$f_{c,90,d}$	1,33	[N/mm <sup>2</sup> ]
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{v,d}$	1,87	[N/mm <sup>2</sup> ]

#### BULLONI

Resistenza ultima caratteristica a trazione dell'acciaio	$f_{u,k}$	800,00	[N/mm <sup>2</sup> ]
Coefficiente riduttivo del taglio in funzione della classe del bullone	$\alpha_v$	0,60	[-]
Coefficiente di sicurezza dei bulloni	$\gamma_{M2}$	1,25	[-]

### Geometria e Meccanica del collegamento

#### TRAVE

Altezza della sezione trasversale delle trave	$h_b$	280,00	[mm]
Larghezza della sezione trasversale delle trave	$t_2$	220,00	[mm]

#### BULLONI

	M16		
Tipo di bullone "Calibrato" o "Non Calibrato"	Calibrato ?	SI	[-]
Numero di piani di taglio per ciascun bullone	$n_{pt}$	2,00	[-]
<b>Diametro dei bulloni</b>	<b>d</b>	<b>16,00</b>	<b>[mm]</b>

Diametro del foro all'interno della sezione in legno

Diametro del foro all'interno della piastra

**Area della porzione filettata del gambo del bullone**

Diametro minimo della rondella

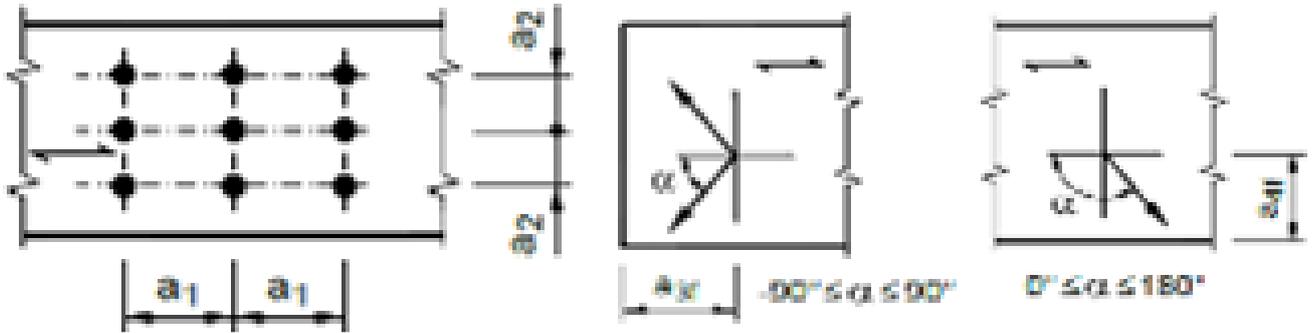
Spessore minimo della rondella

$d_0$	16,00	[mm]
$s$	18,00	[mm]
$A_{res}$	157,00	[mm <sup>2</sup> ]
$d_{rond.}$	48,00	[mm]
$t_{rond.}$	4,80	[mm]

Fattore riduttivo del momento plastico del bullone

**Valore caratteristico del momento di snervamento del bullone**

$\zeta$	0,59	[-]
$M_{y,Rk}$	324282	[Nmm]



Passo orizzontale dei bulloni

$a_1$  112,00 [mm]

Passo verticale dei bulloni

$a_2$  85,00 [mm]

Distanza orizzontale dal bordo libero

$a_3$  112,00 [mm]

Numero di righe di bulloni

$n_r$  2,00 [-]

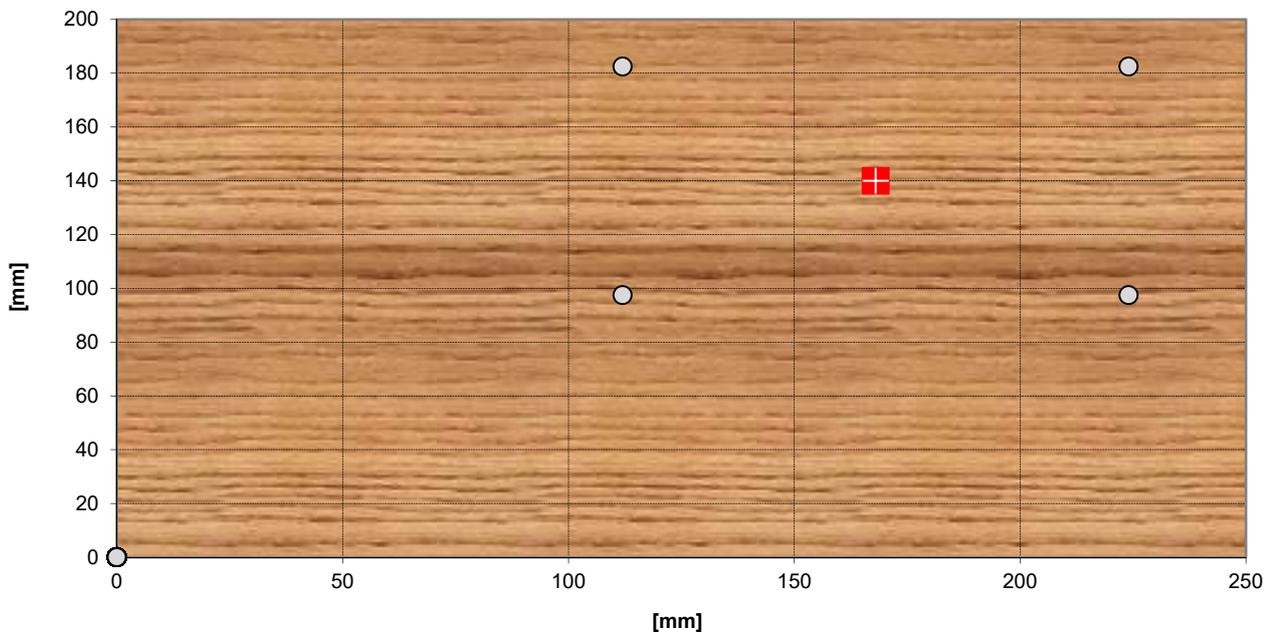
Numero colonne di bulloni

$n_c$  2,00 [-]

Distanza verticale dal bordo libero

$a_4$  97,50 [mm]

**Coordinate dei Bulloni**



Numero di bulloni presenti in una "fila" (parallela alla fibra)

$n$  2,00 [-]

Numero efficace di bulloni presenti in una fila

$n_{ef}$  1,60 [-]

Rapporto di efficienza

$\rho$  0,80 [-]

Numero totale dei bulloni

$n_b$  4,00 [-]

Distanza orizzontale massima del bullone più esterno dal baricentro del giunto	$X_{max}$	56,00	[mm]
Distanza verticale massima del bullone più esterno dal baricentro del giunto	$Y_{max}$	42,50	[mm]
Momento d'inerzia della bulloneria	$J_b$	1,98E+04	[mm <sup>2</sup> ]

### PIASTRE ESTERNE IN ACCIAIO

Spessore della piastra	$t_p$	8,00	[mm]
Gioco tra il foro della piastra e il gambo del bullone	$g$	2,00	[mm]
Spessore massimo della piastra per essere considerata "sottile"	$t_{sottile}$	8,00	[mm]
Spessore minimo della piastra per essere considerata "spessa"	$t_{spessa}$	16,00	[mm]
Classificazione della piastra ai fini della verifica		<b>SOTTILE</b>	

### SOLLECITAZIONI

Forza normale in direzione parallela alla fibra	$N_{Ed}$	18,00	[kN]
Forza di taglio in direzione perpendicolare alla fibra	$V_{Ed}$	30,00	[kN]
Momento flettente agente sul giunto	$M_{Ed}$	0,00	[kNm]

### Verifica a taglio dei bulloni

Azione orizzontale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a N	$V_x^N$	2,82	[kN]
Azione verticale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a V	$V_y^V$	3,75	[kN]
Azione orizzontale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a M	$V_x^M$	0,00	[kN]
Azione verticale sui bulloni per ogni piano di taglio dovuta a M	$V_y^M$	0,00	[kN]
<b>Azione globale su ciascun piano di taglio del bullone</b>	<b><math>F_{Ed}</math></b>	<b>4,69</b>	<b>[kN]</b>
<b>Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio</b>	<b><math>F_{v,Rd}</math></b>	<b>60,29</b>	<b>[kN]</b>
<b>Tasso di lavoro del bullone</b>	<b><math>\Delta_{bolt}</math></b>	<b>0,08</b>	<b>[-]</b>

### Capacità portante dell'unione acciaio - legno

Azione orizzontale complessiva	$Hor_{Ed}$	2,82	[kN]
Azione verticale complessiva	$Ver_{Ed}$	3,75	[kN]
Angolo di inclinazione della forza rispetto all'orizzontale	$\alpha$	0,93	[rad]
	$\alpha$	53,10	[°]
Resistenza caratteristica a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$	$f_{h,0,k}$	29,27	[N/mm <sup>2</sup> ]
Tipologia del legno utilizzato		Latifoglie massiccio e lamellare ▼	

Coefficiente $k_{90}$	$k_{90}$	1,14	[-]
<b>Resistenza caratteristica a rifollamento per <math>\alpha \neq 0^\circ</math></b>	<b><math>f_{h,\alpha,k}</math></b>	<b>26,87</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>

### Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "sottili" poste esternamente

Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v1,Rk}$	47,29	[kN]
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v2,Rk}$	19,20	[kN]
<b>Resistenza minima di calcolo</b>	<b><math>F_{sottile,Rd}</math></b>	<b>10,24</b>	<b>[kN]</b>

### Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "spesse" poste esternamente

Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$

Resistenza del solo elemento ligneo	$F_{v3,Rk}$	47,29	[kN]
Resistenza dell'elemento ligneo e del bullone	$F_{v4,Rk}$	27,16	[kN]
<b>Resistenza minima di calcolo</b>	<b><math>F_{spessa,Rd}</math></b>	<b>14,48</b>	<b>[kN]</b>

**Unioni a doppio piano di taglio con piastre di acciaio "intermedie" poste esternamente**Nella presente formulazione, a favore di sicurezza, si esclude l'effetto tirante dovuto a  $F_{ax,Rk}$ **Resistenza minima di calcolo**  $F_{inter,Rd}$  10,24 [kN]**Azione globale su ciascun piano di taglio del bullone**  $F_{Ed}$  4,69 [kN]**Capacità portante dell'unione acciaio - legno**  $F_{wood,Rd}$  10,24 [kN]**Tasso di lavoro dell'unione**  $\Delta_{wood}$  ✓ 0,46 [-]**Capacità portante della piastra****Rifollamento orizzontale della piastra**Spessore della piastra  $t_p$  8,00 [mm]Distanza orizzontale dal bordo  $e_1$  112,00 [mm]Distanza verticale dal bordo  $e_2$  97,50 [mm]Passo orizzontale  $p_1$  112,00 [mm]Passo verticale  $p_2$  85,00 [mm]Diametro del foro  $s$  18,00 [mm]Coefficiente verticale  $k_v$  2,50 [-]Coefficiente orizzontale  $\alpha_h$  1,00 [-]**Azione orizzontale su ciascun piano di taglio del bullone**  $Hor_{Ed}$  2,82 [kN]**Resistenza a rifollamento orizzontale**  $F_{bh,Rd}$  92,16 [kN]**Tasso di lavoro del rifollamento orizzontale**  $\Delta_{bh}$  ✓ 0,03 [-]Coefficiente orizzontale  $k_h$  2,50 [-]Coefficiente verticale  $\alpha_v$  1,00 [-]**Azione verticale su ciascun piano di taglio del bullone**  $Ver_{Ed}$  3,75 [kN]**Resistenza a rifollamento verticale**  $F_{bv,Rd}$  92,16 [kN]**Tasso di lavoro del rifollamento verticale**  $\Delta_{bv}$  ✓ 0,04 [-]**Tasso di lavoro del rifollamento complessivo**  $\Delta_b$  ✓ 0,05 [-]

## VERIFICA CARICHI CONCENTRATI

### PARAMETRI MURATURA

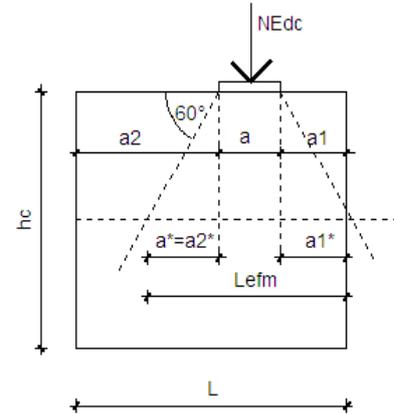
Resistenza media a compressione	$f_m$	DaN/cm2	44,90
Coefficiente di sicurezza parziale	$\gamma_m$		3,00
Fattore di confidenza	F.C.		1,35
Resistenza a compressione di calcolo	$f_d$	DaN/cm2	11,09

### GEOMETRIA PARETE

Spessore parete	$t$	cm	28
Lunghezza	$L$	cm	50

### GEOMETRIA APPOGGIO

Altezza appoggio carico	$h_c$	cm	320
Lunghezza	$a$	cm	29
Profondità	$b$	cm	24 <i>va bene!</i>
Distanza appoggio-bordo vicino	$a_1$	cm	47,5
Distanza appoggio-bordo lontano	$a_2$	cm	47,5
Area impronta di carico	$A_b$	cm2	696
lunghezza effettiva teorica	$l_{eff}$	cm	124
lunghezza effettiva adottata	$l_{efm}$	cm	57,99942
Area portante effettiva	$A_{ef}$	cm2	1623,984
rapporto limite	$A_b/A_{eff}$		0,428576 <i>va bene!</i>
fattore di amplificazione	$\beta$		1,07437



### VERIFICA

Sforzo normale agente	$N_{ed}$	DaN	3000
Sforzo normale resistente	$N_{rd}$	DaN	8289,999 <i>verificato!</i>

### VERIFICA PER CARICHI VERTICALI CONCENTRATI (EC6, par. 6.1.3)

Il valore di progetto di un carico verticale concentrato applicato ad una parete di muratura,  $N_{Edc}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali concentrati della parete,  $N_{Rdc}$ .

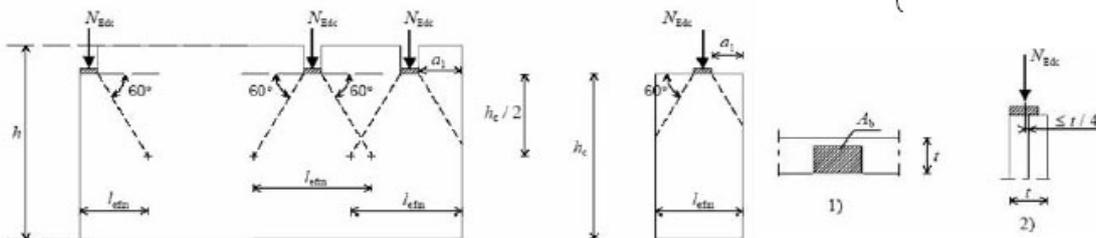
$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} = \beta A_b f_d$$

dove:

- $\beta$ : fattore di miglioramento per carichi concentrati
- $h_c$ : altezza della parete al livello del carico
- $a_1$ : distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico;
- $A_b$ : area dell'impronta di carico;
- $A_{ef}$ : area portante effettiva, ovvero  $l_{efm} \cdot t$
- $f_d$ : resistenza di calcolo a compressione della muratura;
- $l_{efm}$ : lunghezza effettiva della parte portante, determinata a metà altezza
- $t$ : spessore del muro;

$$\frac{A_b}{A_{ef}} \text{ non è maggiore di } 0,45$$

$$\beta = \left( 1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c} \right) \left( 1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \begin{cases} \geq 1,0 \\ \leq 1,25 + \frac{a_1}{2h_c}; \leq 1,5 \end{cases}$$





AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 4

# VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN LEGNO DELLA COPERTURA RECUPERATA

## Verifica trave in legno secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

ARCARECCI ESISTENTI, SEZ 15X16CM, LUCE 380 CM, INT. 1.35 CM

### CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME

Tipologia del legname: Massiccio - D24 - Latifoglia - UNI EN 338:2016

$$f_{m,g,k} = 24,0 \text{ MPa}$$

$$E_{0,g,mean} = 10\,000,0 \text{ MPa}$$

$$G_{g,mean} = 630,0 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,k} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$E_{0,g,05} = 8\,400,0 \text{ MPa}$$

$$G_{g,05} = 529,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,k} = 485,0 \text{ kg/mc}$$

$$E_{90,g,mean} = 670,0 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,mean} = 580,0 \text{ kg/mc}$$

### CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Classe di servizio: Classe di servizio 2 (ambiente umido)

$$k_{def} = 0,8$$

Classe di durata del carico permanente: Permanente (più di 10 anni)

$$k_{mod,G} = 0,6$$

Classe di durata del carico variabile: Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$$k_{mod,Q} = 0,8$$

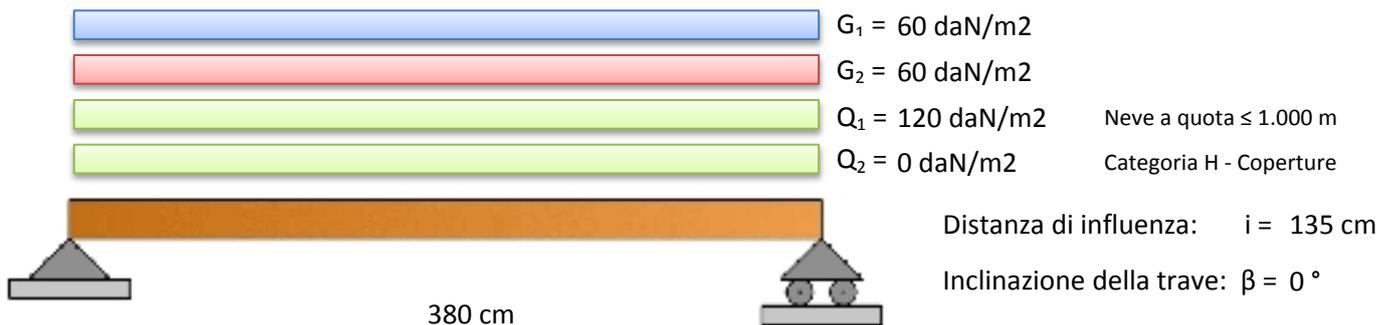
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2:

$$\gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$$\gamma_M = 1,5$$

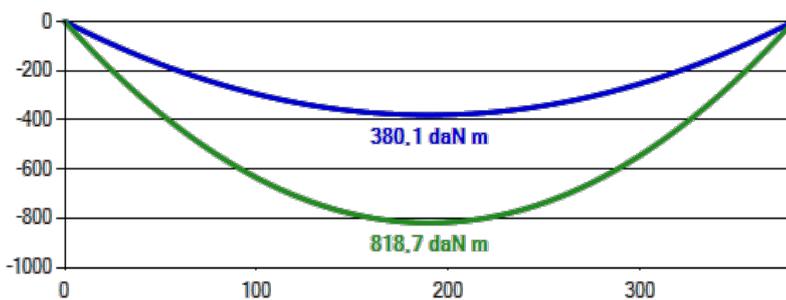
### COMBINAZIONE DEI CARICHI – SOLLECITAZIONI



#### SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I

Carico momento max = 210,6 daN/m  
 Momento max = 380,1 daN m  
 Posizione momento max = 190,0 cm

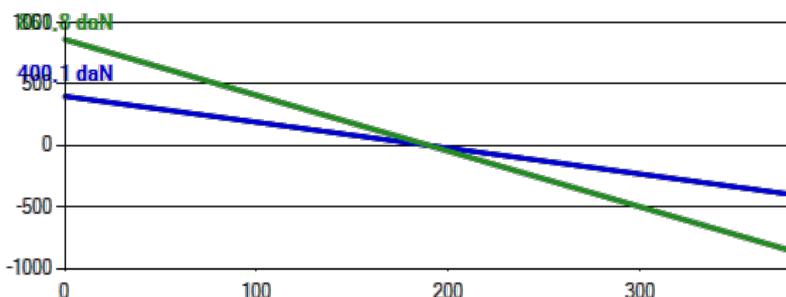
Carico taglio max = 210,6 daN/m  
 Taglio max = 400,1 daN  
 Posizione taglio max = 0,0 cm



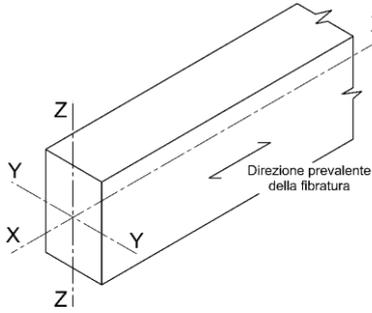
#### SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II

Carico momento max = 453,6 daN/m  
 Momento max = 818,7 daN m  
 Posizione momento max = 190,0 cm

Carico taglio max = 453,6 daN/m  
 Taglio max = 861,8 daN  
 Posizione taglio max = 0,0 cm



## SEZIONE TRAVE – DEFORMAZIONI

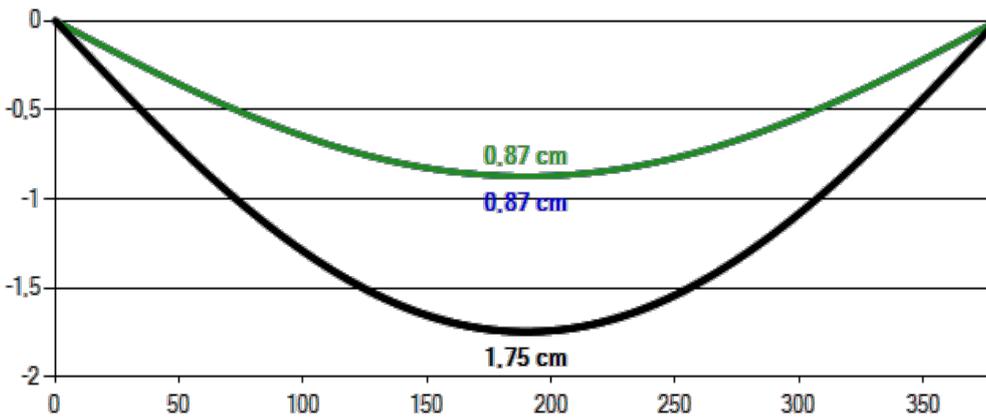


Area della sezione:  $A = 240,0 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza, YY:  $W_{yy} = 640,0 \text{ cm}^3$   
 Modulo di resistenza, ZZ:  $W_{zz} = 600,0 \text{ cm}^3$   
 Momento di inerzia, YY:  $J_{yy} = 5\,120,0 \text{ cm}^4$   
 Momento di inerzia, ZZ:  $J_{zz} = 4\,500,0 \text{ cm}^4$   
 Rotazione della sezione:  $\alpha = 20^\circ$



H=16 cm

B=15 cm



$u_{1,in,zz} = 0,81 \text{ cm}$   
 $u_{1,in,yy} = 0,33 \text{ cm}$   
 $u_{1,in} = 0,87 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,zz} = 0,81 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,yy} = 0,33 \text{ cm}$   
 $u_{2,in} = 0,87 \text{ cm}$   
 $u_{net,zz} = 0,81 \text{ cm}$   
 $u_{net,yy} = 0,33 \text{ cm}$   
 $u_{net,in} = 0,87 \text{ cm}$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Momento sollecitante:  $M_{ed,I} \div k_{mod,G} < M_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow M_{ed} = 818,7 \text{ daN m}$

Tensioni di progetto:  $\sigma_{m,y,d} = 120,2 \text{ daN/cm}^2$   $\sigma_{m,z,d} = 46,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti moltiplicativi resistenze:  $k_{h,H} = 1,000$   $k_{h,B} = 1,000$

Resistenze di progetto:  $f_{m,y,d} = 128,0 \text{ daN/cm}^2$   $f_{m,z,d} = 128,0 \text{ daN/cm}^2$

Altri coefficienti:  $k_m = 0,7$   $k_{crit} = 1,000$

Taglio sollecitante:  $V_{ed,I} \div k_{mod,G} < V_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow V_{ed} = 861,8 \text{ daN}$

Tensione e resistenza di progetto:  $\tau_d = 8,0 \text{ daN/cm}^2$   $f_{v,d} = 19,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti di combinazione:  $\psi_{01}=0,5$  -  $\psi_{11}=0,2$  -  $\psi_{21}=0$

Freccia totale istantanea e finale:  $u_{net} = 1,75 \text{ cm} = L/217$   $u_{fin} = 2,44 \text{ cm} = L/155$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	1,19 > 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,87 cm < 1,27 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	1,02 > 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	2,44 cm > 1,52 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,94 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,87 cm < 1,90 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	8,04 < 19,73		

## Verifica trave in legno secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018

ARCARECCI ESISTENTI INTERGATI, SEZ 15X16CM, LUCE 380 CM, INT. 75 CM

### CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME

Tipologia del legname: Massiccio - D24 - Latifoglia - UNI EN 338:2016

$$f_{m,g,k} = 24,0 \text{ MPa}$$

$$E_{0,g,mean} = 10\,000,0 \text{ MPa}$$

$$G_{g,mean} = 630,0 \text{ MPa}$$

$$f_{v,g,k} = 3,7 \text{ MPa}$$

$$E_{0,g,05} = 8\,400,0 \text{ MPa}$$

$$G_{g,05} = 529,2 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,k} = 485,0 \text{ kg/mc}$$

$$E_{90,g,mean} = 670,0 \text{ MPa}$$

$$\rho_{g,mean} = 580,0 \text{ kg/mc}$$

### CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA

Classe di servizio: Classe di servizio 2 (ambiente umido)

$$k_{def} = 0,8$$

Classe di durata del carico permanente: Permanente (più di 10 anni)

$$k_{mod,G} = 0,6$$

Classe di durata del carico variabile: Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$$k_{mod,Q} = 0,8$$

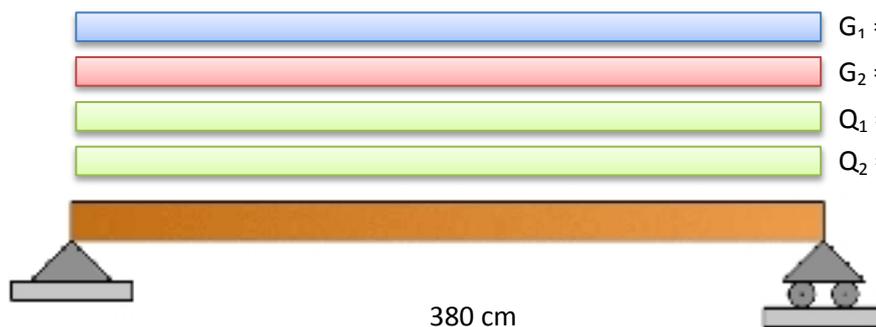
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2:

$$\gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$$\gamma_M = 1,5$$

### COMBINAZIONE DEI CARICHI – SOLLECITAZIONI



$$G_1 = 60 \text{ daN/m}$$

$$G_2 = 60 \text{ daN/m}$$

$$Q_1 = 120 \text{ daN/m}$$

Neve a quota  $\leq 1.000 \text{ m}$

$$Q_2 = 0 \text{ daN/m}$$

Categoria H - Coperture

Distanza di influenza:  $i = 75 \text{ cm}$

Inclinazione della trave:  $\beta = 0^\circ$

#### SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I

Carico momento max = 117,0 daN/m

Momento max = 211,2 daN m

Posizione momento max = 190,0 cm

Carico taglio max = 117,0 daN/m

Taglio max = 222,3 daN

Posizione taglio max = 0,0 cm

#### SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II

Carico momento max = 252,0 daN/m

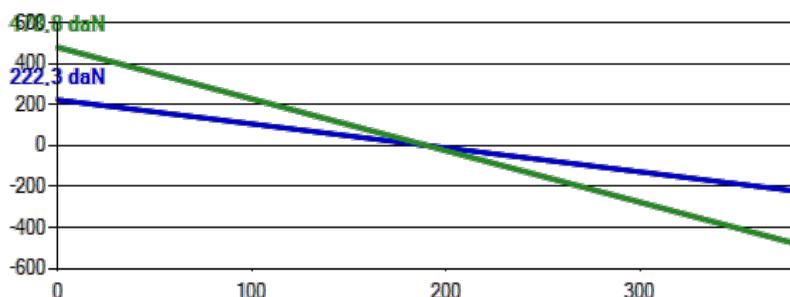
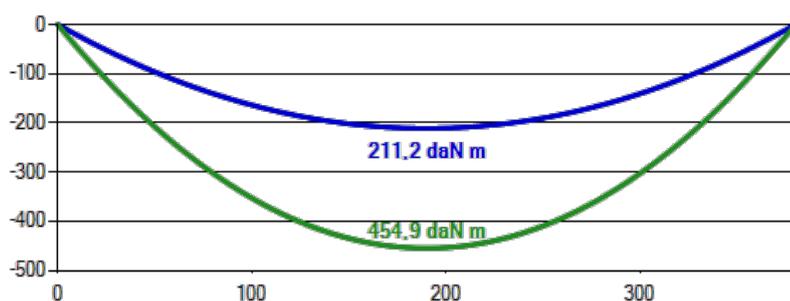
Momento max = 454,9 daN m

Posizione momento max = 190,0 cm

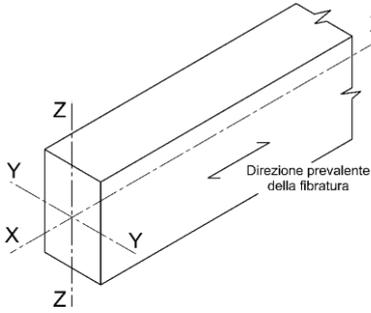
Carico taglio max = 252,0 daN/m

Taglio max = 478,8 daN

Posizione taglio max = 0,0 cm



## SEZIONE TRAVE – DEFORMAZIONI

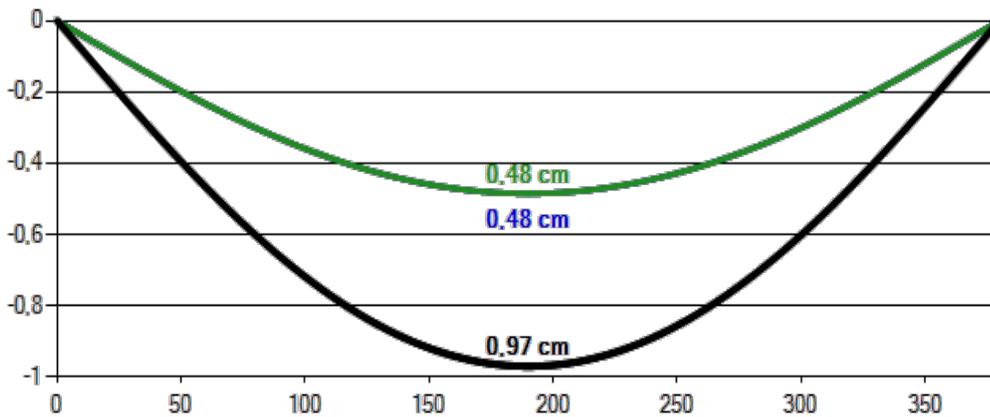


Area della sezione:  $A = 240,0 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza, YY:  $W_{yy} = 640,0 \text{ cm}^3$   
 Modulo di resistenza, ZZ:  $W_{zz} = 600,0 \text{ cm}^3$   
 Momento di inerzia, YY:  $J_{yy} = 5\,120,0 \text{ cm}^4$   
 Momento di inerzia, ZZ:  $J_{zz} = 4\,500,0 \text{ cm}^4$   
 Rotazione della sezione:  $\alpha = 20^\circ$



H=16 cm

B=15 cm



$u_{1,in,zz} = 0,45 \text{ cm}$   
 $u_{1,in,yy} = 0,19 \text{ cm}$   
 $u_{1,in} = 0,48 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,zz} = 0,45 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,yy} = 0,19 \text{ cm}$   
 $u_{2,in} = 0,48 \text{ cm}$   
 $u_{net,zz} = 0,45 \text{ cm}$   
 $u_{net,yy} = 0,19 \text{ cm}$   
 $u_{net,in} = 0,48 \text{ cm}$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Momento sollecitante:  $M_{ed,I} \div k_{mod,G} < M_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow M_{ed} = 454,9 \text{ daN m}$

Tensioni di progetto:  $\sigma_{m,y,d} = 66,8 \text{ daN/cm}^2$   $\sigma_{m,z,d} = 25,9 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti moltiplicativi resistenze:  $k_{h,H} = 1,000$   $k_{h,B} = 1,000$

Resistenze di progetto:  $f_{m,y,d} = 128,0 \text{ daN/cm}^2$   $f_{m,z,d} = 128,0 \text{ daN/cm}^2$

Altri coefficienti:  $k_m = 0,7$   $k_{crit} = 1,000$

Taglio sollecitante:  $V_{ed,I} \div k_{mod,G} < V_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow V_{ed} = 478,8 \text{ daN}$

Tensione e resistenza di progetto:  $\tau_d = 4,5 \text{ daN/cm}^2$   $f_{v,d} = 19,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti di combinazione:  $\psi_{01}=0,5$  -  $\psi_{11}=0,2$  -  $\psi_{21}=0$

Freccia totale istantanea e finale:  $u_{net} = 0,97 \text{ cm} = L/391$   $u_{fin} = 1,36 \text{ cm} = L/279$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,66 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,48 cm < 1,27 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,57 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	1,36 cm < 1,52 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,52 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,48 cm < 1,90 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	4,47 < 19,73		





AREA EDILIZIA E LOGISTICA

**ALLEGATO 5**

**CERCHIATURE**

## PROGETTO E VERIFICA DI APERTURE IN MURI PORTANTI IN ZONA SISMICA

<b>Progetto:</b>	MODIFICA VANI ESISTENTI
------------------	-------------------------

<b>Committente:</b>	AUTC UNIBO
---------------------	------------

<b>Località:</b>	STUDENTATO NUOVO BARICENTRO - 718
------------------	-----------------------------------

<b>Comune:</b>	BOLOGNA
----------------	---------

<b>PARETE N°</b>	INTERNE
------------------	---------

<b>PIANO:</b>	TERRA
---------------	-------

PIANO: TERRA

PARETE N° INTERNE

ANALISI DEI CARICHI

**Solaio di copertura**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
Travetti in legno	i (m)=	0,7	p (KN/m)=	0,08	0,11
Arcarecci					0,20
Tabelle / Tavolato	s (m)=	0,05	γ (KN/m <sup>3</sup> )=	8	0,40
Cantonalì e capriate					0,40
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>1,11</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>		KN/m <sup>2</sup>
Manto di tegole		0,45
Guaina		0,12
Impianti appesi		0,20
Controsoffitto		0,20
<b>G<sub>2</sub> =</b>		<b>0,97</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>	KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )	1,20
<b>q<sub>k</sub> =</b>	<b>1,20</b>

Coefficienti parziali (γ <sub>F</sub> ) per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
G <sub>1</sub> x γ <sub>G1</sub> =	1,11	1,45	KN/m <sup>2</sup>
G <sub>2</sub> x γ <sub>G2</sub> =	0,97	1,46	KN/m <sup>2</sup>
q <sub>k</sub> x γ <sub>Q</sub> =	0,00	1,80	KN/m <sup>2</sup>
<b>q<sub>1</sub> =</b>	<b>2,08</b>	<b>4,70</b>	<b>KN/m<sup>2</sup></b>

**Solaio di sottotetto**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
	i (m)=		p (KN/m)=		#DIV/0!
	s (m)=		γ (KN/m <sup>3</sup> )=		0,00
<b>G<sub>1</sub> =</b>					<b>#DIV/0!</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>					KN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> =</b>					<b>0,00</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>					KN/m <sup>2</sup>
carico di esercizio (q <sub>k</sub> )					
<b>q<sub>k</sub> =</b>					<b>0,00</b>

Coefficienti parziali (γ<sub>F</sub>) per le azioni (verifica SLU)

	(favorevole)	(sfavorevole)
γ <sub>G1</sub> =	1	1,30
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
G <sub>1</sub> x γ <sub>G1</sub> =	#DIV/0!	#DIV/0!	KN/m <sup>2</sup>
G <sub>2</sub> x γ <sub>G2</sub> =	0,00	0,00	KN/m <sup>2</sup>
q <sub>k</sub> x γ <sub>Q</sub> =	0,00	0,00	KN/m <sup>2</sup>
q <sub>1</sub> =	#DIV/0!	#DIV/0!	KN/m <sup>2</sup>

**Solaio latero-cemento**

<i>Elementi strutturali (G<sub>1</sub>)</i>						KN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>1</sub> =</b>						<b>0,00</b>

<i>Elementi non strutturali (G<sub>2</sub>)</i>						KN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>2</sub> =</b>						<b>0,00</b>

<i>Carichi variabili (Q)</i>						KN/m <sup>2</sup>
<b>q<sub>k</sub> =</b>						<b>0,00</b>

Coefficienti parziali (γ <sub>F</sub> ) per le azioni (verifica SLU)	(favorevole)	(sfavorevole)
	γ <sub>G1</sub> =	1
γ <sub>G2</sub> =	1	1,50
γ <sub>Q</sub> =	0	1,50

Combinazione fondamentale (SLU)

$$q_1 = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \times \gamma_{G2} + q_k \times \gamma_Q$$

	(favorevole)	(sfavorevole)	
G <sub>1</sub> x γ <sub>G1</sub> =	0,000	0,00	KN/m <sup>2</sup>
G <sub>2</sub> x γ <sub>G2</sub> =	0,000	0	KN/m <sup>2</sup>
q <sub>k</sub> x γ <sub>Q</sub> =	0,000	0,00	KN/m <sup>2</sup>
q <sub>1</sub> =	0,000	0,00	KN/m <sup>2</sup>

PIANO: TERRA

PARETE N° INTERNE

CARICHI SULLA PARETE

Carico agente in sommità della parete dovuto alla porzione di muro sovrastante

coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{G2} = 1$

	H (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	p (KN/m)
muro sovrastante	5,5	0,28	18	27,72
				0,00
				0,00
				0,00
				0,00

Carico agente in sommità della parete dovuto all'incidenza dei solai

	L(dx)	L(sx)	q <sub>l</sub> (dx)	q <sub>l</sub> (sx)	p (KN/m)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	
solaio nervato in c.a.	1	1	8,81	8,81	8,81
					0,00
					0,00
copertura	6,6	5,2	4,70	4,70	27,73
					0,00
					0,00
					0,00
					0,00

Totale carico distribuito (KN/m) 64,26

H = altezza del muro sovrastante (spessore t)

L(dx), L(sx) = luce del solaio a destra e a sinistra

p = carico

PIANO: TERRA

PARETE N° INTERNE

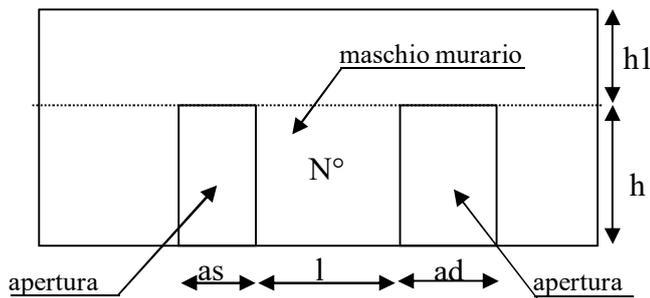
STATO ATTUALE

numero di maschi murari 1

Calcolo della tensione normale media verticale ( $\sigma_o$ ) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_o$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	0	2,1	5	5,5	5	0,28	18,00	347,40
0						0			0,00
0						0			0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00
0	0	0	0	0	0	0	0	0,00	0,00

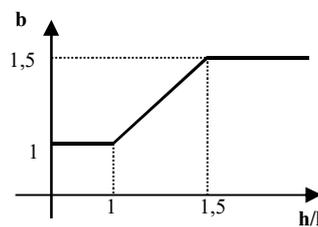
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	0,42	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



### Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	370	0,28	5	2,1	1,4	1110	195953,8
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0

RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)	195953,8185
-------------------------------	-------------

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	4,8	250	347,40	243,28	968,69	243,28	1,242	taglio per trazione	2	2,48	8,40
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,00	0,00

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

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

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

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

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

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

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

### Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2,48
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	243,28
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	243,28

PIANO: TERRA

PARETE N° INTERNE

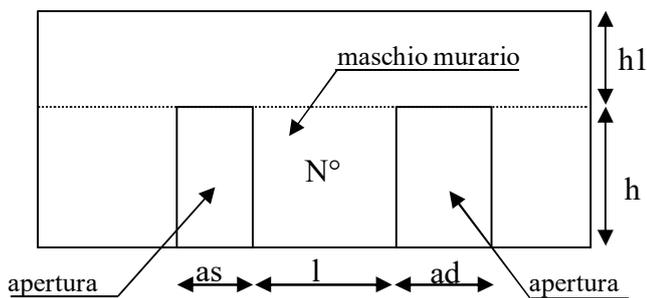
STATO MODIFICATO

numero di maschi murari 2

Calcolo della tensione normale media verticale ( $\sigma_o$ ) agente in ciascun maschio murario

N°	as(m)	ad(m)	h (m)	l (m)	h <sub>1</sub> (m)	i (m)	t (m)	w (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_o$ (KN/m <sup>2</sup> )
1	0	1,3	2,1	0,66	5,5	1,31	0,28	18,00	670,92
2	1,3	0	2,1	3,08	5,5	3,73	0,28	18,00	416,73
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00
0						0			0,00

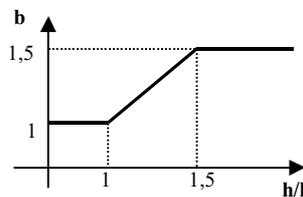
Simbologia



- as= apertura a sinistra
- ad= apertura a destra
- l = lunghezza maschio murario
- h = altezza maschio murario
- t = spessore maschio murario
- h<sub>1</sub> = altezza fascia di piano
- i = interasse maschio murario
- $i = l + as/2 + ad/2$

Individuazione del coefficiente "b"

N°	h/l	b
1	3,182	1,500
2	0,682	1,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000
0	0	0,000



Calcolo rigidezza della parete

	G	t	l	h	A	E	K
	N/mm <sup>2</sup>	m	m	m	m <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	KN/m
1	370	0,28	0,66	2,1	0,1848	1110	7117,5
2	370	0,28	3,08	2,1	0,8624	1110	#####

0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0		0	0	0	0		0,0
0	0	0	0	0	0	0	0,0
RIGIDEZZA DELLA PARETE (KN/m)							119258,6569

### Calcolo resistenza dei singoli maschi murari

	$\tau_o$	$f_d$	$\sigma_o$	$V_t$	$V_{pf}$	$V_u$	$\delta_e$	tipo di rottura	$\mu$	$\delta_u$	$\delta_{u,max}$
	N/cm <sup>2</sup>	N/cm <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN	KN	KN	mm			mm	mm
1	4,8	250	670,92	28,49	26,66	26,66	3,746	pressoflessione	4	14,985	12,600
2	4,8	250	416,73	161,77	423,73	161,77	1,443	taglio per trazione	2	2,885	8,400
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0			0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000
0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,000			0,000	0,000

$\tau_o$  = resistenza a taglio della muratura

$f_d$  = resistenza a compressione della muratura

$\sigma_o$  = tensione media verticale nella muratura

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

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

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

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

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

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

### Calcolo resistenza della parete

Spostamento della parete al limite di rottura	mm	2,89
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 1	KN	20,57
Contributo al taglio ultimo da parte del maschio 2	KN	161,77
		0,00
		0,00
		0,00
		0,00
TAGLIO ULTIMO DELLA PARETE	KN	182,34

VERIFICHE
-----------

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

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

15	%
----	---

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

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	195953,8185
$K_{fin}$ (KN/m)	119258,6569

variazione percentuale:	<b>-39,14</b> %
-------------------------	-----------------

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

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

$V_{t,in}$ (KN)	243,28
$V_{t,fin}$ (KN)	182,34

*La verifica non è soddisfatta pertanto occorre un intervento di rinforzo*

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

$\delta_{u,in}$ (mm)	2,48
$\delta_{u,fin}$ (mm)	2,89

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

PIANO: TERRA

PARETE N° INTERNE

DIMENSIONAMENTO DEI TELAI METALLICI

Acciaio: s235

$f_{yk} =$	235,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico

Numero di telai da inserire nella parete 2

$H_{\text{telaio}}$ (cm)	210	(Altezza media dei telai)
$K_{\text{ric}}$ (KN/m)	47302,1	(Rigidezza richiesta ai telai)
$J_{x,\text{piedr}}$ (cm <sup>4</sup> )	4345,9	(Momento d'inerzia minimo di un piedritto)

$n$	nome	tipo piedritto	$H$ (cm)	$W_x$ (cm <sup>3</sup> )	$J_x$ (cm <sup>4</sup> )	$K_T$ (KN/m)	$M_{el}$ (KNcm)	$d$ (mm)	$F_T$ (KN)	$F_u$ (KN)
1	Telaio 1	2IPE220	210	504	5544	30171,4	11280,00	7,12	87,20	214,86
2	Telaio 2	2IPE220	210	504	5544	30171,4	11280,00	7,12	87,20	214,86
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0						0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>TOTALI</b>						<b>60342,9</b>			<b>174,39</b>	<b>429,71</b>

Legenda:

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

VERIFICHE
-----------

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

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

15	%
----	---

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

15	%
----	---

$K_{in}$ (KN/m)	195953,82
$K_{fin}$ (KN/m)	179601,51

variazione percentuale:	<b>-8,34</b> %
-------------------------	----------------

*La verifica è pertanto soddisfatta*

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

$V_{t,in}$ (KN)	243,28
$V_{t,fin}$ (KN)	356,73

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

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

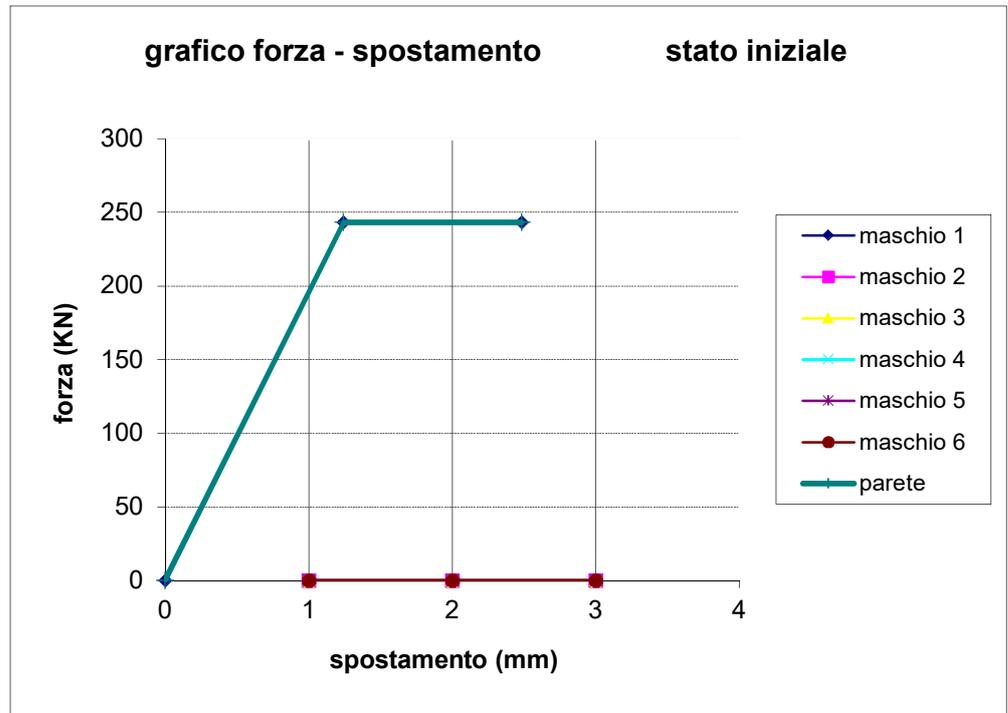
$\delta_{u, in}$ (mm)	2,480
$\delta_{u, fin}$ (mm)	2,890

*La verifica risulta pertanto soddisfatta*

GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

**Stato Iniziale**

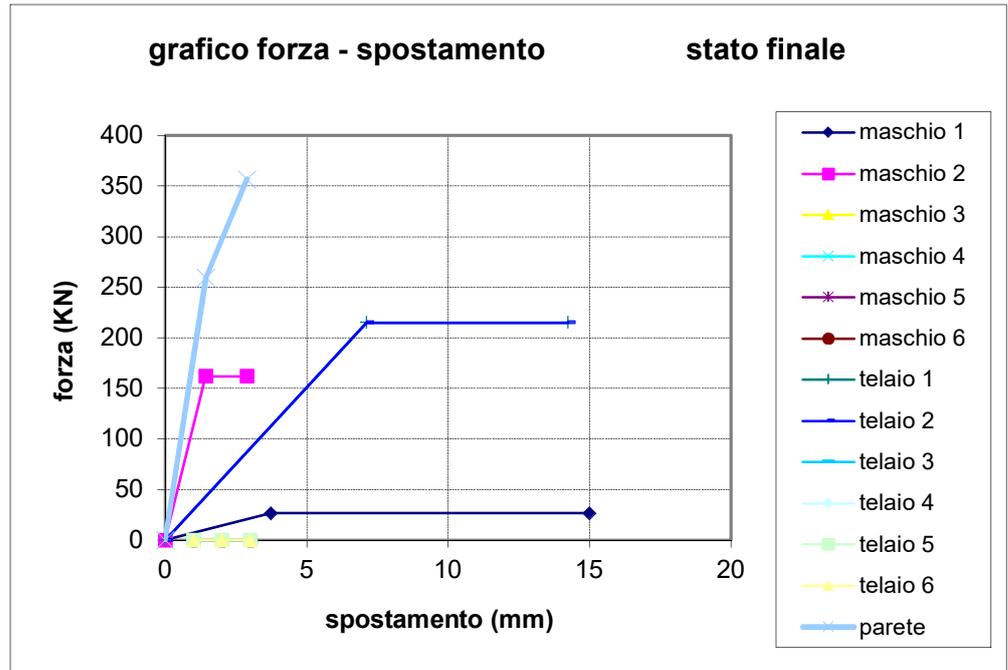
	$V_t$	$\delta$
maschio 1	0	0
	243,3	1,24
	243,3	2,48
maschio 2	0	
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
parete	0	0
	243,28	1,24
	243,28	2,48



GRAFICI TAGLIO - SPOSTAMENTO

**Stato Finale**

	$V_t$	$\delta$
maschio 1	0	0
	26,7	3,75
	26,7	14,99
maschio 2	0	0
	161,77	1,44
	161,8	2,89
maschio 3		
maschio 4		
maschio 5		
maschio 6		
telaio 1	0	0
	214,86	7,12
	214,9	14,24
telaio 2	0	0
	214,86	7,12
	214,9	14,24
telaio 3		
telaio 4		
telaio 5		
telaio 6		
parete	0	0
	259,09	1,44
	356,73	2,89



PIANO: TERRA

PARETE N° 3 sx

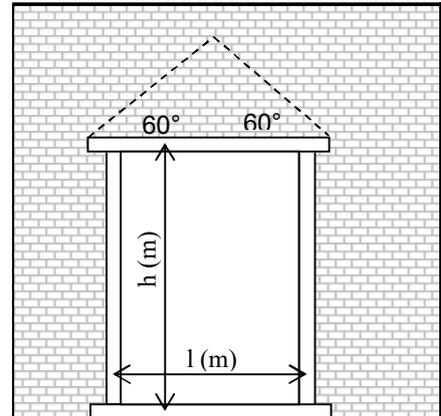
**VERIFICA DEI TELAI METALLICI**

TELAIO N. 1

luce telaio l	1,26	m
altezza telaio h	2,1	m

Tipo di acciaio s235

$f_{yk} =$	235,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza
$E =$	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico



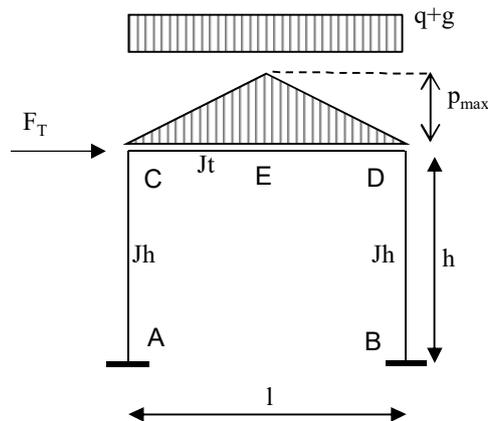
Analisi dei carichi agenti sul telaio

			carichi permanenti		carichi variabili	
	L(dx)	L(sx)	g (dx)	g (sx)	q (dx)	q (sx)
	m	m	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>	KN/m <sup>2</sup>
solaio sovrastante	1	1	5,3	5,3	1	1

carichi lineari	
g	q
KN/m	KN/m
5,3	1

	spessore	massa vol.	$p_{max}$ (KN/m)
	(m)	(KN/m <sup>3</sup> )	
muro sovrastante	0,28	18	5,49

Schema statico:



Totale carichi permanenti  $g = 8,05$  KN/m

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

Totale carichi variabili  $q = 1$  KN/m

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

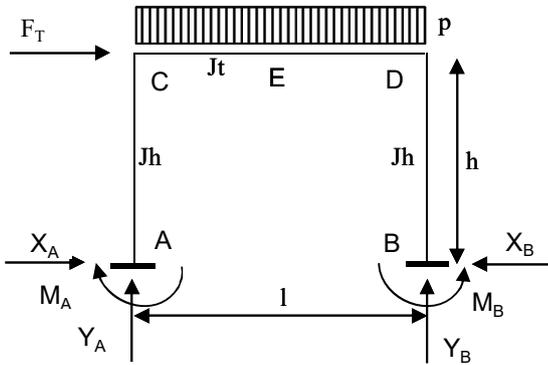
Combinazione di carico ( $g_x\gamma_G + q_x\gamma_Q$ ) =	13,57	KN/m
--	-------	------

<b>Traverso</b>	tipo	IPE	220	$J_x = 2772$	cm <sup>4</sup>	numero profili	2
<b>Piedritto</b>	tipo	IPE	220	$J_x = 2772$	cm <sup>4</sup>	numero profili	2

p (KN/m)	13,57
$F_T$ (KN)	81,76
l (m)	1,26
h (m)	2,1
$J_t$ (cm <sup>4</sup> )	5544
$J_h$ (cm <sup>4</sup> )	5544

$K = 1,66667$
---------------

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



Reazioni vincolari

	dovute a p	dovute a $F_T$	sovrapp.	
$X_A$	0,699	-40,880	-40,181	KN
$Y_A$	8,549	-61,939	-53,390	KN
$M_A$	0,490	-46,83	-46,34	KNm
$X_B$	0,699	40,880	41,579	KN
$Y_B$	8,549	61,939	70,488	KN
$M_B$	0,490	46,826	47,316	KNm

#### Sollecitazioni di calcolo

	asta AC		asta CD			asta BD	
	A	C	C	D	E	B	D
$M_{Ed}$ (KNm)	-46,34	38,04	38,04	-40,00	1,71	47,32	-40,00
$V_{Ed}$ (KN)	40,18	40,18	-53,39	-70,49	-61,94	41,58	41,58
$N_{Ed}$ (KN)	53,39	53,39	-41,58	-41,58	-41,58	-70,49	-70,49

**PIEDRITTI**

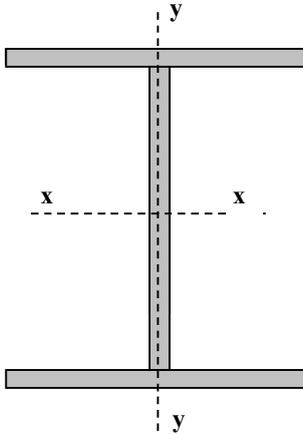
Piedritti tipo

IPE

220

Numero di profili per ogni piedritto:

2



valori del singolo profilo	A =	33,37	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	110	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	9,2	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	5,9	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	220	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	285,4	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	252	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	37,25	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	2772	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	15,88	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio <span style="float: right;">(A<sub>v</sub> = A - 2b*t<sub>f</sub> + (t<sub>w</sub> + 2*r)*t<sub>f</sub>)</span>

Tipo di acciaio

S235

f <sub>yk</sub> =	235,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
f <sub>tk</sub> =	360,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

ε = 1

ε = √(235/f<sub>yk</sub>)

Azione di compressione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 177,6  
x = 25,42

α = 0,57  
ψ = -0,80

$$396\varepsilon/(13\alpha-1)= 61,58314$$

$$36\varepsilon/\alpha = 62,98508$$

$$456\varepsilon/(13\alpha-1)= 70,914$$

$$41,5\varepsilon/\alpha = 72,608$$

$$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi)= 103,26$$

$$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}= 99,553$$

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

Classe di appartenenza del profilo	<b>1</b>	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

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

**TRAVERSI**

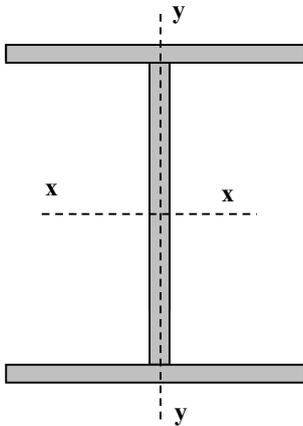
Traverso tipo

IPE

220

Numero di profili per il traverso:

2



valori del singolo profilo	A =	33,37	cm <sup>2</sup>	area lorda del profilo
	b =	110	mm	larghezza delle ali
	t <sub>f</sub> =	9,2	mm	spessore delle ali
	t <sub>w</sub> =	5,9	mm	spessore dell'anima
	r =	12	mm	raggio di raccordo tra anima e ala
	h =	220	mm	altezza del profilo

E =	210000	N/mm <sup>2</sup>	modulo elastico
W <sub>pl,x</sub> =	285,4	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza plastico del singolo profilo
W <sub>el,x</sub> =	252	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
W <sub>el,y</sub> =	37,25	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico del singolo profilo
J <sub>x</sub> =	2772	cm <sup>4</sup>	momento d'inerzia del singolo profilo
A <sub>v</sub> =	15,88	cm <sup>2</sup>	area resistente al taglio <span style="float: right;">(A<sub>v</sub> = A - 2b*t<sub>f</sub> + (t<sub>w</sub> + 2*r)*t<sub>f</sub>)</span>

Tipo di acciaio

S235

f <sub>yk</sub> =	235,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
f <sub>tk</sub> =	360,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
γ <sub>M0</sub> =	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Classificazione del profilo

$$\epsilon = 1$$

$$\epsilon = \sqrt{(235/f_{yk})}$$

Azione di compressione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di compressione: 1

Azione di flessione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di flessione: 1

Azione di pressoflessione

Ala c/t = 4,35 classe 1

Anima c/t = 30,10 classe 1

classe per azione di pressoflessione: 1

c = 177,6  
x = 14,99

α = 0,54  
ψ = -0,85

$$396\varepsilon/(13\alpha-1)= 65,46773$$

$$36\varepsilon/\alpha = 66,39446$$

$$456\varepsilon/(13\alpha-1)= 75,387$$

$$41,5\varepsilon/\alpha = 76,538$$

$$42\varepsilon/(0,67+0,33\psi)= 108,24$$

$$62\varepsilon(1-\psi)\sqrt{-\psi}= 106,28$$

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

Classe di appartenenza del profilo	<b>1</b>	(azione di pressoflessione)
------------------------------------	----------	-----------------------------

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

## Resistenze di calcolo

### Piedritti

$M_{c,Rd} =$	127,75 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	410,41 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1493,7 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

### Traverso

$M_{c,Rd} =$	127,75 KNm	Resistenza di calcolo a flessione
$V_{c,Rd} =$	410,41 KN	Resistenza di calcolo a taglio
$N_{c,Rd} =$	1493,7 KN	Resistenza di calcolo a sforzo normale

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

### Piedritti

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1013 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3935$$

$$a = 0,393 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica $M_{N,y,Rd}/M_{Ed} \geq 1$
A	0,0357437	127,7504762	127,7504762	-46,3	2,76	<b>verificato</b>
C	0,0357437	127,7504762	127,7504762	38,0	3,36	<b>verificato</b>
B	0,0471902	127,7504762	127,7504762	47,3	2,70	<b>verificato</b>
D	0,0471902	127,7504762	127,7504762	-40,0	3,19	<b>verificato</b>

### Traverso

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,1717 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

$$\rho = 0,000 \quad \text{Percentuale di riduzione della tensione di snervamento (interazione T-M)}$$

$$(A - 2bt_f)/A = 0,3935$$

$$a = 0,393 \quad a = (A-2bt_f)/A \text{ se } \leq 0,5 \text{ altrimenti } a = 0,5$$

sezione	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$M_{pl,y,Rd}$	$M_{N,y,Rd}$	$M_{Ed}$	$M_{N,y,Rd}/M_{Ed}$	esito della verifica
C	0,0278365	127,7504762	127,7504762	38,0	3,36	<b>verificato</b>
D	0,0278365	127,7504762	127,7504762	-40,0	3,19	<b>verificato</b>
E	0,0278365	127,7504762	127,7504762	1,7	74,55	<b>verificato</b>

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

$$(M_{c,Rd} = M_{el,y,Rd} = W_{el,min} * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

$$(N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = A * f_{yk} / \gamma_{M0})$$

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

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 1 e 2)

Momento resistente a flessione (per sezioni di classe 3)

Resistenza plastica della sezione (per sezioni di classe 1, 2 e 3)

Resistenza di calcolo a taglio

### Verifiche allo SLE (deformabilità) del traverso



$$p = 13,57 \text{ KN/m}$$

$$l = 1,26 \text{ m}$$

$$M_{Ed} = 2,69 \text{ KNm}$$

$$M_{el} = 112,8 \text{ KNm}$$

Momento al limite elastico ( $W_{el} \cdot f_{yk} / \gamma_0$ )

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

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

Totale carichi permanenti  $g = 8,05 \text{ KN/m}$

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

Totale carichi variabili  $q = 1 \text{ KN/m}$

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

$$\text{Combinazione di carico } (g \gamma_G + q \gamma_Q) = 13,57 \text{ KN/m}$$

$\delta_c$ (mm) =	0	monta iniziale della trave
$\delta_1$ (mm) =	0,02	spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti
$\delta_2$ (mm) =	0,00	spostamento elastico dovuto ai carichi variabili
$\delta_{max}$ (mm) =	0,03	spostamento nello stato finale depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$

Valori limite

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

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

$$\delta_{max, LIM} = 3,150 \text{ mm}$$

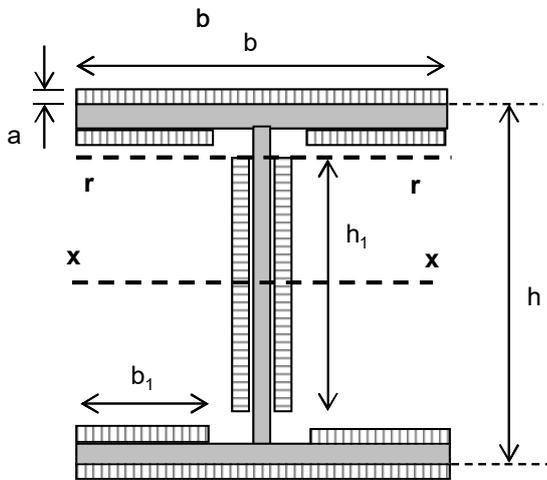
$$\delta_{2, LIM} = 2,520 \text{ mm}$$

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

$$\delta_2 < \text{del valore limite} \text{ \_\_\_ VERIFICATO}$$

## VERIFICA COLLEGAMENTO SALDATO PIEDRITTO - TRAVERSO

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



b =	110	mm
b <sub>1</sub> =	50	mm
h <sub>1</sub> =	210	mm
h =	220	mm
s =	5	mm
		spessore cordone
a =	3,536	mm
		sezione di gola

V <sub>Ed</sub> =	41,579	KN
N <sub>Ed</sub> =	70,488	KN
M <sub>Ed</sub> =	47,316	KNm

f<sub>yk</sub> = 235,00 tensione caratteristica di snervamento  
 β<sub>1</sub> = 0,85 acciaio s235  
 β<sub>2</sub> = 1 acciaio s235

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

J <sub>x</sub> =	4620,9	cm <sup>4</sup>	momento di inerzia della sezione resistente delle saldature
A =	48,4	cm <sup>2</sup>	area della sezione resistente delle saldature
W <sub>x</sub> =	407,0	cm <sup>3</sup>	modulo di resistenza elastico
S <sub>r</sub> =	139,45	cm <sup>3</sup>	momento statico rispetto all'asse x della parte di sezione staccata dall'asse r

### cordoni d'anima

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

n <sub>⊥</sub> =	12,207	KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
t <sub>⊥</sub> =	0,000	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
τ <sub>∥</sub> =	1,775	KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

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

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 12,33 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,98 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 12,21 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
--	-------------------

$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
---	-------------------

### cordoni d'ala

Si considera la sezione di gola in posizione ribaltata

$n_{\perp} =$	13,081 KN/cm <sup>2</sup>	tensione normale perpendicolare all'asse del cordone
$t_{\perp} =$	0,000 KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone
$\tau_{\parallel} =$	0,000 KN/cm <sup>2</sup>	tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

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

$$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} = 13,08 \text{ KN/cm}^2$$

$$\beta_1 \cdot f_{yk} = 19,98 \text{ KN/cm}^2$$

$$n_{\perp} / + / t_{\perp} / = 13,08 \text{ KN/cm}^2$$

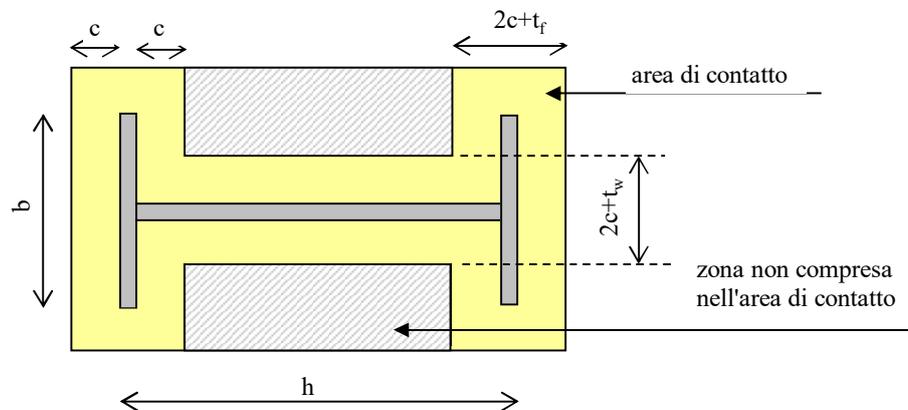
$$\beta_2 \cdot f_{yk} = 23,5 \text{ KN/cm}^2$$

$(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0,5} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
--	-------------------

$n_{\perp} / + / t_{\perp} / \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$	<b>verificato</b>
---	-------------------

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

$b =$	110 mm
$h =$	220 mm
$t_f =$	9,2 mm
$t_w =$	5,9 mm



Piastra di base

spessore della piastra di base  $t = 25$  mm

Tipo di acciaio **s235**

$f_{yk} =$	235,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} =$	360,00	N/mm <sup>2</sup>	tensione caratteristica di rottura
$\gamma_{M0} =$	1,05		coefficiente parziale di sicurezza

Tirafondi

numero

8

diametro (mm)

16

area resistente bullone (mm<sup>2</sup>)

157

classe

8.8

diametro del foro piastra (mm)

17

caratteristiche dei bulloni

$f_{yb} =$	649,00	N/mm <sup>2</sup>
$f_{tb} =$	800,00	N/mm <sup>2</sup>
$\gamma_{M2} =$	1,25	

tensione caratteristica di snervamento

tensione caratteristica di rottura

coefficiente parziale di sicurezza

$F_{v,Rd} =$	60,29	KN
$F_{t,Rd} =$	90,43	KN

resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone  
(per snervamento dell'acciaio)

caratteristiche ancoraggio  
(ancoraggio chimico)

$\tau_r =$	8,00	N/mm <sup>2</sup>
$L_b =$	100,00	mm
$\gamma_m =$	1,25	
$d_0 =$	18,00	mm

adesione resina-clc

lunghezza di ancoraggio

coefficiente parziale di sicurezza

diametro del foro nel clc

$F_{t,Rd} =$	36,17	KN
--------------	-------	----

resistenza di calcolo a trazione del singolo bullone  
(per resistenza del supporto)

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

$N_{ud} =$	36,17	KN
------------	-------	----

resistenza ultima a trazione del bullone

Cordolo in C.A.

Calcestruzzo	
--------------	--

$R_{ck} =$	1,80	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	1,49	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctm} =$	0,39	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctk} =$	0,27	N/mm <sup>2</sup>
$f_{ctfm} =$	0,47	N/mm <sup>2</sup>
$f_{cd} =$	0,85	N/mm <sup>2</sup>

resistenza caratteristica a compressione su cubi

resistenza cilindrica da usare nei calcoli

resistenza media a trazione semplice

resistenza caratteristica a trazione semplice

resistenza media a trazione per flessione

resistenza di calcolo ( $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ )

$\alpha_{cc} =$	0,85
-----------------	------

$\gamma_c =$	1,5
--------------	-----

### Calcolo della resistenza di progetto del giunto

$$f_j = \beta_j \cdot k_j \cdot f_{cd}$$

$f_j =$  resistenza di progetto del giunto

$\beta_j =$  coefficiente di giunto. Può essere assunto uguale a 2/3 se la resistenza caratteristica della malta è non minore del 20% della resistenza caratteristica del calcestruzzo del cordolo e lo spessore della malta è non maggiore di 0,2 volte la larghezza minima di base della piastra di acciaio

$k_j =$  coefficiente di concentrazione, normalmente uguale a 1

$\beta_j =$	0,667
-------------	-------

$f_j =$	0,564	N/mm <sup>2</sup>
---------	-------	-------------------

$k_j =$	1,000
---------	-------

Calcolo dell'area effettiva di contatto della piastra di base

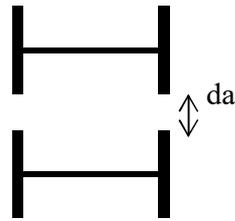
Distanza tra i bordi delle ali dei profili "d"

$$d_a = 20 \text{ mm}$$

Larghezza aggiuntiva "c"

$$c = t \cdot (f_{yk} / (3 \cdot f_j \cdot \gamma_{M0}))^{0,5}$$

$$c = 287,43 \text{ mm}$$



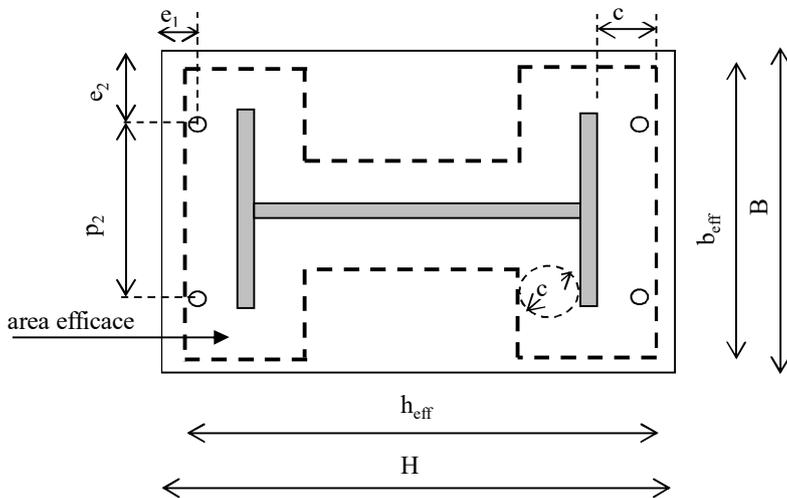
Larghezza efficace "b<sub>eff</sub>"

$$b_{eff} = 814,85 \text{ mm}$$

Area efficace di contatto "A<sub>eff</sub>"

A <sub>eff</sub> =	701470,3	mm <sup>2</sup>
--------------------	----------	-----------------

Verifica della capacità portante del giunto



Dimensioni della piastra

$$B = 800 \text{ mm} \text{ larghezza della piastra}$$

$$H = 500 \text{ mm} \text{ altezza della piastra}$$

$$b_{eff} = 814,85 \text{ mm} \text{ largh. efficace della piastra}$$

$$h_{eff} = 794,85 \text{ mm} \text{ alt. efficace della piastra}$$

$$t = 25 \text{ mm} \text{ spessore della piastra}$$

Posizionamento tirafondi

$$e_1 = 50 \text{ mm} \text{ valore ammesso}$$

$$e_2 = 100 \text{ mm} \text{ valore ammesso}$$

$$p_2 = 200 \text{ mm} \text{ valore ammesso}$$

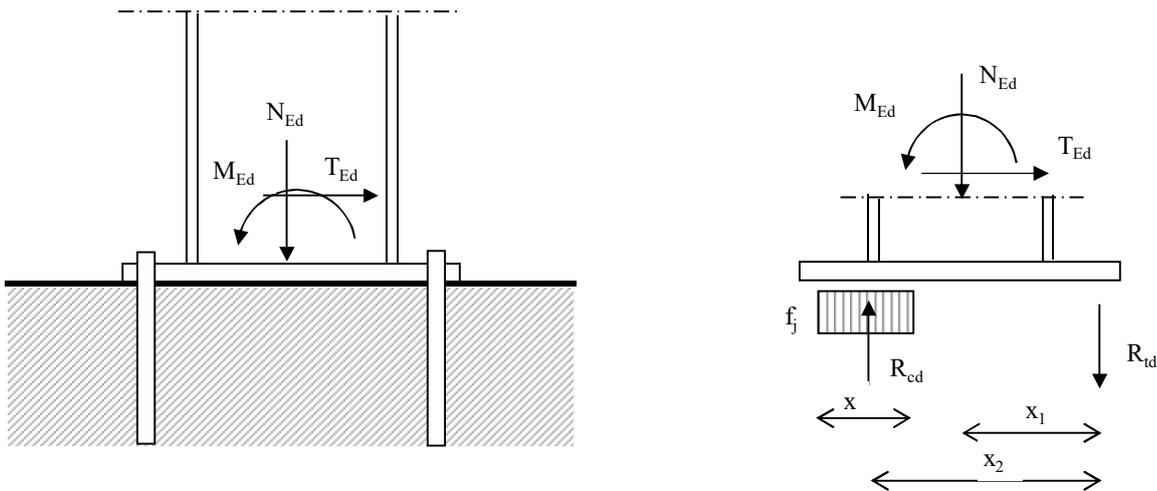
Valori limite per posizionamento tirafondi

	min	max
e <sub>1</sub> =	20,4 mm	140

e <sub>2</sub> =	20,4 mm	140
------------------	---------	-----

p <sub>2</sub> =	40,8 mm	200
------------------	---------	-----

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



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

sezione	$N_{Ed}$ KN	$M_{Ed}$ KNm	$T_{Ed}$ KN	$R_{td}$ KN	$R_{cd}$ KN	$x$ mm	$x_1$ mm	$x_2$ mm	$M_{Rd}$ KNm
A	53,39	-46,34	40,18	144,69	91,30	202,21	200,0	496,3	55,993
B	-70,49	47,32	41,58	144,69	215,18	476,57	200,0	359,1	63,182

**verificato**

**verificato**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$x_2$  = braccio della coppia interna

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

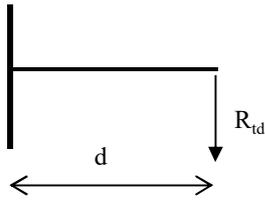
$M_{Rd}$  = momento resistente del giunto

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

### Verifica a flessione della piastra

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

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



d =	90	mm
-----	----	----

$W_{pl} =$	125000,00	mm <sup>3</sup>
------------	-----------	-----------------

modulo di resistenza plastico

Sollecitazioni

$V_{Ed} =$	144,6912	KN
------------	----------	----

sollecitazione tagliante

$M_{Ed} =$	13022,208	KNmm
------------	-----------	------

sollecitazione flettente

Resistenze di calcolo

$M_{c,Rd} =$	27976,19	KNmm
--------------	----------	------

Resistenza di calcolo a flessione

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

$V_{c,Rd} =$	2584,33	KN
--------------	---------	----

Resistenza di calcolo a taglio

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

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

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0,0560 \quad \leq 0,5 : \text{ si può trascurare l'influenza del taglio}$$

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

$M_{y,v,Rd} =$	27976,190	KNmm
----------------	-----------	------

Resistenza a flessione ridotta per effetto del taglio

$M_{Ed} =$	13022,208	KNmm
------------	-----------	------

Sollecitazione flettente

$M_{y,v,Rd}$	$\geq$	$M_{Ed}$	<b>verificato</b>
--------------	--------	----------	-------------------

Verifica a rifollamento della piastra

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

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

$$t = 25 \text{ mm} \quad \text{spessore della piastra}$$

$$f_{tk} = 360,00 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza a rottura della piastra}$$

$$\alpha = 0,980 \quad \text{coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato}$$

$$\alpha = \min[e_1 / (3d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1]$$

$$k = 2,5 \quad \text{coefficiente per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato}$$

$$k = \min(2,8e_2 / d_0 - 1,7 ; 1)$$

$F_{b,Rd} =$	282,35	KN	resistenza di calcolo a rifollamento
--------------	--------	----	--------------------------------------

$F_{v,Ed} =$	5,197	KN	sollecitazione tagliante sul singolo bullone
--------------	-------	----	--

$F_{b,Rd}$	$\geq$	$F_{v,Ed}$	<b>Verificato</b>
------------	--------	------------	-------------------

*Verifica di resistenza dei tirafondi*

Verifica per presenza combinata di taglio e trazione

$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/1,4 \cdot F_{t,Rd} =$	0,369	$\leq 1$ - <b>verificato</b>
---	-------	------------------------------

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



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 6

### VERIFICA PER MECCANISMI LOCALI POST-INTERVENTO

## MECCANISMI DI RIBALTAMENTO DELLA PARTE ALTA DEL CANTONALE

Valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi  $\alpha_0$ , di attivazione dei meccanismi locali di ANGOLATE LIBERE IN PRESENZA DI AZIONI CONCENTRATE IN TESTA AL CANTONALE (IN PARTICOLARE DOVUTE ALLA SPINTA DI PUNTONI NEI TETTI A PADIGLIONE), COSTITUITE DA STRUTTURE MURARIE NON ADEGUATAMENTE COLLEGATE ALLA COPERTURA E LIBERE IN SOMMITA' e delle relative PGA per le verifiche.  
Si considera il ribaltamento di un macroelemento cuneiforme rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso e nella direzione formante un angolo di 45° rispetto alle pareti convergenti nell'angolata. Per maggiore chiarezza si faccia riferimento alla **Legenda** ed alle **Figure** riportate a lato.

CARATTERIZZAZIONE GEOMETRICA DEL CUNEO DI DISTACCO								
Spessore delle pareti convergenti nell'angolata s [m]	Altezza globale del distacco h [m]	Quota del baricentro del cuneo di distacco Y <sub>G</sub> [m]	Quota del punto di applicazione dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A h <sub>V</sub> [m]	Distanza orizzontale, misurata nella direzione del ribaltamento, del baricentro del cuneo di distacco rispetto alla cerniera A X <sub>G</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico P trasmesso in testa al cantonale rispetto alla cerniera A d <sub>P</sub> [m]	Braccio orizzontale dell'azione trasmessa da archi o volte al cuneo di distacco rispetto alla cerniera A d <sub>V</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 1 rispetto alla cerniera A d <sub>1</sub> [m]	Braccio orizzontale del carico trasmesso in testa alla parete 2 rispetto alla cerniera A d <sub>2</sub> [m]
0,28	2,65	1,69		0,53	0,25	0,40	0,94	0,52
ORDINATE DEI PUNTI DI APPLICAZIONE DELLE AZIONI SUL CANTONALE NEL PIANO ORIZZONTALE								
Arretramento della cerniera attorno alla quale avviene il ribaltamento rispetto allo spigolo esterno del cantonale nella direzione del ribaltamento [m]	Coordinate nel sistema di riferimento del piano orizzontale	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del baricentro del cuneo di distacco [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico P sul cantonale [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico di archi o volte [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 1 [m]	Distanza dall'intersezione muraria ed arretramento rispetto alla superficie interna della parete del punto di applicazione del carico in testa alla parete 2 [m]		
		d	0,10	-0,10	1,09	-0,33		
0,00	a	-0,10	0,10	0,32	-0,51			
AZIONI SUL CUNEO DI DISTACCO								
Peso proprio del cuneo di distacco W [kN]	Carico verticale concentrato trasmesso in testa al cantonale P [kN]	Spinta statica trasmessa in testa al cantonale P <sub>H1</sub> [kN]	Carico verticale in testa alla parete 1 ed alla parete 2 P <sub>V1</sub> , P <sub>V2</sub> [kN]	Componente verticale della spinta di archi o volte F <sub>V</sub> [kN]	Componente orizzontale della spinta di archi o volte nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento F <sub>H1</sub> , F <sub>H2</sub> [kN]	Spinta statica in testa alla parete 1 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P <sub>H1</sub> , P <sub>V1</sub> [kN]	Spinta statica in testa alla parete 2 nella direzione ortogonale alla parete e nella direzione del ribaltamento P <sub>H2</sub> , P <sub>V2</sub> [kN]	Risultante dell'azione trasferita dai tiranti in testa al cuneo nella direzione parallela alle pareti e del ribaltamento (T <sub>1</sub> +T <sub>2</sub> ), (T <sub>1</sub> +T <sub>2</sub> ) [kN]
22,3	3,5	1,1	9,4 5,5			2,8 2,0	1,6 1,2	53,7 38,0

**Legenda:**

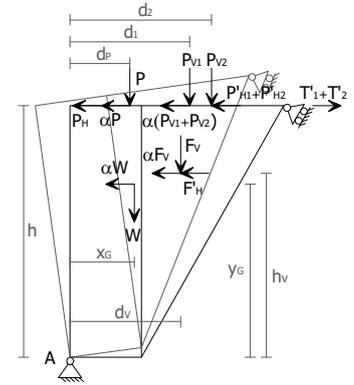


Fig. 1 - Schema di calcolo

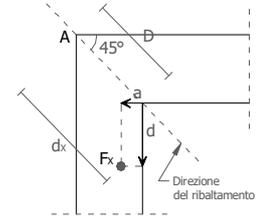


Fig. 2 - Vista dall'alto del cuneo

MOMENTO DELLE AZIONI STABILIZZANTI					
Peso proprio del cuneo di distacco [kNm]	Carico in testa al cantonale [kNm]	Carico in testa alle pareti [kNm]	Azione di archi o volte [kNm]	Azione dei tiranti [kNm]	
11,9	0,9	11,7	0,0	100,6	
MOMENTO DELLE AZIONI RIBALTANTI					
Inerzia del cuneo di distacco [kNm]	Inerzia del carico in testa al cantonale [kNm]	Inerzia del carico in testa alle pareti [kNm]	Inerzia di archi o volte [kNm]	Spinta statica sul cantonale [kNm]	Spinta statica di archi o volte [kNm]
37,8	9,3	39,4	0,0	2,9	8,4
MULTIPLICATORE $\alpha_0$					
Valore di $\alpha_0$	Fattore di Confidenza FC	Massa partecipante M*	Frazione massa partecipante e*	Accelerazione spettrale a <sub>0</sub> * [m/sec <sup>2</sup> ]	
1,317	1,20	3,949	0,952	11,307	

CALCOLO DELLE PGA PER LA VERIFICA DELLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA CIRCOLARE N. 7 DEL 21-01-2019 - ISTRUZIONI PER L'APPLICAZIONE DELLE NTC 17-01-2018			
PARAMETRI DI CALCOLO	Fattore di struttura q	2,00	
	Coefficiente di amplificazione topografica S <sub>T</sub>	1,00	
	Categoria suolo di fondazione	C	
	PGA di riferimento a <sub>g</sub> (P <sub>V2</sub> ) [g]	0,167	
	Fattore di amplificazione massima dello spettro F <sub>0</sub>	2,396	
	Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro T <sub>C</sub> * [sec]	0,310	
	Fattore di smorzamento η	0,833	
	Quota di base del macroelemento rispetto alla fondazione [m]	4,870	
	Altezza della struttura H [m]	9,00	
	Coefficiente di amplificazione stratigrafica S <sub>S</sub>	1,460	
	Coefficiente C <sub>s</sub>	1,545	
	Fattore di amplificazione locale del suolo di fondazione S	1,460	
	Numero di piani dell'edificio N	2	
	Coefficiente di partecipazione modale γ	1,200	
Primo periodo di vibrazione dell'intera struttura T <sub>1</sub> [sec]	0,260		
PGA-SLV	Baricentro delle linee di vincolo Z [m]	ψ(Z) = Z/H	a <sub>g</sub> (SLV) (C8A.4.9)
			S <sub>2</sub> (T <sub>1</sub> ) (C8A.4.10)
		0,541	1,579
			34,828
	a <sub>g</sub> (SLV) min(C8A.4.9; C8A.4.10)	1,218	



AREA EDILIZIA E LOGISTICA

## ALLEGATO 7

# VERIFICA TRAVETTI SOSTITUITI DEL PORTICO

TRAVETTI 8 X 8 CM, LUCE MAX 380 CM, INT 65 CM

**CLASSE DI RESISTENZA – INFORMAZIONI SUL LEGNAME**

Tipologia del legname: Massiccio - D24 - Latifoglia - UNI EN 338:2016

$f_{m,g,k} = 24,0 \text{ MPa}$

$E_{0,g,mean} = 10\,000,0 \text{ MPa}$

$G_{g,mean} = 630,0 \text{ MPa}$

$f_{v,g,k} = 3,7 \text{ MPa}$

$E_{0,g,05} = 8\,400,0 \text{ MPa}$

$G_{g,05} = 529,2 \text{ MPa}$

$\rho_{g,k} = 485,0 \text{ kg/mc}$

$E_{90,g,mean} = 670,0 \text{ MPa}$

$\rho_{g,mean} = 580,0 \text{ kg/mc}$

**CLASSE DI SERVIZIO E DI DURATA – COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

Classe di servizio: Classe di servizio 2 (ambiente umido)

$k_{def} = 0,8$

Classe di durata del carico permanente: Permanente (più di 10 anni)

$k_{mod,G} = 0,6$

Classe di durata del carico variabile: Media durata (1 settimana ÷ 6 mesi)

$k_{mod,Q} = 0,8$

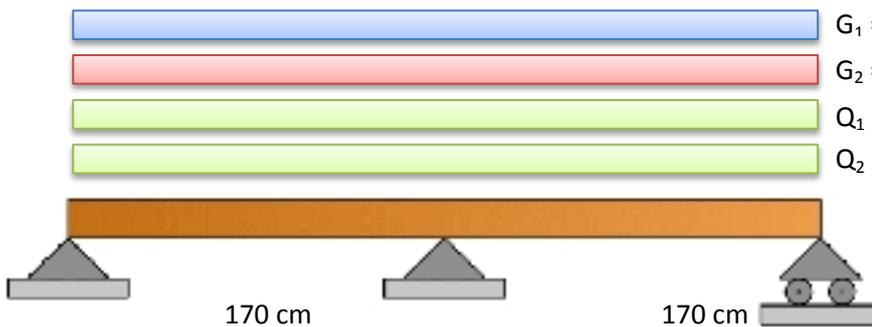
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2:

$\gamma_{G2} = 1,0 \div 1,3$

Coefficiente di sicurezza del materiale: no produzioni continuative

$\gamma_M = 1,5$

**COMBINAZIONE DEI CARICHI – SOLLECITAZIONI**



$G_1 = 45 \text{ daN/m}^2$

$G_2 = 60 \text{ daN/m}^2$

$Q_1 = 120 \text{ daN/m}^2$

Neve a quota  $\leq 1.000 \text{ m}$

$Q_2 = 0 \text{ daN/m}^2$

Categoria H - Coperture

Distanza di influenza:  $i = 100 \text{ cm}$

Inclinazione della trave:  $\beta = 20^\circ$

**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE I**

Carico momento max =  $128,3 \div 128,3 \text{ daN/n}$

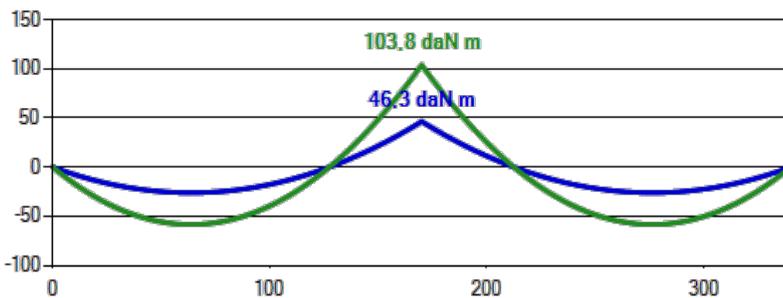
Momento max =  $46,3 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $170,0 \text{ cm}$

Carico taglio max =  $128,3 \div 128,3 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $136,3 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $170,0 \text{ cm}$



**SOLLECITAZIONI IN CONDIZIONE II**

Carico momento max =  $287,2 \div 287,2 \text{ daN/n}$

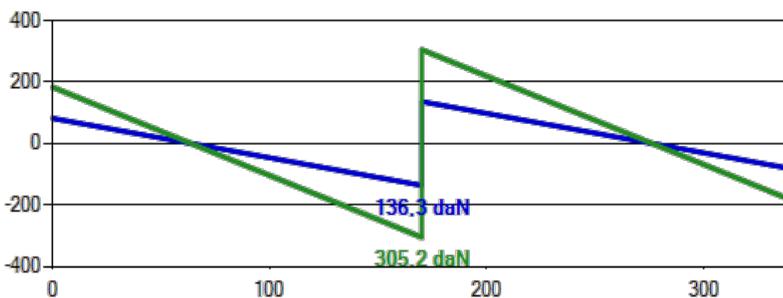
Momento max =  $103,8 \text{ daN m}$

Posizione momento max =  $170,0 \text{ cm}$

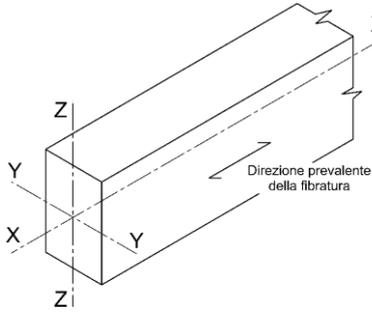
Carico taglio max =  $287,2 \div 287,2 \text{ daN/m}$

Taglio max =  $305,2 \text{ daN}$

Posizione taglio max =  $170,0 \text{ cm}$



## SEZIONE TRAVE – DEFORMAZIONI

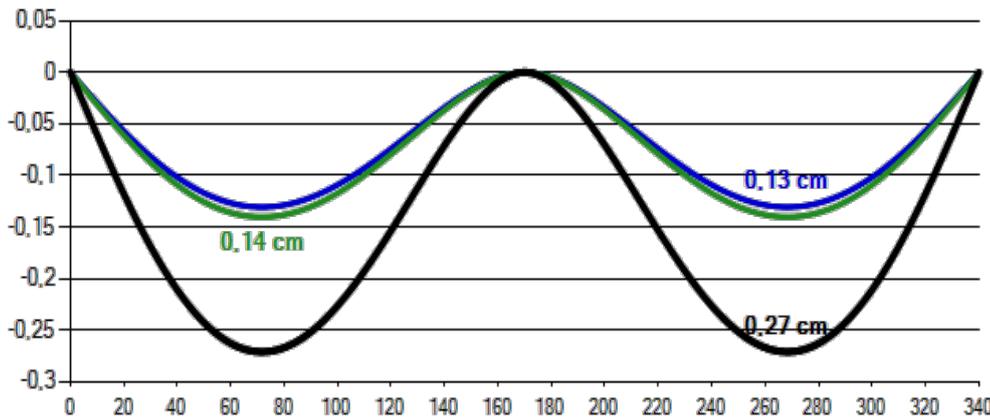


Area della sezione:  $A = 64,0 \text{ cm}^2$   
 Modulo di resistenza, YY:  $W_{yy} = 85,3 \text{ cm}^3$   
 Modulo di resistenza, ZZ:  $W_{zz} = 85,3 \text{ cm}^3$   
 Momento di inerzia, YY:  $J_{yy} = 341,3 \text{ cm}^4$   
 Momento di inerzia, ZZ:  $J_{zz} = 341,3 \text{ cm}^4$   
 Rotazione della sezione:  $\alpha = 0^\circ$



H=8 cm

B=8 cm



$u_{1,in,zz} = 0,13 \text{ cm}$   
 $u_{1,in,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{1,in} = 0,13 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,zz} = 0,14 \text{ cm}$   
 $u_{2,in,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{2,in} = 0,14 \text{ cm}$   
 $u_{net,zz} = 0,14 \text{ cm}$   
 $u_{net,yy} = 0,00 \text{ cm}$   
 $u_{net,in} = 0,14 \text{ cm}$

## VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

Momento sollecitante:  $M_{ed,I} \div k_{mod,G} < M_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow M_{ed} = 103,8 \text{ daN m}$

Tensioni di progetto:  $\sigma_{m,y,d} = 121,6 \text{ daN/cm}^2$   $\sigma_{m,z,d} = 0,0 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti moltiplicativi resistenze:  $k_{h,H} = 1,134$   $k_{h,B} = 1,134$

Resistenze di progetto:  $f_{m,y,d} = 145,1 \text{ daN/cm}^2$   $f_{m,z,d} = 145,1 \text{ daN/cm}^2$

Altri coefficienti:  $k_m = 0,7$   $k_{crit} = 1,000$

Taglio sollecitante:  $V_{ed,I} \div k_{mod,G} < V_{ed,II} \div k_{mod,Q} \rightarrow$  Condizione più gravosa: II  $\rightarrow V_{ed} = 305,2 \text{ daN}$

Tensione e resistenza di progetto:  $\tau_d = 10,7 \text{ daN/cm}^2$   $f_{v,d} = 19,7 \text{ daN/cm}^2$

Coefficienti di combinazione:  $\psi_{01}=0,5$  -  $\psi_{11}=0,2$  -  $\psi_{21}=0$

Freccia totale istantanea e finale:  $u_{net} = 0,27 \text{ cm} = L/626$   $u_{fin} = 0,38 \text{ cm} = L/452$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO		VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	
$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,84 < 1,00	$u_{2,in} \leq L/300$	0,14 cm < 0,57 cm
$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1$	0,59 < 1,00	$u_{net,fin} \leq L/250$	0,38 cm < 0,68 cm
$\frac{\sigma_{m,d}}{k_{crit,m} f_{m,d}} \leq 1$	0,84 < 1,00	$u_{2,fin} \leq L/200$	0,14 cm < 0,85 cm
$\tau_d \leq f_{v,d}$	10,68 < 19,73		