



**ERP Massa Carrara SpA**

Finanziamento Ex Art 14 Delibera Lode nr 11/2016

**MANUTENZIONE STRAORDINARIA DI FABBRICATO  
CON RIFACIMENTO DI COPERTURA, ARPIOLA  
VIA VECCHIA 29, MULAZZO (MS)**

A8 Relazione di Calcolo

Data 23/01/2017	Rev. B	ID Documento 1006.00.U0.ST.005	Status VALIDATO	Validazione Prot. 871 del 23/01/2017
Il RdP Geom. Ezio Filippi			Il Progettista Dott. Ing. Roberto Giacomelli	

**ST.005**

---

This Page Intentionally Left Blank



E.R.P. MASSA CARRARA S.p.A.

Edilizia Residenziale Pubblica Massa Carrara

Finanziamento Ex Art. 14 Delibera Lode n. 11/2016

---

Intervento di manutenzione straordinaria  
al fabbricato di Via Vecchia, 29 nel Comune di Mulazzo  
in località Arpiola

CIG – — CUP –

---

A8 Relazione di Calcolo

*Servizio Sicurezza Impianti Strutture*

Servizio Sicurezza Impianti Strutture  
Ufficio Strutture

---

Questo documento si compone di 24 pagine numerate;  
Identificazione documento: 1006.00.U0.ST.005;  
Data di emissione del documento: 23/01/2017.

# Indice

<b>1</b>	<b>Dati generali</b>	8
1.1	Dati del sito	8
1.2	Vita nominale e classe d'uso	9
1.3	Soggetti responsabili dell'intervento	9
<b>2</b>	<b>Principali riferimenti normativi</b>	9
<b>3</b>	<b>Unità di misura</b>	9
<b>4</b>	<b>Azioni di progetto</b>	10
4.1	Azioni statiche	10
4.1.1	Azione del vento	10
4.1.2	Azione della neve	10
4.1.3	Azioni sulla copertura	10
4.2	Azione sismica	11
4.2.1	Tempo di ritorno	11
4.2.2	Pericolosità del sito	11
4.2.3	Spettri sismici di progetto	13
4.3	Azioni accidentali	13
<b>5</b>	<b>Verifiche elementi in legno</b>	13
5.1	Sistema di copertura	14
5.2	Verifica rompitratta di falda	14
5.2.1	Stato limite di esercizio	15
5.2.2	Stato limite ultimo	15
5.2.3	Verifica collegamento di appoggio	18
5.2.4	Resistenza dell'appoggio intermedio	19
5.3	Colonnine di sostegno	19
5.3.1	Ancoraggio di base	20
5.4	Travicello	22
5.4.1	Stato limite di esercizio	22
5.4.2	Stato limite ultimo	23
5.4.3	Verifica collegamento su tirante	23
5.4.4	Resistenza all'appoggio in gronda	23
5.4.5	Specifiche rondella	24

## Elenco delle tabelle

1	Carichi falde di copertura. . . . .	11
2	Valori del tempo di ritorno $T_R$ in funzione dello stato limite assumendo il periodo di riferimento $V_R = 50$ anni. . . . .	12
3	I parametri della maglia di appartenenza del sito con $T_T = 475$ anni . . . . .	12
4	I parametri sismici per il sito di progetto per i quattro stati limite. . . . .	13
5	Valori caratteristici degli spettri elastici per i vari stati limite. . . . .	13

## Elenco delle figure

1	Planimetria catastale del sito tratta dalla cartografia della Regione Toscana. L'edificio è individuato al foglio 34 del comune di Mulazzo al mappale 197. L'allineamento longitudinale dell'edificio è leggermente inclinato verso est. . . . .	8
2	La maglia S1 per la località di Arpiola tratta dal sito web dell'Istituto di Geofisica e vulcanologia <a href="http://esse1.mi.ingv.it">http://esse1.mi.ingv.it</a> . . . . .	11
3	Immagine presa dal sistema cartografico regionale residente sul server web denominato Geoscopio <a href="http://www502.regione.toscana.it/geoscopio/cartoteca.html">http://www502.regione.toscana.it/geoscopio/cartoteca.html</a> , per la determinazione delle coordinate geografiche del punto rappresentativo della posizione dell'edificio in località Arpiola, nel datum WGS1984. Le coordinate sono state poi trasformate nel datum ED50 con il programma Traspunto. Le coordinate appaiono come angoli sessadecimali. L'immagine riporta anche l'altimetria del sito attraverso isoipse. . . . .	12
4	Spettri elastici relativi al sito per tutti gli stati limite di progetto previsti dalla norma NTC 2008. . . . .	14
5	Convenzione sui nomi degli assi locali della sezione utilizzate per la verifica delle travi in legno lamellare. . . . .	15
6	Appoggio intermedio delle travi in legno lamellare dei rompitratta per il sostegno dei pannelli di copertura. La colonnina in legno lamellare ha la stessa sezione della trave di rompitratta ed è vincolata in corrispondenza planimetrica con i pannelli portanti prefabbricati della struttura degli edifici. La sezione orizzontale H – H è riportata nella figura 7. Il disegno è in scala 1:10. . . . .	19
7	Sezione orizzontale della colonnina di sostegno delle travi di rompitratta in legno lamellare. Si riconoscono i due ancoranti meccanici M12 alla base dell'elemento per la stabilità nella condizione di carico vento. Il disegno è in scala 1:5. . . . .	21

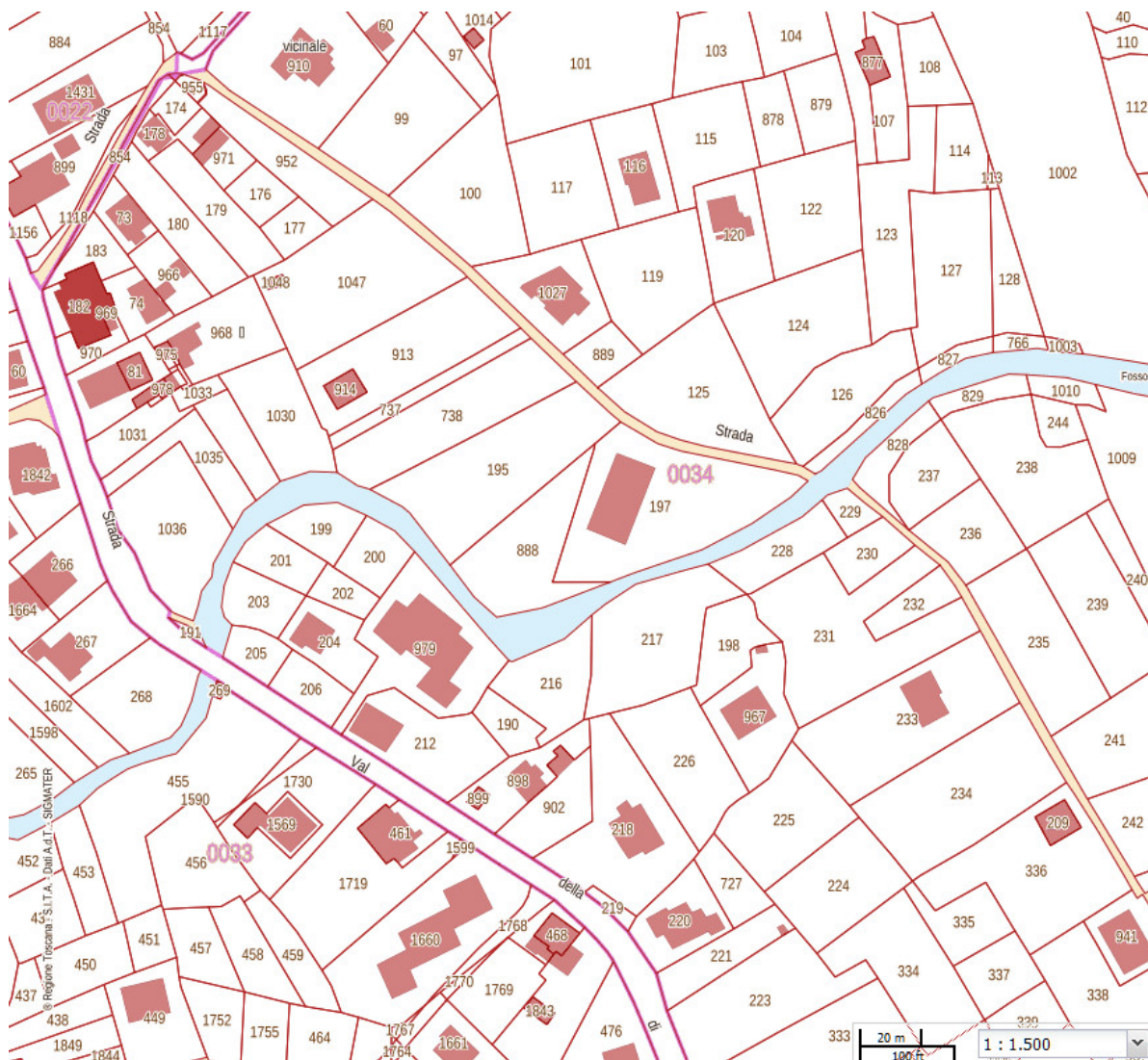


FIGURA 1 – Planimetria catastale del sito tratta dalla cartografia della Regione Toscana. L'edificio è individuato al foglio 34 del comune di Mulazzo al mappale 197. L'allineamento longitudinale dell'edificio è leggermente inclinato verso est.

## 1 Dati generali

L'edificio oggetto d'intervento è situato nel Comune di Mulazzo in località Arpiola, in Via Vecchia, 29. Esso è individuato al foglio 34 del comune di Mulazzo (MS) al mappale 197, come illustrato dall'estratto riportato in figura 1.

Si tratta di un blocco residenziale parallelepipedo composto da tre piani fuori terra per complessivi 12 alloggi, quattro per ciascun piano, raggiungibili con il vano scala centrale a doppia rampa.

Al fabbricato, la cui costruzione risale al 1984, si accede da Via Vecchia. La pianta è rettangolare di dimensioni  $25,86 \times 15,65$  m con un'altezza di gronda di circa 10,30 m con riferimento alle gronde longitudinali di altezza costante.

### 1.1 Dati del sito

L'altitudine del sito vale circa  $a_s = 145$  m mentre la distanza dalla linea di costa è di circa 27,9 km.

Il sito ricade dal punto di vista sismico in zona 2 secondo la classificazione regionale approvata con Delibera G.R. del 26/05/2014, n. 421 — discendente dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003 — pubblicata sul BURT Parte Seconda n. 22 del 4/06/2014. Le coordinate geografiche del sito sono  $\varphi = 44^\circ 18' 25,25''$  latitudine nord e  $\lambda = 9^\circ 55' 43,47''$  longitudine est nel datum ED50, ai fini della determinazione degli spettri sismici di progetto (vedi la sezione 4.2 a pagina 11), secondo le prescrizioni di NTC 2008.



## 1.2 Vita nominale e classe d'uso

Nella progettazione si è assunto per il parametro vita nominale dell'edificio il valore  $V_N = 50$  anni, e un coefficiente d'uso  $C_U$  pari ad 1 ovvero edificio di classe II "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali".

## 1.3 Soggetti responsabili dell'intervento

Nella seguente tabella sono riportati i soggetti responsabili del progetto e della Direzione dei Lavori. Il responsabile unico del procedimento è Geom. Ezio Filippi, Direttore Generale dell'azienda.

Proprietà: .....	Comune di Mulazzo
Gestore e soggetto attuatore: .....	ERP Massa Carrara SpA
Responsabile unico del procedimento: .....	Geom. Ezio Filippi
Progetto Architettonico: .....	Dott. Arch. Manuela Bertocchi
Direzione Lavori Architettonica: .....	Dott. Arch. Manuela Bertocchi
Progetto delle strutture: .....	Dott. Ing. Roberto Giacomelli
Direzione dei Lavori Strutturale: .....	Dott. Ing. Roberto Giacomelli
Impresa costruttrice: .....	Ditta ... Via ... ... (..)

## 2 Principali riferimenti normativi

- **Legge N. 1086 del 5/11/1971** – Norme per la disciplina delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- **Legge N. 64 del 2/02/1974** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri N. 3274 del 20/03/2003** – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzione in zona sismica.
- **D.M. 14/01/2008** – Norme tecniche per le costruzioni (G.U. del 4/02/2008 n. 29 – suppl.).
- **Circolare 2/02/2009** – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" (G.U. n. 47 del 26/02/2009 Suppl. Ord. n. 27).
- **Eurocodice 3 UNI EN 1993-1-3, gennaio 2006 con errata corrige AC:2009** – Progettazione delle strutture in acciaio, Parte 1-3: Regole generali - regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo.
- **Eurocodice 5 UNI EN 1995-1-1, marzo 2009** – Progettazione delle strutture di legno, Parte 1-1: Regole generali - regole comuni e regole per gli edifici.

## 3 Unità di misura

Sia per le verifiche che per la costruzione dei modelli di analisi strutturale, si adottano le unità di misura del Sistema Internazionale SI.

- Forza: N
- Distanza: m
- Tempo: s

## 4 Azioni di progetto

In questa sezione vengono definite le azioni di progetto sulla base delle prescrizioni del Capitolo 3 della norma D.M. 14/01/2008 e suddivise in pesi strutturali  $G_1$ , pesi permanenti non strutturali  $G_2$ , azioni variabili  $Q_k$ , azione del vento  $Q_{k,w}$ , azione della neve  $Q_{k,neve}$ , per procedere al corretto calcolo delle combinazioni agli stati limite.

Nel prossimo paragrafo 4.1 vengono definite le azioni statiche caratteristiche, mentre nel paragrafo 4.2 viene definita la pericolosità sismica attraverso gli spettri elastici per il sito di progetto.

### 4.1 Azioni statiche

#### 4.1.1 Azione del vento

La provincia di Massa Carrara è compresa in zona 3 (tabella 3.3.I di NTC 2008) pertanto la velocità e i parametri di riferimento risultano  $v_{b,0} = 27$  m/s,  $a_0 = 500$  m e  $k_a = 0,020$  1/s. Con l'altitudine del sito che vale  $a_s = 145$  m, si ricava che la velocità di riferimento è data dalla seguente espressione, con riferimento al punto 3.3 di NTC 2008:

$$v_b = v_{b,0} = 27 \text{ m/s.} \quad (1)$$

La pressione cinetica di riferimento, proporzionale al quadrato della velocità di riferimento e alla densità dell'aria  $\rho$  è:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} 1,25 \cdot 27^2 = 455,625 \text{ Pa} \quad (2)$$

Poiché il sito dell'edificio si trova a una distanza dal mare intorno a 27,9 km come indicato alla sezione 1.1 e la classe di rugosità è la B "Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive", si ricava che la categoria di esposizione è la III.

La pressione del vento  $P$  è proporzionale a  $c_e$ , il coefficiente di esposizione per la categoria scelta, a  $c_p$ , il coefficiente di forma pari a  $-0,40$  in aspirazione sulle falde di copertura (C3.3.10 Circ. 2/02/09), e a  $c_d$ , il coefficiente dinamico che può essere assunto pari a 1 (3.3.3).

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  secondo l'espressione 3.3.7 di NTC 2008 è funzione dell'altezza al suolo  $z$  e del coefficiente di topografia  $c_t$  che vale 1, e dei parametri  $k_r$ ,  $z_0$ , e  $z_{\min}$  della tabella 3.3.II per la categoria III:

$$c_e(z) = \begin{cases} k_r^2 c_t \log \frac{z}{z_0} \left( 7 + c_t \log \frac{z}{z_0} \right) & \text{per } z \geq z_{\min}, \\ c_e(z_{\min}) & \text{per } z < z_{\min}. \end{cases} \quad (3)$$

Essendo la copertura posizionata dal suolo a quota di circa  $z = 12$  m è  $z > z_{\min}$ , il coefficiente di esposizione è dato dalla seguente relazione dove il logaritmo è quello naturale:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \log \frac{z}{z_0} \left( 7 + c_t \log \frac{z}{z_0} \right) = 0,20^2 \cdot 1 \cdot \log \frac{12}{0,10} \left( 7 + 1 \cdot \log \frac{12}{0,10} \right) = 2,26. \quad (4)$$

Il valore della pressione del vento in aspirazione sulle falde di copertura dell'edificio perciò risulta:

$$P = q_b c_e c_p c_d = 455,625 \cdot 2,26 \cdot -0,40 \cdot 1 = -412 \text{ Pa.} \quad (5)$$

#### 4.1.2 Azione della neve

Il sito di costruzione è in zona II con altitudine  $a_s = 145$  m dunque il valore caratteristico dell'azione verticale delle neve è (3.4.2 della NTC 2008):

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2. \quad (6)$$

Assumendo per i coefficienti termico  $C_t$  (3.4.4) e di esposizione  $C_E$  (3.4.3) il valore unitario, il carico neve si ottiene considerando un terzo coefficiente di forma  $\mu_i$  pari a 0,80 per il caso di copertura a due falde con inclinazione inferiore  $\alpha < 30^\circ$ . In definitiva l'azione variabile relativa alla neve, diretta in verticale in proiezione sul piano orizzontale sulle falde di copertura vale:

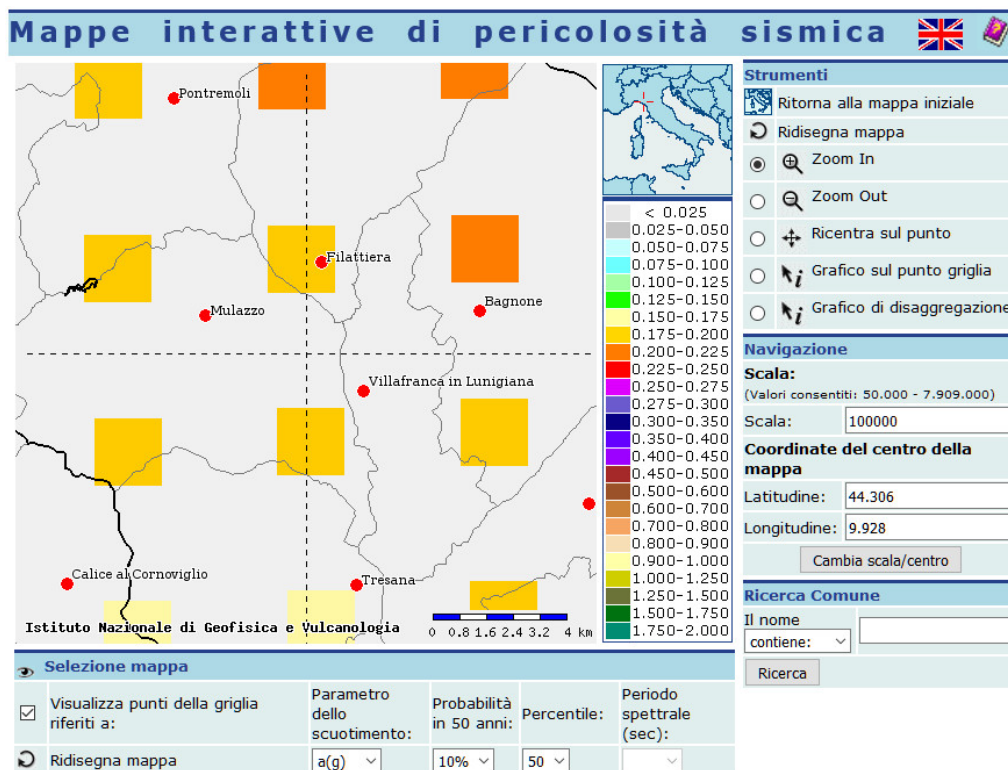
$$q_s = \mu_i q_{sk} C_E C_t = 0,80 \cdot 1,00 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = 0,80 \text{ kN/m}^2 \quad (7)$$

#### 4.1.3 Azioni sulla copertura

Vengono riportati i valori dei carichi statici verticali di progetto per unità di superficie. In particolare la tabella 1 riporta le azioni da considerare per le verifiche degli elementi delle nuove falde di copertura.

TABELLA 1 – Carichi falde di copertura.

N.	Descrizione carico	Tipo	Valore (kN/m <sup>2</sup> )
1	Pannello	$G_1$	0,15
2	Neve ( $q \leq 1000$ m)	$Q_k$	1,00
3	Vento	$Q_k$	-0,42

FIGURA 2 – La maglia S1 per la località di Arpiola tratta dal sito web dell'Istituto di Geofisica e vulcanologia <http://esse1.mi.ingv.it>.

## 4.2 Azione sismica

### 4.2.1 Tempo di ritorno

Per la valutazione dei parametri sismici si fa riferimento a un valore della vita nominale degli edifici  $V_N = 50$  anni (2.4 di NTC 2008). In conseguenza, assumendo il coefficiente d'uso  $C_U$  pari a 1 (ovvero di classe II<sup>1</sup>) ne deriva che il periodo di riferimento  $V_R = V_N C_U = 50$  anni.

Il periodo di ritorno  $T_R$  dipende anche dallo stato limite considerato attraverso il valore della probabilità di superamento  $P_{V_R}$  (3.2.1 NTC 2008), secondo la seguente legge probabilistica nella quale il logaritmo a denominatore è quello naturale, che è stata sviluppata numericamente nella tabella 2:

$$T_R = -\frac{V_R}{\log(1 - P_{V_R})} \quad (8)$$

### 4.2.2 Pericolosità del sito

Il sito dell'intervento si trova compreso nella maglia individuata in tabella 3, definita dal progetto S1 dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia così come riportata nell'allegato B delle NTC 2008, e consultabile al sito <http://esse1.mi.ingv.it> da cui è stata estratta la figura 2.

Le coordinate geografiche ED50 del sito di Arpiola in Via Vecchia, 29 sono 44° 18' 25,25" latitudine nord e 9° 55' 43,47" longitudine est, ottenute dalla consultazione del sito della Regione Toscana nella sezione cartografica, come riportato nella figura 3, dopo aver effettuato la trasformazione delle coordinate geografiche dal sistema WGS1984 a quello adottato dall'INGV e quindi dalla norma NTC 2008 che corrisponde appunto all'ED50 (*European Datum 1950*), tramite il software *Traspunto* del Ministero

<sup>1</sup>“Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.”

TABELLA 2 – Valori del tempo di ritorno  $T_R$  in funzione dello stato limite assumendo il periodo di riferimento  $V_R = 50$  anni.

Stato limite	$P_{V_R}$	$T_R$ (anni)
SLO	81%	30,11
SLD	63%	50,29
SLV	10%	474,56
SLC	5%	974,79

TABELLA 3 – I parametri della maglia di appartenenza del sito con  $T_r = 475$  anni

	id punto	Distanza dal sito (km)	Long. $\lambda$	Lat. $\varphi$	$a_g/g$	$F_O$	$T_C^*$ (s)
$P$	sito	–	9,928 740°	44,307 013°	0,195 646	2,422	0,280
$P_1$	17376	2,68	9,9261°	44,3310°	0,1986	2,42	0,28
$P_2$	17377	6,08	9,9959°	44,3330°	0,2025	2,41	0,28
$P_3$	17598	2,89	9,9291°	44,2810°	0,1886	2,43	0,28
$P_4$	17599	6,19	9,9988°	44,2830°	0,1969	2,42	0,28

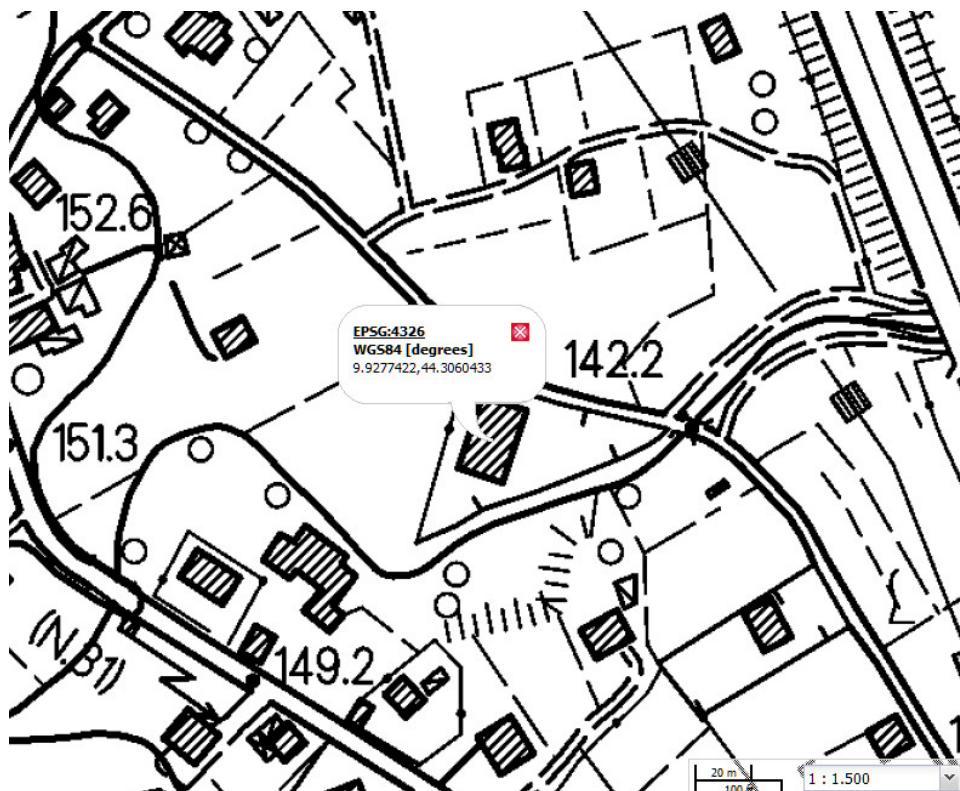


FIGURA 3 – Immagine presa dal sistema cartografico regionale residente sul server web denominato Geoscopio <http://www502.regione.toscana.it/geoscopio/cartoteca.html>, per la determinazione delle coordinate geografiche del punto rappresentativo della posizione dell’edificio in località Arpiola, nel datum WGS1984. Le coordinate sono state poi trasformate nel datum ED50 con il programma Traspunto. Le coordinate appaiono come angoli sessadecimali. L’immagine riporta anche l’altimetria del sito attraverso isoipse.

TABELLA 4 – I parametri sismici per il sito di progetto per i quattro stati limite.

$T_R$ (anni)	Stato limite	$a_g/g$	$F_o$	$T_C^*$ (s)
30	SLO (operatività)	0,058 83	2,428	0,240
50	SLD (danno)	0,076 56	2,436	0,250
475	SLV (salvaguardia della vita)	0,195 65	2,422	0,280
975	SLC (collasso)	0,251 84	2,427	0,280

TABELLA 5 – Valori caratteristici degli spettri elastici per i vari stati limite.

Stato Limite	$T_R$ (anni)	$S_s$	$C_c$	$T_B$ (s)	$T_C$ (s)	$T_D$ (s)	$S_e(0)$ (g)	$S_e(T_B) = S_e(T_C)$ (g)	$S_e(T_D)$ (g)
SLO	30	1,2000	1,4634	0,117	0,351	1,835	0,071	0,171	0,033
SLD	50	1,2000	1,4515	0,121	0,363	1,906	0,092	0,224	0,043
SLV	475	1,2000	1,4189	0,132	0,397	2,383	0,235	0,569	0,095
SLC	975	1,1556	1,4189	0,132	0,397	2,607	0,291	0,706	0,108

dell'Ambiente a opera del Dott. Ing. Alessandro Battistini. Tale programma è noto proprio per la sua precisione di conversione che rimane seconda solo ai pacchetti distribuiti dall'Istituto Geografico Militare, che comunque rimane intorno al metro.

Dalle coordinate del sito è possibile ricavare le terne dei parametri sismici locali per ciascuno stato limite previsto in progetto, attraverso la media pesata sull'inverso della distanza con i quattro punti della maglia di appartenenza. I parametri ottenuti sono riportati nella tabella 4.

Il calcolo è stato condotto con un apposito programma che si occupa di generare anche il grafico dello spettro, i cui risultati sono successivamente validati con il foglio di calcolo **Spettri-NTCver.1.0.3.xls**, disponibile sul sito internet del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici <http://www.cslp.it>.

La relazione utilizzata per determinare la distanza  $d_{ij}$  tra due punti  $P_i$  e  $P_j$  sulla superficie sferica terrestre note le rispettive coordinate  $(\lambda, \phi)$ , è la seguente (il fattore  $\rho$  è il raggio della sfera terrestre il cui valore tuttavia è ininfluenza sulla media pesata d'interpolazione poichè compare sia a denominatore che a numeratore):

$$d_{ij} = \rho \arccos(\sin \phi_i \sin \phi_j + \cos \phi_i \cos \phi_j \cos(\lambda_i - \lambda_j)) \quad (9)$$

### 4.2.3 Spettri sismici di progetto

Una volta determinati i parametri dell'azione sismica nel punto geografico corrispondente al sito della costruzione si possono ricavare gli spettri di progetto per le azioni orizzontali come indicato al 3.2.3.2.1 delle NTC 2008.

L'effetto locale si caratterizza con l'assunzione della categoria di suolo e topografiche. Come illustrato nella relazione geotecnica (sezione 4.2) la categoria di sottosuolo è la B, mentre quella topografica è la T1 ( $S_T = 1,0$ ).

In tabella 5 sono riportati i valori che caratterizzano gli spettri elastici per azioni orizzontali secondo la norma NTC 2008 ovvero i periodi notevoli  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$  ed i valori che lo spettro assume per essi e per  $T = 0$  s, espressi in frazione di  $g$ . Gli stessi spettri sono poi visualizzati nel grafico di figura 4. Gli spettri di progetto si ottengono da quelli elastici dividendo per il valore del fattore di struttura  $q$ .

Il valore di partenza dello spettro è dato dall'espressione  $a_g/g \cdot S_S S_T$ , dove  $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e  $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica, entrambe definiti al 3.2.3.2.1 della norma, mentre il valore di  $\eta$  è stato impostato ad 1.

## 4.3 Azioni accidentali

Non vi sono carichi accidentali da urto, esplosione e incendio che agiscano sulla struttura.

## 5 Verifiche elementi in legno

La tipologia della copertura è a capanna con il colmo di direzione longitudinale rispetto agli assi della pianta rettangolare dell'edificio, anche se nelle testate ci sono falde semplici con pendenza trasversale rivolta verso l'interno in corrispondenza del rientro del volume del fabbricato. Gli elementi in cemento amianto che la compongono verranno sostituiti da un pannello metallico di spessore pari a 4 cm sorretto

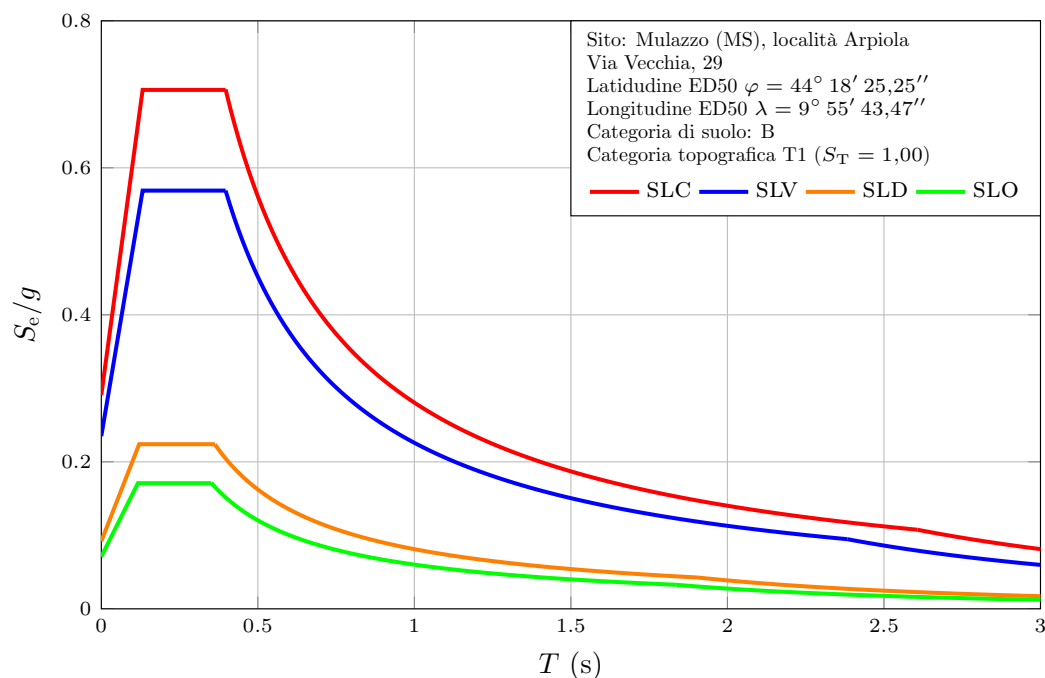


FIGURA 4 – Spettri elastici relativi al sito per tutti gli stati limite di progetto previsti dalla norma NTC 2008.

da travi in legno lamellare di rompitratta. Le falde manterranno la forma attuale per posizione in altezza e pendenza — che si aggira a circa il 10 %.

## 5.1 Sistema di copertura

Una volta rimosse le lastre in cemento amianto si prevede di porre in opera travi di legno lamellare della classe GL24H su i seguenti allineamenti longitudinali:

- linea di gronda: un travicello di sezione trapezia in legno lamellare di  $10 \times 12$  cm sarà l'interfaccia tra le strutture esistenti e i pannelli con funzione strutturale di dormiente sotto il carico neve e di trave inflessa sotto il carico vento in aspirazione;
- linea intermedia: una trave in legno lamellare di sezione  $10 \times 24$  cm sarà il rompitratta di metà della lunghezza delle falde per creare l'appoggio intermedio dei pannelli metallici;
- linea di colmo: due travicelli di sezione trapezia in legno lamellare di  $10 \times 12$  cm saranno l'interfaccia tra le strutture esistenti e i pannelli con funzione strutturale di dormiente sotto il carico neve e di trave inflessa sotto il carico vento in aspirazione.

Le travi in legno lamellare dei rompitratta di falda di sezione rettangolare di  $10 \times 24$  cm sono vincolate ai pannelli prefabbricati e a colonnine in legno intermedie tramite apposite scarpe in lamiera di acciaio tipo S250GD+Z.

La pianta della nuova copertura dell'edificio è riportata nella figura 3 a pagina 10 della relazione generale. In questa planimetria si possono leggere la disposizione delle travi in legno dei rompitratta longitudinali e dei travetti delle gronde frontali e di colmo.

In questo paragrafo si svolgono le verifiche allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio delle membrature considerando quelle maggiormente impegnate.

## 5.2 Verifica rompitratta di falda

La trave di rompitratta è in legno lamellare di classe GL24H di sezione rettangolare  $10 \times 24$  cm. L'asse è orizzontale ma è ruotato a costituire l'appoggio piano dei pannelli inclinati seconda la pendenza di falda di circa il 10,7% corrispondente a un angolo di  $6,11^\circ$ .

Per le verifiche si assumerà una luce di calcolo di 445 cm — che è la distanza assiale massima tra gli appoggi — e una competenza di metà della lunghezza di falda pari a circa 280 cm.

Le azioni da considerare nelle verifiche sono quelle definite nella sezione 4. In particolare, oltre al peso proprio della trave, le azioni sulla copertura per unità di superficie sono quelle riportate nella tabella 1 a pagina 11: il carico permanente strutturale del pannello di  $G_1 = 15$  daN/m<sup>2</sup>, l'azione variabile della neve pari a  $Q_{k,Neve} = 100$  daN/m<sup>2</sup> e l'azione variabile del vento di  $Q_{k,Vento} = -42$  daN/m<sup>2</sup>.

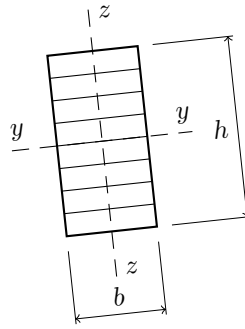


FIGURA 5 – Convenzione sui nomi degli assi locali della sezione utilizzate per la verifica delle travi in legno lamellare.

### 5.2.1 Stato limite di esercizio

Considerando la trave in semplice appoggio la verifica prevede il confronto tra la freccia istantanea  $u_{inst}$  con quella massima di progetto pari a  $1/300L$ , e tra la freccia a lungo termine  $u_{fin}$  con quella massima di  $1/250L$ , limitazioni desunte dalle prescrizioni dell'Eurocodice 5 per le strutture di copertura.

Per la luce massima  $l = 445$  cm e per l'interasse  $i = 2,80$  m. I carichi uniformi di progetto permanenti e variabili  $g$  e  $q$  sono (si è indicato con  $A$  l'area della sezione e con  $\gamma$  il peso di volume del legno lamellare):

$$g = G_1 i + A\gamma = 15 \cdot 2,80 + 0,10 \cdot 0,24 \cdot 380 = 51,12 \text{ daN/m} \quad (10)$$

$$q = Q_{k,Neve} i = 100 \cdot 2,80 = 280,00 \text{ daN/m} \quad (11)$$

I corrispondenti valori della freccia massima sono ottenuti con la seguente espressione tenendo conto sia della deformazione a flessione sia di quella a taglio:

$$u_{inst} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_{0,mean} J_x} + \chi \frac{ql^2}{8GA} \quad (12)$$

dove l'area della sezione è  $A = 10 \cdot 24 = 240 \text{ cm}^2$ , il momento di inerzia sull'asse forte è  $J_x = bh^3/12 = 11\,520 \text{ cm}^4$ , il modulo di taglio è  $G = 7200 \text{ daN/cm}^2$ , il modulo elastico è  $E_{0,mean} = 116\,000 \text{ daN/cm}^2$ , e il fattore di taglio per sezioni rettangolari vale  $\chi = 1,2$ .

La freccia per carico istantaneo permanente  $u_{g,inst}$  e la freccia per il carico istantaneo variabile  $u_{q,inst}$ , secondo l'espressione precedente e con i parametri elastici e geometrici riportati, valgono:

$$u_{g,inst} = f_m + f_v = 0,195 + 0,009 = 0,204 \text{ cm} \quad (13)$$

$$u_{q,inst} = f_m + f_v = 1,070 + 0,048 = 1,118 \text{ cm} \quad (14)$$

Disponendo dei valori di freccia istantanei è possibile ottenere i valori per la combinazione rara  $u_{inst}$  e per la combinazione quasi permanente  $u_{fin}$ , per lo stato limite di servizio, secondo l'Eurocodice 5 sezione 2.2:

$$u_{inst} = u_{g,inst} + u_{q,inst} = 1,322 \text{ cm} \quad (L/337 < L/300); \quad (15)$$

$$u_{fin} = u_{inst} + k_{def} u'_{inst} = \quad (16)$$

$$= u_{inst} + k_{def}(u_{g,inst} + \psi_2 u_{q,inst}) = 1,485 \text{ cm} \quad (L/300 < L/250). \quad (17)$$

dove il coefficiente di combinazione  $\psi_2 = 0,0$  come da tabella 2.5.I di NTC 2008, mentre il coefficiente  $k_{def} = 0,80$  come da tabella 4.4.V, per la classe di servizio 2 che è stata assegnata all'ambiente del sottotetto per umidità e temperatura.

### 5.2.2 Stato limite ultimo

Si esegue la verifica per due combinazioni di carico allo SLU, la prima con solo i carichi permanenti e la seconda con i carichi permanenti e quelli variabili per tener conto del valore diverso del coefficiente  $k_{mod}$  — a seconda delle condizioni di umidità e durata del carico — da cui dipende il valore della tensione di progetto limite  $f_{m,d}$ .

Secondo le azioni indicate a inizio paragrafo le combinazioni di carico di competenza della trave allo stato limite ultimo sono le seguenti:

$$q_1 = 1,30g_1 = 66,46 \text{ daN/m} \quad (18)$$

$$q_2 = 1,30g_1 + 1,50q_{neve} = 486,46 \text{ daN/m}. \quad (19)$$

Dalla tabella 4.4.IV di NTC 2008 si ricavano i due valori del coefficiente  $k_{\text{mod}}$  per la classe di servizio 2 e per le azioni permanenti e brevi rispettivamente:

$$k_{\text{mod},1} = 0,60 \rightarrow \text{permanente} \quad (20)$$

$$k_{\text{mod},2} = 0,90 \rightarrow \text{breve} \quad (21)$$

La caratteristica resistente per la sollecitazione di flessione  $f_{\text{m},d}$  è direttamente proporzionale al coefficiente  $k_{\text{mod}}$ , secondo l'espressione seguente:

$$X_d = k_{\text{mod}} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (22)$$

Alla sezione 4.4.8.1.6 di NTC 2008 sono riportate le relazioni di verifica per la sollecitazione di flessione come due combinazioni lineari basate sul coefficiente  $k_m$  — pari a 0,70 per le sezioni rettangolari — dei rapporti delle tensioni massime con le tensioni di progetto nei due piani principali della sezione individuati nella figura 5.

$$\begin{cases} \frac{\sigma_{\text{m},y,d}}{f_{\text{m},y,d}} + k_m \frac{\sigma_{\text{m},z,d}}{f_{\text{m},z,d}} \leq 1, \\ k_m \frac{\sigma_{\text{m},y,d}}{f_{\text{m},y,d}} + \frac{\sigma_{\text{m},z,d}}{f_{\text{m},z,d}} \leq 1. \end{cases} \quad (23)$$

Le sollecitazioni flessionali massime di progetto dipendono dai moduli di resistenza che per la sezione della trave valgono:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 24^2}{6} = 960 \text{ cm}^3; \quad (24)$$

$$W_z = \frac{hb^2}{6} = \frac{24 \cdot 10^2}{6} = 400 \text{ cm}^3. \quad (25)$$

Con le azioni uniformi delle due combinazioni come risulta dalle relazioni 18 e seguenti, i momenti flettenti nelle componenti nei piani di flessione valgono:

$$M_{1,y} = \cos \alpha \frac{ql^2}{8} = \cos 6,11^\circ \frac{66,46 \cdot 4,45^2}{8} = 163,57 \text{ daNm}; \quad (26)$$

$$M_{1,z} = \sin \alpha \frac{ql^2}{8} = \sin 6,11^\circ \frac{66,46 \cdot 4,45^2}{8} = 17,50 \text{ daNm}. \quad (27)$$

$$M_{2,y} = \cos \alpha \frac{ql^2}{8} = \cos 6,11^\circ \frac{486,46 \cdot 4,45^2}{8} = 1197,30 \text{ daNm}; \quad (28)$$

$$M_{2,z} = \sin \alpha \frac{ql^2}{8} = \sin 6,11^\circ \frac{486,46 \cdot 4,45^2}{8} = 128,11 \text{ daNm}. \quad (29)$$

Di conseguenza le tensioni sollecitanti per combinazione risultano essere:

$$\sigma_{1,y} = \frac{M_{1,y}}{W_y} = 17,04 \text{ daN/cm}^2; \quad (30)$$

$$\sigma_{1,z} = \frac{M_{1,z}}{W_z} = 4,38 \text{ daN/cm}^2. \quad (31)$$

$$\sigma_{2,y} = \frac{M_{2,y}}{W_y} = 124,72 \text{ daN/cm}^2; \quad (32)$$

$$\sigma_{2,z} = \frac{M_{2,z}}{W_z} = 32,03 \text{ daN/cm}^2. \quad (33)$$

Le tensioni di progetto  $f_{\text{m},d}$  possono essere corrette con il coefficiente  $k_h$  per tener conto che la sezione della trave ha dimensioni inferiori a quella di riferimento di 60 cm utilizzata per la determinazione statistica dei limiti del materiale, secondo la seguente formulazione dove l'altezza  $h$  è espressa in mm:

$$k_h = \min \left\{ \left( \frac{600}{h} \right)^{0,1}; 1,10 \right\}. \quad (34)$$

così per la sezione delle travi di rompitratta si ottiene:

$$\begin{cases} k_{h,y} = 1,096, \\ k_{h,z} = 1,100. \end{cases} \quad (35)$$



Le tensioni di progetto relative agli assi principali della sezione, assumendo un coefficiente parziale  $\gamma_M = 1,45$  e una tensione di progetto  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ , per le combinazioni 1 e 2 per ciascuno dei piani di flessione valgono:

$$f_{1,m,y,d} = k_{\text{mod},1} \frac{k_{h,y} f_{m,k}}{\gamma_M} = 108,84 \text{ daN/cm}^2, \quad (36)$$

$$f_{1,m,z,d} = k_{\text{mod},1} \frac{k_{h,y} f_{m,k}}{\gamma_M} = 109,24 \text{ daN/cm}^2; \quad (37)$$

$$f_{2,m,y,d} = k_{\text{mod},2} \frac{k_{h,y} f_{m,k}}{\gamma_M} = 163,26 \text{ daN/cm}^2, \quad (38)$$

$$f_{2,m,z,d} = k_{\text{mod},2} \frac{k_{h,y} f_{m,k}}{\gamma_M} = 163,86 \text{ daN/cm}^2. \quad (39)$$

La verifica, riprendendo le combinazioni lineari delle espressioni 23 ed inserendo i valori precedentemente ottenuti diventa:

$$\frac{\sigma_{1,y}}{f_{1,m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{1,z}}{f_{1,m,z,d}} = 0,18 \leq 1, \quad (40)$$

$$k_m \frac{\sigma_{1,y,d}}{f_{1,m,y,d}} + \frac{\sigma_{1,z}}{f_{1,m,z,d}} = 0,15 \leq 1; \quad (41)$$

$$\frac{\sigma_{2,y}}{f_{2,m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{2,z}}{f_{2,m,z,d}} = 0,90 \leq 1, \quad (42)$$

$$k_m \frac{\sigma_{2,y}}{f_{2,m,y,d}} + \frac{\sigma_{2,z}}{f_{2,m,z,d}} = 0,73 \leq 1. \quad (43)$$

Dalle relazioni riportate risulta che è più importante la flessione sul piano  $z - z$  dato il basso valore della pendenza di falda — si consulti la figura 5 per la posizione dei piani di flessione — e la combinazione 2 breve con carico neve.

La verifica secondo NTC 2008 a instabilità flessio-torsionale delle travi inflesse è obbligatoria e prevede di determinare il rapporto tra la tensione massima di calcolo  $\sigma_{m,d}$  con la tensione resistente di progetto  $f_{m,d}$  moltiplicata per il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di trave  $k_{\text{crit},m}$ , secondo il piano debole della sezione. Tuttavia le travi sono vincolate superiormente al tavolato perciò non sono soggette al fenomeno.

La verifica al taglio nelle sezioni agli appoggi in modo semplificato consiste nel controllo della tensione tangenziale  $\tau$  nei confronti con quella di progetto del materiale. La caratteristica di sollecitazione in combinazione 1 (permanenti) e 2 (brevi) vale:

$$V_1 = \frac{q_1 l}{2} = \frac{66,46 \cdot 4,45}{2} = 147,86 \text{ daN}, \quad (44)$$

$$V_2 = \frac{q_2 l}{2} = \frac{486,46 \cdot 4,45}{2} = 1082,36 \text{ daN}. \quad (45)$$

Le tensioni tangenziali limite, funzione oltre che del materiale anche delle condizioni di umidità e di durata del carico con i coefficienti  $k_{\text{mod}}$ , sono dati dalle seguenti espressioni dove per  $f_{vk}$  si è assunto il valore di  $27 \text{ daN/cm}^2$  come riportato nella tabella 1 a pagina 11 sulle caratteristiche del legno lamellare della sezione 4 della relazione sui materiali impiegati:

$$f_{1,vd} = \frac{k_{\text{mod}1} f_{vk}}{\gamma_m} = 11,17 \text{ daN/cm}^2, \quad (46)$$

$$f_{2,vd} = \frac{k_{\text{mod}2} f_{vk}}{\gamma_m} = 16,76 \text{ daN/cm}^2. \quad (47)$$

Le tensioni tangenziali di sollecitazione per le due combinazioni sono inferiori alle tensioni limite e quindi la verifica può dirsi soddisfatta:

$$\tau_1 = 1,5 \frac{V_1}{bh} = 1,5 \frac{147,86}{10 \cdot 24} = 0,92 \text{ daN/cm}^2 < 11,17 \text{ daN/cm}^2, \quad (48)$$

$$\tau_2 = 1,5 \frac{V_2}{bh} = 1,5 \frac{1082,36}{10 \cdot 24} = 6,76 \text{ daN/cm}^2 < 16,76 \text{ daN/cm}^2. \quad (49)$$

Le verifiche sulla trave di rompitratta risultano soddisfatte. Si controlla adesso la resistenza del collegamento di estremità formato con scarpa metallica in lamiera di acciaio di spessore 2 mm.

### 5.2.3 Verifica collegamento di appoggio

Le travi in legno lamellare di rompitratta sono vincolate agli estremi — si consulti il particolare 3 della tavola ST2 — sui muri di testata realizzati con pannello prefabbricato, mediante scarpe in acciaio S250GD+Z — materiale a norma EN 10326 inserito nella tabella 3.1b dell'Eurocodice 3 parte 1-3 — di spessore 2 mm e larghezza interna pari a quella della trave di 100 mm ed altezza di 160 mm, di tipo ad ali esterne, fissata al calcestruzzo armato mediante n. 4 ancoraggi M12 di classe 8.8 tipo Fisher FAZ II o Hilti HST.

La verifica del collegamento a stato limite ultimo prevede tre modalità di rottura: il rifollamento della lamiera a contatto con i bulloni, la rottura a trazione della lamiera nella sezione netta, e la rottura a taglio degli ancoranti M12.

Il valore massimo in combinazione SLU del taglio agente agli appoggi delle travi è stato determinato con i valori delle azioni per unità di superficie riportati nella sezione precedente con area di competenza di  $A_c = l/2 \times i = 3,80/2 \times 2,80 = 5,32 \text{ m}^2$ . Risulta quindi l'azione di progetto a taglio seguente in combinazione 2:  $F_{v,Ed} = 486,46 \cdot 3,80/2 = 925 \text{ daN}$ .

L'azione massima di taglio sul singolo ancorante è  $F_{v,Ed}/4 = 232 \text{ daN}$ .

**Rifollamento lamiera** Secondo la tabella 8.4 della norma UNI EN 1993-1-3:2006 — la norma europea dell'Eurocodice 3 dedicata ai profili in lamiera sottile sagomati a freddo — la resistenza a rifollamento è data dalla seguente espressione:

$$F_{b,Rd} = 2,5 \alpha_b k_t f_u d t / \gamma_{M2} = \quad (50)$$

$$= 2,5 \cdot 0,67 \cdot 1 \cdot 330 \cdot 12 \cdot 2 / 1,25 = \quad (51)$$

$$= 10 613 \text{ N} > F_{v,Ed}/4 = 2320 \text{ N}. \quad (52)$$

I termini dell'equazione di verifica sono i seguenti:  $\alpha_b$  è il minimo valore tra 1 e  $e_1/3d$  dove  $e_1 = 20 \text{ mm}$  è la distanza tra il centro del bullone ed il bordo in direzione della forza, e  $d = 12 \text{ mm}$  è il diametro del bullone e risulta essere pari a 0,67. Il paramentro  $k$  è uguale ad 1 per lamiere di spessore superiore a 1,25 mm, la tensione  $f_u = 330 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza ultima della lamiera e  $t$  è lo spessore della lamiera.

**Rottura sezione netta** La tabella 8.4 dell'Eurocodice 3 parte 1-3 fornisce la relazione per determinare la resistenza alla rottura per trazione della sezione netta della lamiera:

$$F_{n,Rd} = \left( 1 + 3r \left( \frac{d_0}{u} - 0,3 \right) \right) A_{net} f_u / \gamma_{M2}; \quad \text{con} \quad (53)$$

$$\left( 1 + 3r \left( \frac{d_0}{u} - 0,3 \right) \right) \leq 1. \quad (54)$$

dove  $r$  è il rapporto tra il numero dei bulloni attraversati dalla sezione trasversale di rottura e il numero dei bulloni complessivi del collegamento. Considerando cautelativamente la sezione di lamiera del singolo risolto con  $r = 1$ . Per  $d_0 = 13 \text{ mm}$  si intende il diametro del foro, con  $u = 2e_2 \leq p_2$  il doppio della distanza dal bordo dell'asse del bullone pari a 19,5 mm, con  $A_{net} = 2,0(39 - 13) \text{ mm}^2 = 52 \text{ mm}^2$  l'area netta della sezione retta pari alla sezione di lamiera detratta dell'area del bullone, e con  $f_u = 330 \text{ N/mm}^2$  la resistenza ultima della lamiera.

In termini numerici si ottiene:

$$F_{n,Rd} = \left( 1 + 3 \cdot 1 \left( \frac{13}{39} - 0,3 \right) \right) 52,0 \cdot 330 / 1,25 = \quad (55)$$

$$= 0,81 \cdot 52,0 \cdot 330 / 1,25 = 11 120 \text{ N} > F_{v,Ed}/4 = 2320 \text{ N}. \quad (56)$$

**Verifica a taglio del bullone** La stessa tabella 8.4 dell'Eurocodice 3 parte 1-3 fornisce la relazione per determinare la resistenza alla rottura a taglio del bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{ub} A_s / \gamma_{M2} = \quad (57)$$

$$= 0,6 \cdot 640 \cdot 58 / 1,25 = 25 900 \text{ N} > F_{v,Ed}/4 = 2320 \text{ N}. \quad (58)$$

dove  $f_{ub} = 640 \text{ N/mm}^2$  è la resistenza ultima del materiale del bullone di classe 8.8,  $A_s = 84,3 \text{ mm}^2$  è l'area resistente del bullone M12.

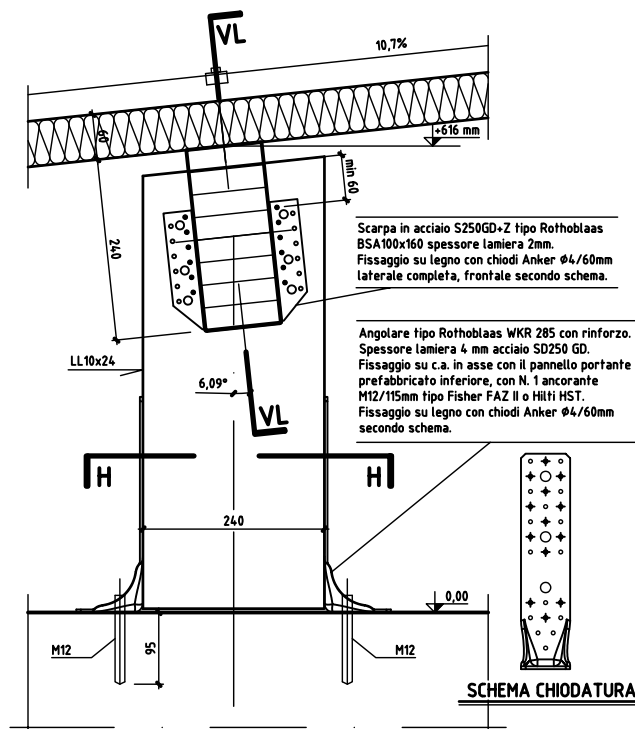


FIGURA 6 – Appoggio intermedio delle travi in legno lamellare dei rompitratta per il sostegno dei pannelli di copertura. La colonnina in legno lamellare ha la stessa sezione della trave di rompitratta ed è vincolata in corrispondenza planimetrica con i pannelli portanti prefabbricati della struttura degli edifici. La sezione orizzontale H – H è riportata nella figura 7. Il disegno è in scala 1:10.

### 5.2.4 Resistenza dell'appoggio intermedio

L'appoggio intermedio delle travi rompitratta è costituito da una scarpa metallica in acciaio S250GD+Z fissata a un elemento ligneo verticale chiamato *colonnina*, tramite chiodi per legno ad aderenza migliorata EN 14592 denominato Anker, di diametro 4 mm e lunghezza di 60 mm — si veda il particolare 2 della tavola ST2.

Secondo l'Eurocodice 5 la resistenza caratteristica per mezzo di unione è la resistenza minima tra la rottura delle fibre del legno per rifollamento e la rottura per rifollamento delle fibre associata alla plasticizzazione del gambo del chiodo, in questo caso di valore superiore al precedente in considerazione della lunghezza del gambo scelta per i chiodi.

La resistenza per singolo mezzo di unione è data dall'espressione seguente in funzione della resistenza caratteristica  $f_{h,k}$ :

$$F_{V,Rk} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,4f_{h,k}t_1d \\ 1,15\sqrt{2M_{y,Rk}f_{h,k}d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \end{array} \right. \quad (59)$$

dove  $t_1 = 55$  mm è la penetrazione del chiodo calcolata considerando lo spessore della testa e della lamiera,  $d = 4$  mm è il diametro del chiodo, e  $f_{h,k}$  è calcolata tenendo in conto della densità del legno pari a  $\rho_k = 380$  kg/m<sup>3</sup> con l'espressione:

$$f_{h,k} = 0,082\rho_k d^{-0,30} = 20,56 \text{ N/mm}^2. \quad (60)$$

La resistenza di progetto nella condizione di carico dovuta alla neve di tipo breve con  $k_{mod} = 0,90$  e il coefficiente  $\gamma_m = 1,45$  per il legno lamellare è:

$$F_{V,Rd} = \frac{k_{mod}F_{V,Rk}}{\gamma_m} = 1,02 \text{ kN}. \quad (61)$$

L'insieme della chiodatura di 6 mezzi di unione per lato per la connessione a scarpa metallica porta la resistenza del giunto a taglio al valore di  $F_{Rd} = 12 \cdot 1,02 = 12,24$  kN da confrontare con la sollecitazione determinata alla sezione precedente all'equazione (45), di  $V_2 = 10,82$  kN, pertanto la verifica è soddisfatta allo stato limite ultimo.

## 5.3 Colonnine di sostegno

Le travi di rompitratta sono sostenute da colonnine in legno lamellare fissate all'orizzontamento di sottotetto con n. 2 ancoranti meccanici M12 tipo Hilti HST o Fisher FAZ II, come riportato in figura 6.

Esse scaricano il peso della neve o il carico in aspirazione dovuto al vento in corrispondenza dei pannelli portanti della struttura prefabbricata degli edifici, evitando di impegnare i solai.

La sezione rettangolare delle colonnine è la stessa di quelle delle travi  $10 \times 24$  cm mentre la loro altezza è di circa 50 cm. Il massimo carico assiale di progetto è  $N_{Ed} = 2200$  daN relativo alla combinazione con carico neve e pari al doppio del valore del taglio di progetto riportato nell'equazione (45).

La verifica a compressione per stabilità dell'equilibrio è descritta al 4.4.8.2.2 delle NTC 2008, e si scrive in termini di rapporto di resistenza con al numeratore la tensione di sollecitazione  $\sigma_{c,0,d}$  e a denominatore la tensione resistente a compressione del materiale  $f_{c,0,d}$  ridotta con il coefficiente di stabilità  $k_{crit,c}$ . La verifica a stato limite ultimo è soddisfatta infatti risulta:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{crit,c} f_{c,0,d}} = \frac{0,92}{1 \cdot 14,9} = 0,062 < 1 \quad (62)$$

dove i termini dell'espressione di verifica sono così determinati: la tensione di compressione sulla colonna vale:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Ed}}{A} = \frac{22000}{100 \cdot 240} = 0,92 \text{ N/mm}^2. \quad (63)$$

La tensione limite a compressione di progetto ridotta in base alla classe di servizio 2 per la combinazione breve e dal coefficiente parziale del materiale, vale:

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} \cdot f_{c,0,k}}{\gamma_M} = \frac{0,90 \cdot 24}{1,45} = 14,9 \text{ N/mm}^2. \quad (64)$$

Rimane il  $k_{crit,c}$  che dipende (vedi il paragrafo 4.4.8.2.2 di NTC 2008) in primo luogo dalla snellezza relativa denominata  $\lambda_{rel}$  a sua volta funzione della snellezza e del modulo elastico parallelo caratteristico con frattile al 5%  $E_{0,05}$ :

$$\lambda_{rel,c} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{7,5}{\pi} \sqrt{\frac{24}{9400}} = 0,121. \quad (65)$$

dove  $\lambda$  è la massima snellezza della colonna che in effetti è vincolata con un'asta in legno nella mezzera sia in direzione del piano verticale longitudinale contenente il telaio, sia in direzione trasversale. Cautelativamente si assume come non efficace il vincolo di mezzera pertanto la snellezza massima considera l'intera altezza dell'elemento supposto vincolato agli estremi con cerniere.

$$\lambda = \frac{L}{\rho} = \frac{52}{6,93} = 7,5. \quad (66)$$

Il raggio d'inerzia si è calcolato con:

$$\rho = \sqrt{\frac{J_{min}}{A}} = \sqrt{\frac{11520}{10 \cdot 24}} = 6,93 \text{ cm}. \quad (67)$$

Il valore di  $k_{crit,c}$  dato dalla norma è 1 poiché  $\lambda_{rel,c} \leq 0,75$ .

### 5.3.1 Ancoraggio di base

Il vincolo al piede delle colonnine è costituito da angolari irrigiditi in lamiera d'acciaio di spessore 4 mm di classe S250 GD +Z275 – secondo la norma EN 10326. L'unione con l'elemento in legno è realizzata con chiodi strutturali per legno ad aderenza migliorata denominati Anker, del diametro di 4 mm e della lunghezza di 60 mm, mentre il fissaggio alle strutture esistenti delle travi o dei cordoli dell'impalcato di sottotetto è realizzato con n. 2 ancoraggi meccanici M12 tipo Fisher FAZ II o Hilti HST. In questo paragrafo si verificano le coppie di ancoranti sul materiale base di calcestruzzo ipotizzato di classe C20/25 nelle condizioni fessurate perché le testate dei pannelli di calcestruzzo hanno un regime di tensione interno praticamente nullo mentre la tensione esercitata dall'ancorante meccanico è di trazione.

La sollecitazione del collegamento di base più sfavorevole sugli ancoraggi è quella di trazione per carico vento che, trascurando i pesi propri favorevoli, è pari all'area di competenza massima non superiore a  $12 \text{ m}^2$  moltiplicata per l'azione del vento amplificata del coefficiente  $\gamma_q = 1,5$ , ovvero  $2N_{Sd} = 12,00 \cdot 1,5 \cdot 42 \text{ daN/m}^2 = 7,56 \text{ kN}$ . L'azione del vento per unità di superficie può essere reperita dalla sezione 4.1.1 a pagina 10 della presente relazione. Il singolo ancorante è sollecitato dalla forza diretta verso l'alto  $N_{Sd} = 3,8 \text{ kN}$ .

La resistenza degli ancoranti visibili nella figura 7 è quella minima fra quelle dei diversi tipi di rottura. Con riferimento alla norma Annex C ETAG 001 "Guideline for European Technical Approval of Metal Anchors for Use in Concrete" e alle specifiche dell'Hilti HST definite nella ETA-98/0001, i meccanismi di rottura sono 4 in relazione al metodo di progetto A.

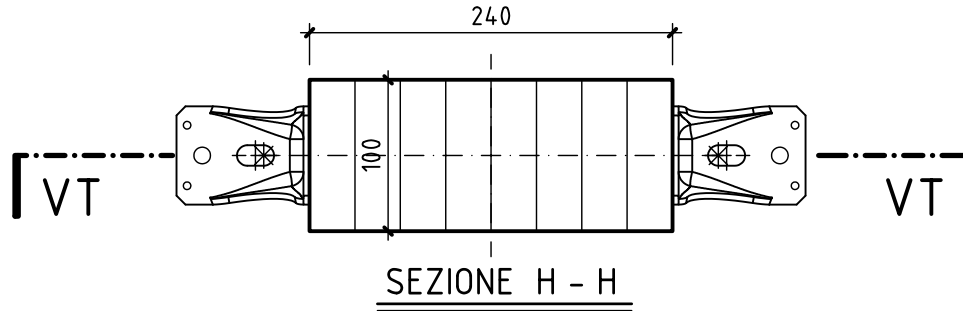


FIGURA 7 – Sezione orizzontale della colonnina di sostegno delle travi di rompitratta in legno lamellare. Si riconoscono i due ancoranti meccanici M12 alla base dell'elemento per la stabilità nella condizione di carico vento. Il disegno è in scala 1:5.

La rottura dell'acciaio è definita dal seguente stato limite ultimo:

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = \frac{45}{1,50} = 30 \text{ kN} > 3,80 \text{ kN}. \quad (68)$$

La rottura per estrazione *pull-out* è definita dal seguente stato limite ultimo:

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mp}} = \frac{12}{1,50} = 8 \text{ kN} > 3,80 \text{ kN}. \quad (69)$$

La rottura conica del calcestruzzo è definita dal seguente stato limite ultimo per ciascuno degli ancoranti a lato della colonnina:

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = \frac{10,69}{1,50} = 7,12 \text{ kN} > 3,80 \text{ kN}. \quad (70)$$

Secondo l'ETAG, il valore di  $N_{Rk,c}$  può essere valutato con la seguente relazione:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N}. \quad (71)$$

dove a sua volta la resistenza  $N_{Rk,c}^0$  del singolo ancorante non influenzata dalla presenza di bordi, armature o eccentricità è definita come:

$$N_{Rk,c}^0 = k_1 \sqrt{f_{ck,cube}} h_{ef}^{1,5} = 7,2 \cdot \sqrt{25} \cdot 70^{1,5} = 21\,083,83 \text{ N}. \quad (72)$$

Nella relazione precedente  $k_1$  è una costante che dipende se il calcestruzzo è considerato non fessurato  $k_1 = 10,1$  o fessurato  $k_1 = 7,2$ ,  $f_{ck,cube}$  è la resistenza del calcestruzzo in  $\text{N}/\text{mm}^2$  e infine  $h_{ef}$  è la profondità efficace d'ancoraggio fornita dalla ETA dell'Hilti HST, che vale 70 mm per la classe M12.

Nella (71) compare poi il rapporto tra l'area effettiva e quella ideale, la prima è quella del rettangolo di larghezza pari alla testata del pannello prefabbricato di 150 mm e altezza pari a  $s_{cr,N}$  non essendoci bordi d'influenza in direzione del pannello ma solamente il limite trasversale, mentre la seconda è quella del quadrato di lato  $s_{cr,N} = 3 h_{ef} = 210$  mm. Questo rapporto inferiore a 1 vale  $210 \cdot 150 / 210 \cdot 210 = 0,714$ .

Dei tre successivi coefficienti  $\psi$  della (71), il primo tiene conto del disturbo sulla distribuzione della tensione nel calcestruzzo dovuto alla presenza dei bordi e dipende quindi da  $c = 75$  mm la minima distanza dal bordo dell'ancorante e da  $c_{cr,N} = 1,5 h_{ef} = 105$  mm, valore definito per il diametro M12 dall'ETA:

$$\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \frac{c}{c_{cr,N}} = 0,914. \quad (73)$$

Il secondo coefficiente  $\psi_{re,N}$  dipende dalla presenza di barre d'armatura distanti più di 150 mm oppure con un diametro inferiore o uguale a 10 mm con una distanza superiore a 100 mm, lo si considererà quindi pari a 1.

Il terzo coefficiente  $\psi_{ec,N}$  tiene conto dell'influenza dell'eccentricità del carico rispetto all'asse dell'ancorante. La rigidità dell'angolare è tale che si può assumere l'azione centrata sull'asse dell'ancorante, tuttavia, in via cautelativa, si trascurerà tale contributo.

Rispetto alla superficie della colonnina la posizione degli ancoranti è definita dalla foratura dell'angolare WKR 285 che pone l'asse dell'ancorante a 30 mm dalla lamiera verticale aderente al legno e fissata con chiodi. Pertanto si considera l'eccentricità  $e_N = 30$  mm nella formula che da il valore del coefficiente riduttivo:

$$\psi_{ec,N} = \frac{1}{1 + \frac{2e_N}{s_{cr,N}}} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot 30}{210}} = 0,777. \quad (74)$$

In definitiva la resistenza caratteristica della coppia di ancoranti alla rottura conica del calcestruzzo è:

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \psi_{s,N} \psi_{re,N} \psi_{ec,N} = 21,08 \cdot 0,714 \cdot 0,914 \cdot 1,000 \cdot 0,777 = 10,69 \text{ kN.} \quad (75)$$

L'ultima modalità di rottura, la *splitting failure*, è la rottura del calcestruzzo secondo una superficie diretta verso il bordo. La norma ETAG al punto 5.2.2.5 tratta il fenomeno nel momento dell'installazione degli ancoranti quando viene applicata la coppia di serraggio. Si evita questa rottura se sono rispettate le distanze minime dai bordi ed è superata l'altezza del materiale base (lunghezze minime specificate da ETA di prodotto):  $c_{\min} = 55 \text{ mm} < c = 75 \text{ mm}$  mentre  $ch_{\min} = 140 \text{ mm} < h = 200 \text{ mm}$ .

La stessa norma al punto 5.2.2.6 tratta il caso di *splitting failure* per applicazione del carico e introduce un coefficiente  $\psi_{h,sp}$  pari a:

$$\psi_{h,sp} = \left( \frac{h}{h_{\min}} \right)^{2/3} \quad (76)$$

che però è maggiore di 1 poiché lo spessore del materiale  $h = 200 \text{ mm}$  mentre il valore di  $h_{\min}$  è  $140 \text{ mm}$  da ETA, e ciò conduce al successo della verifica.

## 5.4 Travicello

Il travicello in legno lamellate di classe GL24H svolge il ruolo di connessione tra i pannelli sandwich e le strutture murarie esistenti. Nella combinazione di carico dovuta alla neve, il travicello appoggia con continuità sulla testa del muro mentre al contrario nella combinazione di carico per vento in aspirazione lavora a flessione tra due ancoraggi risolti nei particolari 5 e 6 della tavola ST2.

In gronda invece, gli ancoraggi sono costituiti da una barra filettata M8. Per le verifiche si rimanda alla sezione 5.4.4. In colmo l'ancoraggio è costituito da un piatto in acciaio chiodato su legno come definito nel particolare 8 della Tavola ST2.

Comunque sia, la distanza tra questi ancoraggi è al massimo di  $150 \text{ m}$ . I travicelli hanno sezione trapezia di larghezza  $10 \text{ cm}$  e altezza minima di  $11 \text{ cm}$  — secondo le pendenze delle falde di copertura — e risultano impegnata a flessione retta. Per le verifiche, si assume in via cautelativa lo schema statico di semplice appoggio.

Le azioni sulla copertura per unità di superficie sono le seguenti: il carico permanente strutturale dei pannelli è  $G_1 = 15 \text{ daN/m}^2$  e l'azione variabile della neve è pari a  $Q_{k,Neve} = 100 \text{ daN/m}^2$  così come determinata nella tabella 1 di pagina 11.

### 5.4.1 Stato limite di esercizio

Considerando la trave in semplice appoggio la verifica prevede il confronto tra la freccia istantanea massima  $u_{\text{inst}}$  con quella di progetto pari a  $1/300L$ , e la freccia a lungo termine  $u_{\text{fin}}$  da confrontare con il valore limite di  $1/250L$ , limitazioni desunte dalle prescrizioni dell'Eurocodice 5.

Per la luce  $l = 150 \text{ cm}$  e per l'interasse  $i = 300 \text{ cm}$ , il carico uniforme del vento di progetto trascurando i pesi favorevoli vale  $Q_{\text{Vento},k} = 42 \cdot 3,00 = 126 \text{ daN/m}$

I corrispondenti valori della freccia massima sono ottenuti con la seguente espressione tenendo conto dell'effetto flessionale e della deformazione per taglio:

$$u_{\text{inst}} = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{E_{0,\text{mean}} J_x} + \chi \frac{ql^2}{8GA} \quad (77)$$

dove l'area della sezione è  $A = 10 \cdot 11 = 110 \text{ cm}^2$ , il momento di inerzia sull'asse forte è  $J_x = bh^3/12 = 100,8 \text{ cm}^4$ , il modulo di taglio è  $G = 7200 \text{ daN/cm}^2$ , il modulo elastico è  $E_{0,\text{mean}} = 116\,000 \text{ daN/cm}^2$ , e il fattore di taglio per sezioni rettangolari vale  $\chi = 1,2$ .

La freccia per carico istantaneo variabile  $u_{q,\text{inst}}$ , secondo l'espressione precedente e con i parametri elastici e geometrici riportati, valgono:

$$u_{q,\text{inst}} = f_m + f_v = 0,065 + 0,005 = 0,070 \text{ cm} \quad (78)$$

Disponendo del valore di freccia istantaneo è possibile ottenere il valore per la combinazione rara  $u_{\text{inst}}$  per lo stato limite di servizio, secondo l'Eurocodice 5 sezione 2.2, con il valore di  $u_{\text{inst}} = 0,070 \text{ cm}$  ( $L/2145 < L/300$ ).

Il coefficiente di combinazione  $\psi_2 = 0,0$  come da tabella 2.5.I di NTC 2008, mentre il coefficiente  $k_{\text{def}} = 0,80$  come da tabella 4.4.V, per la classe di servizio 2.

### 5.4.2 Stato limite ultimo

Si esegue la verifica per la sola combinazione di carico allo SLU dovuta al vento in aspirazione. Secondo le azioni indicate a inizio paragrafo, la combinazione di carico di competenza del travicello allo stato limite ultimo è  $1,50Q_{Vento,k} = 189 \text{ daN/m}$ .

Dalla tabella 4.4.IV di NTC 2008 si ricavano il coefficiente  $k_{mod}$  per la classe di servizio 2 e per le azioni istantanee  $k_{mod} = 1$ . La caratteristica resistente per la sollecitazione di flessione  $f_{m,d}$  è direttamente proporzionale al coefficiente  $k_{mod}$ , secondo l'espressione seguente:

$$X_d = k_{mod} \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (79)$$

La sollecitazione di flessione massima di progetto dipende dal modulo di resistenza che per la sezione della singola tavola vale:

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{10 \cdot 11^2}{6} = 201 \text{ cm}^3. \quad (80)$$

Con l'azione uniforme della combinazione 2 il momento flettente vale:

$$M_d = \frac{ql^2}{8} = \frac{1,89 \cdot 150^2}{8} = 5316 \text{ daNcm}. \quad (81)$$

Di conseguenza la tensione di sollecitazione è data da:

$$\sigma_d = \frac{M_d}{W_y} = 26,36 \text{ daN/cm}^2 \quad (82)$$

La resistenza di progetto, assumendo un coefficiente parziale  $\gamma_M = 1,45$  e una tensione caratteristica di  $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$  vale:

$$f_{y,d} = k_{mod} \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 165,5 \text{ daN/cm}^2. \quad (83)$$

La verifica a flessione è soddisfatta mentre per quella a taglio nelle sezioni di appoggio si calcola il valore della caratteristica di sollecitazione a stato limite ultimo:

$$V = \frac{ql}{2} = \frac{189 \cdot 1,50}{2} = 141,75 \text{ daN}. \quad (84)$$

La tensione tangenziale limite, funzione oltre che del materiale anche delle condizioni di umidità e di durata del carico è data da  $f_{vd} = k_{mod} f_{vk} / \gamma_m = 1,86 \text{ N/mm}^2$ . Si è assunto il valore di  $27 \text{ daN/cm}^2$ .

La tensione tangenziale sollecitante è inferiore alla tensione limite e quindi la verifica può dirsi soddisfatta, infatti si ottiene:

$$\tau = 1,5 \frac{V}{bh} = 1,5 \frac{141,75}{10 \cdot 11} = 1,93 \text{ daN/cm}^2 < 18,6 \text{ daN/cm}^2. \quad (85)$$

### 5.4.3 Verifica collegamento su tirante

Il travicello risulta collegato al solaio per la sollecitazione di vento in aspirazione tramite tirante in legno lamellare fissato con una coppia di viti angolate a  $45^\circ$  di tipo Rothoblaas WT in acciaio con doppia filettatura del diametro esterno di  $6,5 \text{ mm}$ . La lunghezza delle viti è di  $220 \text{ mm}$ .

Considerando le azioni nella combinazione sfavorevole definita al paragrafo precedente, risulta un carico di progetto inferiore a  $200 \text{ daN}$ .

Secondo le tabelle del produttore il giunto con una coppia di viti WT delle caratteristiche descritte offre una resistenza allo scorrimento di  $2,62 \text{ kN}$ .

I valori di resistenza forniti dal produttore delle viti è calcolato secondo l'Eurocodice 5:2008 in conformità al documento ETA-12/0063 ed è stato verificato.

Sono anche soddisfatte le distanze minime delle viti dai bordi del travicello di larghezza  $100 \text{ mm}$ , la distanza tra le viti e l'altezza minima delle travi da collegare secondo la norma Eurocodice 5:2008.

### 5.4.4 Resistenza all'appoggio in gronda

La barra filettata d'interasse  $150 \text{ cm}$  viene fissata con ancoraggio chimico in corrispondenza della trave/cordolo d'impalcato. Le prescrizioni circa la profondità di ancoraggio e la procedura di esecuzione devono far riferimento alla scheda tecnica del produttore della resina per essere scrupolosamente eseguite.

Per la verifica sarà utilizzata la formula del caso di trazione pura su materiale base con ancorante unico secondo la norma ETAG Annex C:

$$N_{Rd} = \frac{N_{Rd,k}}{\gamma_M} \quad (86)$$

La resistenza dell'ancoraggio è il valore minimo tra la resistenza della barra e quella di rottura conica/scorrimento del calcestruzzo fessurato di classe C20/25, il materiale base. Nel caso in esame il componente *debole* è il calcestruzzo e la resistenza è proporzionale alla profondità di ancoraggio  $h_{ef}$ .

Il valore della resistenza a trazione pura per barra M8 per la profondità nominale di  $h_{ef} = 80$  mm e spessore minimo del materiale base di 110 mm, nel caso di resina Hilti HIT-RE 500-SD con riferimento alla documentazione del produttore, è pari a  $N_{Rd} = 8,9$  kN, essendo  $N_{Rd,k} = 16,1$  kN con un coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_M = 1,80$ .

Per la profondità di ancoraggio  $h_{ef} = 70$  mm lo spessore minimo del materiale base è di 100 mm e la resistenza vale:

$$N_{Rd,ef} = \frac{70}{80} N_{Rd} = 7,8 \text{ kN.} \quad (87)$$

La sollecitazione a stato limite ultimo è il doppio del valore di taglio  $V = 1,42$  kN calcolato alla sezione seguente con l'equazione (84), perciò l'ancoraggio risulta verificato.

#### 5.4.5 Specifiche rondella

Per la corretta trasmissione della forza dalla barra di ancoraggio alla trave di legno, secondo l'Eurocodice 5, deve essere utilizzata una rondella di diametro non inferiore  $3d_0$  e spessore non inferiore a  $0,3d_0$ , dove  $d_0$  è il diametro nominale della barra.

Per il diametro barra di 8 mm la rondella deve aver un diametro non inferiore a 24 mm e spessore non inferiore a 2 mm.

IL PROGETTISTA  
**Dott. Ing. Roberto Giacomelli**

---

EOF