



INTERVENTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA, CON RIFACIMENTO DEL SOLAIO DI COPERTURA, ALLE CAPPELLINE DEL CIMITERO COMUNALE DELLA FRAZIONE DI MARESCA

RELAZIONE DI CALCOLO

1. DATI DI PROGETTO

1.1 Riferimenti normativi

- D.P.R. n.380 del 06.06.2001 – Parte II, con particolare riferimento al Capo II "*Disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*" (ex Legge n.1086 del 5.11.1971) ed al Capo III: "*Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche*" (ex Legge n.64 del 2.2.1974);
- Legge Regionale n.65 del 10.11.2014 – Titolo VI, Capo V "*Disciplina dei controlli sulle opere e sulle costruzioni in zone soggette a rischio sismico*";
- D.M. 14.1.2008 "*Nuove norme tecniche per le costruzioni*";
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n.617 del 2.2.2009 "*Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*";
- Euro codice 5 UNI EN 1995-1-1 "*Progettazione delle strutture in legno*".

1.2. Descrizione dell'opera

Nell'ambito di un più ampio progetto di manutenzione straordinaria, che comprende interventi su intonaci, pavimentazioni, ulteriori elementi di finitura e dotazioni impiantistiche, si prevede il completo rifacimento, con mantenimento dell'attuale tipologia, dei solai di copertura delle 2 cappelline del cimitero comunale della frazione di Maresca, affetti da avanzato degrado a causa di ripetute e diffuse infiltrazioni di acqua piovana e dall'assenza di precedenti opere di manutenzione.

I 2 edifici sono piccoli fabbricati gemelli ad un solo piano posti all'ingresso del cimitero comunale, con forma in pianta pressoché quadrata (dimensioni lorde 5,8 x 6 mt) ed altezza in gronda pari a circa 4,15 mt; le murature portanti sono in pietrame, con spessore costante pari a 40 cm.

Entrambi i solai di copertura sono in legno, con semplice forma a capanna ordita in direzione parallela al lato del fabbricato leggermente più grande; sul lato nord degli edifici (ossia quello che aggetta sull'esterno del cimitero) i solai terminano in adiacenza ad un timpano in muratura, che si eleva dal sottostante muro portante con sola funzione decorativa. Allo stato attuale non è stato possibile ispezionare approfonditamente le coperture, in quanto occultate dal basso da un controsoffitto, anch'esso in legno, non accessibile; per garantire un'adeguata ripartizione dei carichi verticali, in sede progettuale si è in ogni caso deciso di realizzare, pur considerate le piccole dimensioni del manufatto, un solaio poggiate, oltre che su di una trave di colmo e sulle mura perimetrali, anche su ulteriori 2 travi intermedie.

Le travi principali di solaio poggeranno su di un cordolo in cemento armato di dimensioni 20 x 20 cm, che sarà realizzato incassato nella muratura, senza aumento della quota di gronda e di colmo dei fabbricati; per non creare problemi di tenuta al timpano decorativo esistente sul lato nord, il cordolo sarà realizzato solo su 3 lati del fabbricato, potendo ugualmente garantire, oltre alla richiesta funzione di distribuzione ed uniformazione dei carichi trasferiti dal solaio, anche un minimo di collegamento delle murature portanti.

Il solaio sarà completato da un'orditura secondaria costituita da travicelli in legno posti ad interasse di 70 cm con soprastante doppio tavolato diagonale di spessore 3 + 2 cm; il doppio tavolato potrà conferire alla struttura adeguata rigidità, senza però il peso di una più classica soletta in calcestruzzo armato. Sul tavolato sarà incollata la guaina impermeabilizzante, mentre la finitura superiore sarà costituita da un manto in embrici marsigliesi analoghi a quelli attualmente presenti.

Il tavolato sarà collegato alla sottostante orditura mediante 2 chiodi per ogni incrocio tra tavola e corrente. Per incrementarne la funzione di collegamento delle strutture, il tavolato potrà altresì essere vincolato alle murature perimetrali mediante avvitamento su profilati metallici aperti collegati alle murature stesse.

1.3. Caratteristiche geomorfologiche del sito di intervento

L'intervento previsto, che consiste, come descritto, nel semplice rifacimento del solaio di copertura di due piccoli fabbricati gemelli, senza aumento dei carichi verticali agenti, si configura come semplice rafforzamento locale, senza coinvolgimento pertanto delle strutture murarie portanti e di quelle di fondazione; ai sensi dell'art.4, comma 3, del DPGR n.36/R/2009 viene pertanto omessa la relazione geologica.

Ai fini del calcolo dell'azione sismica per il dimensionamento a taglio dei collegamenti tra cordolo in c.a e travi principali, necessari ad impedire lo sfilamento delle travi stesse dal loro alloggiamento, senza ulteriori approfondimenti si considera cautelativamente, ai fini della sicurezza, un sottosuolo di categoria D.

Da un punto di vista topografico, il sito si presenta pianeggiante o debolmente in pendenza.

1.4. Materiali impiegati

L'intervento strutturale previsto sarà realizzato con materiali aventi le caratteristiche di seguito specificate:

- Legno massiccio di Latifoglie D30

coefficiente parziale per le proprietà del materiale $\gamma_m=1,5$

valore caratteristico di resistenza a flessione $f_{m,k}=30$ Mpa

valore caratteristico di resistenza a taglio $f_{v,k}=4,0$ Mpa

valore caratteristico di resistenza a compressione in direzione ortogonale alla fibratura $f_{c,90,k}=8,0$ Mpa

valori di modulo elastico $E_{0,mean}=10000$ Mpa – $E_{0,05}=8000$ MPa – $G_{mean}=600$ MPa

classe di servizio_2

classe di durata del carico permanente $k_{mod}=0,6$ (coefficiente correttivo dei parametri di resistenza della struttura)

lunga $k_{mod}=0,7$

media $k_{mod}=0,8$

breve $k_{mod}=0,9$

istantanea $k_{mod}=1$

Valore di calcolo della proprietà o della resistenza X_k del materiale $X_d = k_{mod} \cdot X_k / \gamma_m$

- Calcestruzzo classe di resistenza C25/30

coefficiente parziale per le proprietà del materiale $\gamma_c=1,5$

resistenza caratteristica cubica a compressione $R_{ck}=30$ Mpa

resistenza caratteristica cilindrica a compressione $f_{ck}=0,83 R_{ck}=24,9$ Mpa

resistenza di calcolo $f_{cd}=f_{ck} / \gamma_c =16,6$ Mpa

resistenza media a trazione semplice $f_{ctm}=0,3 f_{ck}^{2/3}=2,56$ Mpa

resistenza caratteristica a trazione semplice $f_{ctk}=0,7 f_{ctm}=1,79$ Mpa

resistenza media a trazione per flessione $f_{ctm}=1,2 f_{ctm}=3,07$ Mpa

deformazione alla fine del tratto parabolico (legame costitutivo parabola-rettangolo)=0,002

deformazione ultima=0,0035

- Acciaio per calcestruzzo B450C

coefficiente parziale per le proprietà del materiale $\gamma_f=1,5$

resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk}=450$ MPa

resistenza caratteristica di rottura $f_{tk}=540$ MPa

resistenza di calcolo a trazione $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_f =391,3$ Mpa

deformazione al limite elastico $\varepsilon_{yd}=0,0019$

deformazione ultima $\varepsilon_{fu}=0,0675$

- Acciaio laminato S235

coefficiente parziale per le proprietà del materiale $\gamma_s=1,05$

resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk}=235$ MPa

resistenza caratteristica di rottura $f_{tk}=360$ MPa

resistenza di calcolo a trazione $f_{yd}=f_{yk} / \gamma_f =224$ Mpa

modulo elastico $E_f=210000$ MPa

- Viti e bulloni

coefficiente parziale per le proprietà del materiale $\gamma_{M2}=1,25$

classe di appartenenza ai sensi norma UNI EN ISO 898-1:2001_4.6

resistenza caratteristica di snervamento $f_{yb}=240$ MPa

resistenza caratteristica di rottura $f_{tb}=400$ MPa

1.5. Parametri di progetto ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche

Secondo quanto previsto al Cap. 2 delle NTC 2008 ed ai fini della definizione dei livelli di sicurezza e delle prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche, alla costruzione sono attribuiti i seguenti parametri:

- vita nominale $V_n=50$ anni
- classe d'uso I
- coefficiente d'uso $C_u=0,7$
- periodo di riferimento $V_r=35$ anni
- classe di duttilità bassa
- coordinate del sito: Longitudine_10,850445 – Latitudine 44,050413.

Con riferimento allo *stato limite di salvaguardia della vita* (che sarà considerato ai fini della verifiche sulla struttura ed in particolare delle connessioni del nuovo solaio alla muratura), in base alle prescrizioni di cui al paragrafo 3.2 delle NTC avremo:

- probabilità di superamento P_{vr} nel periodo di riferimento $V_r=10\%$
- periodo di ritorno per la definizione dell'azione sismica $T_r=332$ anni
- categoria di sottosuolo D
- coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_s=1,800$
- coefficiente $C_c=2,484$
- categoria topografica T1
- coefficiente di amplificazione topografica $S_t=1$

2. AZIONI DI CARICO

2.1 Carichi verticali

I carichi verticali permanenti G_k sono definiti a partire dalla stratigrafia del nuovo solaio di copertura in legno, costituita, come descritto al paragrafo 1.2, da:

- orditura primaria in travi di castagno;
- orditura secondaria in travicelli di castagno;
- tavolato doppio diagonale in castagno;
- guaina impermeabilizzante;
- manto di copertura in embrici marsigliesi.

Assunti, con riferimento alla tabella 3.1.I delle NTC nonché alle indicazioni contenute nella circolare del D.M. 16/01/1996, i seguenti pesi per unità di volume:

- legno massiccio di castagno 6 kN/m^3
- laterizio 18 kN/m^3

ed ipotizzando, da dimensionamento di massima (anche con riferimento a requisiti di tipo architettonico, dovendo il solaio di copertura rimanere a vista), travi principali di dimensioni 20x25 cm, travicelli di dimensioni 10x10 cm posti ad interasse 70 cm, tavolato di spessore 3+2 cm, si ricavano i seguenti valori delle azioni di tipo permanente:

Permanenti strutturali G_1

- travi principali **$0,3 \text{ kN/m}$**
- travicelli **$0,06 \text{ kN/m}$**
- tavolato **$0,36 \text{ kN/m}^2$**

Permanenti non strutturali G_2

- manto di copertura **$0,4 \text{ kN/m}^2$**
- guaina impermeabilizzante **$0,1 \text{ kN/m}^2$**

In accordo alla tabella 3.1. delle NTC, sono altresì considerati i seguenti carichi verticali variabili

- uniformemente distribuiti q_k **0,5 kN/m²**
- concentrati Q_k **1,2 kN**

Dato che all'interno delle cappelline è possibile la permanenza, più o meno prolungata, di persone, ai sensi del paragrafo 4.4.4. delle NTC si considerano i suddetti carichi variabili come carichi di media durata.

Il valore dell'azione della neve sulla copertura è calcolato in base all'espressione:

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

dove μ_i , q_{sk} , C_E e C_t hanno i significati di cui al paragrafo 3.4.1. delle NTC.

Il sito di intervento ricade in zona di carico da neve di tipo II, è situato ad un'altitudine di 763 m s.l.m. e può ritenersi normalmente esposto all'azione del vento; q_{sk} vale pertanto 2,99 kN/m², mentre si assume $C_E = 1$.

L'inclinazione della copertura (identica per entrambe le falde che la compongono) è 28°; il coefficiente di forma μ_i è pari pertanto a 0,8. Si assume infine $C_t = 1$.

Per quanto sopra, il sovraccarico da neve vale $q_s = 0,8 \times 2,99 = \mathbf{2,392 \text{ kN/m}^2}$. In riferimento alle particolari condizioni locali del sito di intervento (caratterizzato da vicinanza al torrente Maresca e da un'esposizione solare che durante i mesi invernali risulta scarsa), si assegna prudenzialmente al sovraccarico da neve una classe di durata media.

2.2 Azione del sisma

Così come indicato al paragrafo 3.2 delle NTC, *"l'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dello stato limite considerato, è definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito in esame. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g , in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente"*.

Nel presente caso, trattandosi di una nuova copertura in legno, l'azione sismica risulta poco significativa ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, se non per quanto riguarda la verifica degli elementi di connessione necessari ad evitare sfilamenti della struttura lignea dalla muratura portante; si fa pertanto riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita, con le forme spettrali definite a partire dai seguenti parametri per il tempo di ritorno considerato $T_r = 332$ anni:

$$a_g = 0,173 \quad F_0 = 2,409 \quad T_c^* = 0,278$$

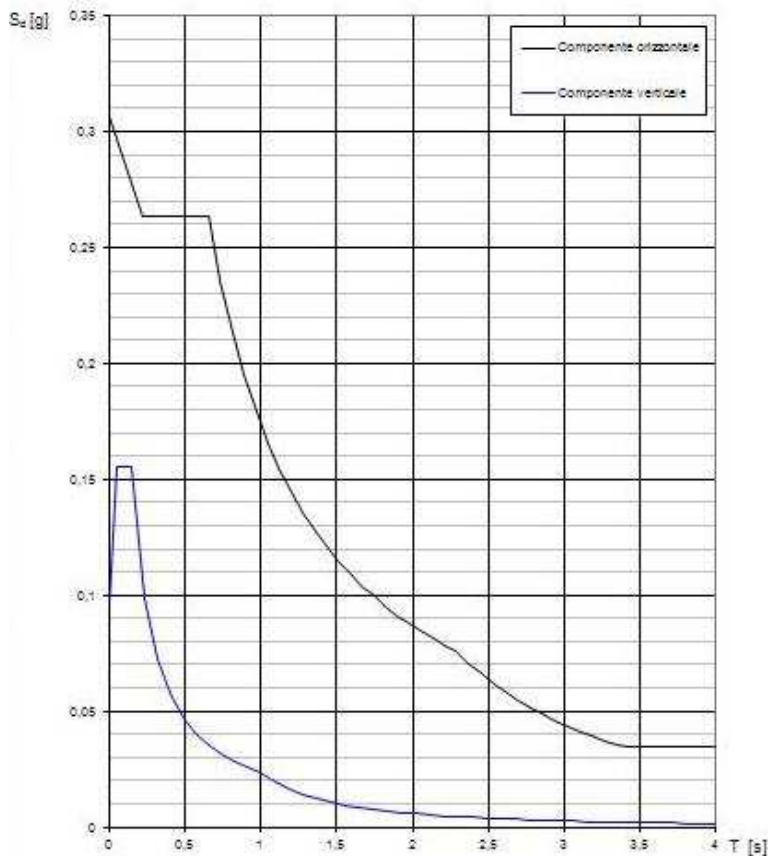
In accordo al paragrafo 7.8.1.3 delle NTC, in assenza di più specifiche indagini, il fattore di struttura q del nostro edificio (fabbricato in muratura ordinaria ad 1 solo piano, regolare sia in pianta che in altezza) può essere assunto pari a 2,8 ($2,0 \alpha_u / \alpha_1 \times K_r$, con $\alpha_u / \alpha_1 = 1,4$ e $K_r = 1$)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale, definito secondo le espressioni di cui al paragrafo 3.2.3.2.1., a partire dai dati di progetto, è pertanto rappresentato dal diagramma a pagina seguente (è riportata anche la componente verticale, comunque influente ai fini delle verifiche necessarie).

Il periodo del modo principale di vibrazione T_1 della struttura è determinato in accordo al paragrafo 7.3.3.2. delle NTC, secondo cui *"per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 metri di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, T_1 può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula $T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$ ", dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale, per strutture in muratura, 0,050.*

Assumendo come altezza dell'edificio l'altezza all'imposta della gronda di copertura (4,15 metri), si ottiene che $T_1 = 0,145$ sec, a cui corrisponde un'accelerazione orizzontale pari a **0,283g**.

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0,173 g
F_a	2,409
T_a	0,278 s
S_a	1,777
C_a	2,271
S_a	1,000
q	2,800

Parametri dipendenti	
S	1,777
η	0,357
T_a	0,220 s
T_c	0,659 s
T_b	2,290 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{0,1/(1+\xi)} \geq 0,15; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

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

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

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

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

$$0 \leq T < T_a \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_a} + 1 - \frac{T}{T_a} \right]$$

$$T_a \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T}{T_c} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T}{T_b} \right)$$

L'azione di progetto $S_d(T)$ per la verifica agli Stati Limite Ultimi, ottenuta dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ moltiplicando per η , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta		
	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,397
T_a	0,220	0,264
T_c	0,659	0,264
	0,737	0,236
	0,814	0,213
	0,892	0,195
	0,970	0,179
	1,047	0,166
	1,125	0,154
	1,203	0,144
	1,280	0,136
	1,358	0,128
	1,436	0,121
	1,513	0,115
	1,591	0,109
	1,669	0,104
	1,746	0,100
	1,824	0,095
	1,902	0,091
	1,979	0,088
	2,057	0,084
	2,135	0,081
	2,213	0,079
T_b	2,290	0,076
	2,372	0,071
	2,453	0,066
	2,534	0,062
	2,616	0,058
	2,697	0,055
	2,779	0,052
	2,860	0,049
	2,942	0,046
	3,023	0,044
	3,104	0,041
	3,186	0,039
	3,267	0,037
	3,349	0,035
	3,430	0,035
	3,511	0,035
	3,593	0,035
	3,674	0,035
	3,756	0,035
	3,837	0,035
	3,919	0,035
	4,000	0,035

Diagramma e dati elaborati mediante il documento Excel Spettri-NTC, versione 1.03, scaricabile dal sito web del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici

2.3 Azione del vento

Il valore della pressione del vento è calcolato in base all'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove q_b , c_e , c_p e c_d hanno i significati di cui al paragrafo 3.3.4. delle NTC.

Nel caso in esame, ipotizzando una classe di rugosità del terreno di tipo B (aree urbane non di classe A, suburbane, industriali e boschive), una categoria di esposizione del sito (che si ricorda è collocato a 763 m s.l.m.) di tipo IV, una struttura di tipo stagno (aperture di superficie inferiore a 1/3 di quella totale) e considerato che entrambe le falde di copertura hanno pendenza pari a 25°, la pressione del vento sugli elementi di copertura risulterebbe di segno negativo (cioè con direzione dall'elemento verso l'alto) con intensità massima pari a circa 0,45 kN/m².

Il vento, pertanto, tenderebbe a sollevare gli elementi di copertura, configurandosi come azione di segno opposto a quella degli altri carichi (permanenti e variabili), di intensità prevalente. Anche nei confronti del tavolato doppio, che è l'elemento che, per l'ampiezza della sua superficie, potrebbe risultare maggiormente esposto all'azione del vento e quindi a fenomeni di sollevamento, l'intensità della pressione del vento è di poco superiore alla forza di segno opposto generata dal peso proprio e può essere facilmente gestita mediante le chiodature con cui il tavolato sarà vincolato alla struttura sottostante. Nelle successive verifiche, quindi, l'azione del vento non sarà considerata.

2.4 Combinazione delle azioni

Indicati con:

- G_1 i pesi strutturali
- G_2 i pesi non strutturali
- Q_i i carichi di tipo variabile

le verifiche della struttura di copertura (orditura, primaria, secondaria e tavolato) nei confronti dello stato limite ultimo sono condotte con riferimento alla combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_1 + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_2 + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_3 + \dots \quad (\text{nella combinazione è stato volutamente ommesso l'addendo corrispondente all'azione})$$

della precompressione P, evidentemente non pertinente al caso in esame)

Dati come carichi variabili i carichi di esercizio ed il sovraccarico da neve e considerati i coefficienti di combinazione di carico ψ della tabella 2.5.1. delle NTC, adottando un Approccio di tipo 1 si ottengono le 2 seguenti condizioni di carico:

1. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_{\text{esercizio}} + 1,5 \cdot 0,5 \cdot Q_{\text{neve}}$
2. $1,3 \cdot G_1 + 1,3 \cdot G_2 + 1,5 Q_{\text{neve}}$

Per la verifica nei confronti dello stato limite di esercizio si farà invece riferimento, per gli stati irreversibili, alla combinazione caratteristica (rara):

$$G_1 + G_2 + Q_1 + \psi_{02}Q_2 + \psi_{03}Q_3 + \dots \quad (\text{anche in questo caso è stato omissso l'elemento precompressione})$$

per gli stati reversibili, alla combinazione frequente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_1 + \psi_{22}Q_2 + \psi_{23}Q_3 + \dots$$

e per gli effetti a lungo termine, alla combinazione quasi permanente:

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1 + \psi_{22}Q_2 + \psi_{23}Q_3 + \dots$$

La combinazione impiegata per lo stato limite ultimo connesso all'azione sismica E (che sarà utilizzata per la verifica degli elementi di connessione atti ad impedire lo sfilamento delle travi dell'orditura primaria dall'alloggiamento nella muratura portante) è la seguente:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1 + \psi_{22}Q_2 + \dots$$

3. ANALISI STRUTTURALE E VERIFICHE

3.1 Schema di calcolo

Gli elementi dell'orditura primaria e secondaria (travi e travicelli) sono calcolati ricorrendo ad un semplice schema statico di appoggio-appoggio. Per gli elementi della struttura terziaria (tavolato) le condizioni di vincolo possono variare in relazione alle modalità di connessione delle tavole alla sottostante struttura secondaria, considerato che, generalmente, la lunghezza delle singole tavole sarà comunque maggiore della luce netta intercorrente tra i travicelli; si ritiene che, prudenzialmente, ai fini del dimensionamento nei confronti di azioni flettenti possa farsi riferimento ad uno schema di appoggio-appoggio su di una luce libera corrispondente alla luce tra 2 travicelli consecutivi, mentre per il dimensionamento nei confronti di azioni taglianti ad uno schema di incastro-appoggio.

Le verifiche nei confronti delle azioni sismiche, che, come detto, saranno limitate alla verifica degli elementi di connessione delle travi principali, saranno condotte ricorrendo all'analisi statica lineare. Tale tipo di analisi semplificata è ammissibile qualora sia verificata la seguente disequaglianza:

$$T_1 \leq 2,5 \cdot T_c$$

che, con i valori determinati al paragrafo 2.2, diventa $0,145 \leq 1,6475$ risultando pertanto soddisfatta.

3.2 Verifiche a Stato Limite Ultimo

Travi principali

Come indicato al paragrafo 1.2, l'orditura primaria del nuovo solaio sarà costituita da 3 travi principali (una trave di colmo e 2 travi intermedie tra il colmo stesso e le murature perimetrali di appoggio), disposte, ad intervalli regolari, in direzione parallela al lato maggiore del fabbricato, la cui lunghezza netta, corrispondente pertanto alla luce delle singole travi, è pari a 5,2 mt.

Considerato che il lato minore del fabbricato misura, al netto delle murature, 5 mt, l'ampiezza dell'area di carico associata a ciascuna trave è pari, in pianta, a 1,25 mt, che, misurati sull'inclinazione della falda di copertura (28°), diventano 1,42 mt.

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni agenti, i carichi concentrati trasmessi dai travicelli, compiendo un errore del tutto trascurabile, si considerano uniformemente distribuiti sulla lunghezza delle travi.

Con riferimento ai pesi indicati al paragrafo 2.1, e trascurando, a favore di sicurezza, la correzione da apportare in considerazione dell'inclinazione di falda (date le modalità di appoggio dei travicelli alle travi, i carichi sono trasferiti alle travi stesse in direzione inclinata e non esattamente verticale) il totale dei carichi permanenti di tipo strutturale agenti su ciascuna trave (corrispondenti a travicelli e tavolato) ammonta a:

$$G_1 = (0,3 + 0,06 \cdot 1,42 \cdot n_{\text{travicelli}} / 5,2 + 0,36 \cdot 1,42) \text{ kN/m} = \mathbf{0,942 \text{ kN/m}} \quad \text{con } n_{\text{travicelli}} = 8$$

il totale dei sovraccarichi permanenti di tipo non strutturale (corrispondenti a guaina e manto di copertura) è pari a:

$$G_2 = (0,1 \cdot 1,42 + 0,4 \cdot 1,42) \text{ kN/m} = \mathbf{0,71 \text{ kN/m}}$$

mentre l'entità dei sovraccarichi di tipo variabile (carichi di esercizio e carico neve) agenti è pari a:

$$Q_{\text{esercizio}} = 0,5 \cdot 1,25 \text{ kN/m} = \mathbf{0,625 \text{ kN/m}}$$

$$Q_{\text{neve}} = 2,392 \cdot 1,25 \text{ kN/m} = \mathbf{2,99 \text{ kN/m}}$$

Inserendo i suddetti valori nelle condizioni di carico 1 e 2 di cui al paragrafo 2.4, desunte dalla combinazione fondamentale per gli SLU, si ha che:

$$1. \quad q_{\text{tot}} = 5,33 \text{ kN/m}$$

$$2. \quad \mathbf{q_{\text{tot}} = 6,63 \text{ kN/m}}$$

La condizione di carico più gravosa è la seconda e ad essa si fa riferimento per il calcolo delle sollecitazioni ai fini delle verifiche di resistenza. Con uno schema statico appoggio-appoggio, il momento ed il taglio massimo agenti risultanti pertanto pari a:

$$M_{\text{max}} = q_{\text{tot}} \cdot l^2 / 8 = 22,41 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$T_{\text{max}} = q_{\text{tot}} \cdot l / 2 = 17,24 \text{ kN}$$

Con riferimento a quanto indicato nella sezione dedicata ai carichi agenti, il carico da considerarsi con durata più breve è quello della neve, cui è stata associata una classe di durata media ed un corrispondente $k_{\text{mod}} = 0,8$. Le resistenze di calcolo a flessione e taglio nel piano di azione delle sollecitazioni agenti valgono pertanto rispettivamente:

$$f_{m,y,d} = 30 \cdot 0,8 / 1,5 = 16 \text{ Mpa} = 16 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{v,d} = 4,0 \cdot 0,8 / 1,5 = 1,6 \text{ Mpa} = 2,13 \text{ N/mm}^2$$

Nel caso di una sezione rettangolare di base b ed altezza h , le sollecitazioni di calcolo sono determinate mediante le seguenti espressioni:

$$\sigma_{m,y,d} = M/W \quad \text{con } W = \text{modulo di resistenza della sezione} = b \cdot h^2 / 6$$

$$\tau_d = T \cdot S / I \cdot b = T \cdot 1,5 / b \cdot h \quad \text{con } S = \text{momento statico della sezione ed } I = \text{inerzia della sezione}$$

Dati quindi $b = 20 \text{ cm}$ e $h = 25 \text{ cm}$ si ha che:

$$\sigma_{m,y,d} = (22410 \cdot 1000 \cdot 6) / (200 \cdot 62500) = 10,76 \text{ N/mm}^2 < f_{m,y,d} \quad \mathbf{\text{verifica soddisfatta}}$$

$$\tau_d = (17240 \cdot 1,5) / (200 \cdot 250) = 0,517 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} \quad \mathbf{\text{verifica soddisfatta}}$$

Considerato l'irrigidimento indotto dalla presenza del tavolato doppio diagonale che sarà vincolato ai travicelli soprastanti le travi ed alle murature perimetrali, possono escludersi possibili fenomeni di svergolamento delle travi inflesse a causa di spostamenti della parte compressa delle sezioni; si omettono pertanto verifiche in tal senso.

Per quanto riguarda le zone di appoggio, un eventuale collasso della trave potrebbe verificarsi per effetto di tensioni di compressione in direzione perpendicolare alla fibratura. Ipotizzando un'area di contatto della trave sulla muratura pari alla larghezza della trave stessa (20 cm) per una profondità minima di 15 cm e procedendo in maniera analoga alle verifiche precedenti si ha che:

$$\text{resistenza di calcolo } f_{c,90,d} = 8 \cdot 0,8 / 1,5 = 4,27 \text{ Mpa} = 4,27 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{sollecitazione di calcolo } \sigma_{c,90,d} = 17240 / (150 \cdot 200) = 0,574 \text{ N/mm}^2 < f_{c,90,d} \quad \mathbf{\text{verifica soddisfatta}}$$

Travi secondarie (travicelli)

Ogni travicello può essere considerato come una trave inclinata di 28° rispetto all'orizzontale, semplicemente appoggiata ai due estremi, di lunghezza pari a 1,42 mt (in proiezione orizzontale, 1,25 mt) e sezione trasversale 10 x 10 cm; l'ampiezza dell'area di carico è pari all'interasse tra 2 travicelli consecutivi, ossia 70 cm.

In questo caso diventa particolarmente significativo un carico di esercizio di tipo concentrato (1,2 kN) qualora lo si consideri direttamente agente su di un singolo travicello e trascurando l'effetto di ripartizione garantito dal tavolato; la condizione di carico più gravosa per lo SLU diventa pertanto la 1 del paragrafo 2.4. Riprendendo le considerazioni già esposte per le travi principali si ha che:

$$G_1 = (0,06 + 0,36 \cdot 0,70) \text{ kN/m} = \mathbf{0,312 \text{ kN/m}} \quad \text{carichi permanenti strutturali}$$

$$G_2 = (0,1 \cdot 0,7 + 0,4 \cdot 0,7) \text{ kN/m} = \mathbf{0,35 \text{ kN/m}} \quad \text{carichi permanenti non strutturali}$$

$$Q_{\text{esercizio}} = \mathbf{1,2 \text{ kN}} \quad \text{sovraccarico di esercizio (media durata)}$$

$$Q_{\text{neve}} = 2,392 \cdot 0,7 \text{ kN/m} = \mathbf{1,67 \text{ kN/m}} \quad \text{sovraccarico neve (media durata)}$$

Si procede alla verifica considerando il travicello come un'asta orizzontale di luce libera pari a 1,25 mt, con G_1 e G_2 corretti in base all'inclinazione reale:

$$G_{1,\text{orizz}} = 0,312 / \cos 28^\circ = \mathbf{0,353 \text{ kN/m}}$$

$$G_{2,\text{orizz}} = 0,35 / \cos 28^\circ = \mathbf{0,396 \text{ kN/m}}$$

soggetta ad carico uniformemente distribuito complessivo $q_{tot} = 1,3 \cdot (0,353 + 0,396) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,67 = \underline{\underline{2,226 \text{ kN/m}}}$
e ad un carico puntuale, applicato nella mezzeria, pari a $p = 1,5 \cdot 1,2 = \underline{\underline{1,8 \text{ kN}}}$

Con riferimento ad un carico puntuale centrato, che massimizza il momento flettente, si ha pertanto che:

$$M_{max} = q_{tot} \cdot l^2 / 8 + p \cdot l / 2 = 1,559 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad \text{momento flettente di calcolo}$$

$$T_{max} = q_{tot} \cdot l / 2 + p / 2 = 2,29 \text{ kN} \quad \text{sforzo di taglio di calcolo}$$

$$f_{m,y,d} = 30 \cdot 0,8 / 1,5 = 16 \text{ Mpa} = 16 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a flessione}$$

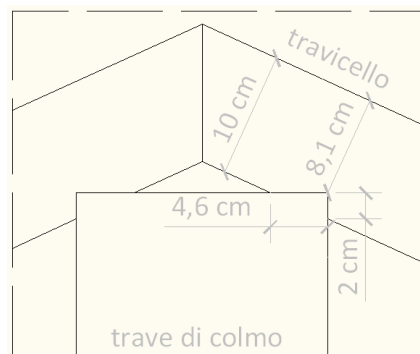
$$f_{v,d} = 4,0 \cdot 0,8 / 1,5 = 1,6 \text{ Mpa} = 2,13 \text{ N/mm}^2 \quad \text{resistenza di calcolo a taglio}$$

$$\text{Sollecitazione di calcolo a flessione } \sigma_{m,y,d} = (1559 \cdot 1000 \cdot 6) / (100 \cdot 10000) = 9,354 \text{ N/mm}^2 < f_{m,y,d} \quad \underline{\underline{\text{verifica soddisfatta}}}$$

$$\text{Sollecitazione di calcolo a taglio } \tau_d = (2290 \cdot 1,5) / (100 \cdot 100) = 0,343 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} \quad \underline{\underline{\text{verifica soddisfatta}}}$$

Anche considerando un carico puntuale p spostato verso gli appoggi in modo da massimizzare lo sforzo di taglio nella sezione di estremità della trave, la verifica risulterebbe comunque ampiamente verificata.

In considerazione della propria inclinazione rispetto all'orizzontale, l'appoggio di ogni travicello sulla trave di colmo avrà le caratteristiche geometriche riportate nell'immagine seguente:



dove $10 - 8,1 = 1,9 \text{ cm}$ rappresenta l'entità dell'intaglio necessario a far combaciare trave e travicello. In questo caso, la resistenza a taglio della sezione può ridursi oltre l'entità della riduzione geometrica della sezione; la verifica può pertanto essere condotta come di seguito indicato:

$$\tau_d = T \cdot 1,5 / b \cdot h_{rid} \leq k_v \cdot f_{v,d}$$

dove h_{rid} è l'altezza della sezione ridotta (in questo caso, 8,1 cm) mentre k_v è pari al più piccolo dei seguenti valori

$$\begin{cases} 1 \\ \frac{k_n \cdot (1 + 1,1 \cdot i^{1,5} / h^{1/2})}{h^{1/2} \cdot [(\alpha - \alpha^2)^{1/2} + 0,8 \cdot x \cdot (1/\alpha - \alpha^2)^{1/2} / h]} \end{cases}$$

con $k_n = 5$ per il legno massiccio

h = altezza della sezione in mm = 100 nel caso in esame

i = inclinazione dell'intaglio = 0 nel caso in esame

$\alpha = h_{rid} / h = 0,81$ nel caso in esame

x = distanza tra l'asse della forza di reazione vincolare e l'angolo di intaglio in mm = $46/2 = 23$ nel caso in esame

Inserendo i valori sopra indicati nella formula si ha che:

$$k_v = \begin{cases} 1 \\ \frac{5 \cdot (1 + 0)}{10 \cdot [0,392 + 0,184 \cdot 0,760]} = 5/5,32 = 0,94 \end{cases} \quad \text{e pertanto } k_v = 0,94$$

Ricordando che $T_{max} = 2,29 \text{ kN}$, la verifica a taglio nella sezione terminale ridotta del travicello è pertanto data dalla seguente espressione:

$$\tau_d = (2290 \cdot 1,5) / (100 \cdot 81) = 0,42 \text{ N/mm}^2 < 0,94 \cdot f_{v,d} = 2,0 \text{ N/mm}^2 \quad \underline{\underline{\text{verifica soddisfatta}}}$$

Nel caso di figura, l'introduzione delle forze di compressione all'interno della trave per effetto delle pressioni di contatto avviene in direzione obliqua alla fibratura a causa dell'inclinazione dell'elemento rispetto al piano di contatto. In tale caso la resistenza a compressione dipende dall'angolo tra la direzione della forza di contatto e la fibratura e chiama in causa sia la resistenza a compressione in direzione parallela alla fibratura stessa ($f_{c,0,k}$) che quella in direzione

ortogonale ($f_{c,90,k}$). Trascurando, per semplicità ed a favore di sicurezza, l'inclinazione del travicello e procedendo in maniera analoga a quanto fatto per la trave principale (considerando una superficie di contatto di ampiezza pari a 4,6 cm), la verifica nei confronti degli sforzi introdotti per effetto delle pressioni di contatto risulta ampiamente verificata.

Struttura terziaria (tavalato)

Ai fini della verifica, è lecito ipotizzare una struttura omogenea di spessore pari alla somma degli spessori delle tavole che compongono i 2 strati del tavalato (3+2 cm). Si considera pertanto, a favore di sicurezza, una "striscia" di tavalato di larghezza 10 cm e altezza 5, da analizzarsi come trave vincolata, come ipotizzato al paragrafo 3.1, con uno schema di appoggio-appoggio per la verifica a momento e flettente e con uno schema incastro-appoggio per la verifica a taglio; la luce netta da considerare, detratta la larghezza dei sottostanti travicelli, è pari a 60 cm.

Anche in questo caso diventa significativo un carico di esercizio di tipo concentrato (1,2 kN) qualora lo si consideri direttamente agente sulla trave di calcolo (trascurando quindi a favore di sicurezza l'effetto ripartitore degli elementi contigui del tavalato); analogamente al caso della struttura secondaria, si ha che:

$G_1 = 0,36 \cdot 0,1 \text{ kN/m} = \mathbf{0,036 \text{ kN/m}}$ carichi permanenti strutturali

$G_2 = (0,1 \cdot 0,1 + 0,4 \cdot 0,1) \text{ kN/m} = \mathbf{0,05 \text{ kN/m}}$ carichi permanenti non strutturali

$Q_{\text{esercizio}} = \mathbf{1,2 \text{ kN}}$ sovraccarico di esercizio (media durata)

$Q_{\text{neve}} = 2,392 \cdot 0,1 \text{ kN/m} = \mathbf{0,24 \text{ kN/m}}$ sovraccarico neve (media durata)

Trascurando per semplicità l'inclinazione trasversale del tavalato rispetto alla direzione di applicazione delle azioni di carico ed ipotizzando il sovraccarico puntuale centrato, il momento flettente ed il taglio massimi si generano, in riferimento agli schemi statici indicati, rispettivamente nella sezione di mezzaria ed in quella di incastro e sono determinati con le seguenti espressioni (dove $q_{\text{tot}} = 0,326 \text{ kN/m}$ $p = 1,2 \text{ kN}$)

$M_{\text{max}} = q_{\text{tot}} \cdot l^2 / 8 + p \cdot l / 2 = 0,375 \text{ kN} \cdot \text{m}$ momento flettente di calcolo

$T_{\text{max}} = q_{\text{tot}} \cdot l \cdot 5/8 + p \cdot 11/16 = 0,947 \text{ kN}$ sforzo di taglio di calcolo

$f_{m,y,d} = 30 \cdot 0,8/1,5 = 16 \text{ Mpa} = 16 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a flessione

$f_{v,d} = 4,0 \cdot 0,8/1,5 = 1,6 \text{ Mpa} = 1,6 \text{ N/mm}^2$ resistenza di calcolo a taglio

Sollecitazione di calcolo a flessione $\sigma_{m,y,d} = (375 \cdot 1000 \cdot 6) / (100 \cdot 2500) = 9 \text{ N/mm}^2 < f_{m,y,d}$ **verifica soddisfatta**

Sollecitazione di calcolo a taglio $\tau_d = (947 \cdot 1,5) / (100 \cdot 60) = 0,284 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d}$ **verifica soddisfatta**

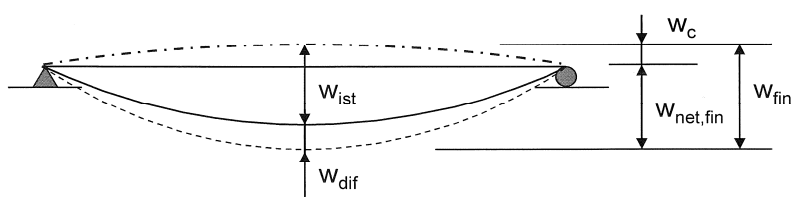
Le verifiche sono soddisfatte con un margine di resistenza più ampio rispetto alle travi principali che a quelle secondarie; non si procede pertanto ad ulteriori verifiche.

3.3 Verifiche a Stato Limite di Esercizio

Nel caso di strutture semplici come quella in esame, la verifica a SLE si riduce al calcolo delle deformazioni e alla verifica delle stesse nei confronti delle deformazioni massime ammissibili.

La definizione dei limiti massimi delle deformazioni, non coinvolgendo aspetti di sicurezza strutturale, bensì di compatibilità di diverse parti della costruzione o addirittura estetici, è generalmente rimandata alla responsabilità del progettista, sulla base della situazione effettiva di utilizzazione e delle caratteristiche della struttura presa in considerazione, senza la fissazione di limiti categorici. Nel caso in esame, nel quale i requisiti prestazionali richiesti alla struttura in condizioni di esercizio sono riconducibili esclusivamente a fattori estetici (la copertura in progetto non sarà infatti abitualmente accessibile, né vi dovranno essere allocati impianti tecnologici), si procederà pertanto a verificare che la deformazione delle travi principali sia contenuta entro i limiti massimi consigliati dall'Eurocodice 5 per una trave inflessa su 2 appoggi.

Nel caso di una trave inflessa, e con riferimento alla successiva figura, la deformazione può essere suddivisa nelle seguenti componenti:



- la deformazione iniziale w_{ist} al momento dell'applicazione del carico
- la deformazione totale w_{fin} corrispondente al valore massimo della deformazione effettiva tenendo conto degli effetti viscosi
- la deformazione totale $w_{net,fin}$ rispetto alla posizione di riferimento teorica
- la controfreccia w_c .

Per tali componenti, l'Eurocodice consiglia i seguenti valori:

- w_{ist} : da $l/300$ fino a $l/500$
- $w_{net,fin}$: da $l/250$ fino a $l/350$
- w_{fin} : da $l/150$ fino a $l/300$

dove l è la luce netta della trave inflessa.

Nel caso in esame:

- si assume $w_c=0$

- la freccia istantanea totale w_{ist} è determinata sulla base della combinazione di carichi rara determinante che, con riferimento al paragrafo 2.4, ai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.I delle NTC ed ai valori di carichi e sovraccarichi già determinati per le verifiche a SLU, vale $(0,942+0,71+2,99) \text{ kN/m} = \underline{4,64 \text{ kN/m}}$;

- la freccia dovuta agli effetti viscosi w_{dif} è determinata sulla base della combinazione di carichi quasi permanente che, con riferimento al paragrafo 2.4, ai coefficienti di combinazione di cui alla tabella 2.5.I delle NTC ed ai valori di carichi e sovraccarichi già determinati per le verifiche a SLU, vale $(0,942+0,71) \text{ kN/m} = \underline{1,65 \text{ kN/m}}$.

Con riferimento ad uno schema statico di trave su doppio appoggio, la freccia massima dovuta alla flessione per un determinato carico q vale:

$$w_{max} = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

con $I = b \cdot h^3 / 12 = 2,60 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ per la trave in esame ed $E = 10000 \text{ N/mm}^2$.

Trascurando la componente di freccia dovuta allo sforzo di taglio, si ha dunque che:

$$w_{ist} = 5 \cdot 4,64 \cdot 5200^4 / 384 \cdot 10^4 \cdot 2,60 \cdot 10^8 = 21,7 \cdot 731,16 \cdot 10^{12} / 998,4 \cdot 10^4 \cdot 10^8 = 17 \text{ mm}$$

$$w_{dif} = 5 \cdot 1,65 \cdot 5200^4 / 384 \cdot 10^4 \cdot 2,60 \cdot 10^8 = 6,795 \cdot 731,16 \cdot 10^{12} / 998,4 \cdot 10^4 \cdot 10^8 = 6,05 \text{ mm}.$$

Pertanto:

$$w_{ist} = 17 \text{ mm} = l/306 < l/300 \quad \text{verificata}$$

$$w_{net,fin} = w_{fin} = 17 + 6,05 = 23,05 \text{ mm} = l/226 < l/150 \quad \text{verificata}$$

Anche per gli stati limite di esercizio gli elementi della struttura considerati risultano quindi verificati.

3.4 Verifica degli elementi di connessione della struttura primaria alle murature perimetrali

Si procede a determinare la forza agente sulle travi principali della copertura per effetto del sisma mediante ricorso ad analisi statica lineare, che, come già visto al paragrafo 3.1, risulta ammissibile essendo verificata la disuguaglianza $T_1 \leq 2,5 \cdot T_c$.

Ai sensi del paragrafo 7.3.3.2 delle NTC, in caso di analisi statica, la forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla seguente formula:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot W_i / \sum_j z_j \cdot W_j$$

dove:

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima

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

W_i e W_j sono i pesi rispettivamente della massa i e della massa j

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano di fondazione, rispettivamente della massa i e della massa j

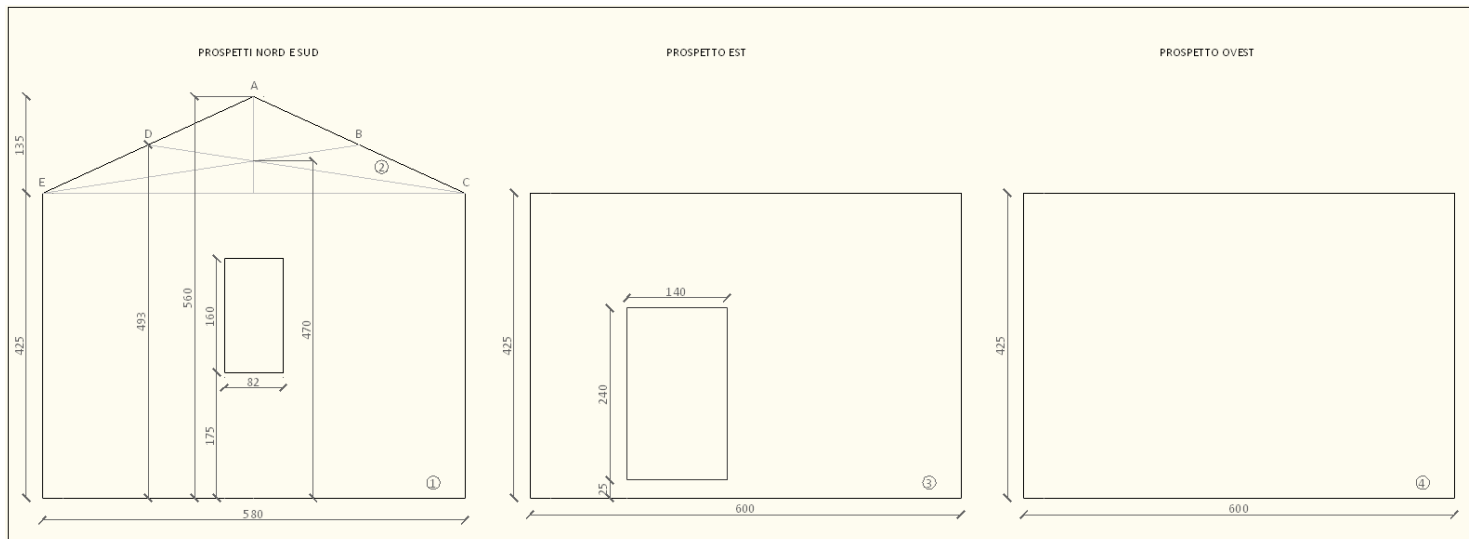
$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto

W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 1 nel caso in esame

g è l'accelerazione di gravità.

Ai fini della determinazione delle masse che compongono la costruzione e delle rispettive altezze dal piano di fondazione (centro di massa), si fa riferimento alla figura a pagina seguente, in cui sono schematicamente rappresentate le strutture murarie dell'edificio.



Ricordando che le murature hanno spessore costante di 40 cm, ipotizzando un peso per unità di volume del pietrame pari a 23 kN/m^3 ed un peso per unità di superficie dell'intonaco (considerato con spessore 1,5 cm su entrambi i lati delle murature) pari $21 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,03 \text{ m} = 0,63 \text{ kN/m}^2$, si ha che:

$$W_1 = (5,8 \cdot 4,25 - 0,82 \cdot 1,6) \cdot (0,4 \cdot 23 + 0,63) = 229,4 \text{ kN}$$

$$W_2 = (5,8 \cdot 1,35/2) \cdot (0,4 \cdot 23 + 0,63) = 38,5 \text{ kN}$$

$$W_3 = (6,0 \cdot 4,25 - 1,4 \cdot 2,4) \cdot (0,4 \cdot 23 + 0,63) = 217,6 \text{ kN}$$

$$W_4 = 6,0 \cdot 4,25 \cdot (0,4 \cdot 23 + 0,63) = 250,6 \text{ kN}.$$

Le rispettive altezze dal piano di fondazione valgono:

$$z_1 = (5,8 \cdot 4,25 - 0,82 \cdot 1,6 - 2,55) / (5,8 \cdot 4,25 - 0,82 \cdot 1,6) = 2,1 \text{ mt}$$

$$z_2 = 4,7 \text{ mt (quota determinata geometricamente)}$$

$$z_3 = (6,0 \cdot 4,25 - 1,4 \cdot 2,4 - 1,45) / (6,0 \cdot 4,25 - 1,4 \cdot 2,4) = 2,23 \text{ mt}$$

$$z_2 = 2,125 \text{ mt}$$

La copertura può essere schematizzata come masse concentrate alle quote A, B=D, C=E; con riferimento ai pesi permanenti strutturali e non strutturali (nel caso di combinazione di carico sismica, i coefficienti di combinazione ψ_{2j} dei sovraccarichi variabili di copertura e da neve sono pari a 0) ed alle aree di influenza già definiti al paragrafo 3.2, si ha che:

$$W_A = W_B = W_D = (0,942 + 0,71) \cdot 5,2 = 8,59 \text{ kN}$$

$$W_C = W_E = W_A/2 = 4,30 \text{ kN}$$

Pertanto:

$$W = 770 \text{ kN}$$

$$S_d(T_1) = 0,283g \text{ (vedi paragrafo 2.2)}$$

$$F_h = S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda / g = 0,283g \times 770 \times 1/g = 217,9 \text{ kN}$$

La forza orizzontale agente, allo SLV, sulla trave principale di colmo, che identifica lo sforzo di taglio di calcolo ai fini del dimensionamento delle connessioni, vale dunque:

$$F_A = 217,9 - 5,6 - 8,59 / (2 \cdot 229,4 - 2,1 + 2 \cdot 38,5 - 4,7 + 217,6 - 2,23 + 250,6 - 2,125 + 8,59 - 5,6 + 2 \cdot 8,59 - 4,93 + 2 \cdot 4,30 - 4,25) = 10481,86 / 2485,5 \text{ kN} = \mathbf{4,22 \text{ kN}}.$$

Si ipotizza che tale sforzo di taglio debba essere assorbito ad una sola delle 2 estremità della trave, quella cioè vincolata al cordolo in cls (per non causare problemi di stabilità al timpano in muratura che si eleva al di sopra della muratura portante sul fronte nord dell'edificio, su tale lato si eviterà, come già detto, la realizzazione del cordolo, procedendo al semplice alloggiamento della trave all'interno della muratura esistente); trascurando eventuale resistenza per attrito, il collegamento trave-cls è garantito, su ogni lato della trave, da un'unione a taglio costituita da un piatto in acciaio sagomato ad L, spessore 5 mm, giuntato al cls 2 bulloni di diametro 10 mm.

Verifica a rottura per taglio/tranciamento del bullone

Area resistente singolo bullone $A_{res} = 58 \text{ mm}^2$ (si considera la resistenza affidata alla parte filettata)

$$\text{Resistenza di calcolo a taglio singolo bullone (4.2.8.1.1 delle NTC)} \quad F_{v,Bd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 400 \cdot 58 / 1,25 \text{ N} = 11136 \text{ N}$$

Considerando lo sforzo di taglio uniformemente ripartito, si ha che:

$F_{v,rd,tot}$ = resistenza di calcolo a taglio totale = $4 \cdot F_{v,rd} = 44,54 \text{ kN} >> F_A$ **verifica soddisfatta**

Verifica a rottura per rifollamento della lamiera

Resistenza di calcolo a rifollamento della lamiera (4.2.8.1.1 delle NTC) $F_{b,Rd} = K \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$

dove:

d è il diametro nominale del gambo del bullone = 10 mm

t è lo spessore della lamiera = 5 mm

f_{tk} è la resistenza a rottura del materiale della lamiera = 360 N/mm^2

$\alpha = \min[e_1/(3 \cdot d_0) ; f_{tb}/f_t ; 1]$ per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min[p_1/(3 \cdot d_0) - 0,25 ; f_{tb}/f_t ; 1]$ per bulloni interni nella direzione del carico applicato

$k = \min[2,8 \cdot e_2/d_0 - 1,7 ; 2,5]$ per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato

$k = \min[1,4 \cdot p_2/d_0 - 1,7 ; 2,5]$ per bulloni esterni nella direzione perpendicolare carico applicato

con e_1 , e_2 , p_1 , p_2 aventi il significato di cui alla figura 4.2.3 delle NTC e d_0 diametro nominale del foro.

Nel caso in esame, i bulloni sono da considerarsi di bordo disposti perpendicolarmente alla direzione del carico, con $e_2 = 20 \text{ mm}$ e $d_0 = 10,5 \text{ mm}$; pertanto $\alpha = 1$ e $k = 2,5$ e dunque la resistenza di calcolo vale:

$F_{b,Rd} = 2,5 \cdot 360 \cdot 10 \cdot 5 / 1,25 = 36000 \text{ N} = 36 \text{ kN}$

Ipotizzando, come detto, una ripartizione uniforme della sollecitazione di calcolo su ogni bullone, si ha che:

$F_{b,Rd} = 36 \text{ kN} >> F_A/4$ **verifica soddisfatta**

Piteglio, luglio 2017

IL RESPONSABILE UFFICIO TECNICO

(Ing. Cristiano Vannucchi)



A handwritten signature in black ink, reading "Cristiano Vannucchi", written over the circular stamp.