



COMUNE DI VILLA D'OGNA
Provincia di Bergamo

**LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL TETTO, INTONACI E
CEMENTI ARMATI DELLA SCUOLA PRIMARIA DI
LARGO EUROPA 70**

PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO

(art. 23 D.Lgs 50/2016 e art. 24-33 D.P.R. 207/10)

- RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE
- RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI
- RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE
- PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE
- DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Gianfranco Lubrini

Clusone, 14 dicembre 2017

Indice

| | |
|--|-----------|
| 1. PREMESSA, IPOTESI FORMALI E DI CALCOLO | 4 |
| 1.1 Descrizione dell'intervento strutturale | 5 |
| 1.2 Descrizione delle opere strutturali | 6 |
| 1.2.1 Fondazioni | 6 |
| 1.2.2 Strutture verticali | 6 |
| 1.2.3 Strutture orizzontali | 7 |
| 1.3 Pesì propri, carichi di esercizio e azioni | 7 |
| 1.3.1 Pesì propri | 7 |
| 1.3.2 Carichi permanenti | 7 |
| 1.3.3 Carichi variabili | 7 |
| 1.3.4 Azione sismica | 7 |
| 1.4 Verifiche di regolarità | 8 |
| 1.5 Classe di duttilità | 9 |
| 1.6 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D. | 10 |
| 1.7 Metodo di Analisi | 11 |
| 1.8 Combinazione delle componenti dell'azione sismica | 12 |
| 1.9 Eccentricità accidentali | 13 |
| 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 14 |
| 3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE | 16 |
| 3.1 Codice di calcolo impiegato | 16 |
| 3.1.1 Descrizione del programma | 16 |
| 3.1.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni | 16 |
| 3.1.3 Verifiche delle membrature in acciaio | 18 |

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 3.2 | Metodo di calcolo | 19 |
| 3.3 | Stato Limite di Salvaguardia della Vita | 19 |
| 3.4 | Stato Limite di Danno | 22 |
| 3.5 | Stati Limite di Esercizio | 22 |
| 3.5.1 | Coefficienti parziali per le azioni | 24 |
| 3.5.2 | Coefficienti di sicurezza delle resistenze | 24 |
| 3.6 | Modellazione strutturale | 25 |
| 3.7 | Esplicazione dei risultati | 29 |
| 3.8 | Giudizio motivato di accettabilità dei risultati | 29 |
| 4. | RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI | 30 |
| 4.1 | LEGNO LAMELLARE GL24h | 30 |
| 5. | RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE | 31 |
| 6. | PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE | 32 |
| 7. | DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA | 33 |
| 8. | CONCLUSIONI | 34 |

1. PREMESSA, IPOTESI FORMALI E DI CALCOLO

Il presente documento costituisce **parte essenziale del progetto definitivo-esecutivo** relativo agli interventi finalizzati al rifacimento della copertura lignea delle scuole elementari del Comune di Villa d'Ogna, sita in largo Europa, 70.

Completano il progetto **definitivo-esecutivo (per la parte strutturale)**, oltre il fascicolo dei calcoli delle strutture portanti, gli elaborati grafici contenenti i particolari costruttivi e tutte le prescrizioni esecutive di dettaglio.

Nel presente capitolo si indicano le **ipotesi formali e di calcolo** alla base del progetto, concordate sia con la Committenza (nella persona del RUP) che con il Progettista Architettonico (cioè il sottoscritto).

Si sottolinea che l'intervento deve essere denunciato dal Costruttore e dal Committente ai sensi dell'art. 4 della L. 1086/1971 e dell'art. 17 della L. 64/1974 (oltre che dell'art. 6 della L.R. 33/2015) e sottoposto a opportuna direzioni lavori e collaudo.

| SITO | |
|-----------------------------|---|
| latitudine [°] | 45° 54' 20" |
| longitudine [°] | 9° 55' 54" |
| altitudine [m s.l.m.] | 545 |
| zona sismica | zona 3 |
| COSTRUZIONE | |
| tipo di costruzione | tipo 2 |
| vita nominale | ≥ 50 anni |
| classe d'uso | classe II costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti |
| edificio o opera strategica | NO |

| | |
|--|---|
| edificio o opera rilevante | SI |
| INTERVENTO | |
| tipologia di intervento | <p>NUOVA COSTRUZIONE</p> <p>COSTRUZIONE ESISTENTE</p> <ul style="list-style-type: none"> • adeguamento • miglioramento • riparazione o intervento locale |
| metodo di calcolo | stati limite |
| norma tecnica di riferimento principale | D.M. 14/01/2008 |

Considerato quanto sopra, e cioè **l'inquadramento dell'intervento come locale**, le verifiche si limitano alle parti sostituite (impalcato di copertura con i relativi appoggi), secondo i disposti del punto 8.4.3 del D.M. 14/01/2008:

8.4.3 RIPARAZIONE O INTERVENTO LOCALE

In generale, gli interventi di questo tipo riguarderanno singole parti e/o elementi della struttura e interesseranno porzioni limitate della costruzione. Il progetto e la valutazione della sicurezza potranno essere riferiti alle sole parti e/o elementi interessati e documentare che, rispetto alla configurazione precedente al danno, al degrado o alla variante, non siano prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

La relazione di cui al par. 8.2 che, in questi casi, potrà essere limitata alle sole parti interessate dall'intervento ed a quelle con esse interagenti, dovrà documentare le carenze strutturali riscontrate, risolte e/o persistenti, ed indicare le eventuali conseguenti limitazioni all'uso della costruzione.

Si rimanda alla relazione illustrativa rispetto alle tematiche generali di adeguamento sismico del fabbricato (anche in relazione alle carenze riscontrate), programmato per il prossimo futuro e oggetto di approfondimento in altra sede, e alle motivazioni che hanno spinto alla programmazione e realizzazione del presente intervento.

1.1 Descrizione dell'intervento strutturale

L'intervento strutturale prevede la completa sostituzione della copertura esistente che sarà realizzata con orditura principale e secondaria in legno lamellare, assito e manto di copertura.

Nel seguito sono riportati i principali dati relativi all'opera strutturale in progetto.

| | |
|--|-----------------------|
| superficie in pianta tot [m ²] | 720 (della copertura) |
| superficie in pianta piano terra [m ²] | // |
| piani interrati [n.] | // |
| piani fuori terra [n.] | 3 |
| volume entro terra + fuori terra [m ³] | // |
| luce max solai [m] | // |
| luce max sbalzi - aggetti [m] | // |
| quota min piano fondale [m s.l.m.] | // |
| altezza max piano copertura [m] | 7 |

1.2 Descrizione delle opere strutturali

1.2.1 Fondazioni e struttura sottostante all'intervento

Non sono previsti interventi alle fondazioni, in quanto l'intervento in progetto non modificherà in maniera significativa i carichi trasmessi al terreno.

Infatti la conformazione strutturale dell'edificio nel suo complesso non subirà nessun tipo di modifica e le sollecitazioni previste alla struttura resteranno pressoché invariate.

Al di sotto dell'intervento, oltre all'apparato fondazionale, sono presenti due elevazioni con pilastrature in cemento armato e due solai in laterocemento con travi in cemento armato. Tali porzioni non saranno oggetto di intervento.

Viene con il presente intervento realizzata una cordolatura in cemento armato cerchiante al di sopra del secondo solaio, nell'ottica dell'irrigidimento dello stesso (programmato nell'intervento di adeguamento).

1.2.2 Strutture verticali

Le uniche strutture verticali di nuova realizzazione sono costituite da nuovi montanti lignei che permettono di garantire l'appoggio all'orditura principale della nuova copertura.

Tali elementi poggeranno direttamente sui sottostanti pilastri in calcestruzzo armato, oppure su travi lignee opportunamente posizionate all'estradosso del secondo impalcato al fine di eliminare i carichi concentrati sul solaio in laterocemento presenti nella configurazione attuale della struttura di copertura.

Si specifica che la distribuzione dei carichi della copertura sulle elevazioni non viene di fatto alterata, andando semplicemente a eliminare la caduta dei carichi sugli elementi secondari (solaio, travi) e insistendo direttamente sui pilastri. Inoltre, pur pesando leggermente di più la copertura, viene eliminato il gravame dei pilastri in mattoni.

1.2.3 Strutture orizzontali

La struttura orizzontale di nuova realizzazione (copertura) è costituita dal solaio in legno lamellare inclinato con orditura principale e secondaria ed assito che costituisce la copertura dell'edificio esistente.

Le sezioni di tutte le travi sono state verificate agli Stati Limiti Ultimi a pressoflessione, a taglio ed a torsione, inoltre sono state condotte le verifiche agli Stati Limite di Esercizio per quanto riguarda la deformazione.

1.3 Pesì propri, carichi di esercizio e azioni

1.3.1 Pesì propri

- solaio in legno lamellare di copertura 0,40 kN/m²;

1.3.2 Carichi permanenti

- solaio in legno lamellare di copertura 0,80 kN/m²;

1.3.3 Carichi variabili

- solaio in legno lamellare di copertura 1,75 kN/m²;

1.3.4 Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare, il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica;
- individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T^*c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio;
- determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica;
- calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

1.4 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura.

La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA | |
|--|----|
| La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità | NO |
| Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4 | SI |
| Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione | SI |
| Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti | SI |

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA | |
|--|----|
| Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione | SI |
| Massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla | SI |

| | |
|--|----|
| <p>sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base</p> | |
| <p>Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti</p> | SI |
| <p>Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento</p> | SI |

La rigidezza è calcolata come rapporto fra il taglio complessivamente agente al piano e δ , spostamento relativo di piano (Il taglio di piano è la sommatoria delle azioni orizzontali agenti al di sopra del piano considerato).

Tutti i valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

- NON REGOLARE in pianta;
- REGOLARE in altezza.

1.5 Classe di duttilità

La classe di duttilità è rappresentativa della capacità dell'edificio in cemento armato di dissipare energia in campo anelastico per azioni cicliche ripetute.

Le deformazioni anelastiche devono essere distribuite nel maggior numero di elementi duttili, in particolare le travi, salvaguardando in tal modo i pilastri e soprattutto i nodi travi pilastro che sono gli elementi più fragili.

Il D.M. 14 gennaio 2008 definisce due tipi di comportamento strutturale:

- comportamento strutturale non-dissipativo;
- comportamento strutturale dissipativo.

Per strutture con comportamento strutturale dissipativo si distinguono due livelli di Capacità Dissipativa o Classi di Duttilità (CD).

- CD "A" (Alta);
- CD "B" (Bassa).

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni cui ci si riconduce in fase di progettazione; per ambedue le classi, onde assicurare alla struttura un comportamento dissipativo e duttile evitando rotture fragili e la formazione di meccanismi instabili impreveduti, si fa ricorso ai procedimenti tipici della gerarchia delle resistenze.

La struttura in esame è stata progettata in classe di duttilità **BASSA**.

1.6 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

L'edificio è stato progettato per una Vita Nominale pari a **50** e per Classe d'Uso pari a **2**.

In base alle indagini geognostiche effettuate si è classificato il suolo di fondazione di categoria **A**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

| Stato limite | Coef. Ampl. Strat. |
|---|--------------------|
| Stato limite di operatività | 1,50 |
| Stato limite di danno | 1,50 |
| Stato limite di salvaguardia della vita | 1,50 |
| Stato limite di prevenzione collasso | 1,50 |

Per la definizione degli spettri di risposta, oltre all'accelerazione a_g al suolo (dipendente dalla classificazione sismica del Comune) occorre determinare il Fattore di Struttura q .

Il Fattore di struttura q è un fattore riduttivo delle forze elastiche introdotto per tenere conto delle capacità dissipative della struttura che dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il Coefficiente di Amplificazione Topografica S_T pari a **1,20**.

L'edificio è stato progettato per appartenere alla Classe **2**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati tabulati di calcolo al punto “dati generali analisi sismica”.

Per la struttura in esame sono stati determinati i seguenti valori:

Stato Limite di salvaguardia della Vita

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione X: **2,25**

Fattore di Struttura q per sisma orizzontale in direzione Y: **2,25**

Fattore di Struttura q per sisma verticale: **1,50**

Gli spettri utilizzati sono riportati nel fascicolo dei calcoli.

1.7 Metodo di Analisi

Il calcolo delle azioni sismiche è stato eseguito in analisi dinamica modale, considerando il comportamento della struttura in regime elastico lineare.

Il numero di modi di vibrazione considerato (30) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

| Stato limite | Direzione sisma | % |
|-------------------------|-----------------|-------|
| salvaguardia della vita | X | 91,6 |
| salvaguardia della vita | Y | 88,3 |
| salvaguardia della vita | Z | 100,0 |

Per valutare la risposta massima complessiva di una generica caratteristica E, conseguente alla sovrapposizione dei modi, si è utilizzata una tecnica di combinazione probabilistica definita CQC (Complete Quadratic Combination - Combinazione Quadratica Completa):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{\frac{3}{2}}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij}^2)} \quad \beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j}$$

dove:

n è il numero di modi di vibrazione considerati;

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i-j di modi di vibrazione.

Le sollecitazioni derivanti da tali azioni sono state composte poi con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche. Il calcolo è stato effettuato mediante un programma agli elementi finiti le cui caratteristiche verranno descritte nel seguito.

Il calcolo degli effetti dell'azione sismica è stato eseguito con riferimento alla struttura spaziale, tenendo cioè conto degli elementi interagenti fra loro secondo l'effettiva realizzazione escludendo i tamponamenti. Non ci sono approssimazioni su tetti inclinati, piani sfalsati o scale, solette, pareti irrigidenti e nuclei.

Si è tenuto conto delle deformabilità taglianti e flessionali degli elementi monodimensionali; pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento sia a piastra che a lastra.

Sono stati considerati sei gradi di libertà per nodo; in ogni nodo della struttura sono state applicate le forze sismiche derivanti dalle masse circostanti.

Le sollecitazioni derivanti da tali forze sono state poi combinate con quelle derivanti dagli altri carichi come prima specificato.

1.8 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Il sisma viene convenzionalmente considerato come agente separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate; per tenere conto che nella realtà il moto del terreno durante l'evento

sismico ha direzione casuale e in accordo con le prescrizioni normative, per ottenere l'effetto complessivo del sisma, a partire dagli effetti delle direzioni calcolati separatamente, si è provveduto a sommare i massimi ottenuti in una direzione con il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione. L'azione sismica verticale è stata considerata in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi o di elementi a mensola.

1.9 Eccentricità accidentali

Per valutare le eccentricità accidentali, previste in aggiunta all'eccentricità effettiva sono state considerate condizioni di carico aggiuntive ottenute applicando l'azione sismica nelle posizioni del centro di massa di ogni piano ottenute traslando gli stessi, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/- 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

[01] **Legge n. 1086 del 5 novembre 1971**

Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.

[02] **Circolare Ministero LL.PP. n. 22831 del 24 maggio 1982**

Istruzioni relative ai carichi, ai sovraccarichi ed ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni.

[03] **D.M. del 20 novembre 1987**

Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.

[04] **D.M. del 11 marzo 1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

[05] **D.M. del 14 febbraio 1992**

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[06] **Circolare Ministero LL.PP. n. 37406/STC del 24 giugno 1993**

Legge 5 novembre 1971, n° 1086. Istruzioni relative alle norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche, di cui al decreto ministeriale 14 febbraio 1992.

[07] **D.M. del 9 gennaio 1996**

Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche.

[08] **D.M. del 16 gennaio 1996**

Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

[09] **Circolare Ministero LL.PP. n. 156 AA.GG./STC. del 4 luglio 1996**

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.

[10] **Decreto Presidente della Repubblica n. 380 del 6 giugno 2001**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

[11] **Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003**

Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

[12] **D.M. del 14 gennaio 2008**

Norme Tecniche per le Costruzioni.

[13] **Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009**

“Istruzioni per l'applicazione delle norme tecniche delle costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008”.

[14] Eurocodice 3

Progettazione delle strutture in acciaio.

[15] D.G.R. n. X/2129 del 11 luglio 2014

Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia.

[16] L.R. n. 33/2015 del 12 ottobre 2015

“Disposizioni in materia di opere o di costruzioni e relativa vigilanza in zone sismiche”.

[17] D.G.R. n. X/5001 del 30 marzo 2016

“Approvazione delle linee di indirizzo e coordinamento per l'esercizio delle funzioni trasferite ai comuni in materia sismica (artt. 3, comma 1, e 13, comma 1, della l.r. 33/2015)”.

Il numero fra parentesi quadre a margine della norma costituisce il riferimento utilizzato in tutta la documentazione progettuale.

Nel caso di aggiornamenti e/o esplicazioni e/o modifiche alla normativa citata si è mantenuto il riferimento alla norma originaria per brevità, senza citare le fonti legislative di modifica semprechè di non sostanziale importanza (per ciascuna norma si legga pertanto “e successive modifiche e integrazioni”).

Inoltre, per i decreti indicati, si è fatto riferimento a tutte le circolari emesse dai competenti ministeri come istruzione agli stessi (non citate integralmente per brevità).

3. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE

3.1 Codice di calcolo impiegato

| | |
|-----------------------------------|--|
| nome del software | Sismicad |
| versione | 12.10 |
| caratteristiche | software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows |
| produzione e distribuzione | Concrete s.r.l. via Della Pieve, 19 35121 Padova (PD) Tel. 049/8754720 - Fax 049/8755234 e-mail info@concrete.it - www.concrete.it |

3.1.1 Descrizione del programma

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma, per la risoluzione del modello strutturale utilizza un solutore agli elementi finiti tridimensionale. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli:

- un pre-processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore;
- il solutore agli elementi finiti;
- un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

3.1.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi

lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcato a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcato orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcato infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidità flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. È previsto un moltiplicatore della rigidità assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. Le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra - piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale. I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. I pali

sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. I plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidità elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali; le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra - piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidità alla traslazione verticale ed anche orizzontale. La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali. Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche. Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento. Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

3.1.3 Verifiche delle membrature in acciaio

Le verifiche delle membrature in acciaio possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, D.M. 14 gennaio 2008 o Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

3.2 Metodo di calcolo

Il D.M. 14 gennaio 2008 introduce l'obbligo di utilizzare il Metodo agli Stati Limite per le verifiche strutturali.

Pertanto la metodologia di calcolo si riconduce agli ordinari criteri della Scienza delle Costruzioni secondo il "**Metodo degli Stati Limiti Ultimi**" ed il "**Metodo degli Stati Limiti di Esercizio**" per quanto riguarda tutti i componenti strutturali.

L'area del ferro è ragguagliata a quella del calcestruzzo mediante il coefficiente di omogeneizzazione $m = 15$.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 14 gennaio 2008.

I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).

I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.

Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).

Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

3.3 Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

dove:

G_1 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

Q azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i -esima azione variabile;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$ coefficienti parziali come definiti nella tabella 2.6.I del DM 14 gennaio 2008;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 160 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula precedente).

I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati tabulati di calcolo.

In zona sismica, oltre alle sollecitazioni derivanti dalle generiche condizioni di carico statiche, devono essere considerate anche le sollecitazioni derivanti dal sisma. L'azione sismica è stata combinata con le altre azioni secondo la seguente relazione:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;

G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;

G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;

P rappresenta pretensione e precompressione;

ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;

Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella seguente tabella:

| Categoria/Azione | ψ_{2i} |
|---|-------------|
| categoria A - ambienti ad uso residenziale | 0,3 |
| categoria B - uffici | 0,3 |
| categoria C - ambienti suscettibili di affollamento | 0,6 |
| categoria D - ambienti ad uso commerciale | 0,6 |
| categoria E - biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 0,8 |
| categoria F - rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,6 |
| categoria G - rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,3 |
| categoria H - coperture | 0,0 |
| vento | 0,0 |
| neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,0 |
| neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,2 |
| variazioni termiche | 0,0 |

Le verifiche strutturali e geotecniche, come definite al punto 2.6.1 del D.M. 14 gennaio 2008, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al citato punto, definito sinteticamente come (A1+M1+R3); le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 14 gennaio 2008, i valori di resistenza del terreno sono stati considerati al loro valore caratteristico (coefficienti M1 della tabella 2.6.11 tutti unitari), i valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per R3 nelle verifiche di tipo GEO.

Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche

dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

3.4 Stato Limite di Danno

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo Stato Limite di Danno, è stata combinata con le altre azioni mediante una relazione del tutto analoga alla precedente:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- E azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame;
- G_1 rappresenta peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali
- P rappresenta pretensione e precompressione;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione delle azioni variabili Q_i ;
- Q_{ki} valore caratteristico dell'azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

3.5 Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 14 gennaio 2008 - Norme tecniche per le costruzioni - al punto 2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

- combinazione rara

$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{Kj}) + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

- combinazione frequente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$
- combinazione quasi permanente
$$F_d = \sum_{j=1}^m (G_{kj}) + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}) + \sum_{h=1}^l (P_{kh})$$

dove:

G_{kj} valore caratteristico della j-esima azione permanente;

P_{kh} valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;

Q_{k1} valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;

Q_{ki} valore caratteristico della i-esima azione variabile;

ψ_{0i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;

ψ_{1i} coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i} , ψ_{1i} , ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

| Categoria/Azione | ψ_{0i} | ψ_{1i} | ψ_{2i} |
|---|-------------|-------------|-------------|
| categoria A - ambienti ad uso residenziale | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| categoria B - uffici | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| categoria C - ambienti suscettibili di affollamento | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| categoria D - ambienti ad uso commerciale | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| categoria E - biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| categoria F - rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN) | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| categoria G - rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN) | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| categoria H - coperture | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| vento | 0,6 | 0,2 | 0,0 |
| neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.) | 0,5 | 0,2 | 0,0 |
| neve (a quota > 1000 m s.l.m.) | 0,7 | 0,5 | 0,2 |
| variazioni termiche | 0,6 | 0,5 | 0,0 |

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a

turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base (Q_{k1} nella formula (1)), con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).

Negli allegati tabulati di calcolo sono riportati i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (4) e "Rara" (4).

Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

3.5.1 Coefficienti parziali per le azioni

Il valore di progetto di una azione è espresso in termini generali come:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_k$$

dove:

F_d valore di progetto dell'azione;

γ_F coefficiente parziale;

F_k valore caratteristico dell'azione.

Per le verifiche agli Stati Limite i carichi sono stati amplificati con i seguenti coefficienti parziali:

- carichi permanenti condizione favorevole 1,0;
- carichi permanenti condizione sfavorevole 1,3;
- carichi variabili condizione favorevole 0,0;
- carichi variabili condizione sfavorevole 1,5.

3.5.2 Coefficienti di sicurezza delle resistenze

Le caratteristiche meccaniche dei materiali vengono identificate con un valore caratteristico che corrisponde al frattile della distribuzione statistica della particolare proprietà del materiale in esame.

Il valore di progetto di una proprietà meccanica del materiale è generalmente definito come:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

dove:

X_d valore di progetto della resistenza meccanica;

X_k valore caratteristico della resistenza meccanica;

γ_F coefficiente parziale di sicurezza per la proprietà del materiale.

Per le verifiche agli Stati Limite sono stati applicati i seguenti coefficienti di sicurezza per le resistenze dei materiali:

ACCIAIO (coefficienti riportati nell'Eurocodice 3)

- resistenza delle sezioni di classe 1 - 2 - 3 (g_{M0}) 1,10;
- resistenza delle sezioni di classe 4 (g_{M1}) 1,10;
- resistenza delle membrature all'instabilità (g_{M1}) 1,10;
- resistenza delle sezioni nette in corrispondenza delle forature per i bulloni (g_{M2}) 1,25;
- resistenza dei collegamenti bullonati (g_{Mb}) 1,25;
- resistenza dei collegamenti saldati (g_{Mw}) 1,25.

CLS (coefficienti riportati nel D.M. 14 gennaio 2008)

- resistenza delle sezioni 1,50.

LEGNO (coefficienti riportati nel D.M. 14 gennaio 2008)

- resistenza delle sezioni 1,45.

3.6 Modellazione strutturale

Di seguito si riportano alcune immagini estrapolate dal modello tridimensionale utilizzato per le verifiche strutturali.

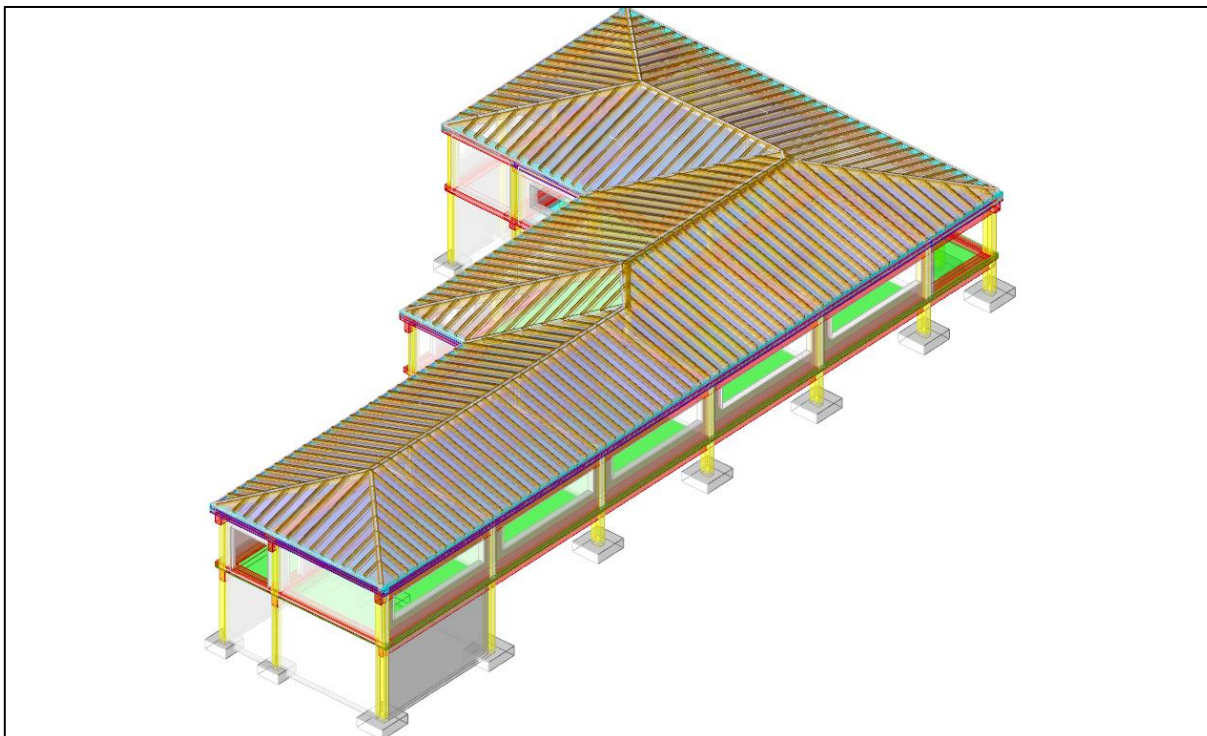


Figura 1: struttura globale

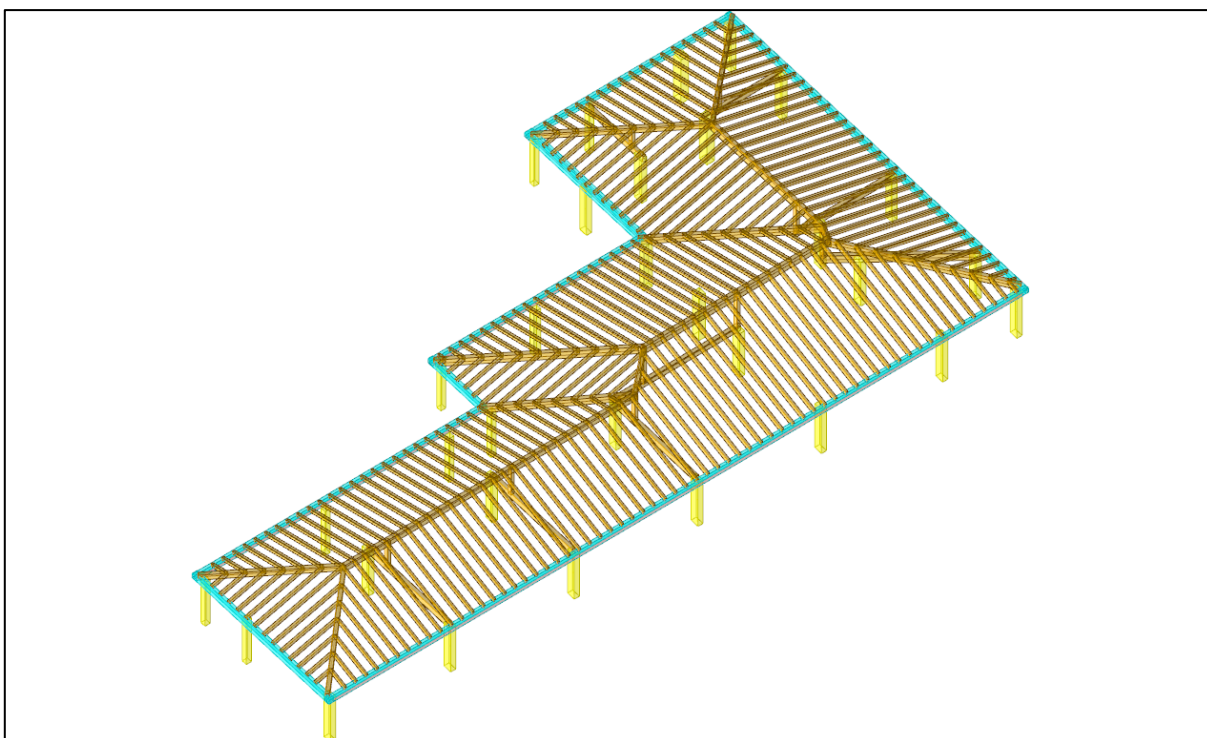


Figura 2: struttura di copertura

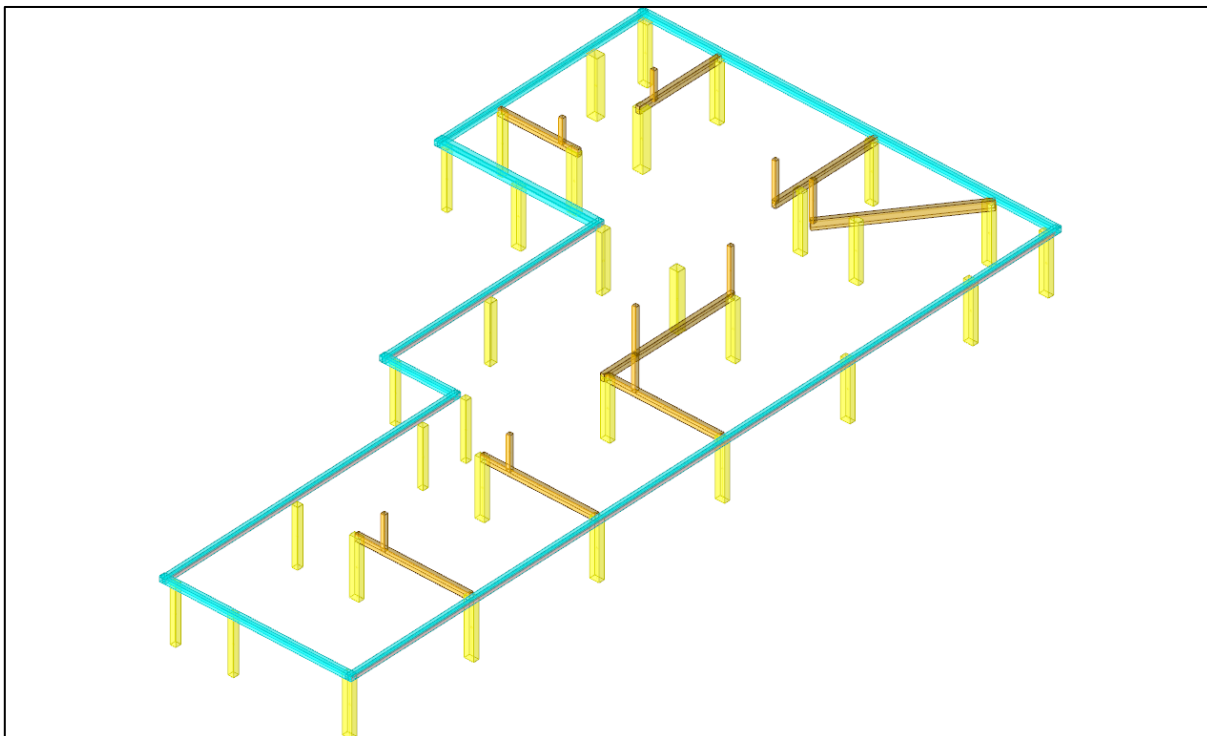


Figura 3: struttura a quota secondo impalcato di appoggio alla copertura

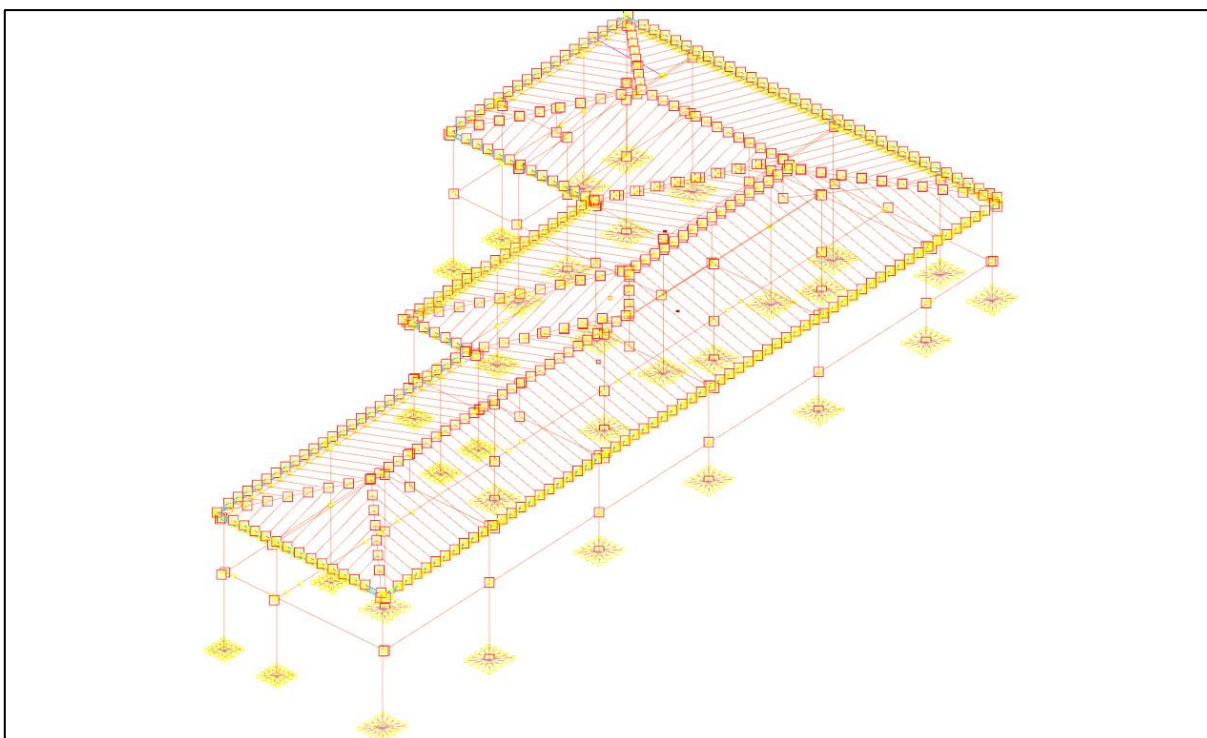


Figura 4: modello di calcolo

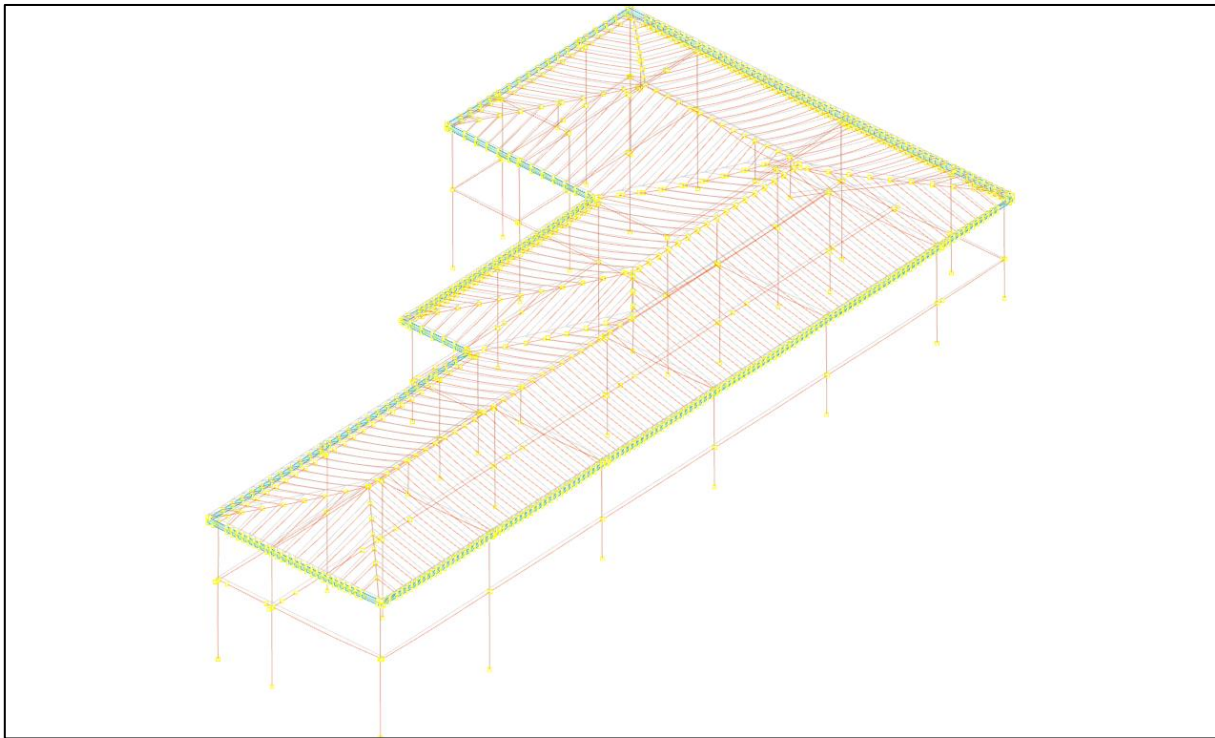


Figura 5: deformata qualitativa

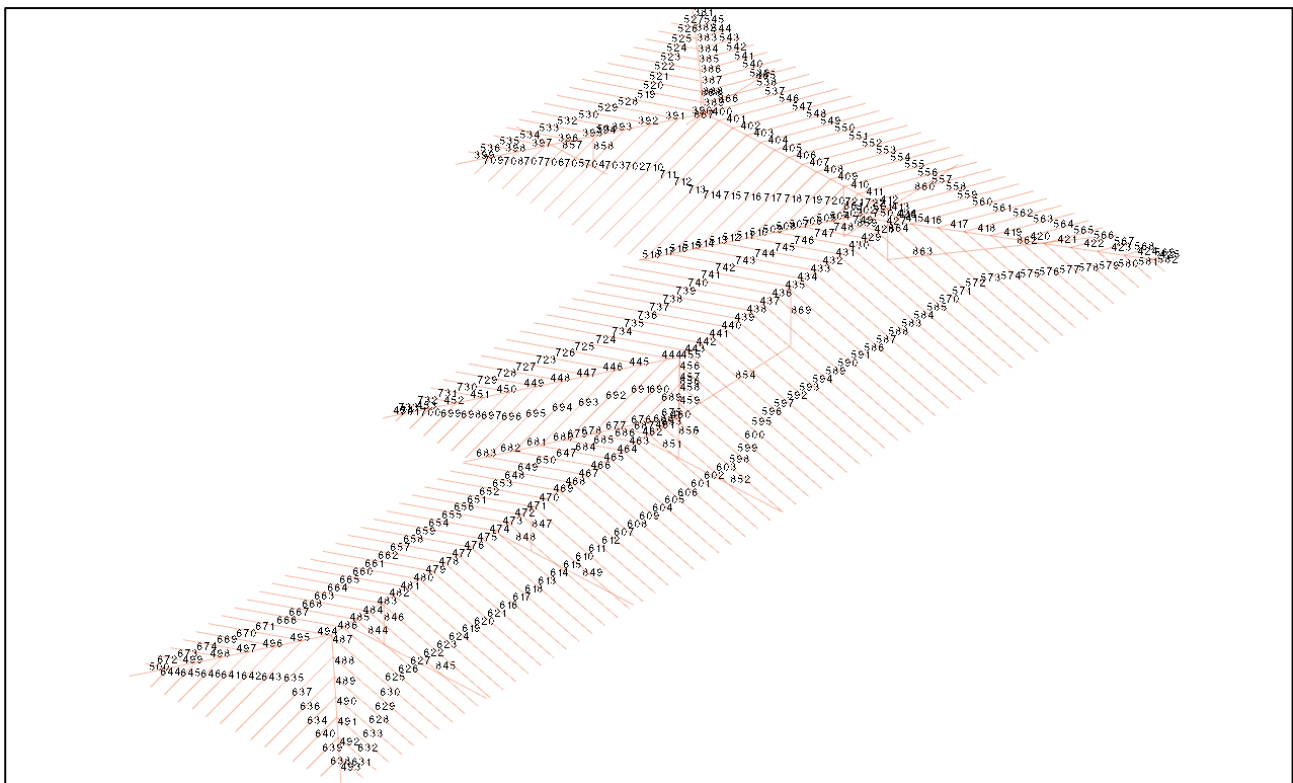


Figura 6: numerazione delle aste

3.7 *Esplicazione dei risultati*

I risultati delle calcolazioni eseguite sono esposti nell'allegato fascicolo dei calcoli delle strutture portanti, che dimostrano il rispetto delle prescrizioni normative inerenti l'opera.

3.8 *Giudizio motivato di accettabilità dei risultati*

Secondo quanto riportato all'art 10.2 del D.M. 14 gennaio 2008 risulta necessario, qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo automatici, verificare l'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

Nel caso specifico, si sono effettuate comparazioni tra i risultati ottenuti dal software e risultati ottenuti da valutazioni semplificate eseguite con metodi tradizionali. Si è inoltre valutata, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, la consistenza delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

4. RELAZIONE SUI MATERIALI IMPIEGATI

4.1 LEGNO LAMELLARE GL24h

Le caratteristiche meccaniche assunte ai fini delle verifiche strutturali dei travetti sono quelle del legno lamellare appartenente alla classe GL24h.

- Resistenza caratteristica a flessione ($f_{m,g,k}$) 24,00 N/mm²;
- Resistenza caratteristica a trazione // alle fibre ($f_{t,0,g,k}$) 19,20 N/mm²;
- Resistenza caratteristica a trazione \perp alle fibre ($f_{t,90,g,k}$) 0,50 N/mm²;
- Resistenza caratteristica a compressione // alle fibre ($f_{c,0,g,k}$) 24,00 N/mm²;
- Resistenza caratteristica a compressione \perp alle fibre ($f_{c,90,g,k}$) 2,50 N/mm²;
- Resistenza caratteristica a taglio e torsione ($f_{v,g,k}$) 3,50 N/mm²;
- Modulo elastico medio // alle fibre ($E_{0,g,medio}$) 11500 N/mm²;
- Modulo elastico caratteristico // alle fibre ($E_{g,0,05}$) 9600 N/mm²;
- Modulo elastico medio \perp alle fibre ($E_{90,g,medio}$) 300 N/mm²;
- Modulo medio di taglio (G_{medio}) 540 N/mm²;
- Massa volumica caratteristica ($\rho_{g,k}$) 385 kg/m³;
- Massa volumica media ($\rho_{g,m}$) 420 kg/m³.

5. RELAZIONE SULLE OPERE DI FONDAZIONE

L'intervento in progetto non prevede né la realizzazione di nuove opere di fondazione, né l'intervento sull'apparato fondazionale esistente.

Tale scelta progettuale è stata fatta in quanto l'intervento non prevede nessun tipo di incremento a terra degli attuali carichi e non modifica il comportamento strutturale globale della costruzione.

6. PIANO DI MANUTENZIONE STRUTTURALE

La parte strutturale dell'opera, così come progettata e vista la sua vita nominale minima (50 anni), non abbisogna di particolari manutenzioni, fatte salve alcune opere minute al fine di garantirne la durabilità.

Sono raccomandate soltanto **campagne di monitoraggio** biennali che mirino a verificare:

- la non presenza di fessure e/o cavillature negli elementi lignei;
- la non presenza di eccessive deformazioni delle travi, in particolar modo in campata;
- la non presenza di eccessive deformazioni dei nodi di collegamento, in particolar modo.

Qualora si rilevino problematiche durante i monitoraggi è necessario consultare un tecnico esperto al fine di stabilirne le cause.

Si rammenta alla proprietà di impedire ogni uso improprio della struttura oggetto del presente progetto, in particolare per ciò che concerne i carichi e le destinazioni d'uso e di sottoporre ogni intervento significativo sulle opere strutturali alla necessaria progettazione, direzione e collaudo.

Si rimanda in ogni caso al piano di manutenzione generale dell'intervento.

7. DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA

Si vedano gli allegati grafici (tavola PD-PE 1).

8. CONCLUSIONI

I metodi di calcolo seguiti sono in accordo con la Normativa vigente.

Per tutti i particolari progettuali si rimanda alle tavole allegate relativamente alle strutture realizzate in opera, ed alle tavole del progetto architettonico per una migliore comprensione dell'intervento nel suo complesso.

Per le verifiche inerenti le parti strutturali si rimanda invece all'allegato fascicolo dei calcoli delle strutture portanti.

Clusone, 14 dicembre 2017

IL PROGETTISTA

Dott. Ing. Gianfranco Lubrini