



Città di Boves

Sede Municipale - Piazza Italia n. 64



Interreg
ALCOTRA

Fonds européen de développement régional
Fondo europeo di sviluppo regionale



PROGETTO COFINANZIATO DALL'UNIONE EUROPEA,
FONDO EUROPEO DI SVILUPPO REGIONALE (FESR)
PROGRAMMA INTERREG ALCOTRA ITALIA-FRANCIA V A 2014-2020
PROGETTO ECO-BATI N. 1660

**RIQUALIFICAZIONE ENERGETICA
DI PARTE DI FABBRICATO COMUNALE
ENTE SCUOLA EDILE
VIA BORGO SAN DALMAZZO N.19
CANTIERE PILOTA
CUP: F66J17000070007**

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

Relazione specialistica di calcolo delle strutture

PROGETTO: AREA PROGETTAZIONE OO.PP.
Ing. Arch. Riccardo CASASSO
Geom. Simona CARENA

COLLABORATORI: Ing. Giulia GOSSO
ENTE SCUOLA EDILE

E-RCS

Ottobre 2018

Comune di Boves
Provincia di Provincia di Cuneo

RELAZIONE TECNICA GENERALE
RELAZIONE DI CALCOLO

OGGETTO: Programma Interreg Alcotra Italia Francia V A 2014-2020 – Progetto ECO – BATI n° 1660.
Riqualificazione energetica di una porzione di fabbricato Comunale Via Borgo San Dalmazzo – Cantiere Pilota
COPERTURA IN LEGNO

COMMITTENTE: COMUNE DI BOVES

Boves, 20/09/2018

Il Progettista

(Ing. Arch. Riccardo CASASSO)

Il Direttore dei Lavori

Il Collaudatore

(Ing. Arch. Riccardo CASASSO)

COMUNE DI BOVES
Piazza Italia n. 64 - BOVES
0171-391811 -

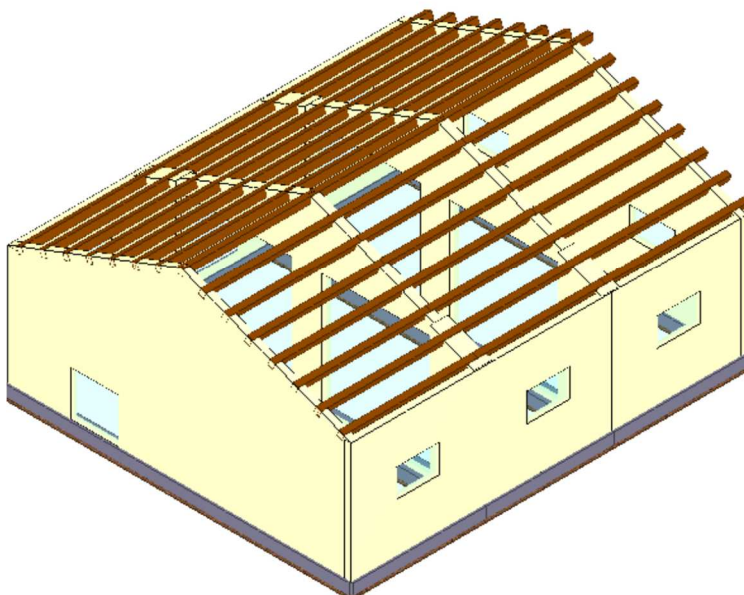
1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Rifacimento orditura primaria in legno naturale con travi dim. 25x30 poste ad interasse circa 120 cm.

Vengono riportate di seguito due viste assonometriche contrapposte, allo scopo di consentire una migliore comprensione della struttura oggetto della presente relazione:

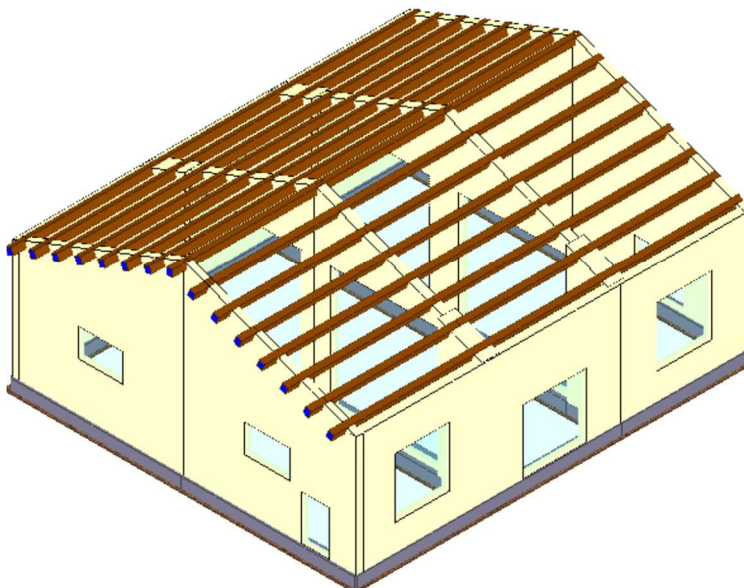
Vista Anteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(1;1;-1)$



Vista Posteriore

La direzione di visualizzazione (bisettrice del cono ottico), relativamente al sistema di riferimento globale O, X, Y, Z , ha versore $(-1;-1;-1)$



2 - NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

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

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)

"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018 (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8)

"Aggiornamento delle *Norme tecniche per le Costruzioni*".

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nelle seguenti norme:

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)

"*Norme tecniche per le Costruzioni*".

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 - Suppl. Ord.)

"Istruzioni per l'applicazione delle *'Norme Tecniche delle Costruzioni'* di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

Eurocodice 6 - "*Progettazione delle strutture di muratura*" - ENV 1996-1-1.

CNR-DT 206/2007 - "*Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno*".

Eurocodice 5 - "*Progettazione delle strutture di legno*" - UNI EN 1995-1-1.

3 - MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

Tutti i materiali strutturali impiegati devono essere muniti di marcatura "CE", ed essere conformi alle prescrizioni del "REGOLAMENTO (UE) N. 305/2011 DEL PARLAMENTO EUROPEO E DEL CONSIGLIO del 9 marzo 2011", in merito ai prodotti da costruzione.

Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

MATERIALI LEGNO

| Caratteristiche Legno | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------|----------------|----------------|-------------------|-------------------|-----|------------------|------------------|----------------|------------------|----------------|-----|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------|--------------------|--------------------|
| N _{id} | T _p | γ _k | γ _{mean} | G _{mean} | Stz | f _{m,k} | f _{v,k} | γ _M | γ _{M,e} | β _c | Dir | α _{T, i} | E _{i,05} | G _{i,05} | E _{i,mean} | f _{c,i,k} | f _{t,i,k} |
| | | [N/m³] | [N/m³] | [N/mm²] | | [N/mm²] | [N/mm²] | | | | | [1/°C] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] | [N/mm²] |
| LM C24 - (C24) | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 003 | M | 3.500 | 4.200 | 690 | P | 24,00 | 4,000 | 1,50 | 1,00 | 0,2 | 0 | 0,000004 | 7.400 | 464 | 11.000 | 21,00 | 14,00 |
| | | | | | | | | | | | 90 | 0,000058 | - | - | 370 | 2,50 | 0,40 |

LEGENDA:

| | |
|---------------------------|--|
| N_{id} | Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali. |
| T_p | Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 14/01/2008): [M/L] = Legno massiccio o lamellare. |
| γ_k | Peso specifico. |
| γ_{mean} | Peso specifico medio. |
| G_{mean} | Modulo elastico tangenziale. |
| Stz | Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo). |
| f_{m,k} | Resistenza a Flessione. |
| f_{v,k} | Resistenza a taglio. |
| γ_M | Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (*) = per produzioni continuative, soggette a controllo continuativo del materiale. |
| γ_{M,e} | Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali. |
| β_c | Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità. |
| Dir | Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre. |
| α_{T, i} | Coefficiente di dilatazione termica. |
| E_{i,05} | Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)] |
| G_{i,05} | Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)]. |
| E_{i,mean} | Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)]. |
| f_{c,i,k} | Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)] |
| f_{t,i,k} | Resistenza caratteristica a trazione [i = (0, 90)]. |

TENSIONI AMMISSIBILI ALLO SLE DEI VARI MATERIALI

| Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali | | | |
|--|----|----------------------|--|
| Materiale | SL | Tensione di verifica | σ _{d,amm} [N/mm ²] |
| | | | |

riqualificazione energetica" di una porzione di fabbricato Comunale Via Borgo San Dalmazzo - Progetto Pilota

| Tensioni ammissibili allo SLE dei vari materiali | | | |
|--|--|---------------------------|--|
| Materiale | SL | Tensione di verifica | $\sigma_{d,amm}$ [N/mm ²] |
| Cls C20/25_B450C | Caratteristica(RARA) Quasi permanente | Compressione Calcestruzzo | 12,45 |
| | | Compressione Calcestruzzo | 9,34 |
| Acciaio B450C | Caratteristica(RARA) | Trazione Acciaio | 360,00 |

LEGENDA:

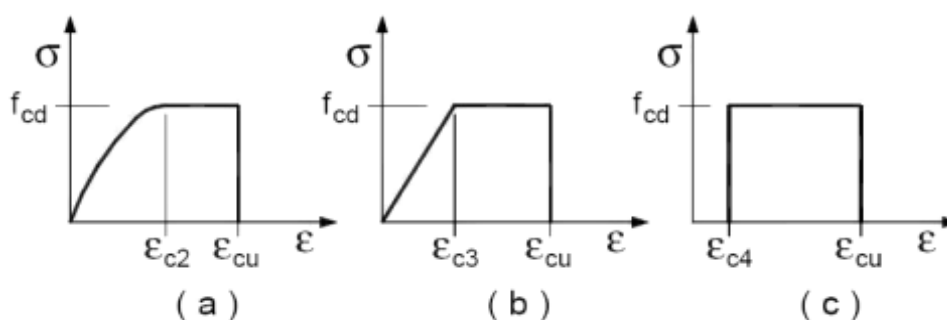
SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.
 $\sigma_{d,amm}$ Tensione ammissibile per la verifica.

I valori dei parametri caratteristici dei suddetti materiali sono riportati anche nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione.

Tutti i materiali impiegati dovranno essere comunque verificati con opportune prove di laboratorio secondo le prescrizioni della vigente Normativa.

Con esplicito riferimento alla muratura, per le **Combinazioni di Carico Non Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è funzione della Classe di esecuzione, della categoria degli elementi resistenti, nonché dal tipo di malta, secondo quanto previsto nella Tab. 4.5.II di cui al §4.5.6.1 del D.M. 2018. Per le **Combinazioni di Carico Sismiche**, il coefficiente di sicurezza del materiale γ_m è assunto pari al massimo tra γ_m in condizioni non sismiche e 2, per ogni tipo di muratura (cfr. §7.8.1.1 D.M. 2018).

I diagrammi costitutivi degli elementi in calcestruzzo sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.1 del D.M. 2018; in particolare per le verifiche effettuate a pressoflessione retta e pressoflessione deviata è adottato il modello riportato in fig. (a).



Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

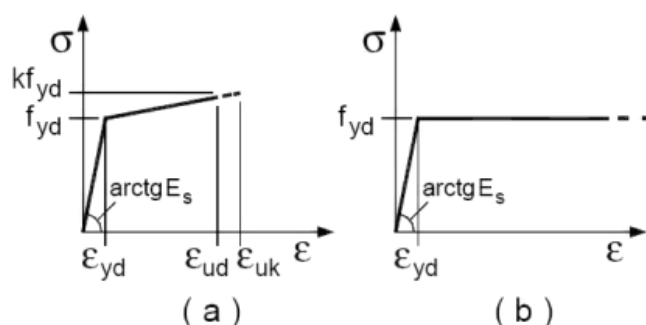
I valori di deformazione assunti sono:

$$\varepsilon_{c2} = 0,0020;$$

$$\varepsilon_{cu2} = 0,0035.$$

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al §4.1.2.1.2.2 del D.M. 2018; in particolare è adottato il modello elastico perfettamente plastico rappresentato in fig. (b).

La resistenza di calcolo è data da f_{yk}/γ_f . Il coefficiente di sicurezza γ_f si assume pari a 1,15.



4 - LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base delle informazioni acquisite:

- sulla GEOMETRIA (§C8.A.1.A.1 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

- sui DETTAGLI COSTRUTTIVI (§C8.A.1.A.2 - Circolare 02-02-2009 n. 617);
- sulle PROPRIETA' DEI MATERIALI (§C8.A.1.A.3 - Circolare 02-02-2009 n. 617);

con riferimento alla Tabella C8.A.1.1 (Circolare 02-02-2009 n. 617) sono stati acquisiti il **LIVELLO DI CONOSCENZA** (LC - §C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) ed il **FATTORE DI CONFIDENZA** (FC - §C8.A.1.A.4 - Circolare 02-02-2009 n. 617) seguenti:

| Livello di conoscenza e fattore di confidenza | |
|---|-----------------------|
| Livello di conoscenza | Fattore di confidenza |
| LC2 | 1.20 |

LEGENDA: Livello di conoscenza e fattore di confidenza

Livello di conoscenza [LC1] = Conoscenza Limitata - [LC2] = Conoscenza Adeguata - [LC3] = Conoscenza Accurata.
Fattore di confidenza Fattore di confidenza applicato alle proprietà dei materiali.

La stima della resistenza del calcestruzzo nei punti dove sono state condotte prove non distruttive avviene attraverso una correlazione analitica tra i parametri non distruttivi **velocità ultrasonica** (V), **indice sclerometrico** (N) e la **resistenza del calcestruzzo** (R_c), utilizzando le seguenti relazioni:

- $R_c = a \cdot N^b$ Prove sclerometriche
- $R_c = a \cdot \exp^{bV}$ Prove ultrasoniche
- $R_c = a \cdot N^b \cdot V^c$ SonReb

I coefficienti a , b e c devono essere determinati attraverso calibrazioni eseguite sui valori della resistenza del calcestruzzo R_c ottenuti dai carotaggi eseguiti negli stessi punti dove sono stati rilevati anche l'indice sclerometrico N e la velocità ultrasonica V . numero minimo di calibrazioni necessarie a stimare i coefficienti a , b e c di cui sopra, sono:

- Carotaggi + Sclerometriche: 3 coppie (R_c , N);
- Carotaggi + Ultrasoniche: 3 coppie (R_c , V);
- Carotaggi + SonReb: 4 terne (R_c , N , V).

4.1 Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

• Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Viene di seguito indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati.

• Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica. rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo

stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi. stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

5 - TERRENO DI FONDAZIONE

Le proprietà meccaniche dei terreni sono state investigate mediante specifiche prove mirate alla misurazione della velocità delle onde di taglio negli strati del sottosuolo. In particolare, è stata calcolata una velocità di propagazione equivalente delle onde di taglio con la seguente relazione (eq. [3.2.1] D.M. 2018):

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

dove:

- h_i è lo spessore dell' i -simo strato;
- $V_{S,i}$ è la velocità delle onde di taglio nell' i -simo strato;
- N è il numero totale di strati investigati;
- H è la profondità del substrato con $V_S \geq 800$ m/s.

Le proprietà dei terreni sono, quindi, state ricondotte a quelle individuate nella seguente tabella, ponendo $H = 30$ m nella precedente ed ottenendo il parametro $V_{S,30}$.

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato (Tab. 3.2.II D.M. 2018)

| Categoria | Caratteristiche della superficie topografica |
|-----------|--|
| A | <i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m. |
| B | <i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s. |
| C | <i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s. |
| D | <i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s. |
| E | <i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m. |

Le indagini effettuate, mirate alla valutazione della velocità delle onde di taglio ($V_{S,30}$), permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria **C [C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti]**.

Tutti i parametri che caratterizzano i terreni di fondazione sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*", nella relativa sezione. Per ulteriori dettagli si rimanda alle relazioni geologica e geotecnica.

6 - ANALISI DEI CARICHI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del **D.M. 2018**. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente.

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I del D.M. 2018, di cui sotto.

| Classe di durata del carico | Durata del carico |
|-----------------------------|----------------------|
| Permanente | Più di 10 anni |
| Lunga durata | 6 mesi - 10 anni |
| Media durata | 1 settimana - 6 mesi |
| Breve durata | Meno di 1 settimana |
| Istantanea | -- |

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

Non ci sono risultati di calcolo per la tabella selezionata!

7 - CLASSI DI SERVIZIO (Aste in Legno)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II D.M. 2018, di cui sotto.

| | |
|-----------------------------|--|
| Classe di servizio 1 | È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno. |
| Classe di servizio 2 | È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno. |
| Classe di servizio 3 | È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2. |

8 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al §3.2 del D.M. 2018 "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.

Si riportano di seguito le coordinate geografiche del sito rispetto al Datum **ED50**:

| Latitudine | Longitudine | Altitudine |
|-------------------|--------------------|-------------------|
| [°] | [°] | [m] |
| 44.337076 | 7.542117 | 588 |

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

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA | |
|---|----|
| La distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento | SI |
| Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4 | NO |
| Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli | SI |

| | |
|--|--|
| elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni sismiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire l'efficacia di tale distribuzione | |
|--|--|

| REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA | |
|--|----|
| Tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio | SI |
| Massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla 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 | SI |
| Il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti [non significativo per le strutture in muratura] | - |
| Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento | 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). I valori calcolati ed utilizzati per le verifiche sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*" nella relativa sezione.

La struttura è pertanto:

| | |
|---------------------|-----------------|
| in pianta | in altezza |
| NON REGOLARE | REGOLARE |

8.2 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 C**, cui corrispondono i seguenti valori per i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta orizzontale e verticale:

| Stato Limite | a_g/g | F_0 | T^*_c | C_c | T_B | Parametri di pericolosità sismica | | | |
|--------------|---------|-------|---------|-------|-------|-----------------------------------|-------|-------|--|
| | | | | | | T_c | T_D | S_s | |
| | | | [s] | | [s] | [s] | [s] | | |
| SLO | 0.0372 | 2.470 | 0.200 | 1.79 | 0.119 | 0.357 | 1.749 | 1.50 | |
| SLD | 0.0505 | 2.420 | 0.230 | 1.71 | 0.131 | 0.392 | 1.802 | 1.50 | |
| SLV | 0.1343 | 2.470 | 0.280 | 1.60 | 0.149 | 0.447 | 2.137 | 1.50 | |
| SLC | 0.1700 | 2.509 | 0.290 | 1.58 | 0.153 | 0.458 | 2.280 | 1.44 | |

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 Duttività e dalla regolarità in altezza.

Si è inoltre assunto il **Coefficiente di Amplificazione Topografica** (S_T) pari a **1,00**.

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_x) per sisma orizzontale in direzione X: **2,188;**
 Fattore di Struttura (q_y) per sisma orizzontale in direzione Y: **2,188;**

Fattore di Struttura (q_z) per sisma verticale:**1,50.**

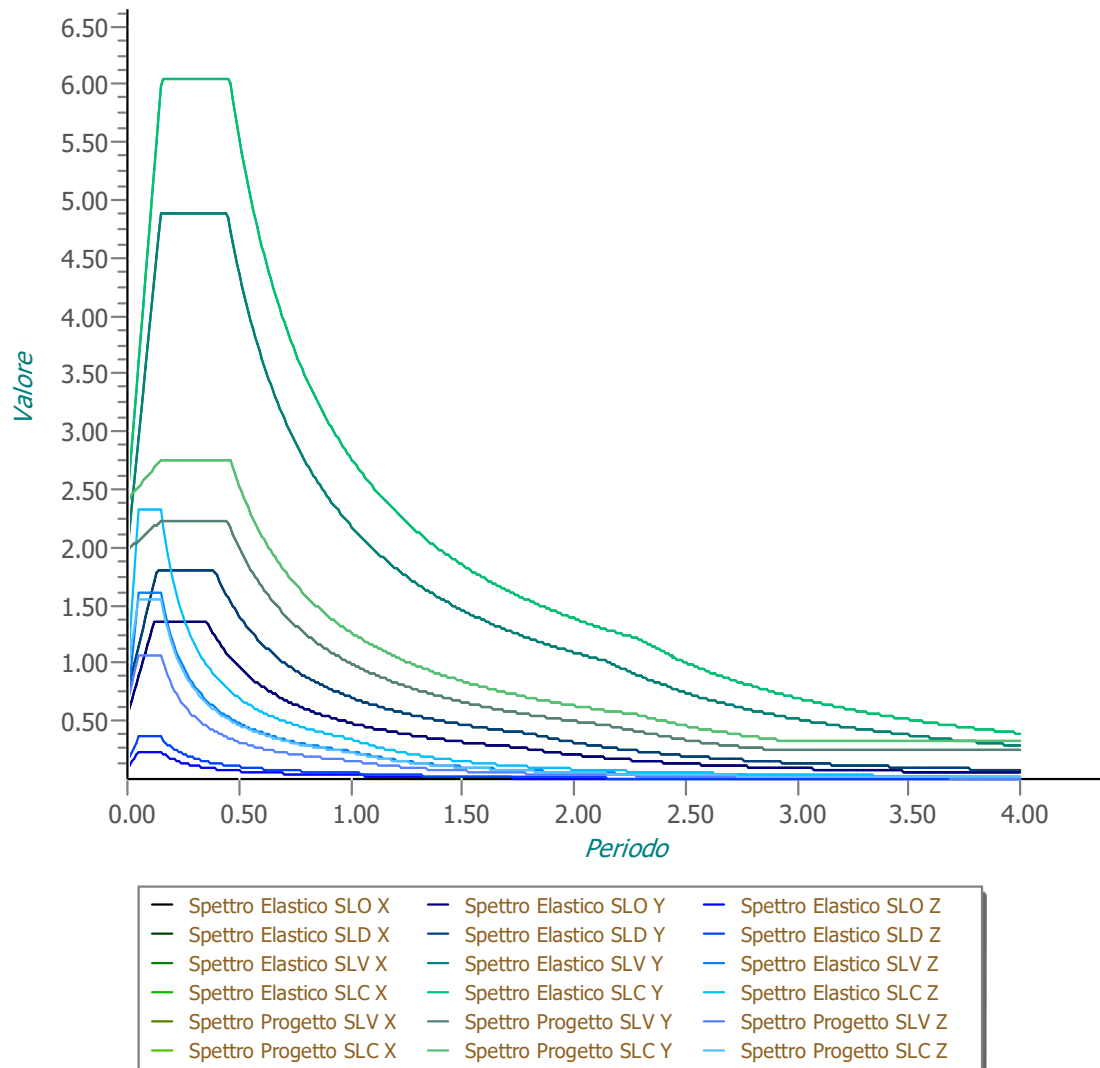
Essendo la struttura oggetto di studio una **struttura esistente**, il fattore di struttura è calcolato secondo quanto indica la Circolare 02-02-2009 n. 617 al §C8.7.1.2. Per la verifica di edifici con analisi lineare ed impiego del fattore q , il valore da utilizzare per quest'ultimo è pari a:

- $q = 2,0 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ per edifici regolari in elevazione;
- $q = 1,5 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ negli altri casi;

in cui α_u e α_1 sono definiti al §7.8.1.3 del D.M. 2018. In assenza di più precise valutazioni, potrà essere assunto un rapporto α_u / α_1 pari a 1,5.

Gli spettri utilizzati sono riportati nella successiva figura.

Grafico degli Spettri di Risposta



8.3 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 (9) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

| Stato Limite | Direzione Sisma | % |
|-------------------------|-----------------|-------|
| salvaguardia della vita | X | 63.9 |
| salvaguardia della vita | Y | 51.0 |
| 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*):

$$E = \sqrt{\sum_{i,j=1,n} \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad \rho_{ij} = \frac{8 \cdot \xi^2 \cdot (1 + \beta_{ij}) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi^2 \cdot \beta_{ij} \cdot (1 + \beta_{ij})^2} \quad \beta_{ij} = \frac{T_j}{T_i}$$

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; muri, pareti, setti, solette sono stati correttamente schematizzati tramite elementi finiti a tre/quattro nodi con comportamento a guscio (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.

8.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti d_E della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore μ_d i valori d_{Ee} ottenuti dall'analisi lineare, dinamica o statica, secondo l'espressione seguente:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

dove

$$\begin{aligned} \mu_d &= q & \text{se } T_1 \geq T_C; \\ \mu_d &= 1 + (q-1) \cdot T_C / T_1 & \text{se } T_1 < T_C. \end{aligned}$$

In ogni caso $\mu_d \leq 5q - 4$.

8.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le azioni orizzontali dovute al sisma sulla struttura vengono convenzionalmente determinate come agenti separatamente in due direzioni tra loro ortogonali prefissate. In generale, però, le componenti orizzontali del sisma devono essere considerate come agenti simultaneamente. A tale scopo, la combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX}$$

dove:

E_{EdX} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale X scelto della struttura;

E_{EdY} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione dell'azione sismica lungo l'asse orizzontale Y scelto della struttura.

L'azione sismica verticale deve essere considerata in presenza di: elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi pressoché orizzontali precompressi, elementi a sbalzo pressoché orizzontali con luce maggiore di 5 m, travi che sostengono colonne, strutture isolate.

La combinazione della componente verticale del sisma, qualora portata in conto, con quelle orizzontali è stata tenuta in conto come segue:

- gli effetti delle azioni dovuti alla combinazione delle componenti orizzontali e verticali del sisma sono stati

valutati mediante le seguenti combinazioni:

$$E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdY} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdZ}$$

$$E_{EdZ} \pm 0,30E_{EdX} \pm 0,30E_{EdY}$$

dove:

E_{EdX} e E_{EdY} sono gli effetti dell'azione sismica nelle direzioni orizzontali prima definite;

E_{EdZ} rappresenta gli effetti dell'azione dovuti all'applicazione della componente verticale dell'azione sismica di progetto.

8.6 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 $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica. Si noti che la distanza precedente, nel caso di distribuzione degli elementi non strutturali fortemente irregolare in pianta, viene raddoppiata ai sensi del § 7.2.3 del D.M. 2018.

9 - AZIONI SULLA STRUTTURA

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. 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.

9.1 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:

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1} Q_{K1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{K2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{K3} + \dots \quad (1)$$

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 l'azione di pretensione e/o 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;
- $\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_P$ coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;
- ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **14 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:

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

dove:

| | |
|-------------|--|
| E | rappresenta l'azione sismica per lo stato limite 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 l'azione di pretensione e/o 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:

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

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 |
| Categoria I - Coperture praticabili | * |
| Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...) | * |
| 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 |
| * "Da valutarsi caso per caso" | |

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 definiti nella Tab. 6.2.I del D.M. 2018.

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella Tab. 6.2.II del D.M. 2018.

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della Tab. 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

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.

9.2 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:

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

dove:

| | |
|-------|--|
| E | rappresenta l'azione sismica per lo stato limite 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 l'azione di pretensione e/o 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.

9.3 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. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

| rara | frequente | quasi permanente |
|---|---|--|
| $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$ | $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ | $\sum_{j \geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$ |

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:

| 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 riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "**Quasi Permanente**" (1), "**Frequente**" (2) e "**Rara**" (2).

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.

9.4 Azione della Neve

Il carico da neve è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 02-02-2009 n. 617. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

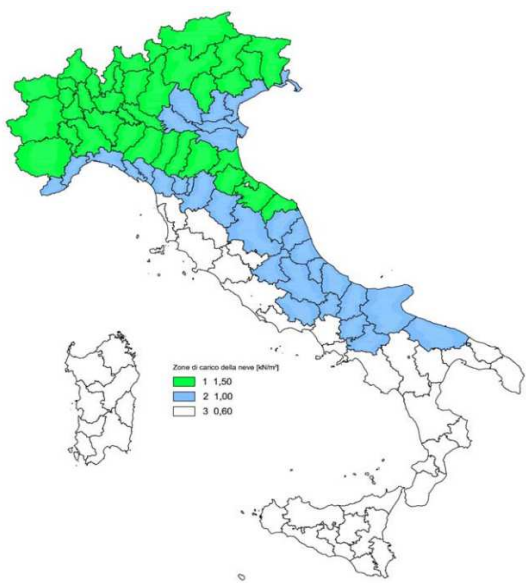
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_e \cdot C_t$$

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in $[\text{kN/m}^2]$. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (a_s) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

| Zona | $a_s \leq 200 \text{ m}$ | $a_s > 200 \text{ m}$ |
|------------------|--------------------------------|--|
| I – Alpina | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ | $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ |
| I – Mediterranea | $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ | $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ |
| II | $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ | $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ |
| III | $q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2$ | $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ |



Mappa delle zone di carico della neve
[cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

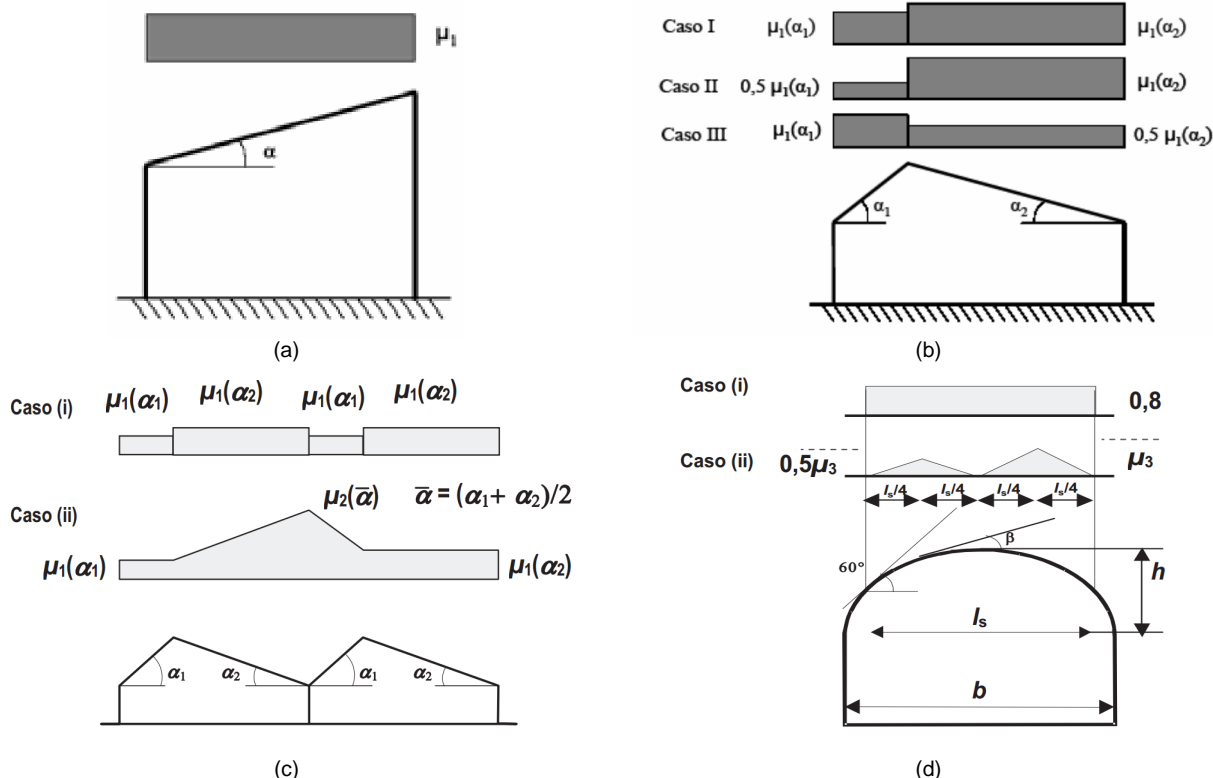
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 02-02-2009 n. 617)

| Coefficiente di forma | $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$ | $30^\circ < \alpha < 60^\circ$ | $\alpha \geq 60^\circ$ |
|-----------------------|-------------------------------------|--------------------------------|------------------------|
| μ_1 | 0,8 | $0,8 \cdot (60 - \alpha) / 30$ | 0,0 |
| μ_2 | $0,8 + 0,8 \cdot \alpha / 30$ | 1,6 | - |

Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.5.6 Circolare 02-02-2009 n. 617)

| Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β | Coefficiente di forma, μ_3 |
|---|-----------------------------------|
| per $\beta > 60^\circ$ | $\mu_3 = 0$ |
| per $\beta \leq 60^\circ$ | $\mu_3 = 0,2 + 10 h / b \leq 2,0$ |

I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.5.4 Circolare 02-02-2009 n. 617], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.5.5 Circolare 02-02-2009 n. 617].

- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

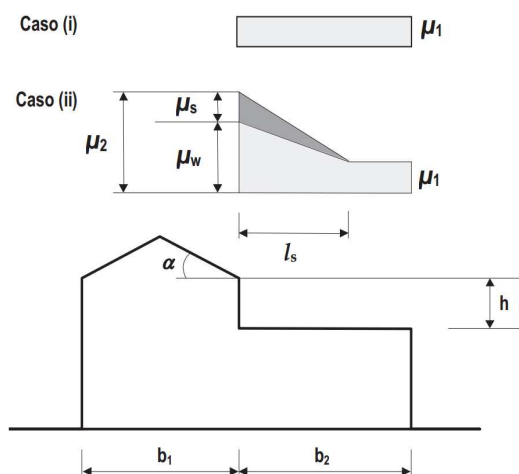
Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

| Topografia | Descrizione | C_E |
|-------------------|--|-------|
| Battuta dai venti | Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti | 0,9 |
| Normale | Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi | 1,0 |
| Riparata | Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti | 1,1 |

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

9.4.1 Coperture adiacenti ed effetti locali

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.5.6 Circolare 02-02-2009 n. 617).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$$\begin{aligned}\mu_1 &= 0,8 \\ \mu_2 &= \mu_s + \mu_w \\ \mu_s &= 0 \text{ per } \alpha \leq 15^\circ \\ \mu_s &= 0,5 \mu_{\text{sup}} \text{ per } \alpha > 15^\circ\end{aligned}$$

dove:

$$\begin{aligned}\mu_{\text{sup}} &\text{ è il coefficiente valutato sulla copertura superiore} \\ \mu_w &= (b_1 + b_2) / 2 h \leq \gamma h / q_{sk} \\ \gamma &= 2 \text{ kN/m}^3 \text{ è il peso specifico della neve} \\ s &= 2 h\end{aligned}$$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$\begin{aligned}0,8 &\leq \mu_w \leq 4,0 \\ m &\leq l_s \leq 15 \text{ m}\end{aligned}$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.5.7.1 Circolare 02-02-2009 n. 617);

- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.5.7.2 Circolare 02-02-2009 n. 617);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.5.7.3 Circolare 02-02-2009 n. 617).

10 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

10.1 Denominazione

| | |
|------------------------------|--|
| Nome del Software | EdiLus |
| Versione | BIM(c) |
| Caratteristiche del Software | Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows |
| Numero di serie | 86101192 |
| Intestatario Licenza | Comune di BOVES |
| Produzione e Distribuzione | ACCA software S.p.A. Contrada Rosole 13 83043 BAGNOLI IRPINO (AV) - Italy Tel. 0827/69504 r.a. - Fax 0827/601235 e-mail: info@acca.it - Internet: www.acca.it |

10.2 Sintesi delle funzionalità generali

Il pacchetto consente di modellare la struttura, di effettuare il dimensionamento e le verifiche di tutti gli elementi strutturali e di generare gli elaborati grafici esecutivi.

È una procedura integrata dotata di tutte le funzionalità necessarie per consentire il calcolo completo di una struttura mediante il metodo degli elementi finiti (FEM); la modellazione della struttura è realizzata tramite elementi Beam (travi e pilastri) e Shell (platee, pareti, solette, setti, travi-parete).

L'input della struttura avviene per oggetti (travi, pilastri, solai, solette, pareti, etc.) in un ambiente grafico integrato; il modello di calcolo agli elementi finiti, che può essere visualizzato in qualsiasi momento in una apposita finestra, viene generato dinamicamente dal software.

Apposite funzioni consentono la creazione e la manutenzione di archivi Sezioni, Materiali e Carichi; tali archivi sono generali, nel senso che sono creati una tantum e sono pronti per ogni calcolo, potendoli comunque integrare/modificare in ogni momento.

L'utente non può modificare il codice ma soltanto eseguire delle scelte come:

- definire i vincoli di estremità per ciascuna asta (vincoli interni) e gli eventuali vincoli nei nodi (vincoli esterni);
- modificare i parametri necessari alla definizione dell'azione sismica;
- definire condizioni di carico;
- definire gli impalcati come rigidi o meno.

Il programma è dotato di un manuale tecnico ed operativo. L'assistenza è effettuata direttamente dalla casa produttrice, mediante linea telefonica o e-mail.

Il calcolo si basa sul solutore agli elementi finiti **MICROSAP** prodotto dalla società **TESYS srl**. La scelta di tale codice è motivata dall'elevata affidabilità dimostrata e dall'ampia documentazione a disposizione, dalla quale risulta la sostanziale uniformità dei risultati ottenuti su strutture standard con i risultati internazionalmente accettati ed utilizzati come riferimento.

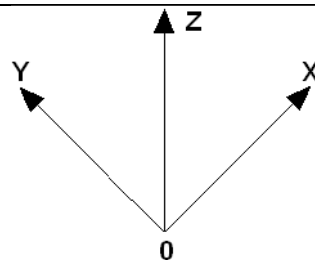
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

Il programma consente la stampa di tutti i dati di input, dei dati del modello strutturale utilizzato, dei risultati del calcolo e delle verifiche dei diagrammi delle sollecitazioni e delle deformate.

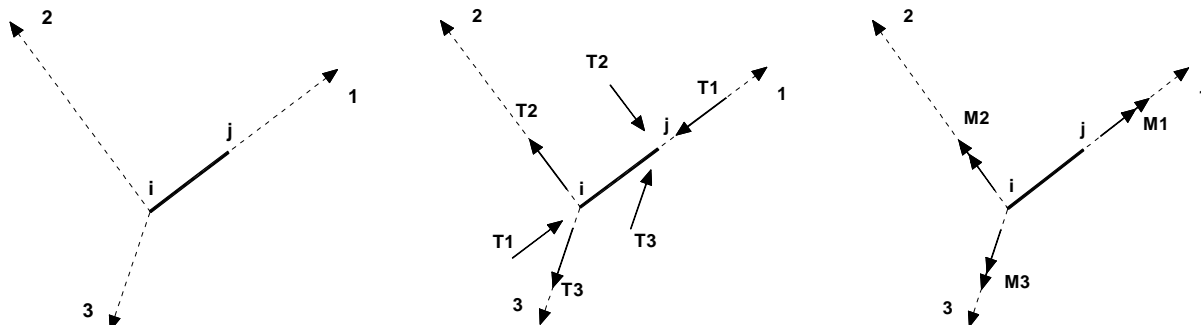
10.3 Sistemi di Riferimento

10.3.1 Riferimento globale

Il sistema di riferimento globale, rispetto al quale va riferita l'intera struttura, è costituito da una terna di assi cartesiani sinistrorsa O, X, Y, Z (X, Y, e Z sono disposti e orientati rispettivamente secondo il pollice, l'indice ed il medio della mano destra, una volta posizionati questi ultimi a 90° tra loro).



10.3.2 Riferimento locale per travi



L'elemento Trave è un classico elemento strutturale in grado di ricevere Carichi distribuiti e Carichi Nodali applicati ai due nodi di estremità; per effetto di tali carichi nascono, negli estremi, sollecitazioni di taglio, sforzo normale, momenti flettenti e torcenti.

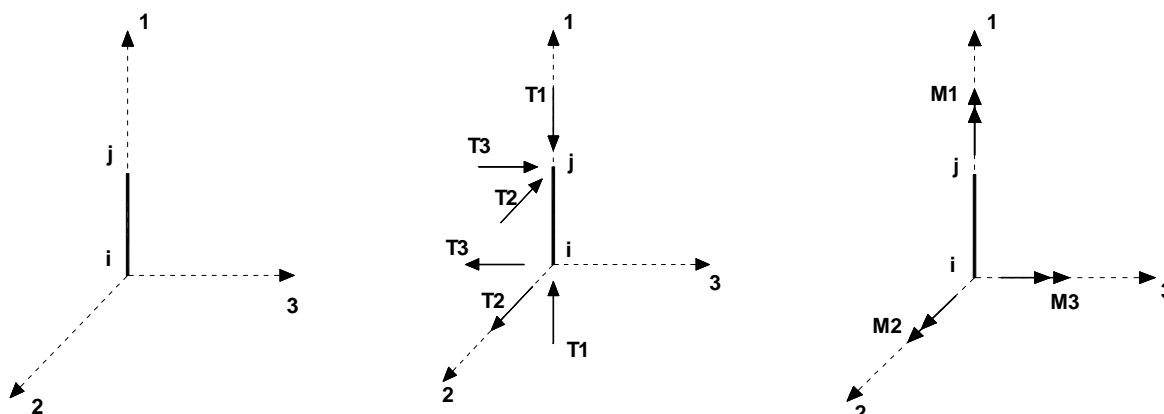
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- assi 2 e 3 appartenenti alla sezione dell'elemento e coincidenti con gli assi principali d'inerzia della sezione stessa.

Le sollecitazioni verranno fornite in riferimento a tale sistema di riferimento:

1. Sollecitazione di Trazione o Compressione T_1 (agente nella direzione i-j);
2. Sollecitazioni taglienti T_2 e T_3 , agenti nei due piani 1-2 e 1-3, rispettivamente secondo l'asse 2 e l'asse 3;
3. Sollecitazioni che inducono flessione nei piani 1-3 e 1-2 (M_2 e M_3);
4. Sollecitazione torcente M_1 .

10.3.3 Riferimento locale per pilastri



Definiti i e j come i due nodi iniziale e finale del pilastro, viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- asse 1 orientato dal nodo i al nodo j;
- asse 2 perpendicolare all' asse 1, parallelo e discorde all'asse globale Y;
- asse 3 che completa la terna destrorsa, parallelo e concorde all'asse globale X.

Tale sistema di riferimento è valido per Pilastri con angolo di rotazione pari a '0' gradi; una rotazione del pilastro nel piano XY ha l'effetto di ruotare anche tale sistema (ad es. una rotazione di '90' gradi porterebbe l'asse 2 a

essere parallelo e concorde all'asse X, mentre l'asse 3 sarebbe parallelo e concorde all'asse globale Y). La rotazione non ha alcun effetto sull'asse 1 che coinciderà sempre e comunque con l'asse globale Z.

Per quanto riguarda le sollecitazioni si ha:

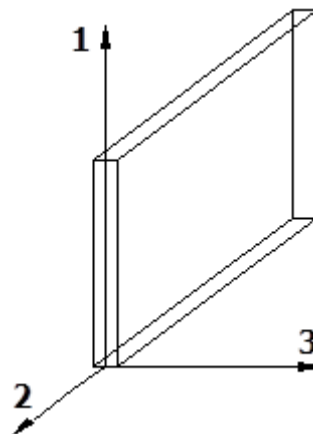
- una forza di trazione o compressione T_1 , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti T_2 e T_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente) M_2 e M_3 agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente) M_1 agente lungo l'asse locale nel piano 1.

10.3.4 Riferimento locale per pareti

Una parete è costituita da una sequenza di setti; ciascun setto è caratterizzato da un sistema di riferimento locale 1-2-3 così individuato:

- asse 1, coincidente con l'asse globale Z;
- asse 2, parallelo e discorde alla linea d'asse della traccia del setto in pianta;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.

Su ciascun setto l'utente ha la possibilità di applicare uno o più carichi uniformemente distribuiti comunque orientati nello spazio; le componenti di tali carichi possono essere fornite, a discrezione dell'utente, rispetto al riferimento globale X,Y,Z oppure rispetto al riferimento locale 1,2,3 appena definito.



Si rende necessario, a questo punto, meglio precisare le modalità con cui EdiLus restituisce i risultati di calcolo. Nel modello di calcolo agli elementi finiti ciascun setto è discretizzato in una serie di elementi tipo "shell" interconnessi; il solutore agli elementi finiti integrato nel programma EdiLus, definisce un riferimento locale per ciascun elemento shell e restituisce i valori delle tensioni esclusivamente rispetto a tali riferimenti.

Il software EdiLus provvede ad omogeneizzare tutti i valori riferendoli alla terna 1-2-3. Tale operazione consente, in fase di input, di ridurre al minimo gli errori dovuti alla complessità d'immissione dei dati stessi ed allo stesso tempo di restituire all'utente dei risultati facilmente interpretabili.

Tutti i dati cioè, sia in fase di input che in fase di output, sono organizzati secondo un criterio razionale vicino al modo di operare del tecnico e svincolato dal procedimento seguito dall'elaboratore elettronico.

In tal modo ad esempio, il significato dei valori delle tensioni può essere compreso con immediatezza non solo dal progettista che ha operato con il programma ma anche da un tecnico terzo non coinvolto nell'elaborazione; entrambi, così, potranno controllare con facilità dal tabulato di calcolo, la congruità dei valori riportati.

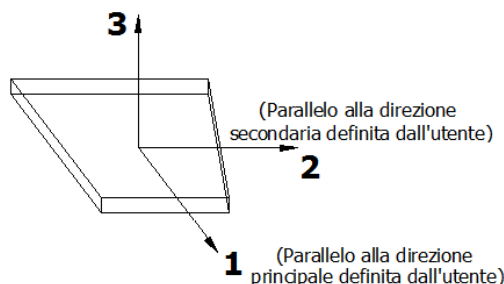
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

La faccia anteriore è quella di normale uscente concorde all'asse 3 come prima definito o, identicamente, quella posta alla destra dell'osservatore che percorresse il bordo superiore della parete concordemente al verso di tracciamento.

10.3.5 Riferimento locale per solette e platee

Ciascuna soletta e platea è caratterizzata da un sistema di riferimento locale 1,2,3 così definito:

- asse 1, coincidente con la direzione principale di armatura;
- asse 2, coincidente con la direzione secondaria di armatura;
- asse 3, ortogonale al piano della parete, che completa la terna levogira.



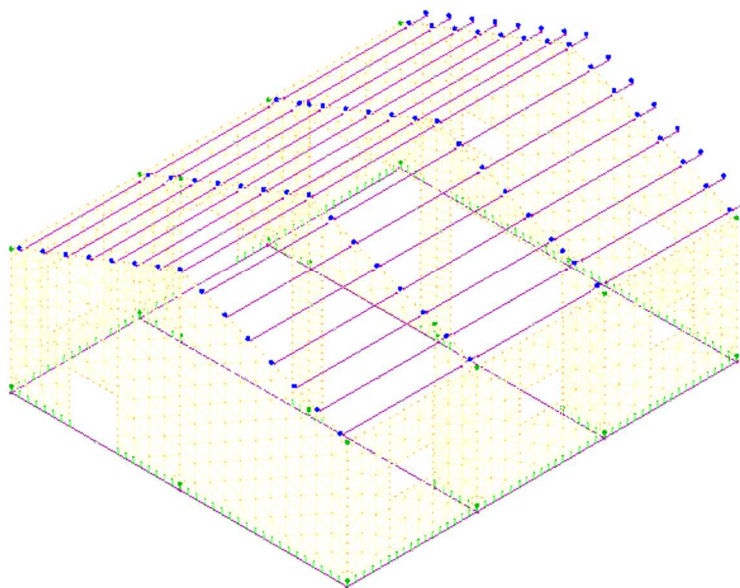
10.4 Modello di Calcolo

Il modello della struttura viene creato automaticamente dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche.

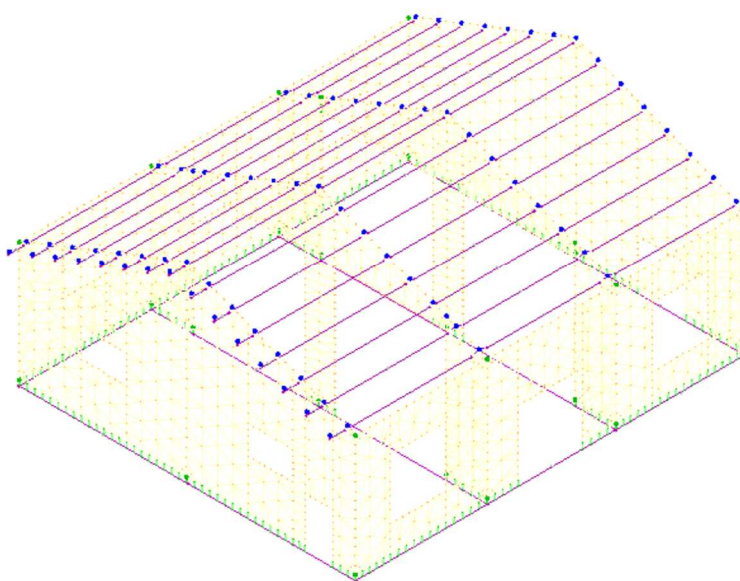
Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei "*Tabulati di calcolo*".

Qui di seguito è fornita una rappresentazione grafica dettagliata della discretizzazione operata con evidenziazione dei nodi e degli elementi.

Vista Anteriore



Vista Posteriore



Dalle illustrazioni precedenti si evince come le aste, sia travi che pilastri, siano schematizzate con un tratto flessibile centrale e da due tratti (braccetti) rigidi alle estremità. I nodi vengono posizionati sull'asse verticale dei pilastri, in corrispondenza dell'estradosso della trave più alta che in esso si collega. Tramite i braccetti i tratti flessibili sono quindi collegati ad esso.

In questa maniera il nodo risulta perfettamente aderente alla realtà poiché vengono presi in conto tutti gli eventuali disassamenti degli elementi con gli effetti che si possono determinare, quali momenti flettenti/torcenti aggiuntivi.

Le sollecitazioni vengono determinate, com'è corretto, solo per il tratto flessibile. Sui tratti rigidi, infatti, essendo (teoricamente) nulle le deformazioni le sollecitazioni risultano indeterminate.

Questa schematizzazione dei nodi viene automaticamente realizzata dal programma anche quando il nodo sia determinato dall'incontro di più travi senza il pilastro, o all'attacco di travi/pilastri con elementi shell.

11 PROGETTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La verifica degli elementi allo SLU avviene col seguente procedimento:

- si costruiscono le combinazioni non sismiche in base al D.M. 2018, ottenendo un insieme di sollecitazioni;
- si combinano tali sollecitazioni con quelle dovute all'azione del sisma secondo quanto indicato nel §2.5.3, relazione (2.5.5) del D.M. 2018;
- per sollecitazioni semplici (flessione retta, taglio, etc.) si individuano i valori minimo e massimo con cui progettare o verificare l'elemento considerato; per sollecitazioni composte (pressoflessione retta/deviata) vengono eseguite le verifiche per tutte le possibili combinazioni e solo a seguito di ciò si individua quella che ha originato il minimo coefficiente di sicurezza.

11.1 Verifiche di Resistenza

11.1.1 Elementi in C.A.

Illustriamo, in dettaglio, il procedimento seguito in presenza di pressoflessione deviata (pilastri e trave di sezione generica):

- per tutte le terne M_x , M_y , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base alla formula 4.1.19 del D.M. 2018, effettuando due verifiche a pressoflessione retta con la seguente formula:

$$\left(\frac{M_{Ex}}{M_{Rx}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{Ey}}{M_{Ry}} \right)^\alpha \leq 1$$

dove:

M_{Ex} , M_{Ey} sono i valori di calcolo delle due componenti di flessione retta dell'azione attorno agli assi di flessione X ed Y del sistema di riferimento locale;

M_{Rx} , M_{Ry} sono i valori di calcolo dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti allo sforzo assiale N_{Ed} valutati separatamente attorno agli assi di flessione.

L'esponente α può dedursi in funzione della geometria della sezione, della percentuale meccanica dell'armatura e della sollecitazione di sforzo normale agente.

- se per almeno una di queste terne la relazione 4.1.19 non è rispettata, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando la suddetta relazione è rispettata per tutte le terne considerate.

Sempre quanto concerne il progetto degli elementi in c.a. illustriamo in dettaglio il procedimento seguito per le travi verificate/semiprogettate a pressoflessione retta:

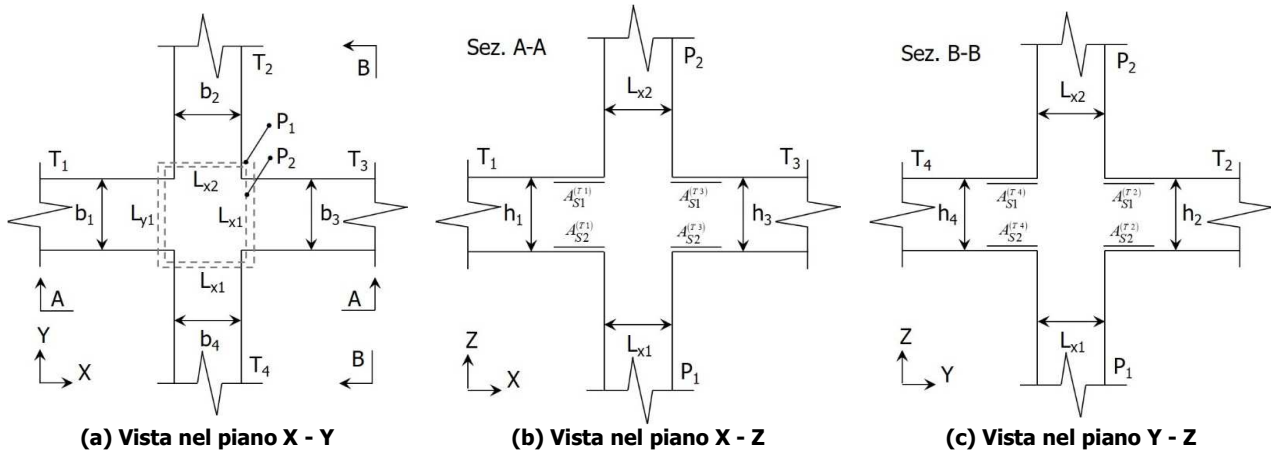
- per tutte le coppie M_x , N , individuate secondo la modalità precedentemente illustrata, si calcola il coefficiente di sicurezza in base all'armatura adottata;
- se per almeno una di queste coppie esso è inferiore all'unità, si incrementa l'armatura variando il diametro delle barre utilizzate e/o il numero delle stesse in maniera iterativa fino a quando il coefficiente di sicurezza risulta maggiore o al più uguale all'unità per tutte le coppie considerate.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna M_x , M_y , N , o la coppia M_x , N che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

Una volta semiprogettate le armature allo SLU, si procede alla verifica delle sezioni allo Stato Limite di Esercizio con le sollecitazioni derivanti dalle combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti; se necessario, le armature vengono integrate per far rientrare le tensioni entro i massimi valori previsti. Si procede alle verifiche alla deformazione, quando richiesto, ed alla fessurazione che, come è noto, sono tese ad assicurare la durabilità dell'opera nel tempo.

11.1.1.1 Verifica di confinamento dei nodi

La progettazione dei nodi delle strutture in c.a. viene condotta secondo le prescrizioni del § 7.4.4.3 del D.M. 2018. Si consideri, in generale, lo schema di nodo rappresentato nella figura seguente in cui $n_t = 4$ e $n_p = 2$ sono, rispettivamente, il numero di travi e pilastri concorrenti nel nodo.



In base alle dimensioni geometriche delle membrature (travi e pilastri) concorrenti nel nodo è possibile classificare i nodi in:

- **Interamente Confinati [IC]**, se $n_t = 4$ e:

$$\min\{b_1, b_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{y1}, L_{y2}\} \quad \min\{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_1, h_3\}$$

$$\min\{b_2, b_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{L_{x1}, L_{x2}\} \quad \min\{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max\{h_2, h_4\}$$

- **Non Interamente Confinati [NIC]**, se non tutte le precedenti condizioni sono rispettate.

In base all'ubicazione del nodo nella struttura è possibile distinguere tra:

- **Nodi Interni [NI]**: in cui, evidentemente, $n_t = 4$;
- **Nodi Esterni [NE]**, in cui $1 \leq n_t < 4$.

I nodi sono stati progettati considerando una sollecitazione tagliente pari a (cfr. [7.4.6-7] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} (A_{S1}^{(T_i)} + A_{S2}^{(T_i)}) f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$V_{jbd}^{(T_i)} = \gamma_{Rd} A_{S1}^{(T_i)} f_{yd} - V_C^{(P_{2,i})} \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,20$ in CD-A e $1,10$ in CD-B ed in caso di comportamento non dissipativo (cfr. Tab. 7.2.I e § 7.4.1 D.M. 2018);

f_{yd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle armature delle travi;

$V_C^{(P_{2,i})}$ è il taglio in condizioni sismiche del pilastro superiore, lungo la direzione della trave considerata:

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,x})} \quad i = 1, 3$$

$$V_C^{(P_{2,i})} = V_C^{(P_{2,y})} \quad i = 2, 4$$

Le terne (A_{S1}, A_{S2}, V_C) sono state scelte in modo da considerare la situazione più sfavorevole. La verifica a taglio-compressione si esegue controllando che (cfr. [7.4.8] D.M. 2018):

$$V_{jbd}^{(T_i)} \leq V_{R,jbd}^{(T_i)} = \eta f_{cd} b_j^{(T_i)} h_{jc}^{(P_{1,i})} \sqrt{1 - \frac{V_d}{\eta}}$$

dove:

$$\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck} [MPa]}{250} \right);$$

$\alpha_j = 0,6$ per [NI] e $0,48$ per [NE];

b_j è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

$$b_j^{(T_i)} = \min \{ b_{j1}^{(T_i)}, b_{j2}^{(T_i)} \} \quad i = 1, \dots, n_t$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{x1}, L_{x2}, b_i \} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j1}^{(T_i)} = \max \{ L_{y1}, L_{y2}, b_i \} \quad i = 2, 4$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{x1} + \frac{L_{y1}}{2}, b_i + \frac{L_{y1}}{2} \right\} \quad i = 1, 3$$

$$b_{j2}^{(T_i)} = \max \left\{ L_{y1} + \frac{L_{x1}}{2}, b_i + \frac{L_{x1}}{2} \right\} \quad i = 2, 4$$

$h_{jc}^{(P_{1,i})}$ è la distanza tra le armature del pilastro:

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{x1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 1, 3$$

$$h_{jc}^{(P_{1,i})} = L_{y1} - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L \quad i = 2, 4$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore.

Le armature a taglio per il confinamento del nodo sono progettate adottando la meno stringente tra la relazione ([7.4.10] D.M. 2018):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[\frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

dove:

$A_{sh,i}$ è l'armatura totale a taglio nel nodo nella direzione in esame:

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,x} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 1, 3$$

$$A_{sh,i} = n_{st,i} n_{br,y} \left(\frac{\pi \Phi_{st}^2}{4} \right) \quad i = 2, 4$$

$n_{st,i}$ è il numero totale di staffe nel nodo, uniformemente ripartito lungo l'altezza della trave in esame;

$n_{br,x}$ e $n_{br,y}$ sono il numero di bracci delle staffe nel nodo, nella direzione in esame;

Φ_{st} è il diametro delle staffe nel nodo;

f_{ywd} è la tensione di progetto dell'acciaio delle staffe;

$$h_{jw}^{(T_i)} = h_i - 2(c + \Phi_{st}) - \Phi_L;$$

c , Φ_{st} e Φ_L sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nella trave, ed il diametro delle armature longitudinali nella trave;

e le seguenti relazioni ([7.4.11-12] D.M. 2018):

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} \left(A_{s1}^{(T_i)} + A_{s2}^{(T_i)} \right) f_{yd} \left(1 - 0,8 \nu_d^{[NI]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NI]$$

$$A_{sh,i} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s1}^{(T_i)} f_{yd} \left(1 - 0,8 \nu_d^{[NE]} \right) \quad i = 1, \dots, n_t \quad [NE]$$

dove:

$\nu_d^{[NI]} = \frac{N_{Ed}^{(P_2)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro superiore;

$\nu_d^{[NE]} = \frac{N_{Ed}^{(P_1)}}{L_{x1} L_{y1} f_{cd}}$ è lo sforzo normale adimensionalizzato del pilastro inferiore.

Il passo delle staffe da disporre per tutta l'altezza del nodo (pari all'altezza maggiore delle travi in esso convergenti) è pari a:

$$p_{st} = \min_{i=1, \dots, n_t} \left\{ \frac{h_{jw}^{(T_i)}}{n_{st,i} + 1} \right\}$$

dove $n_{st} = \max_i n_{st,i}$ è il numero totale di staffe da disporre nel nodo.

11.1.1.2 Fondazioni superficiali

Le metodologie, i modelli usati ed i risultati del calcolo del **carico limite** sono esposti nella relazione GEOTECNICA.

11.1.2 Muratura

Per quanto concerne la verifica degli **elementi in muratura** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.

In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_u), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P / (L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0,8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0,85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $\epsilon_m = 0,0035$ per la muratura compressa e $\epsilon_s = 0,01$ per l'acciaio teso.

- **Taglio nel piano:** la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018.
- **Pressoflessione fuori piano:** la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_s) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \cdot f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_o / 2) \cdot (1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d);$$

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o / 0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k / \gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "trasversale" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di **testa/piede** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i / t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S / N_S + H / 200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di **mezzeria** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- **Snellezza:** la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- **Pressoflessione nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h / 2 \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p : minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0,4 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- **Taglio nel piano:** la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

$$V_R = \min \{V_t; V_p\} \quad \text{con} \quad \begin{aligned} V_t &= h \cdot t \cdot f_{vd0}; \\ V_p &= H_p \cdot h / L \cdot [1 - H_p / (0,85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)]; \end{aligned}$$

dove

h : altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0} / \gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L : luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di

meccanismi locali, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.A.4 della Circolare 02-02-2009 n. 617.

Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi α al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);
- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

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

Nei "*Tabulati di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

11.1.3 Elementi in Legno

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k) / \gamma_M;$$

dove:

R_k : valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , di cui al §11.7.1.1 D.M. 2018.

γ_M : coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III D.M. 2018;

k_{mod} : coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV D.M. 2018.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.4.8.1 D.M. 2018 ed in particolare:

- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;

- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

11.1.3.1 Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del §4.4.8.2 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il §6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

11.1.3.2 Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera. Il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin} , relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in} + u_{dif}$$

dove:

u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

$u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$ è la deformazione differita, nella quale:

u'_{in} : deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

k_{def} : coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel §6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*".

11.2 DETTAGLI STRUTTURALI

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

12 - TABULATI DI CALCOLO

Per quanto non espressamente sopra riportato, ed in particolar modo per ciò che concerne i dati numerici di calcolo, si rimanda all'allegato "Tabulati di calcolo" costituente parte integrante della presente relazione.

Boves, 20/09/2018

Il progettista strutturale

Ing. Arch. Riccardo CASASSO

Per presa visione, il direttore dei lavori

Ing. Arch. Riccardo CASASSO

Per presa visione, il collaudatore

...