



TAV. **RS-01**

c&d eng.

**info@cdeng.it**

Via del 26 Maggio, 28  
38042 Baselga di Pinè (TN)

Ing. Stefano Dallapiccola  
t. +39349 3638974

Ing. Ilaria Cappelletti  
t. +39371 6325777

OGGETTO

**Lavori di realizzazione di una nuova stalla sopra la loc. Ficareim  
nel Comune di Palù del Fersina p.f. 2062/1 C.C. Palù**

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

IMPIANTO ELETTRICO

scala  
**1: 100**

protocollo

revisione

data

**08/2024**

## 1 - DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

L'intervento prevede la realizzazione di una nuova stalla sopra la loc. Ficareim nel Comune di Palù del Fersina. La struttura è realizzata con fondazioni in cemento armato, pilastri e pareti in elevazione, copertura in legno lamellare. La forma è rettangolare, spezzata in due blocchi destinati a uso stalla e uso fienile.



## 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:

**Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

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

**CNR-DT 206 R1/2018** - *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture in Legno".*

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

**CNR-DT 215/2018** *"Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica".*

**Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*

**Linea Guida C.S.LL.PP. (Servizio Tecnico Centrale)** *"Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM"*

## 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 CALCESTRUZZO ARMATO

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub> [N/m <sup>3</sup> ]	α <sub>T, i</sub> [1/°C]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	G [N/mm <sup>2</sup> ]	C <sub>Erid</sub> [%]	Stz	R <sub>ck</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	R <sub>cm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	Caratteristiche calcestruzzo armato			N	n Ac
											f <sub>cd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>ctd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cfd</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]		
<b>C25/30_B450C - (C25/30)</b>															
001	25 000	0.000010	31 447	13 103	60	P	30.00	-	0.85	1.50	14.11	1.19	3.07	15	002
<b>C20/25_B450C - (C20/25)</b>															
005	25 000	0.000010	30 200	12 583	60	P	25.00	-	0.85	1.50	11.76	1.06	2.72	15	002

### LEGENDA:

N<sub>id</sub> Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ<sub>k</sub> Peso specifico.

α<sub>T, i</sub> Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C<sub>Erid</sub> Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E<sub>sism</sub> = E·C<sub>Erid</sub> ].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

R<sub>ck</sub> Resistenza caratteristica cubica.

R<sub>cm</sub> Resistenza media cubica.

%R<sub>ck</sub> Percentuale di riduzione della R<sub>ck</sub>.

Caratteristiche calcestruzzo armato															
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	R <sub>ck</sub>	R <sub>cm</sub>	%R <sub>ck</sub>	γ <sub>c</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>ctd</sub>	f <sub>cfm</sub>	N	n Ac
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		

γ<sub>c</sub> Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.

f<sub>cd</sub> Resistenza di calcolo a compressione.

f<sub>ctd</sub> Resistenza di calcolo a trazione.

f<sub>cfm</sub> Resistenza media a trazione per flessione.

n Ac Identificativo, nella relativa tabella materiali, dell'acciaio utilizzato: [-] = parametro NON significativo per il materiale.

## MATERIALI MURATURA

Caratteristiche Muratura															TRT		
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	C <sub>Erid</sub>	Stz	γ <sub>m,v</sub> /γ <sub>m,s</sub>	f <sub>cm(k)</sub> /f <sub>cd,v</sub> /f <sub>cd,s</sub>	f <sub>tm(k)</sub> /f <sub>td,v</sub> /f <sub>td,s</sub>	f <sub>cm(k),0</sub> /f <sub>cd,0,v</sub> /f <sub>cd,0,s</sub>	f <sub>vm(k),0</sub> /f <sub>vd0,v</sub> /f <sub>vd0,s</sub>	τ <sub>0</sub> /τ <sub>0d,v</sub> /τ <sub>0d,s</sub>	μ	λ			
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]			[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]			M	F
<b>Muratura nuova in Laterizio con malta ordinaria Resistenza 15 N/mm<sup>2</sup> [M15] - (M.B.L.S.)</b>																	
004	8 000	0.000010	3 500	1 400	60	P	2.50	3.50 1.40 2.00	0.300 0.120 0.150	3.50 1.40 1.75	0.300 0.120 0.150	0.300 0.120 0.150	0.300 0.120 0.150	0.40	20	1	2

### LEGENDA:

N<sub>id</sub> Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ<sub>k</sub> Peso specifico.

α<sub>T, i</sub> Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

C<sub>Erid</sub> Coefficiente di riduzione del Modulo elastico normale per Analisi Sismica [E<sub>sism</sub> = E·C<sub>Erid</sub> ].

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

γ<sub>m,s</sub> Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV della muratura nel caso di combinazioni SISMICHE.

γ<sub>m,v</sub> Coefficiente parziale di sicurezza allo SLU della muratura nel caso di combinazioni a carichi VERTICALI (NON sismiche).

f<sub>cm(k)</sub>= Resistenza a compressione verticale: media nel caso di muri "di Fatto" (Esistenti); caratteristica nel caso di muri "di Progetto" (Nuovi).

f<sub>cd,v</sub>= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>cd,s</sub>= Resistenza di calcolo a compressione verticale per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).

f<sub>tm(k)</sub>= Resistenza a trazione: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f<sub>td,v</sub>= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>td,s</sub>= Resistenza di calcolo a trazione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).

f<sub>cm(k),0</sub>= Resistenza a compressione orizzontale: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f<sub>cd,0,v</sub>= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>cd,0,s</sub>= Resistenza a compressione orizzontale di calcolo per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).

f<sub>vm(k),0</sub>= Resistenza a taglio senza compressione, per murature regolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). f<sub>vd0,v</sub>= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). f<sub>vd0,s</sub>= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione per combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).

τ<sub>0</sub>/τ<sub>0d,v</sub>/τ<sub>0d,s</sub>= Resistenza a taglio senza compressione, per murature irregolari: media nel caso di elementi "di Fatto" (Esistenti), caratteristica nel caso di elementi "di Progetto" (Nuovi). τ<sub>d,v</sub>= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni a carichi VERTICALI (funzione di γ<sub>m,v</sub> e LC/FC). τ<sub>d,s</sub>= Resistenza di calcolo a taglio senza compressione, per murature irregolari e combinazioni SISMICHE (funzione di γ<sub>m,s</sub> e LC/FC).

μ Coefficiente di attrito.

λ Snellezza.

**TRT M** Tipo rottura a taglio dei MASCHI: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione.

**TRT F** Tipo rottura a taglio delle FASCE: [1] = per scorrimento (murature regolari); [2] = per fessurazione diagonale (murature irregolari); [3] = per scorrimento e fessurazione; [-] = parametro NON significativo per il materiale.

## MATERIALI ACCIAIO

Caratteristiche acciaio																	
N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	LMT	f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>	f <sub>yd</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SL</sub>	γ <sub>M3,SL</sub>	γ <sub>M7</sub>	
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]				V	E	NCnt	Cnt
<b>Acciaio B450C - Acciaio in Tondini - (B450C)</b>																	
002	78 500	0.000010	210 000	80 769	P	-	450.00	-	391.30	-	1.15	-	-	-	-	-	-

### LEGENDA:

N<sub>id</sub> Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.

γ<sub>k</sub> Peso specifico.

α<sub>T, i</sub> Coefficiente di dilatazione termica.

E Modulo elastico normale.

G Modulo elastico tangenziale.

Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).

LMT Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)

f<sub>yk</sub> Resistenza caratteristica allo snervamento

f<sub>tk</sub> Resistenza caratteristica a rottura

f<sub>yd</sub> Resistenza di calcolo

f<sub>td</sub> Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).

γ<sub>s</sub> Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.

N <sub>id</sub>	γ <sub>k</sub>	α <sub>T, i</sub>	E	G	Stz	LMT	f <sub>yk</sub>	f <sub>tk</sub>	f <sub>yd</sub>	f <sub>td</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>M1</sub>	γ <sub>M2</sub>	γ <sub>M3,SL</sub> V	γ <sub>M3,SL</sub> E	γ <sub>M7</sub> NCnt	γ <sub>M7</sub> Cnt
	[N/m <sup>3</sup> ]	[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]							

- γ<sub>M1</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.  
 γ<sub>M2</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.  
 γ<sub>M3,SLV</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).  
 γ<sub>M3,SLE</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).  
 γ<sub>M7</sub> Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.  
**NOTE** [-] = Parametro non significativo per il materiale.

## MATERIALI LEGNO

Caratteristiche Legno																	
N <sub>id</sub>	Tp	γ <sub>k</sub>	γ <sub>mean</sub>	G <sub>mean</sub>	Stz	f <sub>m,k</sub>	f <sub>v,k</sub>	γ <sub>M</sub>	γ <sub>M,e</sub>	β <sub>c</sub>	Dir	α <sub>T, i</sub>	E <sub>i,05</sub>	G <sub>i,05</sub>	E <sub>i,mean</sub>	f <sub>c,i,k</sub>	f <sub>t,i,k</sub>
		[N/m <sup>3</sup> ]	[N/m <sup>3</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					[1/°C]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
<b>LL GL24h - (GL24h)</b>																	
003	L	3 850	4 200	650	P	24.00	3.500	1.45	1.00	0.1	0	0.000004	9 600	540	11 500	24.00	19.20
											90	0.000058	-	-	300	2.50	0.50

### LEGENDA:

- N<sub>id</sub> Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.  
 Tp Tipologia ai fini del calcolo di KMOD (Tab. 4.4.IV DM 17/01/2018): [M/L] = Legno massiccio o lamellare.  
 γ<sub>k</sub> Peso specifico.  
 γ<sub>mean</sub> Peso specifico medio.  
 G<sub>mean</sub> Modulo elastico tangenziale.  
 Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).  
 f<sub>m,k</sub> Resistenza a Flessione.  
 f<sub>v,k</sub> Resistenza a taglio.  
 γ<sub>M</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni fondamentali. (\*) = per produzioni continuative, soggetto a controllo continuativo del materiale.  
 γ<sub>M,e</sub> Coefficiente parziale di sicurezza per le combinazioni eccezionali.  
 β<sub>c</sub> Coefficiente di imperfezione per la verifica di instabilità.  
 Dir Direzione: [0] = parallelo alle fibre, [90] = perpendicolare alle fibre.  
 α<sub>T, i</sub> Coefficiente di dilatazione termica.  
 E<sub>i,05</sub> Modulo elastico normale caratteristico [i = (0, 90)]  
 G<sub>i,05</sub> Modulo elastico tangenziale caratteristico [i = (0, 90)].  
 E<sub>i,mean</sub> Modulo elastico normale medio [i = (0, 90)].  
 f<sub>c,i,k</sub> Resistenza caratteristica a compressione [i = (0, 90)]  
 f<sub>t,i,k</sub> 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 <sub>d,amm</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
C25/30_B450C	Caratteristica(RARA) Quasi permanente	Compressione Calcestruzzo Compressione Calcestruzzo	14.94 11.21
Acciaio B450C	Caratteristica(RARA)	Trazione Acciaio	360.00

### LEGENDA:

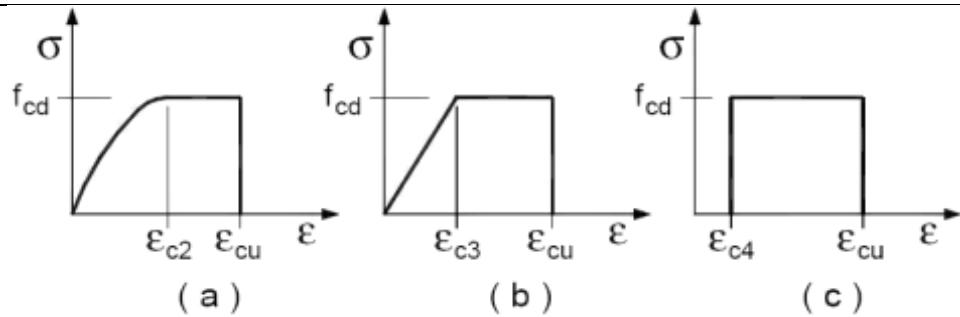
- SL Stato limite di esercizio per cui si esegue la verifica.  
 σ<sub>d,amm</sub> Tensione ammissibile per la verifica.

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<sub>m</sub> 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 parziale di sicurezza del materiale γ<sub>m</sub> è assunto pari al massimo tra 80% del γ<sub>m</sub> in condizioni non sismiche e 2 (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 (a) riportato nella seguente figura.



## Diagrammi di calcolo tensione/deformazione del calcestruzzo.

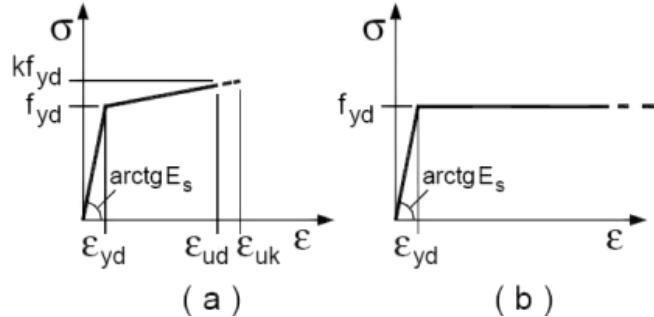
I valori di deformazione assunti sono:

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

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

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 tipo (b) rappresentato nella figura sulla destra.

La resistenza di calcolo è data da  $f_yk/\gamma_s$ . Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_s$  si assume pari a 1,15.



## 4 - 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 relazione 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 DI SOTTOBUONEZZA CHE PERMETTE L'UTILIZZO DEGLI APPALTI DI COMPIIMENTO (CATEGORIA D'USO D.1.2.2020)	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi 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.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, 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.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti 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.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, 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.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

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]**.

Le costanti di sottofondo (alla Winkler) del terreno sono state corrette secondo la seguente espressione:

$$K = c \cdot K_1;$$

dove:

$K_1$  = costante di Winkler del terreno riferita alla piastra standard di lato  $b = 30$  cm;

$c$  = coefficiente di correzione, funzione del comportamento del terreno e della particolare geometria degli elementi di fondazione. Nel caso di "Riduzione Automatica" è dato dalle successive espressioni (Rif. *Evaluation of coefficients of subgrade reaction K. Terzaghi, 1955 p. 315*):

$$c = \left[ \frac{(B + b)}{2 \cdot B} \right]^2$$

per terreni incoerenti

$$c = \left( \frac{L/B + 0,5}{1,5 \cdot L/B} \right) \cdot \frac{b}{B}$$

per terreni coerenti

Essendo:

$b = 0,30$  m, dimensione della piastra standard;

$L$  = lato maggiore della fondazione;

$B$  = lato minore della fondazione.

Nel caso di stratigrafia la costante di sottofondo utilizzata nel calcolo delle **sollecitazioni** è quella del terreno a contatto con la fondazione, mentre nel calcolo dei **cedimenti** la costante di sottofondo utilizzata è calcolata come media pesata delle costanti di sottofondo presenti nel volume significativo della fondazione.

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.

## 5 - 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	
Instantanea		--	

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:

### ANALISI CARICHI

N <sub>id</sub>	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve	[N/m <sup>2</sup> ]	Analisi carichi	
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA				
001	S	Platea	Autorimessa <= 30kN	*vedi le relative tabelle dei carichi	-	Sottofondo e pavimento di tipo industriale in calcestruzzo	2 000	Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN) (Cat. F - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	2 500	0			
003	S	Solaio in Legno	Coperture	Orditura secondaria e	300	Finitura e coibentazione	600	Coperture e sottotetti	2 000	0			

N_id	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve [N/m <sup>2</sup> ]
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
005	S	Copertura	accessibili solo per manutenzione Permanente strutturale+portato	tavolato in legno Travi e travetti in legno	5,00 kN/mc	Tavolato, tegole, isolamento	400	accessibili per sola manutenzione (Cat. H - Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018) CAT H. coperture accessibili per sola manutenzione	500	

## LEGENDA:

**N\_id** Numero identificativo dell'analisi di carico.

**T. C.** Identificativo del tipo di carico: [S] = Superficiale - [L] = Lineare - [C] = Concentrato.

**PP, PNS,** Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m<sup>2</sup>] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

## Neve

●	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> 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.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermi, 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.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona III</b> 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.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

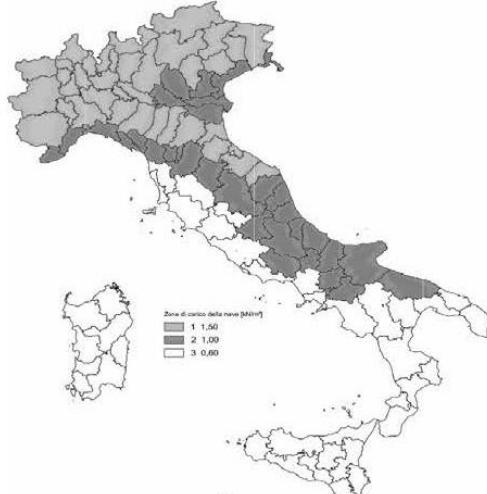
$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = q_{sk} \mu_t C_E C_t$$

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

$\mu_t$  (coefficiente di forma)

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

$C_t$  (coefficiente termico)



## Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	1659
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	8.61

## Coefficiente termico

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_t = 1$ .

## Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
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

## Valore del carico della neve al suolo

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	8.61
--	------

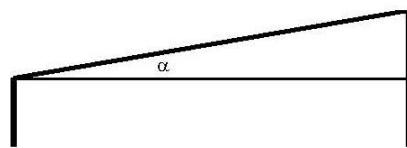
**Coefficiente di forma (copertura ad una falda)**

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	15
-----------------------------------	----

6.887 kN/mq

 $\mu$ 

$\mu$	0.8
-------	-----

**Coefficiente di forma (copertura a due falde)**

$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	0
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	0

(Caso I) 6.887 kN/mq

 $\mu(\alpha_1)$  $\mu(\alpha_2)$ 

6.887 kN/mq

$\mu(\alpha_1)$	0.8
-----------------	-----

(Caso II) 3.443 kN/mq

0.5  $\mu(\alpha_1)$  $\mu(\alpha_2)$ 

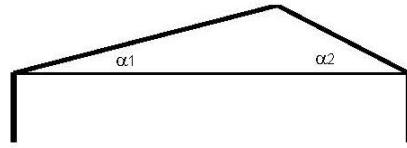
6.887 kN/mq

$\mu(\alpha_2)$	0.8
-----------------	-----

(Caso III) 6.887 kN/mq

 $\mu(\alpha_1)$ 0.5  $\mu(\alpha_2)$ 

3.443 kN/mq



## 6 - 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.

<b>Classe di servizio 1</b>	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.
<b>Classe di servizio 2</b>	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.
<b>Classe di servizio 3</b>	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

## 7 - VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

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]
46.132500	11.245833	964

## 7.1 Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di comportamento 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 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	SI
Ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli 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	SI

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	NO
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 [ <i>non significativo per le strutture in muratura</i> ]	-
Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengono 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  $\delta$ , 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:

in pianta	in altezza
<b>REGOLARE</b>	<b>NON REGOLARE</b>

## 7.2 Spettri di Progetto per S.L.U. e S.L.D.

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.

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 Comportamento ( $q$ ).

Il Fattore di comportamento  $q$  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 **1.00**.

Tali succitate caratteristiche sono riportate negli allegati "Tabulati di calcolo" al punto "DATI GENERALI ANALISI SISMICA".

## 7.3 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 (15) ha consentito, nelle varie condizioni, di mobilitare le seguenti percentuali delle masse della struttura:

Stato Limite	Direzione Sisma	%
salvaguardia della vita	X	96.78
salvaguardia della vita	Y	97.06
salvaguardia della vita	Z	100.00
salvaguardia della vita	Torsionale	-

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;

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente espresso in percentuale;

$\beta_{ij}$  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 taglienti 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.

## 7.4 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti  $d_E$  della struttura sotto l'azione sismica di progetto allo SLV sono stati ottenuti moltiplicando per il fattore  $\mu_d$  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  $\mu_d \leq 5q - 4$ .

## 7.5 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:

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

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.

## 7.6 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 +/- 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.

## 8 - 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.

### 8.1 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:

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

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 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;

$\gamma_g, \gamma_q, \gamma_p$  coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

$\psi_{oi}$  sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le **112 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:

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

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;

$\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella seguente tabella:

Categoria/Azione	$\psi_{2i}$
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 $\leq 30$ 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 $\leq 1000$ 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.

## 8.2 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:

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

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;
- $\psi_{2i}$  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  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella di cui allo SLV.

## 8.3 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;
- $Q_{kl}$ : valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
- $Q_{ki}$ : valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- $\psi_{0i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
- $\psi_{1i}$ : coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
- $\psi_{2i}$ : coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_{0i}$ ,  $\psi_{1i}$ ,  $\psi_{2i}$  sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	$\psi_{0i}$	$\psi_{1i}$	$\psi_{2i}$
Categoria A – Ambiente 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 – Ambiente ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

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**" (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.

## 9 - CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### 9.1 Denominazione

Nome del Software	<b>EdiLus</b>
Versione	usBIM(e)
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture agli elementi finiti per Windows
Numero di serie	20070778
Intestatario Licenza	DALLAPICCOLA ing. STEFANO
Produzione e Distribuzione	<b>ACCA software S.p.A.</b> 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

### 9.2 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.

Aposite 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.

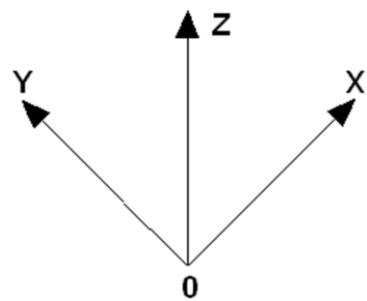
Tutti i risultati del calcolo sono forniti, oltre che in formato numerico, anche in formato grafico permettendo così di evidenziare agevolmente eventuali incongruenze.

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.

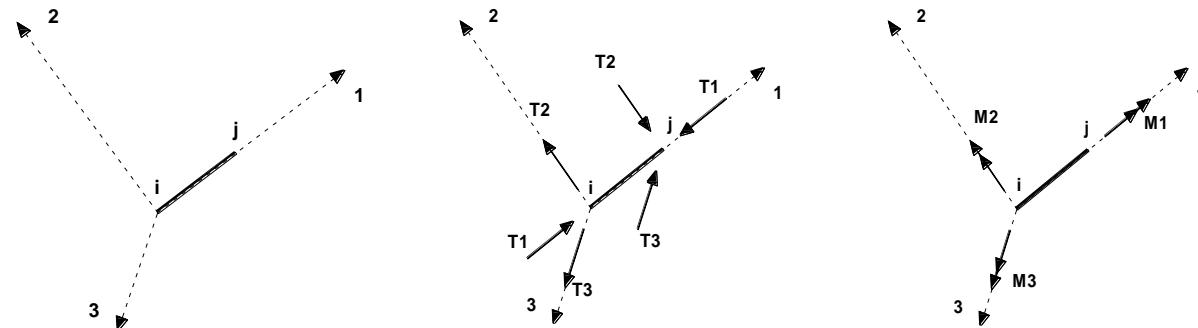
## 9.3 Sistemi di Riferimento

### 9.3.1 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).



### 9.3.2 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.

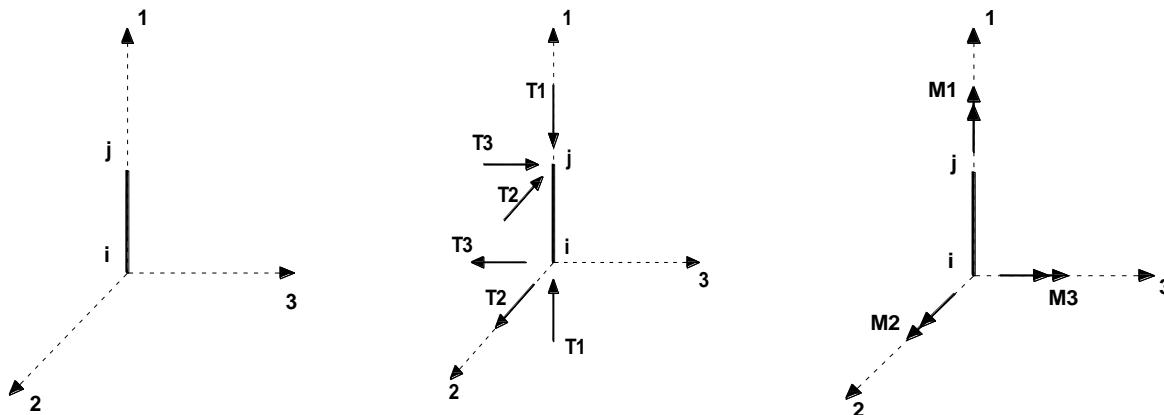
Definiti i e j (nodi iniziale e finale della Trave) viene individuato un sistema di assi cartesiani 1-2-3 locale all'elemento, con origine nel Nodo i così composto:

- 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  $M_1$ .

### 9.3.3 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 concorde 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:

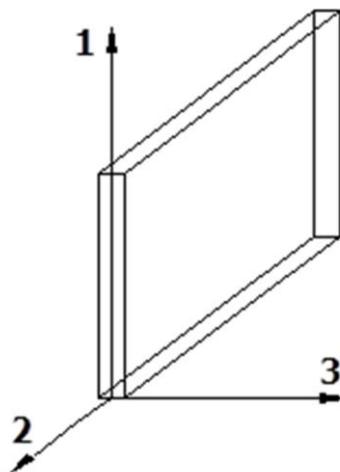
- una forza di trazione o compressione  $T_1$ , agente lungo l'asse locale 1;
- due forze taglienti  $T_2$  e  $T_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- due vettori momento (flettente)  $M_2$  e  $M_3$  agenti lungo i due assi locali 2 e 3;
- un vettore momento (torcente)  $M_1$  agente lungo l'asse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

### 9.3.4 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 concorde 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.

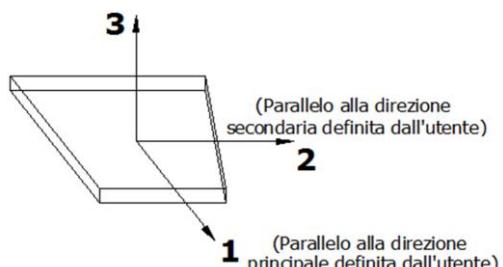
Un'ultima notazione deve essere riservata alla modalità con cui il programma fornisce le armature delle pareti, con riferimento alla faccia anteriore e posteriore.

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.

### 9.3.5 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.



## 9.4 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 celermemente ed univocamente ciascun elemento nei "Tabulati di calcolo".

Le pareti in **muratura** sono modellate in automatico, a partire dai singoli oggetti "Muro", con una mesh di elementi finiti bidimensionali triangolari di tipo "shell" ai quali è stato assegnato lo spessore ed il materiale pertinente, considerandone anche la deformabilità tagliente, in funzione del modulo di taglio.

Nella modellazione delle pareti in murature vengono considerate, fedelmente con il loro spessore e materiale:

- aperture per la realizzazione di fori, porte e finestre;
- mazzette verticali per il rafforzamento dei bordi delle aperture;
- piattabande per le parti sommitali delle aperture;
- fori, nicchie e sottofinestre.

Ai fini delle verifiche, è stata effettuata una suddivisione di ciascuna parete in:

- **maschi**: elementi a prevalente sviluppo verticale, che si sviluppano tra il bordo della parete ed un'apertura, oppure tra due aperture. Tali elementi sono, a loro volta, suddivisi in elementi detti sub-maschi, che comprendono la parte di maschi confinanti con le aperture;
- **fasce**: elementi a prevalente sviluppo orizzontale, confinanti con i bordi delle aperture e con i lati dei maschi.

Le tensioni calcolate su ciascun elemento maschio e fascia vengono integrate in un numero variabile di sezioni significative tipicamente all'inizio, alla fine e nella mezzeria ottenendo le sollecitazioni Momento nel piano e fuori piano, sforzo assiale e taglio nel piano dell'elemento, con le quali sono effettuate le verifiche di sicurezza richieste dalla normativa, nel piano e fuori piano.

Ciascun pannello in muratura, inoltre, può essere modellato includendo in sommità un elemento "cordolo" in c.a. del quale è possibile specificare le dimensioni, le armature ed il materiale. L'elemento cordolo viene modellato anch'esso con elementi shell in c.a.

La possibile fessurazione delle pareti in muratura è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Per gli elementi bidimensionali (shell) in muratura, la linearità o la non linearità del materiale, sia con riferimento al comportamento membranale che flessionale, viene descritta tramite una stratificazione lungo lo spessore della shell. Con riferimento, ad esempio, ad una parete in muratura rinforzata con betoncino, la shell viene descritta come formata dai seguenti strati:

- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di muratura di spessore pari allo spessore totale dell'elemento;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo;
- uno strato di armature orizzontali e verticali;
- uno strato di betoncino di spessore pari a metà dello spessore complessivo.

In alternativa al betoncino con armature si può avere uno strato di rinforzo in materiale composito fibrorinforzato, a matrice polimerica, cementizia o simile.

Ognuno degli strati che costituiscono la shell può essere di materiale a comportamento lineare (basta definire E e G) o non lineare (definizione del legame costitutivo del materiale). Nel caso di strato di spessore non nullo a comportamento non lineare il SAP provvede poi a suddividere ulteriormente lo strato in sottostrati per poter cogliere più fedelmente il comportamento non lineare.

Le aste in **c.a.**, in **legno**, sia travi che pilastri, sono 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 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.

La modellazione del materiale degli elementi in c.a., acciaio e legno segue la classica teoria dell'elasticità lineare; per cui il materiale è caratterizzato oltre che dal peso specifico, da un modulo elastico (E) e un modulo tagliante (G).

La possibile fessurazione degli elementi in c.a. è stata tenuta in conto nel modello considerando un opportuno decremento del modulo di elasticità e del modulo di taglio, nei limiti di quanto previsto dalla normativa vigente per ciascuno stato limite.

Gli eventuali elementi di **fondazione** (travi, platee, plinti, plinti su pali e pali) sono modellati assumendo un comportamento elastico-lineare sia a trazione che a compressione.

## 10 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.

### 10.1 Verifiche di Resistenza

#### 10.1.1 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  $\alpha$  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.

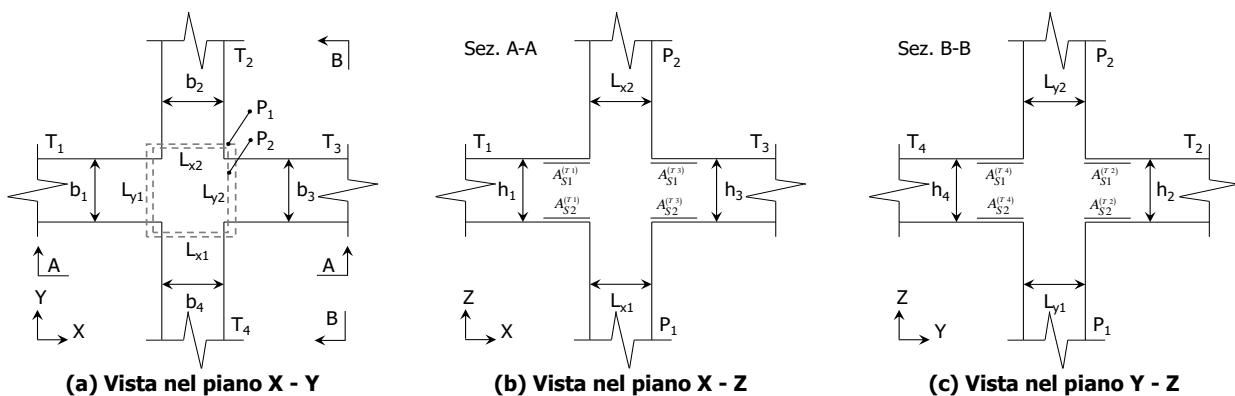
Nei "Tabulati di calcolo", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riporta la terna  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $N$ , o la coppia  $M_x$ ,  $N$  che ha dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

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.

Successivamente 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.

### 10.1.1.1 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. Sono stati esclusi dalla verifica i nodi "interamente confinati", come definiti nel seguito, progettati in CD "B", ovvero quelli di strutture progettate come non dissipative, ai sensi del § C7.4.4.3.1 della Circolare 2019 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:

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

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

$$\min \{h_1, h_3\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_1, h_3\}$$

$$\min \{h_2, h_4\} \geq \frac{3}{4} \max \{h_2, h_4\}$$

- **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 Esterini [NE]**, in cui  $1 \leq n_t < 4$ .

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

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

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

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):

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

dove:

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

$\alpha_j = 0,48$  ( $f_{ck,c}/f_{ck}$ ) (cfr. § C7.4.4.3.1 Circolare 2019 del D.M. 2018);

$f_{ck,c}$  è la resistenza a compressione cilindrica caratteristica del calcestruzzo confinato (cfr. § 4.1.2.1.2.1 D.M. 2018);

$b_j$  è la larghezza effettiva del nodo, pari a:

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

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

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

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

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

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

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

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

$c$ ,  $\Phi_{st}$  e  $\Phi_L$  sono, rispettivamente, il ricoprimento, il diametro delle staffe nel pilastro, ed il diametro delle armature longitudinali del pilastro;

$\nu_d = \frac{N_{Ed}^{(P_i)}}{L_{x2} L_{y2} f_{cd}}$  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):

$$\frac{A_{sh,i} f_{ywd}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \geq \frac{\left[ \frac{V_{jbd}^{(T_i)}}{b_j^{(T_i)} h_{jw}^{(T_i)}} \right]^2}{f_{ctd} + \nu_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad i = 1, \dots, n_t$$

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;

$\Phi_{st}$  è il diametro delle staffe nel nodo;

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

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

$c$ ,  $\Phi_{st}$  e  $\Phi_L$  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.

### 10.1.1.2 Verifica di punzonamento dei nodi

I nodi in c.a. sono stati verificati a punzonamento ai sensi dei §§ 6.4 e 9.4.3 dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1:2015). La verifica è stata eseguita nel modo illustrato nel seguito.

#### STEP 1: verifica dell'idoneità geometrica

In primo luogo è stato verificato che l'elemento punzonante e quello punzonato siano dimensionati correttamente. Per effettuare questo controllo viene individuato un perimetro di verifica (detto  $u_0$ ) pari al perimetro utile dell'elemento punzonante (es. perimetro del pilastro) in funzione della posizione (interna, di bordo o d'angolo). Nella figura che segue vengono illustrati alcuni casi tipici.

interno $u_0 = 2(c_1 + c_2)$	di bordo $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$	d'angolo $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$

Si noti che, nella tabella precedente,  $d$  rappresenta l'altezza utile dell'elemento punzonato, pari alla media delle altezze utili nelle due direzioni armate ( $d_y$  e  $d_z$ ):

$$d = \frac{d_y + d_z}{2};$$

dove:

- $d_y = h - c - \frac{\Phi_y}{2}$  è l'altezza utile lungo  $y$ ;
- $d_z = h - c - \Phi_y - \frac{\Phi_z}{2}$  è l'altezza utile lungo  $z$ ;
- $c$  è il coprirerro, ovvero il ricoprimento delle armature;
- $\Phi_y$  e  $\Phi_z$  sono i diametri delle barre delle armature longitudinali della soletta nelle direzioni principale e secondaria. La verifica lungo il perimetro caricato consiste nel controllare che (eq. (6.53) UNI EN 1992-1-1:2015):

$$V_{Ed,0} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d) \leq V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd};$$

dove:

- $\beta$  è un coefficiente che dipende dall'eccentricità (rapporto tra momento flettente e sforzo normale) del carico applicato all'elemento punzonante. In via semplificata, questo fattore può essere stimato in relazione alla posizione in pianta del pilastro (si veda la seguente Fig. 6.21N della UNI EN 1992-1-1:2015 e la relativa

- tabella);
- $V_{Ed}$  è lo sforzo di punzonamento di progetto allo SLU;
  - $v = 0,6 (1 - f_{ck}/250)$ .

posizione elemento punzonante	$\beta$
interna	1,15
di bordo	1,4
d'angolo	1,5

### STEP 2: Verifica lungo il perimetro critico in assenza di armature

La verifica di punzonamento si esegue normalmente in corrispondenza del perimetro critico (indicato con  $u_1$ ) lungo il quale si assume che possa verificarsi, allo stato limite ultimo, la rottura a punzonamento. Il perimetro critico di pilastri in elevazione, ai sensi della UNI EN 1992-1-1:2015, è ad una distanza  $2d$  dal perimetro convesso dell'elemento punzonante, eventualmente escludendo i limiti della soletta (per pilastri di bordo e d'angolo, cfr. Figg. 6.13 e 6.15 UNI EN 1992-1-1:2015):

pilastro Interno	pilastro di Bordo	pilastro d'Angolo
$u_1 = 2 \cdot (c_1 + c_2) + 4 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_2 + 2 \cdot c_1 + 2 \cdot \pi \cdot d$	$u_1 = c_1 + c_2 + \pi \cdot d$

Nel caso di elementi di fondazione, invece, il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con il minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza di  $2d$  dal pilastro. Similmente a quanto avviene per gli elementi non armati a taglio con una specifica armatura trasversale (si pensi ai solai), è possibile assumere una resistenza intrinseca dell'elemento punzonato anche in assenza di armature (trattandosi di un meccanismo a taglio):

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k \left( 100 \rho_l f_{ck} \right)^{1/3} + k_l \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_l \sigma_{cp})$$

dove:

- $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$ ;
- $k = \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d \text{ [mm]}}}; 2 \right]$ ;
- $\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$ ;
- $\rho_{ly} = \frac{A_{sly}}{(c_1 + 6d)d}$  e  $\rho_{lz} = \frac{A_{slz}}{(c_2 + 6d)d}$  sono le armature longitudinali nelle due direzioni che attraversano la dimensione colonna ( $c_1$  o  $c_2$ ) maggiorata di  $3d$  su ciascun lato;
- $k_l = 0,1$
- $\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$  è la tensione normale media nelle direzioni  $y$  e  $z$  del piano della soletta (per esempio dovute alla precompressione);
- $\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}$     $\sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$ ;
- $v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [\text{MPa}]$ .

### STEP 3: Progetto delle armature a punzonamento

Qualora non sia possibile, con il solo contributo del calcestruzzo, assorbire la totalità dello sforzo punzonante, vengono disposte delle armature a punzonamento di area totale, lungo il perimetro critico, pari ad  $A_{sw}$ . Siccome non è nota a priori la reale posizione della superficie critica di rottura a punzonamento, la norma prevede di "replicare" queste armature in modo concentrico rispettando i limiti dimensionali indicati nel prosieguo. Vengono, quindi, disposte un certo numero di "file", tutte di area totale  $A_{sw}$  e concentriche al pilastro e via via più distanti da questo. L'armatura totale a punzonamento di una fila ( $A_{sw}$ ) deve essere scelta in modo tale che sia soddisfatta la seguente verifica:

$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot (d/s_r) A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \sin\alpha / (u_1 \cdot d);$$

dove:

- $s_r$  è l'interasse radiale dell'armatura a punzonamento (ovvero la distanza tra due file di armature

concentriche):

- $f_{ywd,ef}$  è la tensione di snervamento di progetto efficace delle armature a punzonamento:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 \cdot d \leq f_{ywd};$$

- $\alpha$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura a punzonamento con l'orizzontale.

È possibile scegliere tra due possibili tipologie di armature a punzonamento:

- 1) *cuciture verticali* (pioli o perni tipo "stud"): in questo caso, trattandosi di armature verticali, sarà possibile assumere  $\alpha = 90^\circ$ ;
- 2) *ferri piegati*: in questo caso, la piegatura potrà avvenire con un angolo  $\alpha$  compreso tra  $30^\circ$  e  $45^\circ$  e si potrà assumere, nel caso di un'unica fila di armature:

$$(d/s_r) = 0,67.$$

#### STEP 4: Dettagli esecutivi

La disposizione delle armature a punzonamento deve essere fatta seguendo i dettagli esecutivi indicati nel § 9.4.3 della UNI EN 1992-1-1:2015. In primo luogo occorrerà calcolare il perimetro  $u_{out}$  oltre il quale non sono più richieste armature. Quest'ultimo è pari a:

$$u_{out,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (V_{Rd,c} \cdot d).$$

I dettagli esecutivi possono essere così riassunti (cfr. Fig. 9.10 UNI EN 1992-1-1:2015):

- 1) *per cuciture verticali*: la prima fila deve partire ad una distanza compresa tra 0,3 e 0,5 d dalla faccia del pilastro; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità  $\leq$  di 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza  $\leq$  di 1,5 d dal perimetro  $u_{out}$ ;
- 2) *per ferri piegati*: la prima fila deve partire ad una distanza minore di 0,5 d dalla faccia del pilastro; le barre possono essere disposte in pianta ad una distanza dalle facce del pilastro minore o uguale a 0,25 d; le file devono essere distanziate tra loro di una quantità minore o uguale a 0,75 d; l'ultima fila deve essere disposta ad una distanza minore o uguale a 1,5 d dal perimetro  $u_{out}$ .

Infine, l'area minima della singola armatura a punzonamento deve risultare:

$$A_{sw,1} \geq A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck} / f_{yk}}}{(1,5 \sin \alpha + \cos \alpha) / (s_r s_t)};$$

dove  $s_t$  è la distanza tangenziale massima tra le armature lungo una stessa fila, pari ad almeno 1,5 d per file interne al perimetro  $u_1$  e 2 d per file esterne al perimetro  $u_1$ .

### 10.1.1.3 Fondazioni superficiali

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

### 10.1.2 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 mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria 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:

$$M_u = (L^2 \cdot t \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0,85 \cdot f_d);$$

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;

$\sigma_0 = P/(L \cdot t)$  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  $(1 - \sigma_0/0,85 \cdot f_d) < 0$ ;

$f_d = f_k/\gamma_M$  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  $\varepsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\varepsilon_s = 0,01$  per l'acciaio tes.

- **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:

$$M_R = (t^2 \cdot L \cdot \sigma_0 / 2) \cdot (1 - \sigma_0 / 0,85 \cdot f_d);$$

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;

$\sigma_0 = P/(L \cdot t)$  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  $(1 - \sigma_0 / 0,85 \cdot f_d) < 0$ ;

$f_d = f_k/\gamma_M$  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;

$\Phi_t$  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 tesio disposto orizzontalmente ed il valore 0,4  $f_{hd} \cdot h \cdot t$ ;  
 $f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$ : 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:

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

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.

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.

### 10.1.2.1 Elementi in muratura esistenti (Criteri e tipi d'intervento di rinforzo)

Di seguito si riporta un elenco dei possibili interventi di rinforzo previsti dal software di calcolo per i vari elementi strutturali in muratura:

Maschi	Fasce
- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione	- Placcaggio con FRP/FRCM per Flessione
- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio	- Placcaggio con FRP/FRCM per Taglio
- Rinforzo con Betoncino Armato	- Rinforzo con Betoncino Armato
- Rappezzo	- Rappezzo

#### Placcaggio e fasciature in materiali compositi (FRP/FRCM)

L'uso di idonei materiali compositi (o altri materiali resistenti a trazione) nel rinforzo sismico di elementi in muratura esistenti (di Fatto) è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- incrementare la resistenza a flessione semplice o a pressoflessione di maschi e fasce mediante l'applicazione di compositi con fibre disposte nella direzione dell'asse dell'elemento e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la resistenza a taglio di maschi e fasce mediante applicazione di FRP/FRCM con le fibre disposte ortogonalmente all'asse dell'elemento (disposte secondo la direzione delle staffe) e, in aggiunta, anche in altre direzioni;
- incrementare la duttilità di maschi e fasce mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, mediante fasciatura con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- impedire lo svergolamento delle barre longitudinali soggette a compressione mediante fasciatura con FRP/FRCM a fibre continue disposte lungo il perimetro;
- incrementare la resistenza a trazione dei pannelli nodali (intersezione tra maschi e fasce) mediante applicazione di fasce di FRP/FRCM con le fibre disposte secondo le isostatiche di trazione.

Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP sono state adottate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati - Materiali, strutture di c.a. e di c.a.p., strutture murarie" (CNR-DT 200 R1/2013). Per quanto riguarda le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRCM sono state applicate le "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati a matrice inorganica" (CNR-DT 215/2018), nonché le "Linea Guida per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione di interventi di consolidamento strutturale mediante l'utilizzo di sistemi di rinforzo FRCM", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

### 10.1.3 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.

$\gamma_M$ : 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.

Nelle verifiche a taglio, per tener conto delle fessurazioni di lungo termine che determinano una riduzione della larghezza della trave, è stata incrementata il taglio di progetto moltiplicandolo per l'inverso del seguente fattore (cfr. § C4.4.8.1.9 Circolare 2019 delle NTC 2018):

- $k_{cr} = 2,0 / f_{vk}$  per membrature in legno massiccio;
- $k_{cr} = 2,5 / f_{vk}$  per membrature in legno lamellare.

dove  $f_{vk}$  è la resistenza caratteristica a taglio del legno in MPa.

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:

$$CS = R_d / S_d.$$

### 10.1.3.1 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.

### 10.1.3.2 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.

Considerando 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 elasticci per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elasticci 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".

## 10.2 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 evitato, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

## 11 - PROGETTAZIONE DEI SOLAI E BALCONI

Il solaio è un elemento strutturale fondamentale la cui funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi verticali alla struttura portante. In zona sismica il solaio assume anche la funzione di trasferire le forze inerziali di piano alla struttura principale, nell'ipotesi che esso sia dotato di sufficiente rigidità nel proprio piano. Il balcone, invece, è descrivibile come un elemento che sporge dalla struttura principale portante ed ha la funzione di trasferire i carichi verticali gravanti su di esso all'elemento strutturale a cui è collegato.

La vigente normativa per le costruzioni in cemento armato individua le seguenti tipologie di solai (e balconi):

- Solai in getto pieno (Tipo I);
- Solai misti in c.a. e c.a.p. con elementi di alleggerimento (Tipo II);
- Solai con elementi prefabbricati in c.a. e c.a.p. (Tipo III).

Nella struttura oggetto della presente relazione, in considerazione delle caratteristiche geometriche e dei sovraccarichi, si è deciso di adottare solai e balconi di tipo:

### **Solai/balconi latero-cementizi gettati in opera**

I solai e i balconi latero-cementizi *gettati in opera* sono costituiti da blocchi di laterizio, muniti di alette laterali o accompagnati da fondelli sempre in laterizio, che vengono posizionati su un impalcato di sostegno provvisorio. Quest'ultimo viene smontato non appena il conglomerato ha raggiunto una resistenza meccanica sufficiente. Dopo aver sistemato tutti i blocchi e prima di procedere con il getto dei travetti e della soletta in calcestruzzo, si posizionano i ferri di armatura ricorrendo all'uso di distanziatori o di sistemi equivalenti in modo da assicurare

che, nella fase di getto, i ferri mantengano una corretta disposizione.

### **Solai/balconi in getto pieno**

I solai *in getto pieno* (solette piene), sono stati utilizzati per realizzare balconi.

#### **Modello di calcolo**

Il solaio è composto da un'alternanza di travetti in cemento armato (precompresso o non) con elementi di alleggerimento in laterizio e da una soletta di completamento in cemento armato che, coprendone tutta la superficie ed inglobando una opportuna armatura di ripartizione, rende i vari elementi tra loro solidali.

La presenza della soletta fa sì che il solaio sia per certi versi assimilabile ad una piastra caricata in direzione perpendicolare al piano stesso (ricordiamo che una piastra è in grado di trasferire i carichi alle strutture portanti perimetrali diffondendoli lungo la propria superficie).

Questa marcata eterogeneità consente, nel calcolo, di approssimare il comportamento del solaio con quello di una trave, quindi con una *struttura monodimensionale* trascurando le sollecitazioni che si sviluppano in direzione ortogonale ai travetti.

Grazie a quest'assunzione, un solaio su una o più campate può essere modellato, in linea generale, come una *trave continua su appoggi (o incastri cedevoli)* comprensiva anche di sbalzi (balconi) in continuità.

Le luci delle singole campate sono assunte pari alla distanza tra gli interassi degli appoggi. I carichi distribuiti linearmente sulla trave sono ottenuti moltiplicando i carichi per unità di superficie determinati nell'analisi dei carichi per l'ampiezza della fascia di solaio considerata. Le caratteristiche dei vincoli adottati sono riportate in dettaglio, per ciascun appoggio, negli allegati "Tabulati di calcolo".

I balconi non inseriti nello schema di calcolo del solaio, oppure non in continuità con esso, sono modellati come delle travi a mensola, con estremo incastrato nella sezione di appoggio e l'altro libero.

Per quanto non espressamente riportato in questo paragrafo, ed in particolare per le analisi dei carichi, la determinazione delle azioni agenti sulla struttura, la definizione del modello strutturale agli elementi finiti e le verifiche, può farsi riferimento a quanto illustrato nella restante parte della presente relazione e negli allegati "Tabulati di calcolo".

## **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.

Baselga di Pinè, 05/08/2024

*Il progettista strutturale*

*Ing. Stefano Dallapiccola*