

IL COMMITTENTE  
AMMINISTRAZIONE DI  
MALO



COMUNE DI MALO  
PROVINCIA DI VICENZA

I PROGETTISTI  
ATI "A31 workte@m"  
PAOLO CENSI  
LUCA PELLEGRINI  
LUCA MENEGUZZO  
MARCO DELLAI  
PAOLO MOSELE

## PROGETTO DEFINITIVO DEL NUOVO CENTRO POLIFUNZIONALE DI MOLINA DI MALO

PROGETTO DEFINITIVO  
data: 07 Settembre 2011

LOCALIZZAZIONE  
Viale dell'Industria

ING. CLAUDIO CATTICH

ALLEGATO N.

**A.12.1.**

OGGETTO

**RELAZIONE DI CALCOLO STATICO  
per le strutture in  
LEGNO LAMELLARE E LEGNO MASSICCIO**

IL RESPONSABILE UNICO  
DEL PROCEDIMENTO  
GEOM. GIOVANNI TONIOLO

"A31 Work-Team" Via Peuerbach 9 - 36034 MALO - VI tel. 0445 581002 - fax 0445 584245



Il committente con la firma che segue dichiara di dare il suo consenso al trattamento dei dati personali inclusi nella presente domanda ed allegati, e di quelli che in futuro verranno richiesti in forma scritta, secondo quanto prescritto all'art. 11 della legge n. 675/96

## INDICE

1. Caratteristiche generali dell'opera .....	3
2. Normativa di riferimento.....	4
3. Materiali impiegati e caratteristiche meccaniche .....	4
4. Analisi dei carichi .....	6
4.1. Pesi propri, carichi permanenti e sovraccarichi .....	6
4.2. Carico da neve.....	6
4.3. Azione del vento .....	7
4.4. Azione sismica .....	9
5. Verifica della struttura .....	15
5.1. Modello di analisi .....	15
5.2. Analisi sismica .....	16
5.3. Verifica strutture.....	16

## 1. Caratteristiche generali dell'opera

Oggetto della presente relazione è l'analisi della struttura della nuova Scuola Primaria con centro poli-funzionale con struttura portante a pannelli di legno e copertura in legno lamellare di prossima realizzazione nella Frazione Molina nel Comune di Malo (VI). L'intervento riguarda la realizzazione di una struttura in legno ad un piano con altezza di falda è variabile tra 3.8 e 4.2m e dimensione in pianta dell'intera struttura approssimativamente di 32x63 m. La struttura portante della copertura è realizzata tramite travetti in LL 16x24 disposti ad interasse 1 m che poggiano sulla pareti portanti in XLAM di spessore 12cm ancorati alle travi di fondazione tramite staffe di ancoraggio metalliche WHT440 a trazione disposte all'estremità delle pareti portanti principali e staffe di ancoraggio KR285 a taglio disposte in maniera uniforme lungo le pareti ad interasse 50 cm. La struttura di fondazione è realizzata tramite un reticolo di travi di fondazione a T rovescia con ciabatta di fondazione 40x100 cm e parte fuori spessore di larghezza 35 cm e altezza 40 cm. E' presente una zona interrata con funzione di deposito che sarà realizzata interamente in c.a. con pareti di spessore 30cm e una soletta superiore di spessore 30cm di dimensioni ridotte rispetto all'intera pianta.

Un prospetto e una pianta della struttura in esame sono rappresentati rispettivamente nelle Figure 1.1 e 1.2.

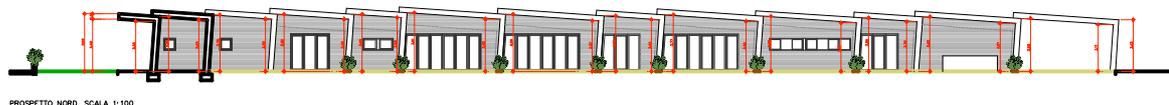


Figura 1.1: prospetto della struttura in esame.

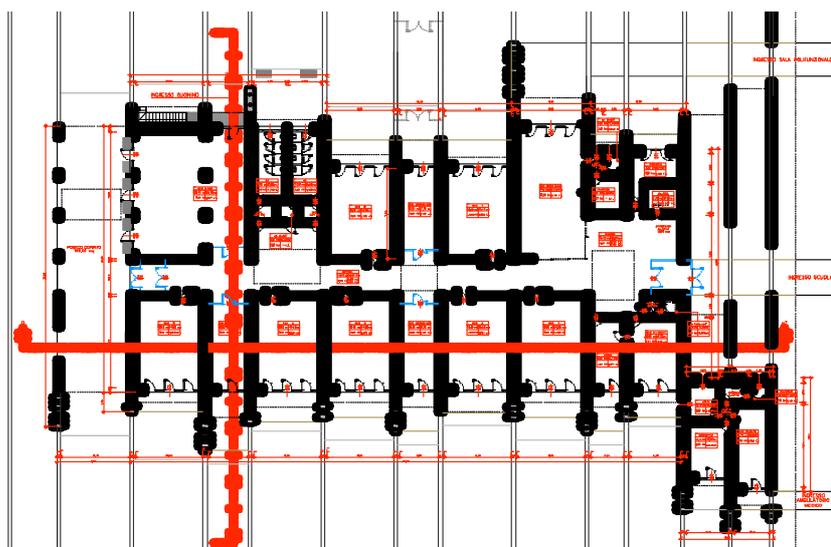


Figura 1.2: pianta della struttura in esame.

La struttura è una costruzione di tipo 2 (NTC2008 2.4.1 - opera ordinaria di dimensioni contenute o di importanza normale) e classe d'uso III (NTC2008 2.4.2 - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi) ed è stata verificata con le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2008) di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

## 2. Normativa di riferimento

In accordo con quanto prescritto dall'art. 21 della Legge 5 novembre 1971 n.1086 (G.U. n.321 del 21.12.1971) per l'esecuzione delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica, nonché dall'art.1 della Legge 2 febbraio 1974 n.64 (G.U. n.76 del 21.3.1974), per tutte le costruzioni devono essere rispettate le prescrizioni contenute nei seguenti Decreti Ministeriali e relative Circolari di istruzioni.

- DECRETO MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI – 14 gennaio 2008

*“Norme tecniche per le costruzioni”*

A chiarimento delle NTC:

- CIRCOLARE MINISTERIALE N. 617 – 2 febbraio 2009

*Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”*

Documenti integrativi delle NTC:

- UNI EN 1992-1-1 (2005) *Eurocodice 2*

*Progettazione delle strutture di calcestruzzo Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*

- UNI EN 1995-1-1 (2005) *Eurocodice 5*

*Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici*

- UNI EN 1998-1 (2005) *Eurocodice 8*

*Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*

## 3. Materiali impiegati e caratteristiche meccaniche

Nel seguito sono riportate le caratteristiche meccaniche, le dosature e le modalità di posa in opera da rispettare per i materiali utilizzati nella realizzazione delle opere in c.a. e in legno.

### **Calcestruzzo per strutture di fondazione, pareti, pilastri e solette in c.a. (Classe C25/30)**

Si utilizza una classe di calcestruzzo C25/30 (NTC 2008) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{ck} [\text{MPa}] = 25$$

$$R_{ck} [\text{MPa}] = 30$$

$$f_{ctm} [\text{MPa}] = 2.56$$

$$E_{cm} [\text{MPa}] = 31450$$

### **Barre ad aderenza migliorata B450C**

Si utilizza acciaio B450C (NTC 2008) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} [\text{MPa}] \geq 450$$

$$f_{tk} [\text{MPa}] \geq 540$$

$$E [\text{MPa}] = 210000$$

$$1.15 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1.35$$

$$f_{y,eff} / f_{y,nom} \leq 1.25$$

Allungamento uniforme al carico massimo (valore frattile 10% inferiore)  $\geq 7.5\%$

Coefficienti di omogeneizzazione acciaio – calcestruzzo

$$E_a/E_c = n = 15 \text{ per effetti di lunga durata}$$

$$E_a/E_c = n = 7 \text{ per azioni eccezionali}$$

## Acciaio per strutture metalliche S235

Si utilizza acciaio S235 (NTC 2008) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{yk} [\text{MPa}] \geq 235$$

$$f_{tk} [\text{MPa}] \geq 360$$

$$E [\text{MPa}] = 210000$$

Per gli acciai nelle zone non dissipative è richiesta una duttilità minima:

$$f_{tk} / f_{yk} \geq 1,10$$

allungamento a rottura  $\geq 15\%$

$$\varepsilon (f_{tk}) > 15 \varepsilon (f_{yk})$$

Per gli acciai nelle zone dissipative è richiesta una duttilità minima:

$$f_{tk} / f_{yk} \geq 1,20$$

allungamento a rottura  $\geq 20\%$

$$\varepsilon (f_{tk}) > 20 \varepsilon (f_{yk})$$

## Legno lamellare incollato per pareti e copertura

Si utilizza legno lamellare incollato GL24 (NTC 2008) con le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$E_{0,m} \quad 11600 \quad \text{MPa}$$

$$E_{90,m} \quad 390 \quad \text{MPa}$$

$$f_{m,k} \quad 24.00 \quad \text{MPa}$$

$$f_{t,0,k} \quad 16.50 \quad \text{MPa}$$

$$f_{t,90,k} \quad 0.40 \quad \text{MPa}$$

$$f_{c,0,k} \quad 24.00 \quad \text{MPa}$$

$$f_{c,90,k} \quad 2.70 \quad \text{MPa}$$

$$f_{v,k} \quad 2.70 \quad \text{MPa}$$

## 4. Analisi dei carichi

Per l'analisi della struttura si sono considerati agenti i seguenti carichi, secondo quanto previsto dalle NTC.

### 4.1. Pesi propri, carichi permanenti e sovraccarichi

ANALISI DEI CARICHI PERMANENTI E VARIABILI  
Norma di riferimento: NTC 2008

#### Solaio copertura non praticabile

Carichi permanenti

a. permanenti portati				
spessore:	36	[cm]	g =	0,90 [kN/m <sup>2</sup> ]
b. permanenti strutturali				
spessore:	24	[cm]	g =	0,10 [kN/m <sup>2</sup> ]
			totale (a, b):	1,00 [kN/m <sup>2</sup> ]

Carichi variabili

coperture e sottotetti accessibili per la sola manutenzione - categoria H1	
carico distribuito	q = 0,5 [kN/m <sup>2</sup> ]
carico verticale concentrato	q = 1,2 [kN]

#### Solaio piano terra

Carichi permanenti

a. pavimenti in linolium				
spessore:	3	[cm]	g =	0,15 [kN/m <sup>2</sup> ]
a. massetto				
spessore:	5	[cm]	g =	1,25 [kN/m <sup>2</sup> ]
a. pannello isolante				
spessore:	8	[cm]	g =	0,60 [kN/m <sup>2</sup> ]
a. sottofondo				
spessore:	10	[cm]	g =	2,00 [kN/m <sup>2</sup> ]
b. soletta in getto pieno di cls				
spessore:	30	[cm]	g =	7,50 [kN/m <sup>2</sup> ]
			totale (a, b):	11,50 [kN/m <sup>2</sup> ]

Carichi variabili

Ambienti suscettibili di affollamento - categoria C1: scuole	
carico distribuito	q = 3,5* [kN/m <sup>2</sup> ]
carico verticale concentrato	q = 2,0 [kN]

\* valore incrementato da 3 a 3,5 in ottemperanza al DM 18.12.1975  
"Norme tecniche aggiornate relative all'edilizia scolastica"

### 4.2. Carico da neve

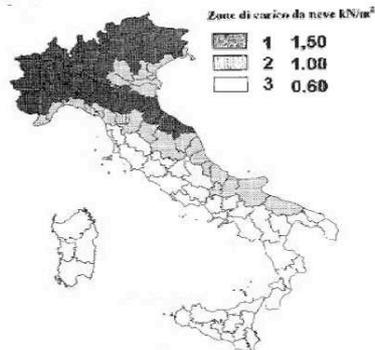
L'edificio, sito nel comune di Malo (Zona I - Alpina), è posto ad un'altitudine  $a_s = 100$  m s.l.m.m.

#### ANALISI DEL CARICO NEVE

Normativa di riferimento: Norme Tecniche per le costruzioni (14 gennaio 2008) § 3.4

Relazioni:  $q_{sk} = A$   $hs < 200$  m.s.l.m.  
 $q_{sk} = B \times (1 + (h_s / C)^2)$   $hs > 200$  m.s.l.m.

ZONA	A	B	C
1-I-Alpi	1,5	1,39	728
2-I-Med	1,5	1,35	602
3-II	1	0,85	481
4-III	0,6	0,51	481



Scelta della provincia: Vicenza  
Zona di riferimento: **I - Alpina**  
Zona per il calcolo: Zona 1

$\alpha = 4,00$  ° (pendenza della copertura)  
 $h_s = 100$  m.s.l.m.

$\mu_1 = 0,80$

$q_{sk} = 1,500$  kN/m<sup>2</sup>

$q_s = 1,200$  kN/m<sup>2</sup> **CARICO NEVE (valore caratteristico)**  
(carico uniforme, proiezione orizzontale)

## 4.3. Azione del vento

### Azione del vento

Norma di riferimento: NTC 2008

Parametri descrittivi dell'edificio

territorio/comune:	Malo	zona:	1
quota:	$a_s = 100$	[m] s.l.m.m.	
altezza edificio:	$z = 4,0$	[m]	

Velocità di riferimento del vento

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500\text{m}$$

coeff.:	$v_{b,0} = 25$	[m/s]		
	$a_0 = 1000$	[m]		
	$k_a = 0,01$	[1/s]	$v_b = 25,0$	[m/s]

Periodi di ritorno

$$v_R(T_R) = a_R(T_R) v_b$$

in cui il coefficiente  $a_R$  si ricava dall'espressione:

$$a_R = 0,65 \{1 - 0,138 \ln[-\ln(1-1/T_R)]\}$$

$T_R = 50$	[anni]
$a_R = 1,0$	

si ottiene un valore di velocità di riferimento:

$$v_b = 25,0 \quad \text{[m/s]} \quad 90 \quad \text{[km/h]}$$

Pressione del vento:

La pressione del vento è fornita dall'espressione:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Pressione di riferimento

la pressione di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2$$

$\rho = 1,25$	[kg/m <sup>3</sup> ]	densità convenzionale dell'aria
$q_b = 391$	[Pa]	

Coefficiente di topografia ( $c_t$ )

Coefficiente che tiene conto dell'influenza della topografia della zona in cui sorge l'edificio sull'entità della spinta del vento. Nel caso di costruzione su terreno pianeggiante può essere valutato tramite la seguente espressione:

$$c_t = 1$$

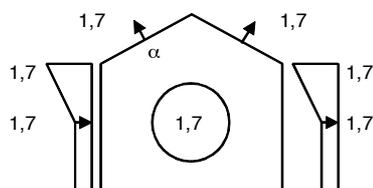
Coefficiente di esposizione ( $c_e$ )

Si ottiene dalla seguente espressione:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

classe di rugosità:	C
categoria di esposizione:	III
parametri:	$k_r = 0,2$
	$z_0 = 0,1$ [m]
	$z_{\min} = 5$ [m]
$c_e(z=z_{\min}) = 1,71$	
$c_e(z=z_{\max}) = 1,71$	



Coefficiente dinamico ( $c_d$ ):

Sono forniti dei grafici in normativa. Per la struttura in esame si considera:

$$c_d = 1$$

Coefficiente di forma o aerodinamico ( $c_p$ )

$c_{pe}$ : coefficiente di pressione esterna

parete sopravvento:  $c_{pe} = 0,8$

parete sottovento:  $c_{pe} = -0,4$

inclinazione falde:  $\alpha = 4,0^\circ$        $c_{pe}$        $c_{pe}$

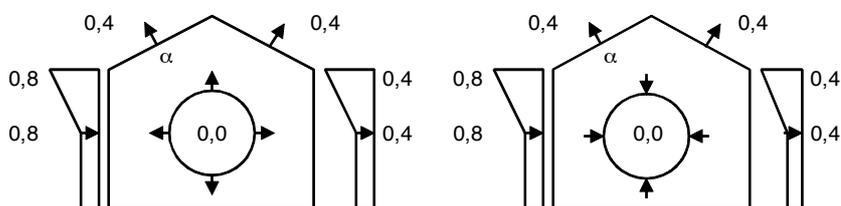
falda:  $c_{pe} = -0,4$        $c_{pe}$        $c_{pe}$

$c_{pi}$ : coefficiente di pressione interna

descrizione costruzione: stagna

$c_{pi} = 0,0$

$c_{pi} = 0,0$



valori della pressione del vento:

parete sopravvento:  $p_e = 534$  [N/m<sup>2</sup>] per  $z < z_{min}$

$p_e = 534$  [N/m<sup>2</sup>] per  $z \geq z_{min}$

parete sottovento:  $p_e = -267$  [N/m<sup>2</sup>] per  $z < z_{min}$

$p_e = -267$  [N/m<sup>2</sup>] per  $z \geq z_{min}$

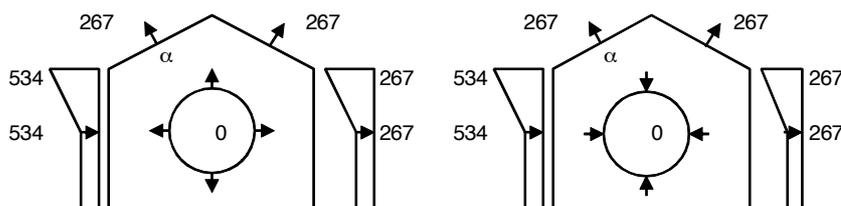
inclinazione falde:  $p_e = 4,0^\circ$        $p_e$        $p_e$  [N/m<sup>2</sup>]

falda:  $p_e = -267$        $p_e$        $p_e$  [N/m<sup>2</sup>]

pressione interna:  $p_i = 0$  [N/m<sup>2</sup>]

$p_i = 0$  [N/m<sup>2</sup>]

rappresenztazione dei valori della pressione die vento:



## 4.4. Azione sismica

Sono stati considerati gli effetti prodotti dalle azioni sismiche per la struttura sita a Molina nel comune di Malo (VI) con coordinate longitudine 11.4353 e latitudine 45.6694 utilizzando il file messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici per il calcolo della pericolosità sismica del sito in esame.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE:       LATTITUDINE:       Malo  
Vicenza

Ricerca per comune      Lon 45,6612      REGIONE: Veneto      PROVINCIA: Vicenza      COMUNE: Malo  
Lon 11,4085

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

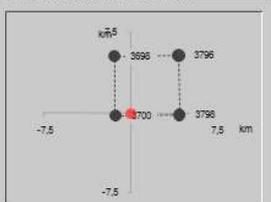


Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

media ponderata

Nodi del reticolo intorno al sito



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

E' stato definita la vita nominale dell'opera strutturale  $V_N$  (NTC2008 punto 2.4.1.), intesa come il numero di anni per i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, è usata per lo scopo al quale è destinata; in particolare, per la struttura oggetto di analisi, si è scelto un'opera di tipo 2 ovvero "Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale" la cui vita nominale è assunta pari a 50 anni. Per quanto riguarda la classe d'uso (NTC 2008 punto 2.4.2.), la struttura in esame, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è considerata come opera di classe III, ovvero "Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi", in quanto inserita nell'elenco dell'Allegato B del D.G.R. 28 novembre 2003, n. 3645 della Regione Veneto. In seguito sono riportati i valori del tempo di ritorno dell'azione sismica utilizzati per i calcoli nei diversi stati limite.

**FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE**

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$             info

Classe d'uso della costruzione -  $C_U$             info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$             info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$       info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	45
SLD - $P_{VR} = 63\%$	75
SLV - $P_{VR} = 10\%$	712
Stati limite ultimi - SLU	1462
SLC - $P_{VR} = 5\%$	1462

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  per sottosuolo di tipo A associati ai diversi stati limite introdotti dalla norma.

## Valori dei parametri $a_g$ , $F_o$ , $T_c^*$ per i periodi di ritorno $T_R$ associati a ciascuno SL

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	45	0,055	2,506	0,247
SLD	75	0,072	2,459	0,260
SLV	712	0,189	2,427	0,287
SLC	1462	0,243	2,416	0,292

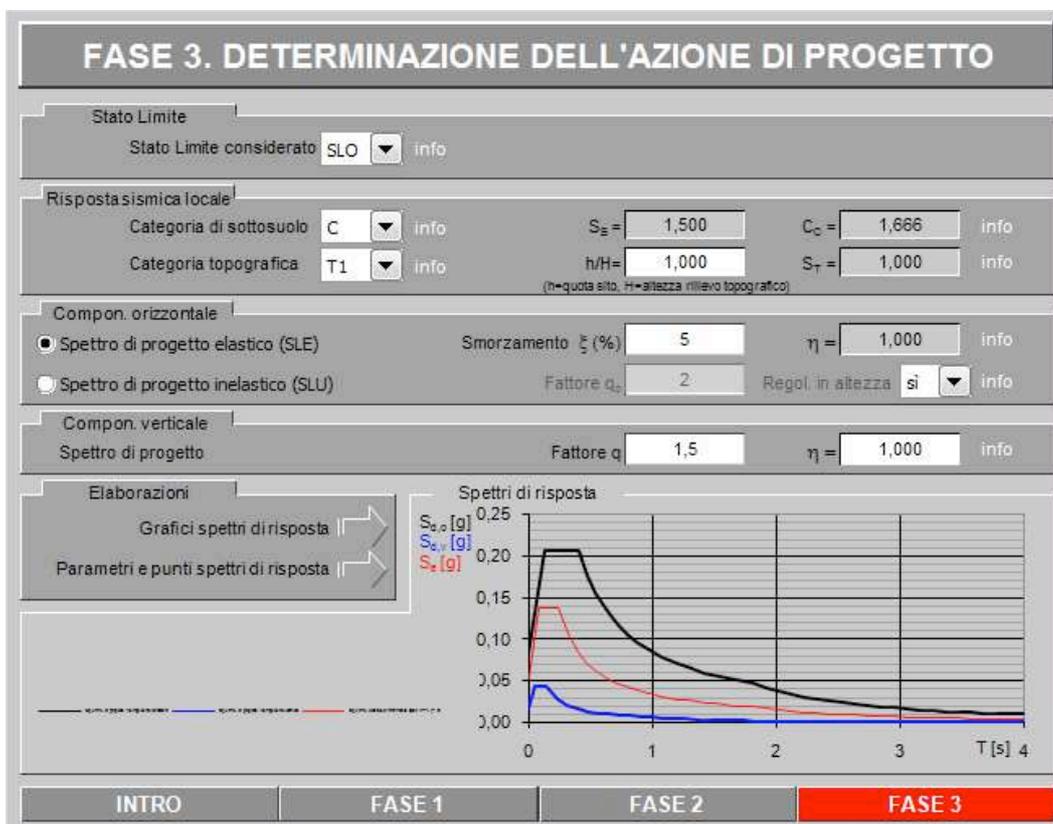
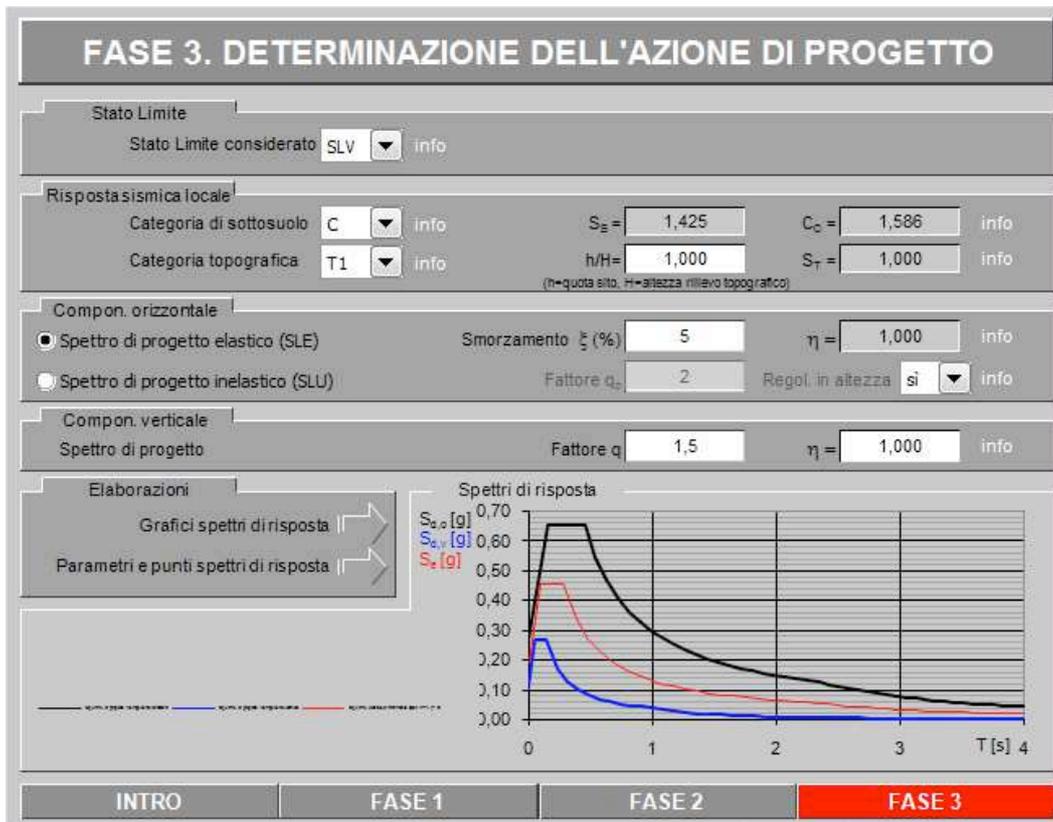
Per l'implementazione del metodo d'analisi lineare, basato sulla risposta modale con spettro elastico, si sono ricavati gli spettri elastico per sottosuolo di tipo C, con categoria topografica  $T_1$  ed assumendo uno smorzamento viscoso convenzionale del 5%.

Con riferimento al § 7.1 delle NTC 2008 si osserva che *“sotto l'effetto delle azioni sismiche definite nel § 3.2, deve essere garantito il rispetto degli stati limite ultimi e di esercizio, quali definiti al § 3.2.1 ed individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, le strutture di fondazione, gli elementi strutturali, gli elementi non strutturali, gli impianti. In mancanza di espresse indicazioni in merito, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:*

- nei confronti degli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti degli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.”

Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.

Nella figure seguenti sono riassunti i dati e le formule che hanno permesso di ricavare gli spettri elastici orizzontali che sono stato successivamente implementati durante le analisi del modello ad elementi finiti.



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

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,189 g
$F_o$	2,427
$T_C^*$	0,287 s
$S_S$	1,425
$C_C$	1,586
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,425
$\eta$	1,000
$T_B$	0,152 s
$T_C$	0,455 s
$T_D$	2,355 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.7})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.9})$$

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,269
$T_B \leftarrow$	0,152	0,653
$T_C \leftarrow$	0,455	0,653
	0,545	0,544
	0,636	0,467
	0,726	0,409
	0,817	0,363
	0,907	0,327
	0,998	0,297
	1,088	0,273
	1,178	0,252
	1,269	0,234
	1,359	0,218
	1,450	0,205
	1,540	0,193
	1,631	0,182
	1,721	0,172
	1,812	0,164
	1,902	0,156
	1,993	0,149
	2,083	0,142
	2,174	0,137
	2,264	0,131
$T_D \leftarrow$	2,355	0,126
	2,433	0,118
	2,511	0,111
	2,590	0,104
	2,668	0,098
	2,747	0,093
	2,825	0,088
	2,903	0,083
	2,982	0,079
	3,060	0,075
	3,138	0,071
	3,217	0,068
	3,295	0,064
	3,373	0,061
	3,452	0,059
	3,530	0,056
	3,608	0,054
	3,687	0,051
	3,765	0,049
	3,843	0,047
	3,922	0,045
	4,000	0,044

## Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLO

### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
$a_g$	0,055 g
$F_0$	2,506
$T_C^*$	0,247 s
$S_S$	1,500
$C_C$	1,666
$S_T$	1,000
$q$	1,000

### Parametri dipendenti

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,137 s
$T_C$	0,411 s
$T_D$	1,820 s

### Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.7})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.8})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0,000	0,082
$T_B \leftarrow$	0,137	0,207
$T_C \leftarrow$	0,411	0,207
	0,479	0,178
	0,546	0,156
	0,613	0,139
	0,680	0,125
	0,747	0,114
	0,814	0,104
	0,881	0,097
	0,948	0,090
	1,015	0,084
	1,082	0,079
	1,149	0,074
	1,216	0,070
	1,283	0,066
	1,350	0,063
	1,417	0,060
	1,485	0,057
	1,552	0,055
	1,619	0,053
	1,686	0,050
	1,753	0,049
$T_D \leftarrow$	1,820	0,047
	1,924	0,042
	2,027	0,038
	2,131	0,034
	2,235	0,031
	2,339	0,028
	2,443	0,026
	2,547	0,024
	2,650	0,022
	2,754	0,020
	2,858	0,019
	2,962	0,018
	3,066	0,016
	3,169	0,015
	3,273	0,014
	3,377	0,014
	3,481	0,013
	3,585	0,012
	3,689	0,011
	3,792	0,011
	3,896	0,011
	4,000	0,011

Per la valutazione delle azioni di progetto, ipotizzando che la struttura abbia una bassa capacità di dissipazione energetica nella categoria pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni è stato assunto un fattore di struttura pari a:

$$q = 2.0$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni provocate dalle azioni sismiche si è assunto che il moto del terreno possa avvenire, contemporaneamente, in due direzioni orizzontali ortogonali (Direzione X e Direzione Y), secondo una combinazione degli effetti che vede la somma del 100% dell'azione sismica in una direzione ed il 30% degli effetti nell'altra direzione. Sono stati considerati quindi i due possibili stati di sollecitazione con sisma prevalente in direzione X e in direzione Y secondo le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\text{SISMA X: } G_k + \sum \Psi_2 Q_k + (A_{Ed,x} + 0,3A_{Ed,y})$$

$$\text{SISMA Y: } G_k + \sum \Psi_2 Q_k + (0,3A_{Ed,x} + A_{Ed,y})$$

Le masse delle strutture sottoposte al moto impresso dal sisma sono quelle del peso proprio e dei sovraccarichi permanenti nonché di un'aliquota dei sovraccarichi accidentali, secondo le combinazioni proposte in normativa (vedi tabella 2.5.I delle NTC2008). Va evidenziato come il carico della neve e i carichi accidentali previsti per le coperture debbano essere considerati con coefficiente zero e pertanto il loro contributo in termini di massa e di azioni è nullo.

**Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ 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

## 5. Verifica della struttura

Per valutare il comportamento della struttura sia per le azioni verticali che per quelle orizzontali e per tenere conto dell'effettivo comportamento dinamico della struttura si è proceduti tramite la creazione di un modello ad elementi finiti della struttura.

### 5.1. Modello di analisi

Il modello rappresentativo del comportamento della struttura è stato elaborato tramite programma ad elementi finiti. La Figura 5.1 fornisce una rappresentazione tridimensionale del modello considerato.

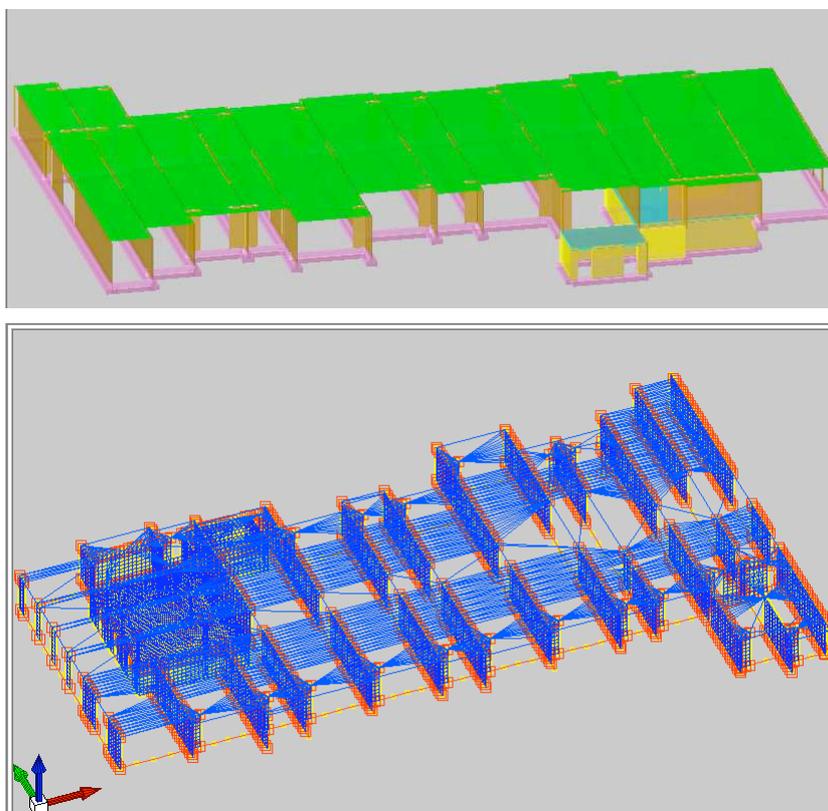


Figura 5.1: schematizzazione e modello ad elementi finiti della struttura.

Vanno fatte alcune osservazioni per quanto riguarda il modello in questione. Le pareti in legno sono state modellate tramite elementi SHELL, mentre le travi di copertura sono state modellate tramite elementi lineari FRAME. Il terreno è stato schematizzato tramite molle a comportamento elastico alla "Winkler". Per quanto riguarda il modello del solaio in c.a. sopra il piano interrato questo è rappresentato tramite una piastra rigida nel proprio piano (orizzontamento infinitamente rigido nel piano) su cui agiscono i carichi verticali definiti nel paragrafo 4.1 in quanto la presenza di una soletta in c.a. di spessore superiore o uguale a 5 cm consente di utilizzare questa ipotesi ed è stato modellato come elemento SHELL. Per quanto riguarda le falde di piano in copertura queste sono state modellate come diaframmi di piano con rigidità data dai tavolati di piano e quindi sono stati considerati come orizzontamenti deformabili nel piano.

## 5.2. Analisi sismica

L'analisi sismica è stata svolta considerando un numero di modi di vibrare pari a 12 consentendo di arrivare a una buona precisione nella valutazione delle azioni sulla struttura. Per quanto riguarda la massa partecipante e l'analisi modale si rimanda all'allegato alla presente relazione.

Le verifiche agli SLE per l'azione sismica sono soddisfatte seguendo le indicazioni riportate al punto 7.3.7.2 "Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali". Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione. Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto relativa allo SLO siano inferiori ai 2/3 dei limiti relativi alla verifica SLD e quindi vale:

$$d_r < 2/3 \times 0,005 h = 0,0033 h$$

dove  $d_r$  è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, e  $h$  è l'altezza del piano. Sulla base dei risultati ottenuti dal modello tutte le verifiche per SLO sono soddisfatte e i principali spostamenti di interpiano sono riportati nell'allegato A.

Per validare il modello lineare utilizzato sono state inoltre effettuate le verifiche indicate al punto 7.3.1 secondo cui le non linearità geometriche sono prese in conto, quando necessario, attraverso il fattore  $\theta$  appresso definito. In particolare, per le costruzioni civili ed industriali esse possono essere trascurate nel caso in cui ad ogni orizzontamento risulti:

$$\theta = \frac{P \cdot d_r}{V \cdot h} \leq 0,1$$

Dove  $P$  è il carico verticale totale della parte di struttura sovrastante l'orizzontamento in esame;  $d_r$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano, ovvero la differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante;  $V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame;  $h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante. Le verifiche riportate nell'allegato A confermano come gli effetti del secondo ordine non debbano essere presi in considerazione.

## 5.3. Verifica strutture

Nell'allegato A sono descritte le verifiche dei principali elementi sia per quanto riguarda la verifica degli elementi portanti verticali, pareti in legno XLAM di spessore 12cm sia per quanto riguarda le strutture interrate in c.a. costituite da pareti di spessore 30 cm, pilastri 30x30 cm e soletta di piano di spessore 30cm.

Nell'allegato B sono riportati i fogli di calcolo, ai quali si rimanda per ulteriori informazioni, utilizzati per la verifica degli elementi disposti a sostegno della copertura della struttura. Sempre nell'allegato sono riportati i fogli di calcolo, ai quali si rimanda per ulteriori informazioni, utilizzati per la verifica delle staffe di ancoraggio metalliche WHT440 e WKR285 sulla base delle massime sollecitazioni ottenute dal modello numerico nella condizione di progetto SLV per la verifica sismica.

Pergine Valsugana, settembre 2011

IL PROGETTISTA DELLE OPERE

IL DIRETTORE LAVORI