



Committente:



Costruzione :

CASA PREFABRICATA

Progetto :



REGIONE VALLE D'AOSTA



PARTICOLARI COSTRUTTIVI

Responsabile progettista strutture prefabbricate:





Committente:



Costruzione :

CASA PREFABRICATA

Progetto :



REGIONE VALLE D'AOSTA

PARTE_1 :

CALCOLO STATICO LEGNO



CALCOLO STATICO

DELLA PARTE PREFABBRICATA DELLA COSTRUZIONE

COSTRUZIONE: COSTRUZIONE PREFABBRICATA

ACQUIRENTE:



LOCAZIONE:



REGIONE VALLE D'AOSTA

CONTENUTO:

- 1.0 COSTRUZIONE DEL TETTO
- 2.0 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO
- 3.0 ELEMENTI PREFABBRICATI PARETI
- 4.0 CARICHI DELLA PARTE PREFABBRICATA

RESPONSABILE FASI PROGETTO:



 MARZO 2010

RIASSUNTO CALCOLO STATICO

TETTO:

POS 1.1	puntoni	e = 1.00 m	12/22 cm	C24
POS 1.2	puntoni	e = 0.50 m	12/22 cm	C24
POS 1.3	puntoni	e = 0.80 m	12/22 cm	C24
POS 1.4	travi nella parete		14/22 cm	GL24h
POS 1.5	travi di gronda		14/24 cm	GL24h
POS 1.6	trave di colmo		4/28 cm	GL24h
G1	connessione di gerber			
POS 1.7	architr. sopra la porta scorrevole		8/22 cm	C24
POS 1.8	architr. sopra la porta scorrevole		IPE 180	S235
POS 1.9	architrave sopra la finestra		16/16 cm	C24
POS 1.10	architrave sopra la finestra		16/12 cm	C24
POS 1.11	architrave sopra la finestra		HEA 140	S235

PILASTRI NELLA MANSARDA:

S _{m1}	pilastro	12/10 cm	C24
S _{m2}	pilastro	21/10 cm	C24
S _{m3}	pilastro	12/16 cm	C24
S _{m4}	pilastro	14/14 cm	GL24h

Nota: Sopra pos S_{m2} inserire piastra 210/130/10

SOFFITTO PIANOTERRA:

POS 2.1	e = 1.25 m	22/21 cm	C24
POS 2.2	e = 1.25 m	17.6/21 cm	C24
POS 2.3	e = 1.25 m	17.6/21 cm	C24
POS 2.4	e = 1.25 m	17.6/21 cm	C24
POS 2.5	e = 1.25 m	22/21 cm	C24
POS 2.6	e = 1.25 m	35.2/21 cm	C24
POS 2.7	e = 1.25 m	22/21 cm	C24
POS 2.8	longitudinali nel soffitto	8.8/21 cm	C24
POS 2.9	architrave a vista	10/20 cm	C24
POS 2.10	architr. sopra la porta scorrevole	IPE 200	S235
POS 2.11	architr. sopra la porta scorrevole	10/24 cm	GL24h
POS 2.12	architr. sopra la porta scorrevole	10/20 cm	C24
POS 2.13	architrave sopra la finestra	HEB 140	S235
POS 2.14	architrave sopra la finestra	HEA 100	S235
POS 2.15	architrave sopra la finestra	14/25 cm	GL24h
POS 2.16	architrave tettoia	20/28 cm	GL24h
G2	connessione di gerber		

PILASTRI NEL PIANOTERRA:

S _{p1}	pilastro	12/10 cm	C24
S _{p2}	pilastro	18/10 cm	C24
S _{p3}	pilastro	18/10 cm	C24
S _{p4}	pilastro	20/20 cm	GL24h

Pareti interne sotto pos 2.5 e 2.7, interasse montanti verticali e=0.416 m.

- **DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA**

La presente relazione riguarda la metodologia di calcolo e lo schema strutturale per la realizzazione di una casa in legno [REDACTED] in Valle d'Aosta.

La quasi totalità degli elementi strutturali, quali pilastri, setti, travi e solai e in legno. Sono presenti elementi in acciaio.

Tutte le opere in cemento armato (come platea di fondazione, ecc.) non fanno parte della presente relazione.

- **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La normativa di riferimento in fase di progettazione e calcolo è la seguente:
D.M. 14 gennaio 2008

Norme tecniche per le costruzioni

Circ. M. LL.PP. Bozza aggiornata al 7 marzo 2008

Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008

UNI EN 1995:2005 Eurocodice 5

Progettazione delle strutture di legno.

UNI ENV 1993:1994 Eurocodice 3

Progettazione delle strutture in acciaio.

- **MATERIALI IMPIEGATI**

Legno massiccio conifera C24: UNI EN 338:2004

Legno lamellare conifera GL24H: EN 1194:2000

Pannelli di particelle UNI EN 12369-1:2002

Acciaio classe S235 (Fe360)

Tabella 18-1-Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,k}$	8	10	11	12	13	14	16	18	21	24	27	30
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,k}$	0.4	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	23	25	26	27	29
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.1	3.2
taglio	$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.2	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	3.8	3.8
Modulo elastico [GPa]													
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg m ⁻³]													
massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	370	380	400	420	440	460
massa volumica media	$\rho_{0,k}$	350	370	380	390	410	420	450	460	480	500	520	550

Tabella 18-4-Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato(EN1194)

Valori caratteristici di resistenza e modulo elastico		GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenze (MPa)									
flessione	$f_{m,k}$	24		28		32		36	
trazione parallela alla fibratura	$f_{t0,k}$	16.5	14.0	19.5	16.5	22.5	19.5	26	22.5
trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t90,k}$	0.40	0.35	0.45	0.40	0.50	0.45	0.60	0.50
compressione parallela alla fibratura	$f_{c0,k}$	24.0	21.0	26.5	24.0	29.0	26.5	31.0	29.0
compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c90,k}$	2.7	2.4	3.0	2.7	3.3	3.0	3.6	3.3
taglio	$f_{v,k}$	2.7	2.2	3.2	2.7	3.6	3.2	4.3	3.8
Modulo elastico (GPa)									
modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	11.6	11.6	12.6	12.6	13.7	13.7	14.7	14.7
modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,05}$	9.4	9.4	10.2	10.2	11.1	11.1	11.9	11.9
modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
modulo di taglio medio	G_{mean}	0.72	0.59	0.78	0.72	0.85	0.78	0.91	0.85
Massa volumica (kg m ⁻³)									
Massa volumica caratteristica	ρ_k	380	350	410	380	430	410	450	430

• AZIONI SULLA STRUTTURA

Le azioni di progetto agenti sulla struttura sono state attestate per mezzo delle combinazioni di carico definite dal D.M. 14.01.2008. In particolare vengono considerati i seguenti stati limite:

Stato Limite Ultimo (SLU):

Allo SLU è stata adottata la seguente formula di combinazione:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \right]$$

- G_k e il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k e il valore caratteristico delle forze di precompressione;
- Q_{1k} e il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;
- γ_g e uguale a 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);
- γ_p e uguale a 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);
- γ_q e uguale a 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

Le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni Caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico. 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:

$$F_d = G_k + P_k + E + \sum_j \psi_{2j} Q_{2j}$$

- G_k e il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- P_k e il valore caratteristico delle forze di precompressione;
- E e il valore caratteristico dell'azione sismica;
- Q_{2j} sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;
- ψ_{2j} e il valore dei coefficienti di combinazione, riportati nella tab.1

Destinazione d'uso	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Categoria A: Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B: Ufficio	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	1,0	0,9	0,8
Categoria F: Rimesse e parcheggi (per veicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G: Rimesse e parcheggi (per veicoli di peso ≥ 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H: Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota ≥ 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0

Tab. 1: Coefficienti di combinazione di carico

Stato limite di esercizio (SLE):

Per le verifiche allo stato limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

$$\text{Combinazione rara} \quad F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$$

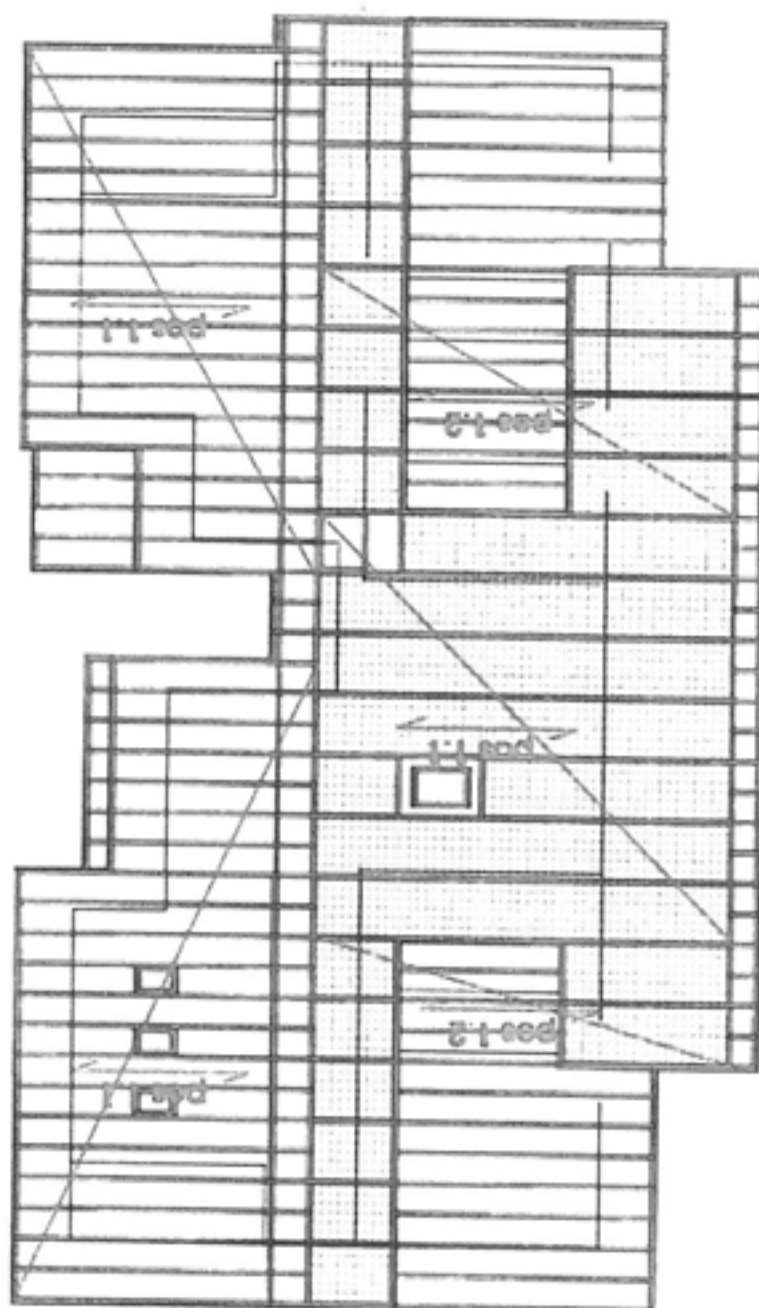
$$\text{Combinazione frequente} \quad F_f = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

$$\text{Combinazione quasi permanente} \quad F_p = G_k + P_k + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

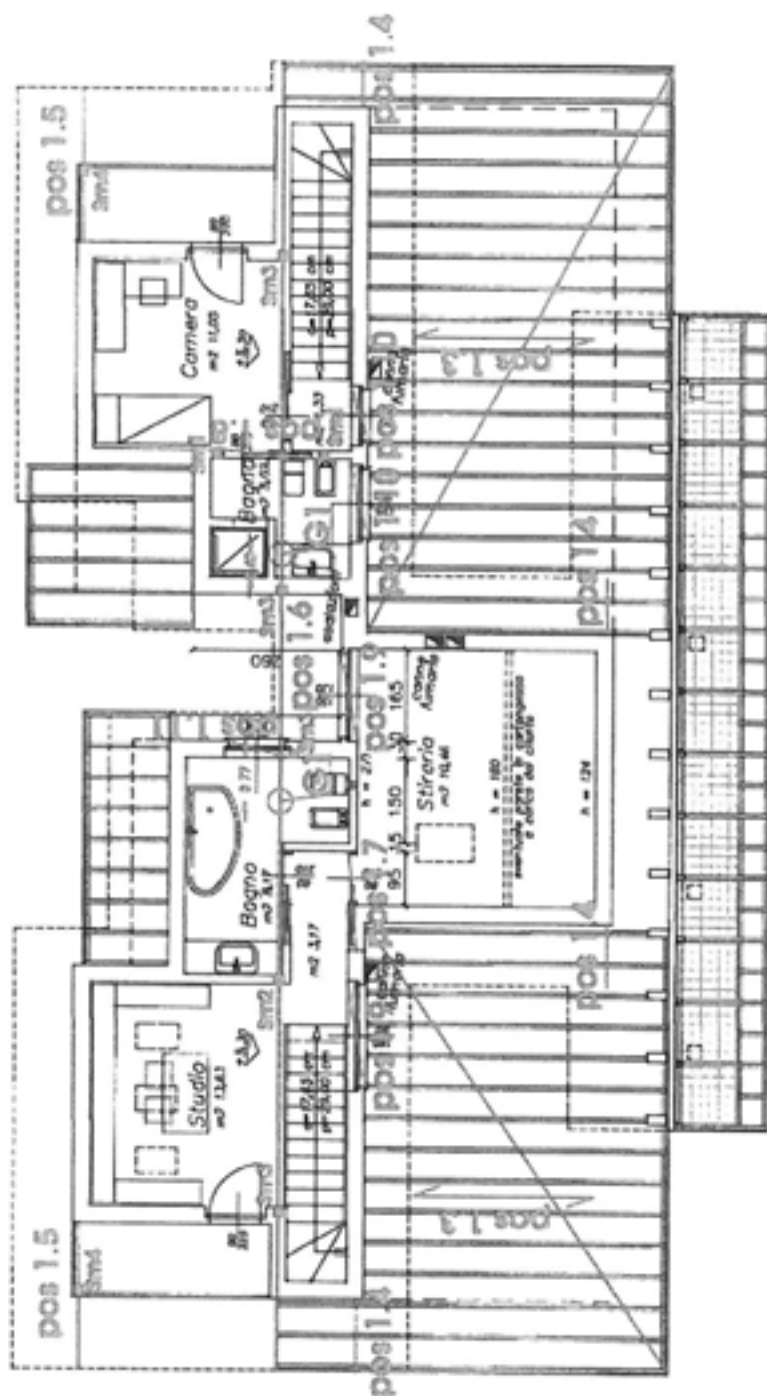
Ai coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 si attribuiscono i valori riportati in tab.1.

Analogamente al caso precedente, le combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico.

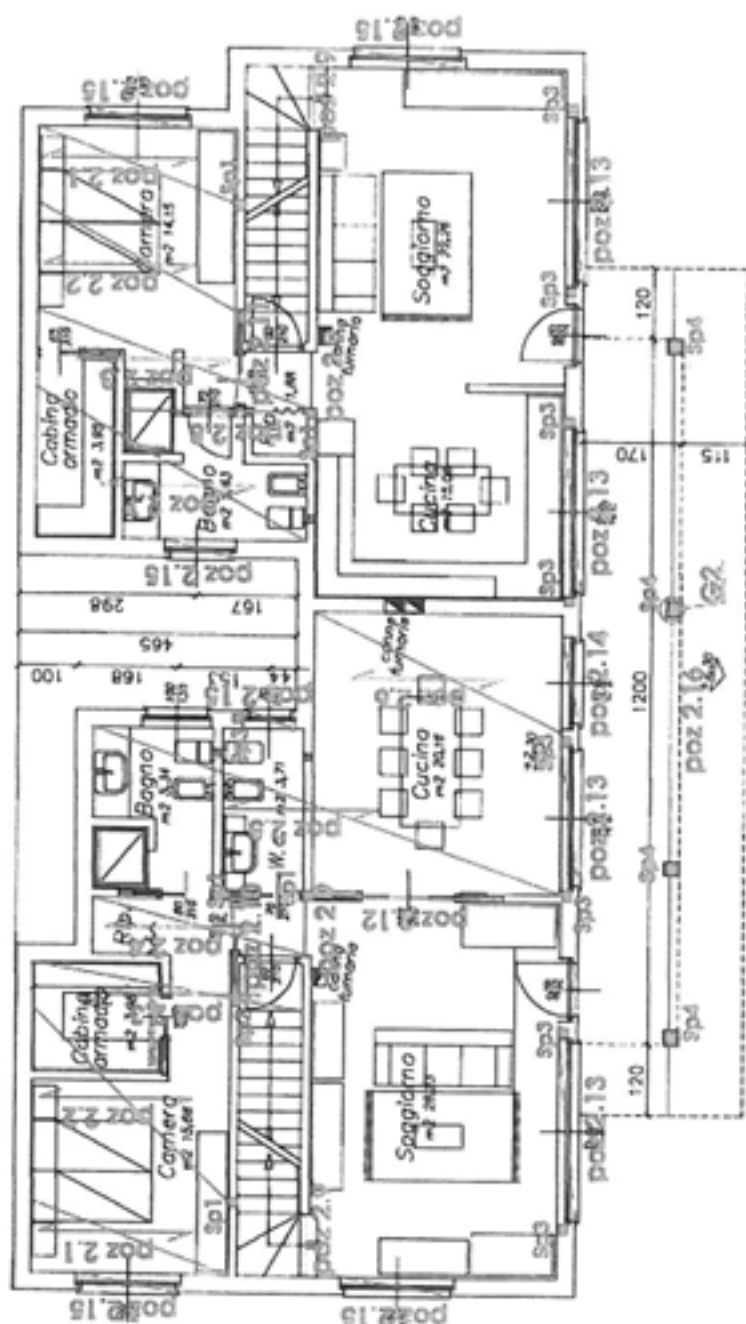
PIANTA TETTO
 legno classe C24
 legno lamellare GL24h



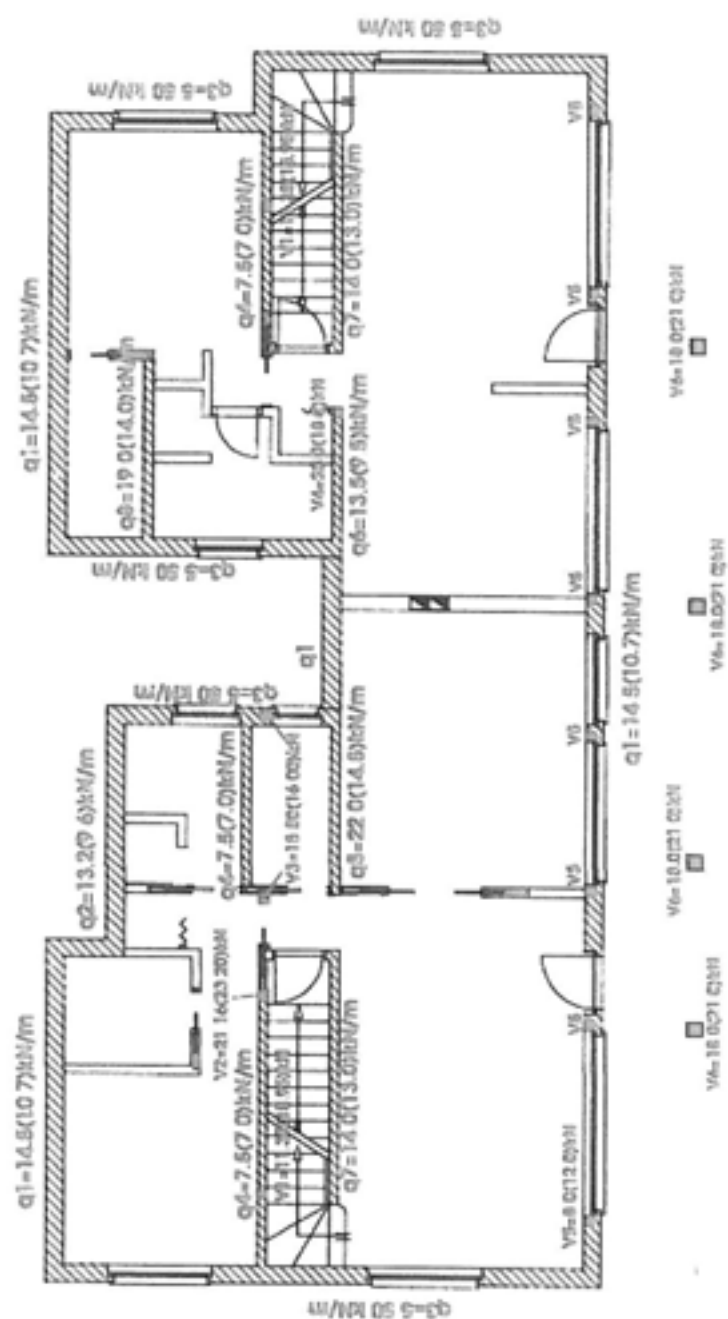
PIANTA PIANOFRANCO
 legno classe C24
 legno lamellare GL24h
 occhio S235



PIANTA PIANOTERRA
 legno classe C24
 legno lamellare GL24h
 occhio 8235



CARICO DELL'APARTE PREFABRICATA



▪ ANALISI DEI CARICHI

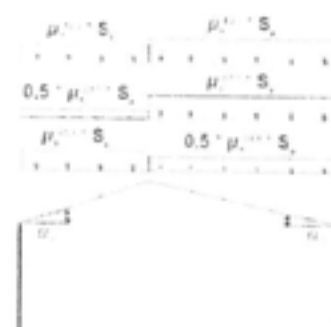
CARICO NEVE:

Zona neve I-Alpina : $A = 583 \text{ m}$
 $s_k = 1.39 \times (1 + A/728)^2 = 2.28 \text{ kN/m}^2$

coefficiente di esposizione: $c_{te} = 1$

coefficiente termico: $c_t = 1$

pendenza 21°
 $\mu_1 = 0.80$



$$s_{max} = \mu_{max} \times s_k = 1.82 \text{ kN/m}^2$$

CARICO VENTO:

Veterna cona 1 : $v_b = 25 \text{ m/s}$

$\alpha_0 = 1000 \text{ m}$ $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$

$k_a = 0.010 \text{ 1/s}$

$$q_b = \rho / 2 \times v_b^2 = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

coefficiente di topografia: $c_t = 1$

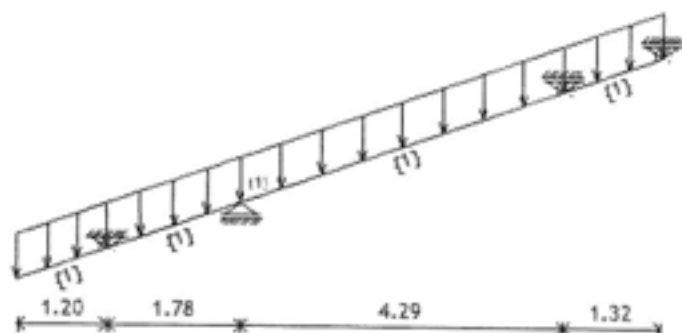
Categoria di esposizione III:

$k_r = 0.20$ $z_0 = 0.10$ $z_{min} = 5$ $z = 6.85 \text{ m}$

$$C_e(z) = k^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times (7 + c_t \times \ln(z/z_0)) = 1.90$$

$$q_p(z) = q_b \times C_e(z) \times C_{pe} = 0.39 \times 1.90 \times 0.40 = 0.30 \text{ kN/m}^2$$

1.1 PUNTONI POZ1.1



interasse $e = 1.00 \text{ m}$
 pendenza 21°

$k_{mod} = 0.8$ (carico neve durata media)
 $k_{mod} = 0.9$ (carico vento durata corta)

CARICO:

pannelli fotovoltaici $= 0.20 \text{ kN/m}^2$
 copertura+tavolato $= 0.80 \text{ kN/m}^2$
 peso proprio $= 0.20 \text{ kN/m}^2$
 soffitto g_{it} $= 0.40 \text{ kN/m}^2$
 $g' = 1.60 \text{ kN/m}^2$
 $g = g' \times e \times \cos \alpha = 1.49 \text{ kN/m}$

neve: $s_1 = s_e \times 0.5 \times \mu_i \times e \times \cos \alpha = 0.85 \text{ kN/m}$
 $s_2 = s_e \times \mu_i \times e \times \cos \alpha = 1.70 \text{ kN/m}$

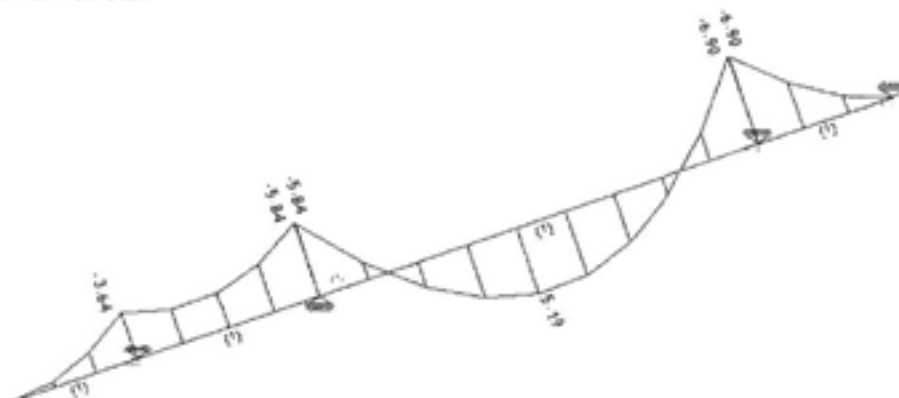
vento: $q_p(z) = q_0 \times C_e(z) \times C_{pe} = 0.30 \text{ kN/m}^2$ (pressione)
 $q_p(z) = q_0 \times C_e(z) \times C_{pe} = -0.30 \text{ kN/m}^2$ (aspirazione)

ESEMPIO DI CARICO:

1	peso proprio
2	neve
3	vento w_i
4	Comb.: 1.3xI
5	Comb.: 1.3xI+1.5xII
6	Comb.: 1.3xI+0.75xIII+1.5xIV
7	Comb.: 1.3xI+1.5xIII+0.9xIV
8	Comb.: I+II+III

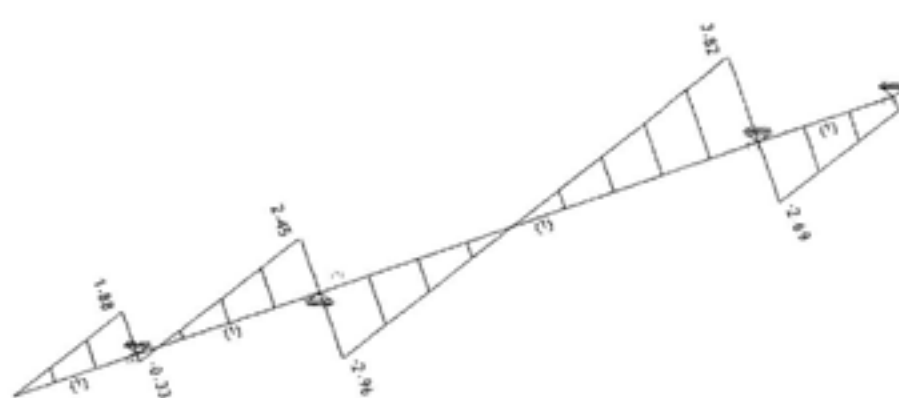
QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_0 = 1.30; \gamma_G = 1.50$)

Car. 8: 1.3x1+1.5x1+0.9x1



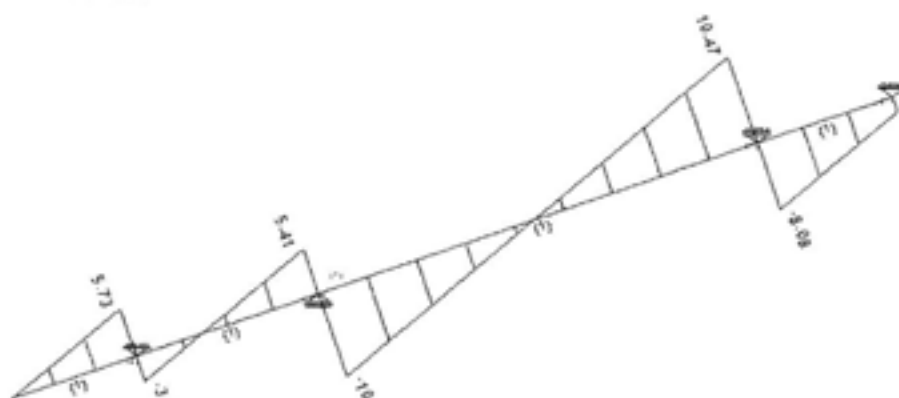
Válci v gredi: max $V_1 = 5.19$ / min $V_1 = -5.84$ kN

Car. 8: 1.3x1+1.5x1+0.9x1



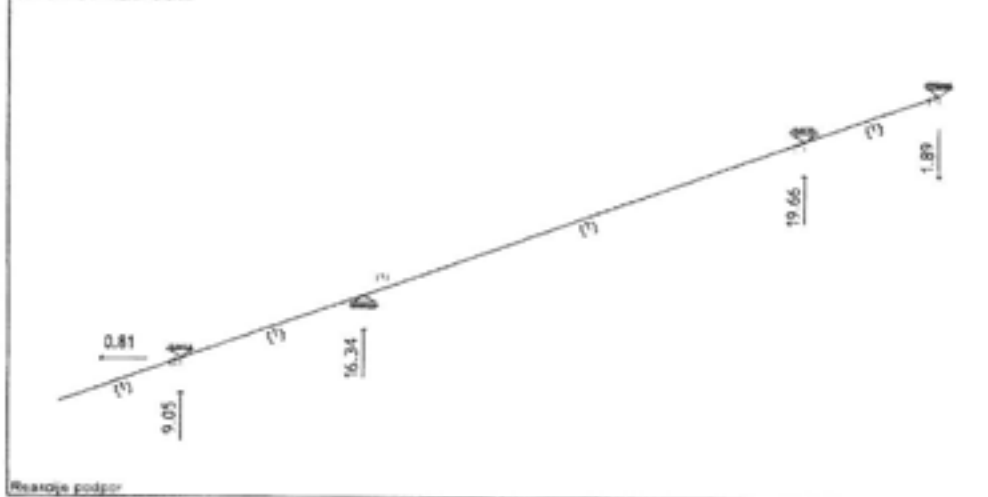
Válci v gredi: max $N_1 = 2.92$ / min $N_1 = -2.92$ kN

Car. 8: 1.3x1+1.5x1+0.9x1

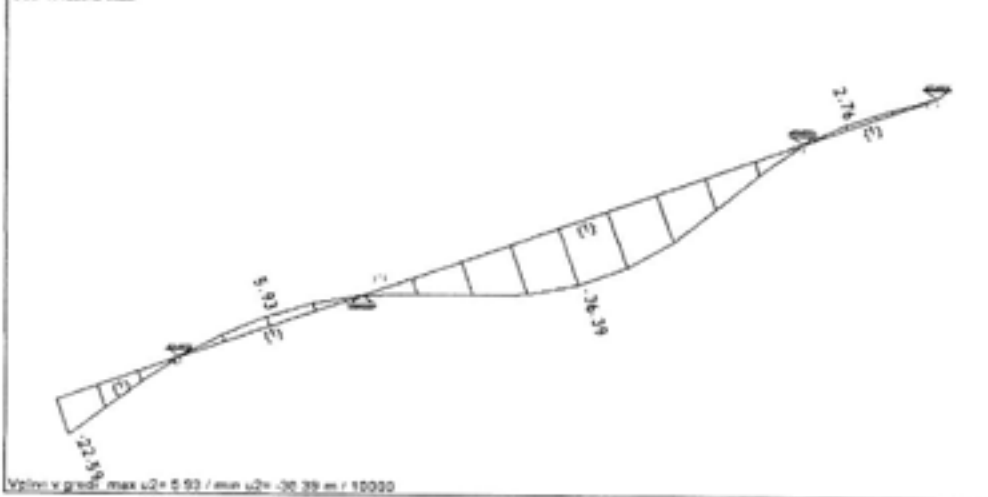


Válci v gredi: max $M_2 = 10.47$ / min $M_2 = -10.01$ kN

Obr. 8: $f = 3\text{ m}$; $l = 1,5\text{ m}$; $\theta = 0,9\text{ rad}$

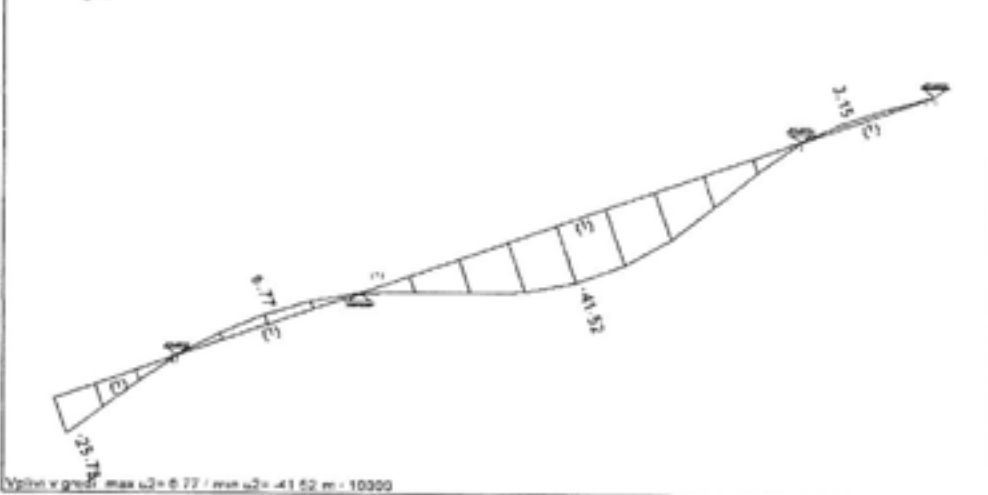


Obr. 1: Iznosa mize



Vzrati v gredi: $\max u_2 = 5,93$ / $\min u_2 = -30,39\text{ m} / 10000$

Obr. 2: sneg u_2



Vzrati v gredi: $\max u_2 = 6,77$ / $\min u_2 = -41,62\text{ m} / 10000$

Superficie della sezione trasversale
Tensione effettiva di taglio (asse 2)

$A = 176.00 \text{ cm}^2$
 $\tau_{2,d} = 0.892 \text{ MPa}$

$\tau_{2,d} \leq f_{v,d}$ ($0.892 \leq 1.538$)
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 58.0%

CONFERMA DELLA STABILITÀ LATERALE

Tipo di carico: @1@base - di durata media

Coefficiente di correzione

$K_{mod} = 0.800$

Coefficiente parziale per le caratteristiche del materiale

$\gamma_m = 1.500$

Interasse dei punti di ritenuta con angolo retto alla direzione dell'asse 2

$l_{ef} = 454.80 \text{ cm}$

5% frazione modulo E parallelo alle fibre

$E_{0.05} = 7400.0 \text{ MPa}$

5% frazione del modulo di taglio G

$G_{0.05} = 460.00 \text{ MPa}$

Momento persistente di torsione

$I_{tor} = 2896.2 \text{ cm}^4$

Momento di persistenza

$I_2 = 938.67 \text{ cm}^4$

Momento di resistenza

$W_3 = 645.33 \text{ cm}^3$

Tensione critica di piegamento

$\sigma_{m,crit} = 32.562 \text{ MPa}$

Esiguità relativa su piegamento

$\lambda_{rel} = 0.859$

Coefficiente

$k_{krit} = 0.916$

Tensione di piegamento normale intorno all'asse 3

$\sigma_{m3,d} = 10.689 \text{ MPa}$

$\sigma_{m3,d} \leq k_{krit} \times \sigma_{m3,d}$ ($10.689 \leq 13.530$)

Lo sfruttamento della sezione è pari all' 79.0%

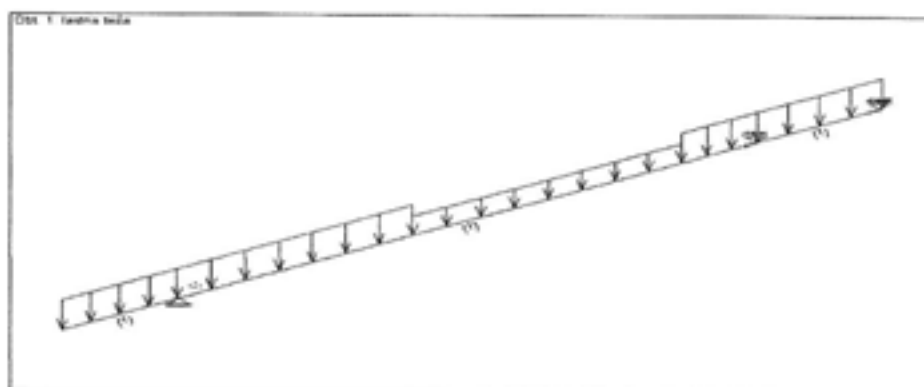
CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{inst}, w_{fin}$)

$w_{inst} = 0.36 + 0.41 + 0.08 = 0.85 \text{ cm} < l/300 = 1.51 \text{ cm}$

$w_{fin} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) + w_{inst} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) + w_{inst} \times (\psi_0 + \psi_2 \times k_{def})$

$= 1.18 \text{ cm} < l/250 = 1.81 \text{ cm}$

1.2 PUNTONI POS.1.2



interasse $e = 0.50 \text{ m}$
pendenza 21°

$k_{mod} = 0.8$ (carico neve durata media)
 $k_{mod} = 0.9$ (carico vento durata corta)

CARICO:

pannelli fotovoltaici $= 0.20 \text{ kN/m}^2$

copertura+tavolato $= 0.80 \text{ kN/m}^2$

peso proprio $= 0.20 \text{ kN/m}^2$

soffitto g_{str} $= 0.40 \text{ kN/m}^2$

$g' = 1.60 \text{ kN/m}^2$

$g_i = g' \times e \times \cos \alpha = 0.75 \text{ kN/m}$

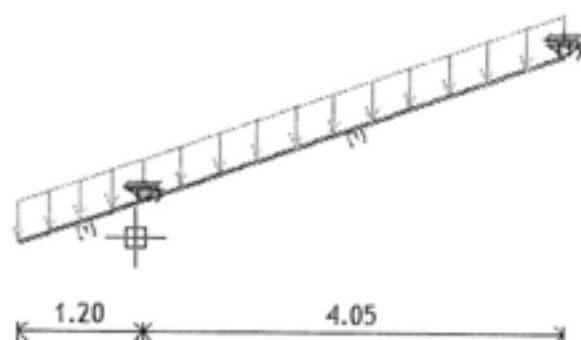
CARICO:

peso proprio $= 0.20 \text{ kN/m}^2$

$g' = 0.20 \text{ kN/m}^2$

Tensione di tiraggio normale	$\sigma_{t,0,d} = 0.072 \text{ MPa}$
Momento di resistenza	$W_3 = 645.33 \text{ cm}^3$
Tensione di piegamento normale intorno all'asse 3	$\sigma_{m,3,d} = 4.904 \text{ MPa}$
$\sigma_{m,3,d} \leq f_{m,3,d} (4.904 \leq 14.769)$	
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 33.2%	
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + k_{m1} \times (\sigma_{m,3,d} / f_{m,3,d}) + \sigma_{m,2,d} / f_{m,2,d} \leq 1$ (0.240 $\leq$ 1)	
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 24.0%	
$\sigma_{t,0,d} / f_{t,0,d} + \sigma_{m,3,d} / f_{m,3,d} + k_{m2} \times (\sigma_{m,2,d} / f_{m,2,d}) \leq 1$ (0.339 $\leq$ 1)	
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 33.9%	
CONFERMA DELLA STABILITÀ LATERALE	
Tipo di carico: @1@base - di durata media	
Coefficiente di correzione	$K_{mod} = 0.800$
Coefficiente parziale per le caratteristiche del materiale	$\gamma_m = 1.500$
Interasse dei punti di ritenuta con angolo retto alla direzione dell'asse 2	$l_{ef} = 643.29 \text{ cm}$
5% frazione modulo E parallelo alle fibre	$E_{0.05} = 7400.0 \text{ MPa}$
5% frazione del modulo di taglio G	$G_{0.05} = 460.00 \text{ MPa}$
Momento persistente di torsione	$I_{tor} = 2896.2 \text{ cm}^4$
Momento di persistenza	$I_2 = 938.67 \text{ cm}^4$
Momento di resistenza	$W_3 = 645.33 \text{ cm}^3$
Tensione critica di piegamento	$\sigma_{m,crit} = 23.021 \text{ MPa}$
Esiguità relativa su piegamento	$\lambda_{rel} = 1.021$
Coefficiente	$k_{crit} = 0.794$
Tensione di piegamento normale intorno all'asse 3	$\sigma_{m,3,d} = 4.904 \text{ MPa}$
$\sigma_{m,3,d} \leq k_{crit} \times \sigma_{m,3,d} (4.904 \leq 11.730)$	
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 41.8%	
KONTROLA STRŽNIH NAPETOSTI (tipo di carico 8, inizio barra)	
Forza trasversale nella direzione dell'asse 2	$T_2 = -4.758 \text{ kN}$
CONTROLLO TENSIONI - TAGLIO	
Tipo di carico: @1@base - di durata media	
Coefficiente di correzione	$K_{mod} = 0.800$
Coefficiente parziale per le caratteristiche del materiale	$\gamma_m = 1.500$
Tensione di taglio caratteristica	$f_{v,k} = 2.500 \text{ MPa}$
Durezza calcolata di taglio	$f_{v,d} = 1.538 \text{ MPa}$
Superficie della sezione trasversale	$A = 176.00 \text{ cm}^2$
Tensione effettiva di taglio (asse 2)	$\tau_{2,d} = 0.406 \text{ MPa}$
$\tau_{2,d} \leq f_{v,d} (0.406 \leq 1.538)$	
Lo sfruttamento della sezione è pari all' 26.4%	
CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{red}, w_{tn}$)	
$w_{red} = 0.44 + 0.40 + 0.08 = 0.92 \text{ cm} < l/300 = 2.02 \text{ cm}$	
$w_{tn} = w_{red} \times (1 + k_{def}) + w_{red} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) + w_{red} \times (\psi_0 + \psi_2 \times k_{def})$	
$= 1.30 \text{ cm} < l/250 = 2.43 \text{ cm}$	

1.3 PUNTONI TETTO BASSO POS 1.3



interasse $e = 0.80$ m
 pendenza 21°

$k_{mod} = 0.8$ (carico neve durata media)
 $k_{mod} = 0.9$ (carico vento durata corta)

CARICO:

copertura+tavolato $= 0.80 \text{ kN/m}^2$

peso proprio $= 0.20 \text{ kN/m}^2$

soffitto g_{str} $= 0.40 \text{ kN/m}^2$

$g' = 1.40 \text{ kN/m}^2$

$g = g' \times e \times \cos \alpha = 1.05 \text{ kN/m}$

neve: $s_1 = s_k \times 0.5 \times \mu_1 \times e \times \cos \alpha = 0.68 \text{ kN/m}$

$s_2 = s_k \times \mu_1 \times e \times \cos \alpha = 1.36 \text{ kN/m}$

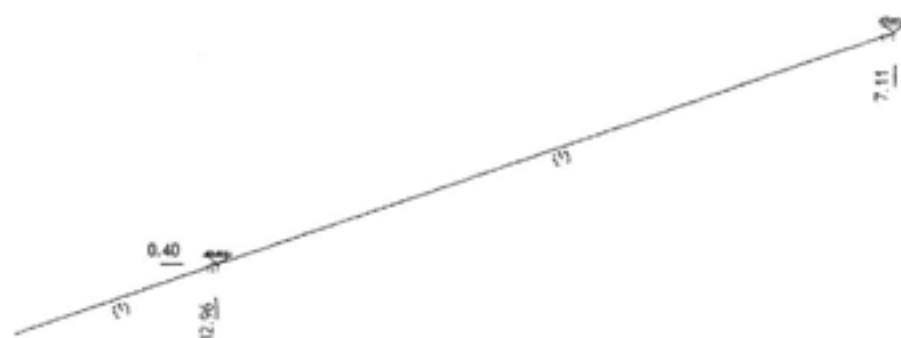
vento: $q_p(z) = q_b \times C_e(z) \times C_{pe} = 0.24 \text{ kN/m}^2$ (pressione)

$q_p(z) = q_b \times C_e(z) \times C_{pe} = -0.24 \text{ kN/m}^2$ (aspirazione)

ESEMPIO DI CARICO:

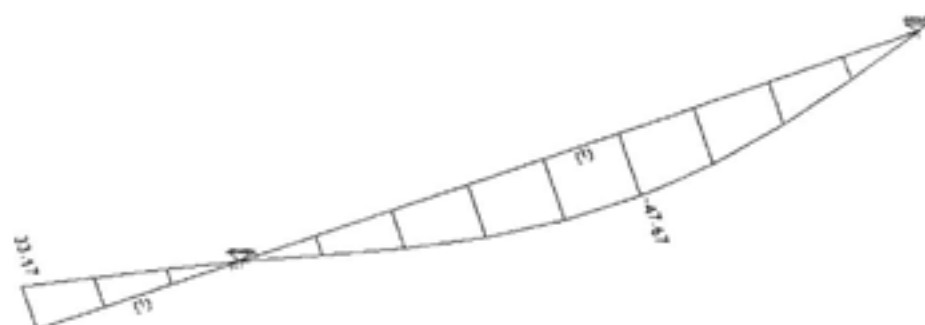
1	peso proprio
2	neve
3	vento wI
4	Comb.: 1.3xI
5	Comb.: 1.3xI+1.5xII
6	Comb.: 1.3xI+0.75xIII+1.5xIV
7	Comb.: 1.3xI+1.5xIII+0.9xIV
8	Comb.: I+II+III

Ost. 8: $1.3 \times 10^4 + 1.5 \times 10^4 + 0.9 \times 10^4$



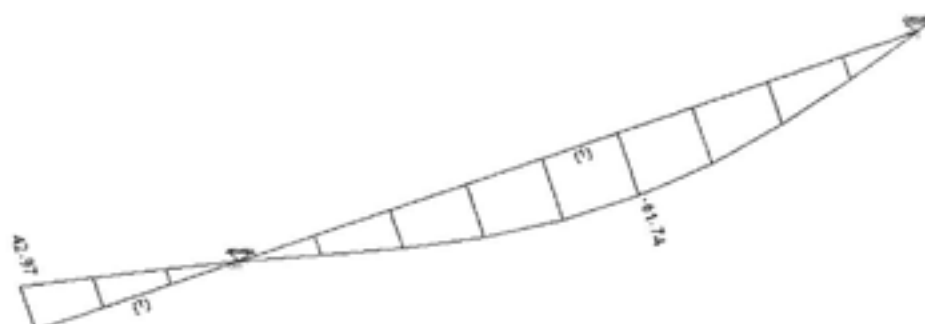
Reakcije podpora

Ost. 1: lastna teža



Vplivi v gredi: max $\omega_2 = 33.17$ / min $\omega_2 = -47.57$ m / 10000

Ost. 2: sneg ω_2



Vplivi v gredi: max $\omega_2 = 42.97$ / min $\omega_2 = -41.74$ m / 10000

5% frazione del modulo di taglio G	$G_{0.05} = 460.00 \text{ MPa}$
Momento persistente di torsione	$I_{tor} = 2896.2 \text{ cm}^4$
Momento di persistenza	$I_2 = 938.67 \text{ cm}^4$
Momento di resistenza	$W_3 = 645.33 \text{ cm}^3$
Tensione critica di piegamento	$\sigma_{m,crit} = 34.514 \text{ MPa}$
Esiguità relativa su piegamento	$k_{rel} = 0.834$
Coefficiente	$k_{krit} = 0.935$
Tensione di piegamento normale intorno all'asse 3	$\sigma_{m3,d} = 10.067 \text{ MPa}$

$\sigma_{m3,d} \leq k_{krit} \times \sigma_{m3,d} (10.067 \leq 13.803)$
 Lo sfruttamento della sezione è pari al 72.9%

KONTROLA STRIŽNIH NAPETOSTI
 (tipo di carico 8, inizio barra)

Forza trasversale nella direzione dell'asse 2 $T_2 = -8.005 \text{ kN}$

CONTROLLO TENSIONI - TAGLIO

Tipo di carico: @1@base - di durata media

Coefficiente di correzione

$K_{mod} = 0.800$

Coefficiente parziale per le caratteristiche del materiale

$\gamma_m = 1.500$

Tensione di taglio caratteristica

$f_{v,k} = 2.500 \text{ MPa}$

Durezza calcolata di taglio

$f_{v,d} = 1.538 \text{ MPa}$

Superficie della sezione trasversale

$A = 176.00 \text{ cm}^2$

Tensione effettiva di taglio (asse 2)

$\tau_{2,d} = 0.682 \text{ MPa}$

$\tau_{2,d} \leq f_{v,d} (0.682 \leq 1.538)$

Lo sfruttamento della sezione è pari al 44.3%

CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{inst}, w_{fin}$)

$w_{inst} = 0.47 + 0.61 + 0.11 = 1.19 \text{ cm} < l/300 = 1.43 \text{ cm}$

$w_{fin} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) + w_{inst} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) + w_{inst} \times (\psi_0 + \psi_2 \times k_{def})$
 $= 1.62 \text{ cm} < l/250 = 1.72 \text{ cm}$

1.4 TRAVI NELLA PARETE POS 1.4

$$l_0 = 1.20 \times 1.025 = 1.23 \text{ m}$$



CARICO + SOVRACARICO

$$g = 1.60 \times (4.40 + 1.52) \times 0.5 = 4.74 \text{ kN/m}$$

$$q = 2.12 \times (4.40 + 1.52) \times 0.5 = 5.08 \text{ kN/m}$$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)

$$M_{d,g} = -g \times l^2 \times 0.5 = -3.58 \text{ kNm}$$

$$M_{d,q} = -q \times l^2 \times 0.5 = -3.84 \text{ kNm}$$

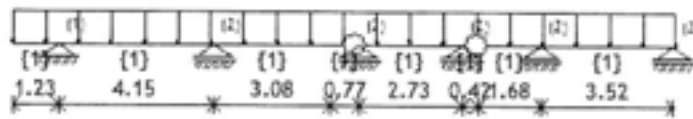
$$M_d = 1.30 \times M_{d,g} + 1.50 \times M_{d,q} = -10.41 \text{ kNm}$$

DIMENSIONAMENTO (legno lamellare GL24h) dim. : $b=14.0 \text{ cm}; h=20.0 \text{ cm}$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 1.157 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.543 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 1.543 \text{ kN/cm}^2$$

1.6 TRAVE DI COLM POS 1.6



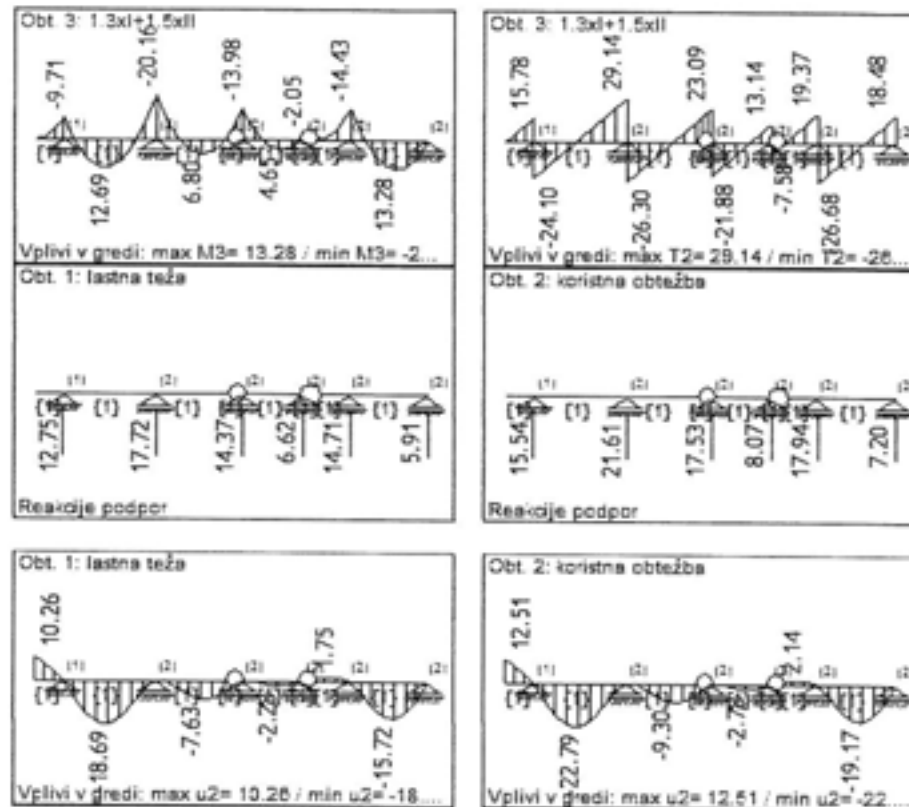
CARICO

$$\text{punti} \quad 1.60(2.12) \times (3.46 + 1.26) \times 0.5 = 3.77 \text{ (5.00) kN/m}$$

$$\text{peso proprio} = 0.33 \text{ kN/m}$$

$$g(q) = 4.10 \text{ (5.00) kN/m}$$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30$; $\gamma_q = 1.50$)



DIMENSIONAMENTO (legno lamellare GL24h) $d_{lm.} : b=14.0 \text{ cm} ; h=28.0 \text{ cm}$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 1.102 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.90 \times 2.40 / 1.4 = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 29.14 / 2 \times 14 \times 28 = 0.112 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 0.27 / 1.4 = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{rel}, w_{ln}$)

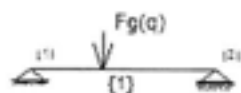
$$w_{rel} = 0.19 + 0.23 = 0.42 \text{ cm} < l/300 = 1.38 \text{ cm}$$

$$w_{ln} = w_{rel} \times (1 + k_{def}) + w_{ln} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) = 0.63 \text{ cm} < l/250 = 1.66 \text{ cm}$$

$$t_{v,d} = 3 \times 13.00 / 2 \times 8 \times 22 = 0.111 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.15 \text{ kN/cm}^2$$

1.8 ARCHITRAVE SOPRA LA PORTA SCORREVOLE POS 1.8



$$l = 1.60 \times 1.05 = 1.68 \text{ m} \quad x = 0.65 \text{ m}$$

CARICO

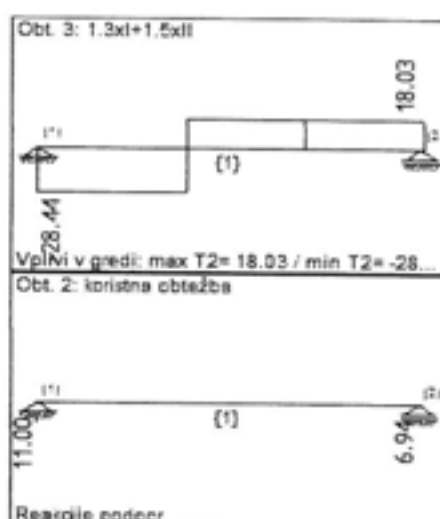
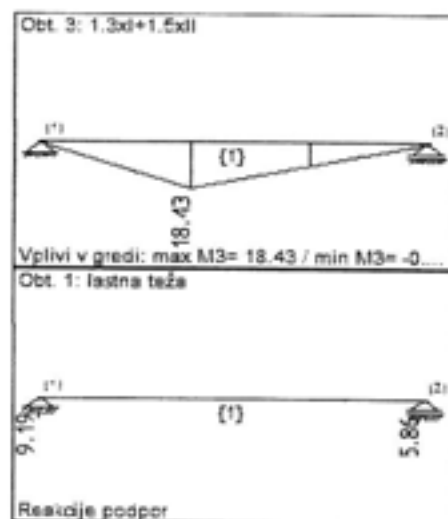
peso proprio $= 0.20 \text{ kN/m}$

$g = 0.20 \text{ kN/m}$

da pos 1.6

$F_{q(q)} = 14.71 (17.94) \text{ kN}$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)



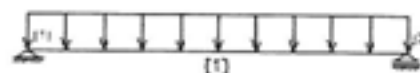
DIMENSIONAMENTO (acciaio S 235); $\gamma_m = 1.05$ IPE 180

$$M_{pl,Rd} = W \times f_{y,k} / \gamma_m = 146 \times 23.5 / 1.05 = 32.67 \text{ kNm} > M_d = 18.43 \text{ kNm}$$

$$V_{pl,Rd} = A_v \times f_{y,k} / \gamma_m = 6.26 \times 23.5 / 1.05 = 140.10 \text{ kN} > V_d = 28.44 \text{ kN}$$

$$M_d / M_{pl,Rd} + V_d / V_{pl,Rd} = 0.77 < 1$$

1.9 ARCHITRAVE SOPRA LA FINESTRA POS 1.9



$$l = 1.80 \times 1.05 = 1.89 \text{ m}$$

CARICO

tetto $1.60(2.12) \times (4.40 + 1.26) \times 0.5 = 4.53 (6.00) \text{ kN/m}$

peso proprio $= 0.27 \text{ kN/m}$

$g(q) = 4.80 (6.00) \text{ kN/m}$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (MSN $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)

$$\begin{aligned} M_{d,g} &= g x l^2 / 2 = 2.14 \text{ kNm} \\ M_{d,q} &= q x l^2 / 2 = 2.68 \text{ kNm} \\ M_d &= 1.30 x M_{d,g} + 1.50 x M_{d,q} = 6.91 \text{ kNm} \\ V_d &= g(q) x l x 0.5 = 4.54 (5.67) \text{ kN} \end{aligned}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24) dim.: $b=16.0 \text{ cm}; h=16.0 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_d / W = 1.013 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.44 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{m,d} &= k_{mod} x f_{m,k} / \gamma_m = 1.44 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{v,d} &= 3 x 14.63 / 2 x 16 x 16 = 0.086 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.15 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{v,d} &= k_{mod} x f_{v,k} / \gamma_m = 0.15 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

1.10 ARCHITRAVE SOPRA LA FINESTRA POS 1.10



$$l = 1.20 x 1.05 = 1.26 \text{ m}$$

CARICO

$$\begin{aligned} \text{tetto } 1.60(2.12) x (4.40 + 1.26) x 0.5 &= 4.53 (6.00) \text{ kN/m} \\ \text{peso proprio} &= 0.27 \text{ kN/m} \\ g(q) &= 4.80 (6.00) \text{ kN/m} \end{aligned}$$

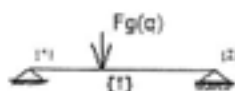
QUANTITÀ STATICHE INTERNE (MSN $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)

$$\begin{aligned} M_{d,g} &= g x l^2 / 2 = 0.95 \text{ kNm} \\ M_{d,q} &= q x l^2 / 2 = 1.19 \text{ kNm} \\ M_d &= 1.30 x M_{d,g} + 1.50 x M_{d,q} = 3.07 \text{ kNm} \\ V_d &= g(q) x l x 0.5 = 3.02 (3.78) \text{ kN} \end{aligned}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24) dim.: $b=16.0 \text{ cm}; h=12.0 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \sigma_{m,d} &= M_d / W = 0.800 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.44 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{m,d} &= k_{mod} x f_{m,k} / \gamma_m = 1.44 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{v,d} &= 3 x 9.75 / 2 x 16 x 12 = 0.076 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.15 \text{ kN/cm}^2 \\ f_{v,d} &= k_{mod} x f_{v,k} / \gamma_m = 0.15 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

1.11 ARCHITRAVE SOPRA LA FINESTRA POS 1.11



$$l = 1.00 x 1.05 = 1.05 \text{ m} \quad x = 0.15 \text{ m}$$

CARICO

$$\begin{aligned} \text{peso proprio} &= 0.20 \text{ kN/m} \\ g &= 0.20 \text{ kN/m} \\ \text{da pos 1.6} &F_{q(a)} = 14.37 (17.53) \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_{0,05} = 740 \text{ kN/cm}^2$$

Pressione parallela alle fibre:

$$\sigma_{c,0,d1} \leq k_{c1} \times f_{c,0,d} = k_{c1} \times k_{mod} \times f_{c,0,k} / \gamma_m = 0.29 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d2} \leq k_{c2} \times f_{c,0,d} = k_{c2} \times k_{mod} \times f_{c,0,k} / \gamma_m = 0.84 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A$$

Pressione con angolo retto alle fibre:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} = k_{c,90} \times k_{mod} \times f_{c,90,k} / \gamma_m = 0.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{c,90} = 1.25$$

TIPO	$F_{c,0,d}(\text{kN})$	DIM.(cm)	POS	$A(\text{cm}^2)$	$\sigma_{c,90,d}(\text{kN/cm}^2)$
A	28.45	12.0x10.0	S_{m1}	120.0	0.24
B	55.45	21.0x10.0	S_{m2}	210.0	0.26
C	39.88	12.0x16.0	S_{m3}	192.0	0.21

Nota: Sopra pos S_{m2} inserire piastra 210/130/10

Pilastro balcone pos S_{m4}

CARICO E SOVRACARICO

da pos 1.5 = 38.66 kN

peso proprio = 0.34 kN

= 39.00 kN pil. 14/14 (legno lamellare GL24h)

$$s_k = 1.80$$

$$\lambda_k = s_k / i_x = 44.55$$

$$i_x = 4.04$$

$$f_{c,0,k} = 2.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{0,05} = 5/6 \times E_{0,mean} = 967 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_{rel,k} = \lambda_k \times \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0,05}} = 0.71$$

$$k_k = 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,k} - 0.3) + \lambda_{rel,k}^2) = 0.77$$

$$\beta_c = 0.1 \text{ (legno lamellare)}$$

$$1/k_c = k_k + \sqrt{k_k^2 + \lambda_{rel,k}^2} = 1.06 \rightarrow k_c = 0.94$$

Pressione parallela alle fibre:

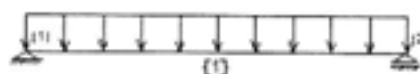
$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A_{eff} = 0.20 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \times f_{c,0,d} = 1.05 \text{ kN/cm}^2$$

Pressione con angolo retto alle fibre:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} = k_{c,90} \times k_{mod} \times f_{c,90,k} / \gamma_m = 0.30 \text{ kN/cm}^2$$

2.0 2.0 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO

2.1 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO NELLA COSTRUZIONE POS 2.1



$$l = 3.30 \times 1.05 = 3.47 \text{ m}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24)

dim. : 4x4.4/21 cm

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 1.004 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.8 \times 2.4 / 1.5 = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 14.99 / 2 \times 17.6 \times 21 = 0.061 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.8 \times 0.25 / 1.5 = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

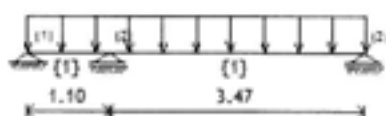
CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{inst}, w_{fin}$)

$$w_{inst} = 5 \times M_d \times l^2 / 48 \times I_{ef} \times E_{0,mean}$$

$$w_{inst} = 0.46 + 0.31 = 0.77 \text{ cm} < l/300 = 1.16 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) + w_{inst} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) = 1.21 \text{ cm} < l/250 = 1.39 \text{ cm}$$

2.3 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO NELLA COSTRUZIONE POS 2.3



CARICO:soffitto

$$\text{pavimento+massetto} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{soffitto} = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pareti divisorie} = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{lastra OSB o truciolare} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

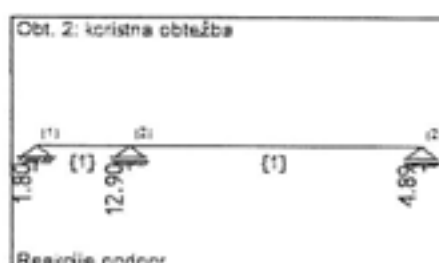
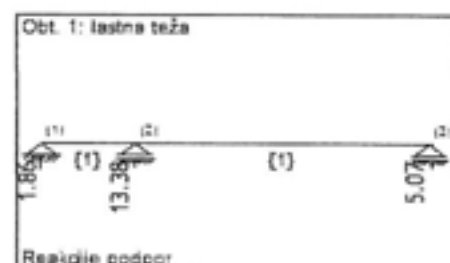
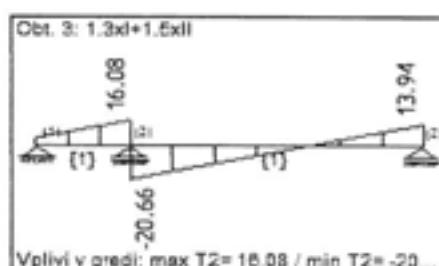
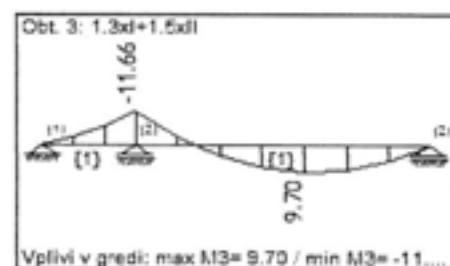
$$g' = 2.90 \text{ kN/m}^2$$

$$g = g' \times 1.25 = 0.94 \text{ kN/m}$$

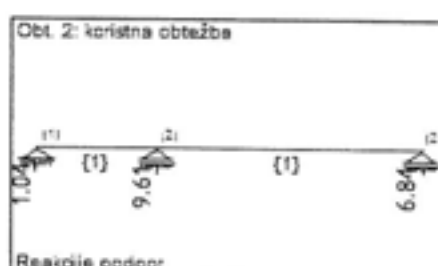
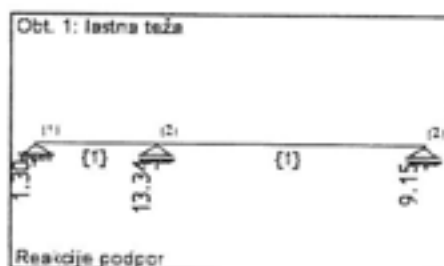
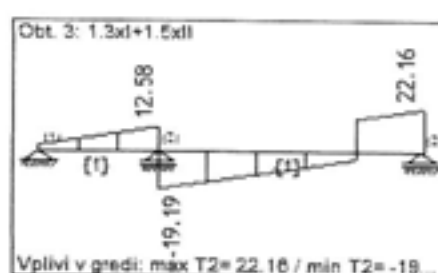
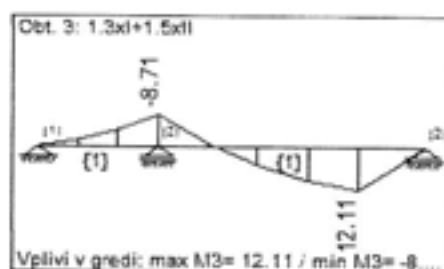
$$\text{carico utile} \quad p' = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p' \times 1.25 = 1.25 \text{ kN/m}$$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)



QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)



DIMENSIONAMENTO (legno C24)

dim. : $4 \times 4.4/21$ cm

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 0.936 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.8 \times 2.4 / 1.5 = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 22.16 / 2 \times 17.6 \times 21 = 0.090 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.8 \times 0.25 / 1.5 = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

2.5 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO NELLA COSTRUZIONE POS 2.5



$$\begin{array}{lcl}
 & g = g' \times 1.25 & = 3.63 \text{ kN/m} \\
 \text{carico utile} & p' & = 2.00 \text{ kN/m}^2 \\
 & p = p' \times 1.25 & = 2.50 \text{ kN/m}
 \end{array}$$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_a = 1.50$)

$$M_{a,g} = g x l^2 \times 0.125 = 8.82 \text{ kNm}$$

$$M_{a,a} = q x l^2 \times 0.125 = 6.08 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1.30 \times M_{a,g} + 1.50 \times M_{a,a} = 21.03 \text{ kN}$$

$$V_d = g(q) \times l \times 0.5 = 8.00 (5.51) \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24)

dim.: 8x4.4/21 cm

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 0.813 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.8 \times 2.4 / 1.5 = 1.28 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 19.07 / 2 \times 35.2 \times 21 = 0.039 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.8 \times 0.25 / 1.5 = 0.133 \text{ kN/cm}^2$$

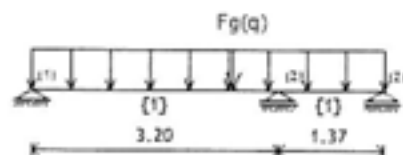
CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{int}, w_{fin}$)

$$w_{int} = 5 \times M_d \times l^2 / 48 \times I_{er} \times E_{0,mean}$$

$$w_{int} = 0.60 + 0.41 = 1.01 \text{ cm} < l/300 = 1.47 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{int} \times (1 + k_{def}) + w_{repn} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) = 1.59 \text{ cm} < l/250 = 1.76 \text{ cm}$$

2.7 COSTRUZIONE DEL SOFFITTO NELLA COSTRUZIONE POS 2.7



CARICO:soffitto

$$\text{pavimento+massetto} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{soffitto} = 0.70 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{pareti divisorie} = 0.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{lastra OSB o truciolare} = 0.20 \text{ kN/m}^2$$

$$g' = 2.90 \text{ kN/m}^2$$

$$g = g' \times 1.25 = 3.63 \text{ kN/m}$$

$$\text{carico utile} \quad p' = 2.00 \text{ kN/m}^2$$

$$p = p' \times 1.25 = 2.50 \text{ kN/m}$$

CARICO

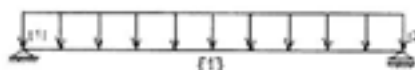
$$\text{dal tetto} \quad 1.60(2.12) \times (1.31 \times 0.5 + 1.23) \times 1.25 = 3.77 (5.00) \text{ kN}$$

$$\text{dal tetto} \quad 1.40(2.12) \times 2.10 \times 0.5 \times 1.25 = 1.84 (2.78) \text{ kN}$$

$$\text{parete} \quad 2.00 \times 0.80 \times 1.25 = 2.00 \text{ kN}$$

$$F_{g(a)} = 7.61 (7.78) \text{ kN}$$

2.9 ARCHITRAVE A VISTA POS 2.9



$$l = 0.95 \times 1.05 = 1.00 \text{ m}$$

CARICO

tetto	$1.60(2.12) \times (4.40 + 1.10) \times 0.5$	$= 4.40 (5.83) \text{ kN/m}$
tetto	$1.40(2.12) \times 4.40 \times 0.5$	$= 3.08 (4.66) \text{ kN/m}$
da pos 2.4	$1.30(1.04) / 1.25$	$= 1.04 (0.83) \text{ kN/m}$
parete	3.00×0.80	$= 2.40 \text{ kN/m}$
peso proprio		$= 0.28 \text{ kN/m}$
	$g(q)$	$= 11.20 (11.32) \text{ kN/m}$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (MSN $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)

$$M_{a,g} = g x l^2 \times 0.125 = 1.39 \text{ kNm}$$

$$M_{a,q} = q x l^2 \times 0.125 = 1.41 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1.30 \times M_{a,g} + 1.50 \times M_{a,q} = 3.99 \text{ kNm}$$

$$V_d = g(q) \times l \times 0.5 = 5.59 (5.65) \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24) dim. : $b=10.0 \text{ cm}; h=20.0 \text{ cm}$

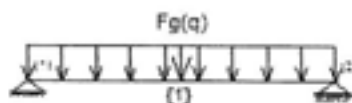
$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 0.599 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.44 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 1.44 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 16.01 / 2 \times 10 \times 20 = 0.120 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.15 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.15 \text{ kN/cm}^2$$

2.10 ARCHITRAVE SOPRA LA PORTA SCORREVOLE POS 2.10

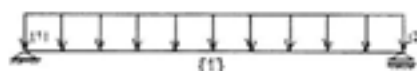


$$l = 1.60 \times 1.05 = 1.68 \text{ m} \quad x = 0.55 \text{ m}$$

CARICO

da pos 2.3	$13.38(12.90) / 1.25$	$= 10.70 (10.32) \text{ kN/m}$
peso proprio		$= 0.30 \text{ kN/m}$
	$g(q)$	$= 11.00 (10.32) \text{ kN/m}$
da pos 1.6	$F_{a(q)}$	$= 17.72 (21.61) \text{ kN}$

2.12 ARCHITRAVE SOPRA LA PORTA SCORREVOLE POS 2.12



$$l = 3.20 \times 1.05 = 3.36 \text{ m}$$

CARICO

$$\text{parete} \quad 3.00 \times 0.80 = 2.40 \text{ kN/m}$$

$$\text{peso proprio} = 0.30 \text{ kN/m}$$

$$g = 2.70 \text{ kN/m}$$

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (MSN $\rightarrow \gamma_0 = 1.30$)

$$M_{d,g} = g l^2 \times 0.125 = 3.81 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1.30 \times M_{d,g} = 5.14 \text{ kNm}$$

$$V_d = g \times l \times 0.5 = 4.54 \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO (legno C24)

dim.: $b=10.0 \text{ cm}$; $h=20.0 \text{ cm}$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 0.772 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 0.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.96 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 6.12 / (2 \times 10 \times 20) = 0.046 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.10 \text{ kN/cm}^2$$

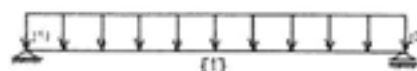
$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.10 \text{ kN/cm}^2$$

CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow w_{inst}, w_{fin}$)

$$w_{inst} = 0.58 \text{ cm} < l/300 = 1.12 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) = 1.04 \text{ cm} < l/250 = 1.34 \text{ cm}$$

2.13 ARCHITRAVE SOPRA LA FINESTRA M POS 2.13



$$l = 3.00 \times 1.05 = 3.15 \text{ m}$$

CARICO

$$\text{tetto} \quad 1.40(2.12) \times (4.40 \times 0.5 + 1.23) = 4.80 (7.27) \text{ kN/m}$$

$$\text{peso proprio} = 0.30 \text{ kN/m}$$

$$g(q) = 5.10 (7.27) \text{ kN/m}$$

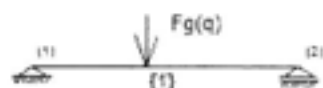
QUANTITÀ STATICHE INTERNE (MSN $\rightarrow \gamma_0 = 1.30$; $\gamma_q = 1.50$)

$$M_{d,g} = g l^2 \times 0.125 = 6.33 \text{ kNm}$$

$$M_{d,q} = q l^2 \times 0.125 = 9.02 \text{ kNm}$$

$$M_d = 1.30 \times M_{d,g} + 1.50 \times M_{d,q} = 22.07 \text{ kNm}$$

2.15 ARCHITRAVE SOPRA LA FINESTRA POS 2.15



$$l = 0.70 \times 1.05 = 0.74 \text{ m} \quad x = 0.70 \text{ m}$$

CARICO

parete	3.00×0.80	=	2.40 kN/m
peso proprio		=	0.30 kN/m
	g	=	2.70 kN/m
da pos 1.11	$F_{a(q)}$	=	12.42 (15.03) kN

QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)

$$M_d = 1.30 \times M_{d,g} + 1.50 \times M_{d,q} = 1.51 \text{ kNm}$$

$$V_d = 37.39 \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO (legno lamellare GL24h) dim.: $b=14.0 \text{ cm}; h=25.0 \text{ cm}$

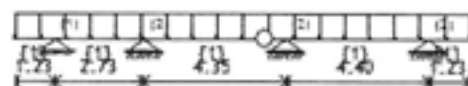
$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 0.104 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.90 \times 2.40 / 1.4 = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 37.39 / (2 \times 14 \times 25) = 0.160 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 0.27 / 1.4 = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

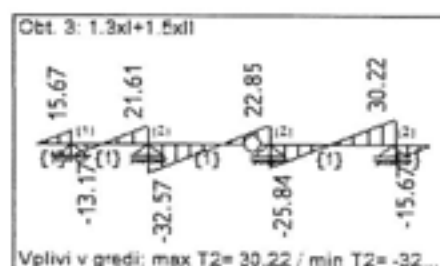
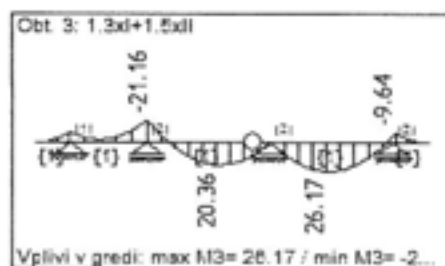
2.16 TRAVE DELLA TETTOIA POS 2.16



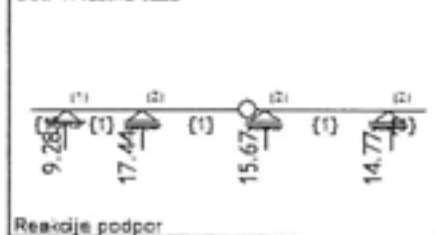
CARICO

tetto	$1.60(2.12) \times (2.20 \times 0.5 + 1.23)$	=	3.73 (4.94) kN/m
peso proprio		=	0.37 kN/m
	g(q)	=	4.10 (4.94) kN/m

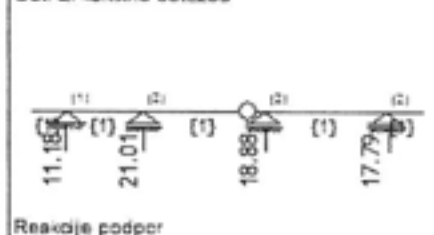
QUANTITÀ STATICHE INTERNE (SLU $\rightarrow \gamma_g = 1.30; \gamma_q = 1.50$)



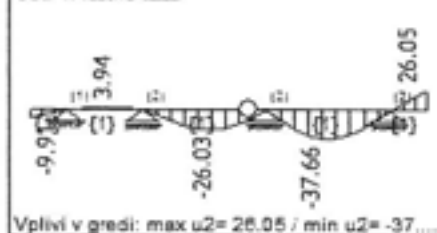
Obt. 1: lastna teža



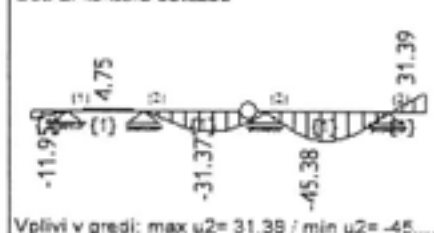
Obt. 2: koristna obtežba



Obt. 1: lastna teža



Obt. 2: koristna obtežba



DIMENSIONAMENTO (legno lamellare GL24h) dim. : $b=20.0 \text{ cm}$; $h=28.0 \text{ cm}$

$$\sigma_{m,d} = M_d / W = 1.002 \text{ kN/cm}^2 < f_{m,d} = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \times f_{m,k} / \gamma_m = 0.90 \times 2.40 / 1.4 = 1.542 \text{ kN/cm}^2$$

$$\tau_{v,d} = 3 \times 32.57 / 2 \times 20 \times 28 = 0.087 \text{ kN/cm}^2 < f_{v,d} = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

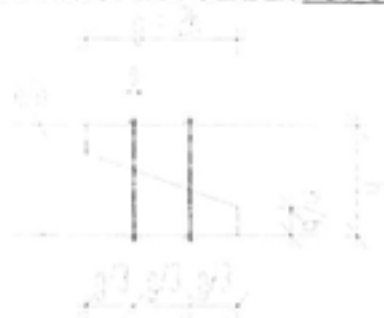
$$f_{v,d} = k_{mod} \times f_{v,k} / \gamma_m = 0.9 \times 0.27 / 1.4 = 0.173 \text{ kN/cm}^2$$

CONTROLLO INCLINAZIONE (SLE $\rightarrow$ w_{inst} , w_{fin})

$$w_{inst} = 0.37 + 0.45 = 0.82 \text{ cm} < l/300 = 1.46 \text{ cm}$$

$$w_{fin} = w_{inst} \times (1 + k_{def}) + w_{inst} \times (1 + \psi_2 \times k_{def}) = 1.22 \text{ cm} < l/250 = 1.76 \text{ cm}$$

2.16a CONNESSIONE DI GERBER POS G2



2 x vite M24

Rondella $\varnothing 105 \text{ mm}$

Portata della vite:

$$M_{y,k} = 0.3 \times f_{yk} \times d^{2.6} = 0.3 \times 400 \times 24^{2.6} = 465297 \text{ Nm}$$

$$f_{t,k} = 0.082 \times p_k \times (1 - 0.01 \times d) = 21.81 \text{ N/mm}^2$$

$$R_k = \sqrt{2} \times M_{y,k} \times f_{t,k} \times d = 22070 \text{ N} = 22.07 \text{ kN}$$

$$R_d = k_{mod} \times R_k / \gamma_m = 0.9 \times 22.07 / 1.1 = 18.06 \text{ kN}$$

$$Q_{d,d} = 25.84 \text{ kN}$$

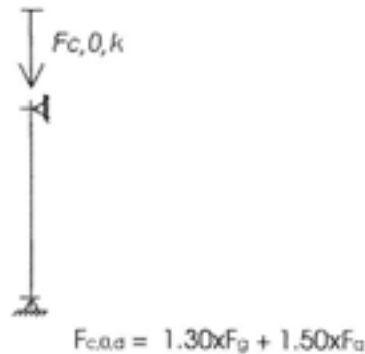
$$Q_{d,d} / 2 \times R_k = 0.72 < 1$$

Tensioni tra la rondella ed il legno:

$$\sigma_{c,90,d} = Q_{d,d} / A_{rod} = 25.84 / 2 \times \pi \times ((105/2)^2 - (26/2)^2) = 1.58 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = 1.74 \text{ N/mm}^2 > \sigma_{c,90,d} = 1.58 \text{ N/mm}^2$$

2.17 PILASTRI NEL PIANOTERRA (legno C24)



Lunghezza di declinazione: Fattore di declinazione k_c :

$s_{ey} = \text{fissato}$	$1/k_{c1} = k_{x1} + \sqrt{k_{x1}^2 - \lambda_{rel,x1}^2} = 3.12 \rightarrow k_{c1} = 0.32$
$s_{ex} = 2.80 \text{ m}$	$1/k_{c2} = k_{x2} + \sqrt{k_{x2}^2 - \lambda_{rel,x2}^2} = 1.06 \rightarrow k_{c2} = 0.95$
$i_{x1} = 2.88$	$k_{x1} = 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,x1} - 0.3)) + \lambda_{rel,x1}^2 = 1.99$
$i_{x2} = 4.62$	$k_{x2} = 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,x2} - 0.3)) + \lambda_{rel,x2}^2 = 1.03$
	$\beta_c = 0.2$ (legno massiccio)

Esiguità:

$\lambda_{rel1} = s_{ex} / i_{x1} = 97.22$	$\lambda_{rel,x1} = \lambda_{rel1} \times \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0,05}} = 1.65$
$\lambda_{rel2} = s_{ex} / i_{x2} = 60.61$	$\lambda_{rel,x2} = \lambda_{rel2} \times \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0,05}} = 1.03$

$$f_{c,0,k} = 2.1 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{0,05} = 740 \text{ kN/cm}^2$$

Pressione parallela alle fibre:

$$\sigma_{c,0,d1} \leq k_{c1} \times f_{c,0,d} = k_{c1} \times k_{mod} \times f_{c,0,k} / \gamma_m = 0.36 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d2} \leq k_{c2} \times f_{c,0,d} = k_{c2} \times k_{mod} \times f_{c,0,k} / \gamma_m = 1.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A$$

Pressione con angolo retto alle fibre:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} = k_{c,90} \times k_{mod} \times f_{c,90,k} / \gamma_m = 0.35 \text{ kN/cm}^2$$

$$k_{c,90} = 1.25$$

TIPO	$F_{c,0,d}$ (kN)	DIM.(cm)	POS	A(cm ²)	$\sigma_{c,90,d}$ (kN/cm ²)
A	43.10	12.0x10.0	S _{p1}	120.0	0.35
B	62.31	18.0x10.0	S _{p2}	180.0	0.34
C	27.61	12.0x16.0	S _{p3}	192.0	0.15

Pilastro tettoia pos S_{p4}

CARICO E SOVRACARICO

da pos 2.11 = 54.18 kN

peso proprio = 0.32 kN

= 54.50 kN pil. 20/20 (legno lamellare GL24h)

$$s_k = 3.40$$

$$\lambda_{kx} = s_k / i_k = 58.92$$

$$i_k = 5.77$$

$$f_{c,0,k} = 2.4 \text{ kN/cm}^2$$

$$E_{0,05} = 5/6 \times E_{0,mean} = 967 \text{ kN/cm}^2$$

$$\lambda_{rel,k} = \lambda_{kx} \sqrt{f_{c,0,k} / E_{0,05}} = 0.93$$

$$k_x = 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,k} - 0.3) + \lambda_{rel,k}^2) = 0.96$$

$$\beta_c = 0.1 \text{ (legno lamellare)}$$

$$1/k_c = k_x + \sqrt{k_x^2 - \lambda_{rel,k}^2} = 1.19 \rightarrow k_c = 0.83$$

Pressione parallela alle fibre:

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A_{ef} = 0.14 \text{ kN/cm}^2 \leq k_c \times f_{c,0,d} = 0.93 \text{ kN/cm}^2$$

Pressione con angolo retto alle fibre:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d} = k_{c,90} \times k_{mod} \times f_{c,90,k} / \gamma_m = 0.30 \text{ kN/cm}^2$$

3.0 ELEMENTI PREFABBRICATI PARETI PIANOTERRA

3.1 ELEMENTI ESTERNI

Gli elementi delle pareti esterne sono formati da legno classe S24 dim.: 6.0/16.0 cm su interasse 0.625 m e cordolo 8.0/16.0 cm. La rigidità del telaio è data da una lastra di gesso fibroso dello spessore di.: 15.0 mm, fissata su entrambe i lati con graffette 76 -47CSG.

$$\text{Peso proprio elemento} \quad g_{pareti} = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

Conferma portanti:

Carico:

$$\text{tetto} \quad 1.60(2.12) \times (4.40 + 1.52) \times 0.5 \times 1.25 = 5.92 (7.84) \text{ kN}$$

$$\text{soffitto 2.6} = 8.00 (5.51) \text{ kN}$$

$$\text{peso proprio} \quad 0.8 \times 1.25 \times (2.80 + 1.40) = 4.20 \text{ kN}$$

$$F_{c,0,k} = 18.12 (13.35) \text{ kN}$$

$$F_{c,0,d} = 1.30 \times F_g + 1.50 \times F_q = 43.58 \text{ kN}$$

Moment zaradi vetra:

$$W = 1.25 \times 0.80 \times 0.90 = 0.90 \text{ kN/m}$$

$$M_{k,d} = 1.5 \times 0.90 \times 2.80^2 \times 0.125 = 1.32 \text{ kN/m}$$

Momento causa vento:

$$\begin{aligned}W &= 1.25 \times 0.80 \times 0.90 &= 0.90 \text{ kN/m} \\M_{v,d} &= 1.5 \times 0.90 \times 2.80^2 \times 0.125 &= 1.32 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Il carico verticale e momento di torsione a causa del vento e sorretta soltanto dal portante del telaio. Il rivestimento serve ad ottenere la rigidità.

DIMENSIONAMENTO E TENSIONI

6.0/16.0 cm + 6.0/16.0 cm

Lunghezza di declinazione: Fattore di declinazione k_{c2} :

$$\begin{aligned}s_{v2} &= \text{fissato} \\s_{v2} &= 2.80 \text{ m} & 1/k_{c2} &= k_{v2} + \sqrt{k_{v2}^2 - \lambda_{v0,v2}^2} = 1.06 \rightarrow k_{c2} = 0.95\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}i_{v2} &= 4.62 & k_{v2} &= 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{v0,v2} - 0.3)) + \lambda_{v0,v2}^2 = 1.03 \\& & \beta_c &= 0.2 \text{ (legno massiccio)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Esiguit\`a:} \\ \lambda_{v2} &= s_{v2} / i_{v2} = 60.61 & \lambda_{v0,v2} &= \lambda_{v2} \times \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0.05}} = 1.03\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{c,0,d} &= F_{c,0,d} / A = 0.227 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_{m,d} &= M_{v,d} / W = 0.257 \text{ kN/cm}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_{c,0,d} / k_{c2} \times f_{c,0,d} + \sigma_{m,d} / f_{m,d} \leq 1$$

$$0.213 + 0.200 = 0.413 \leq 1$$

3.2 ELEMENTI INTERNI

Gli elementi interni sono formati da legno classe C 24 dim.: 6/10 cm su interasse 0.625 m e dal cordolo 8/10 cm. La rigidità del telaio e data da una lastra di gesso fibroso dello spessore di.: 15.0 mm , fissata su entrambi i lati con graffette 76-47CSG.

Conferma portanti:

Carico:

$$\begin{aligned}\text{soffitto pos 2.2} & & &= 6.29 \text{ (4.33) kN} \\ \text{peso proprio} & 0.8 \times 1.25 \times 2.80 & &= 2.80 \text{ kN} \\ & & F_{c,0,k} &= 9.09 \text{ (4.33) kN} \\ F_{c,0,d} &= 1.30 \times F_{G} + 1.50 \times F_{Q} & &= 18.31 \text{ kN}\end{aligned}$$

DIMENSIONAMENTO E TENSIONI

6.0/10.0 cm + 6.0/10.0 cm

$$\begin{aligned}\text{Lunghezza di declinazione:} & \text{ Fattore di declinazione } k_{c1}: \\ s_{v1} &= \text{fissato} & 1/k_{c1} &= k_{v1} + \sqrt{k_{v1}^2 - \lambda_{v0,v1}^2} = 3.12 \rightarrow k_{c1} = 0.32 \\ s_{v1} &= 2.80 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}i_{v1} &= 2.88 & k_{v1} &= 0.5 \times (1 + \beta_c \times (\lambda_{v0,v1} - 0.3)) + \lambda_{v0,v1}^2 = 1.99 \\ & & \beta_c &= 0.2 \text{ (legno massiccio)}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Esiguit\`a:} \\ \lambda_{v1} &= s_{v1} / i_{v1} = 97.22 & \lambda_{v0,v1} &= \lambda_{v1} \times \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0.05}} = 1.65\end{aligned}$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A = 0.153 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} / k_c \times f_{c,0,d} \leq 1 \rightarrow 0.43 \leq 1$$

3.3 ELEMENTI INTERNI (sotto pos 2.5 e 2.7)

Gli elementi interni sono formati da legno classe C 24 dim.: 6/10 cm su interasse 0.625 m e dal cordolo 8/10 cm. La rigidità del telaio è data da una lastra di gesso fibroso dello spessore di: 15.0 mm, fissata su entrambi i lati con graffette 76-47CSG.

Conferma portanti:

Carico:

$$\text{tetto} \quad 1.60(2.12) \times (4.40 + 1.10) \times 0.5 \times 1.25 = 5.50 \text{ (7.28) kN}$$

$$\text{soffitto pos 2.5} = 15.62 \text{ (10.64) kN}$$

$$\text{peso proprio} \quad 0.8 \times 1.25 \times (2.80 + 3.10) = 5.90 \text{ kN}$$

$$F_{c,0,k} = 27.02 \text{ (17.92) kN}$$

$$F_{c,0,d} = 1.30 \times F_{c,0,k} + 1.50 \times F_{c,0,k} = 62.00 \text{ kN}$$

DIMENSIONAMENTO E TENSIONI

$$6.0/10.0 \text{ cm} + 6.0/10.0 \text{ cm} + 6.0/10.0 \text{ cm}$$

Lunghezza di declinazione: Fattore di declinazione k_c :

$$s_{ky} = \text{fissato} \quad 1/k_{cl} = k_{x1} + \sqrt{k_{x1}^2 + \lambda_{rel,x1}^2} = 3.12 \rightarrow k_{cl} = 0.32$$

$$s_{kx} = 2.80 \text{ m}$$

$$i_{x1} = 2.88$$

$$k_{x1} = 0.5 \times (1 + \beta_{cx}(\lambda_{rel,x1} - 0.3)) + \lambda_{rel,x1}^2 = 1.99$$

$$\beta_c = 0.2 \text{ (legno massiccio)}$$

Esiguità:

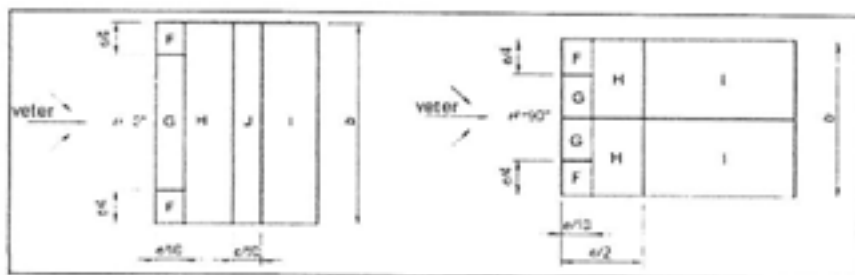
$$\lambda_{rel} = s_{kx} / i_{x1} = 97.22$$

$$\lambda_{rel,x1} = \lambda_{rel} \sqrt{f_{c,0,k} / \eta^2 \times E_{0.05}} = 1.65$$

$$\sigma_{c,0,d} = F_{c,0,d} / A = 0.344 \text{ kN/cm}^2$$

$$\sigma_{c,0,d} / k_c \times f_{c,0,d} \leq 1 \rightarrow 0.96 \leq 1$$

3.31 VENTO SULLA TETTO



$$q_p = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$a = 11.45 \text{ m} \quad \alpha = 21^\circ$$

$$b = 23.24 \text{ m} \quad h = 6.85 \text{ m}$$

$$c_0(z) = 1.90$$

$$e/10 = 1.37 \text{ m}$$

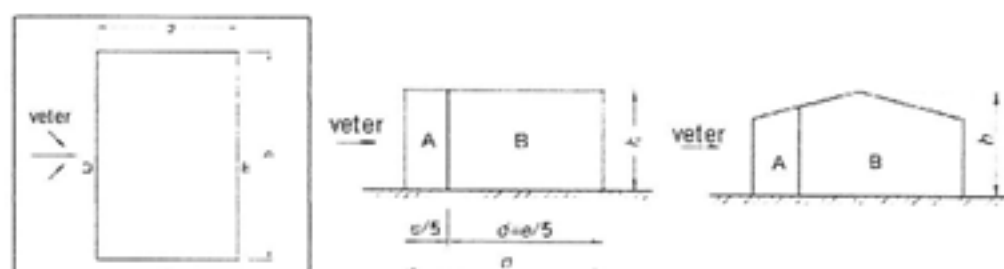
$$e/4 = 3.43 \text{ m}$$

$$2 \times h = 2 \times 6.85 = 13.70 \text{ m} = e < b = 23.24 \text{ m}$$

Zona	Coef. pressione esterna	Pressione vento
	$C_{pe,10}$	$w_{e,10} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
F	0.40	0.30
G	0.40	0.30
H	0.27	0.20
I	-0.40	-0.30
J	-0.80	-0.59

$$w_{ef} = w_{eG} \times e/10 / \cos \alpha + w_{eH} \times (\alpha/2 - e/10) / \cos \alpha = 1.37 \text{ kN/m}$$

3.32 VENTO SULLA PARETE



$$e > d$$

$$q_b = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 9.45 \text{ m} \quad \alpha = 21^\circ$$

$$b = 21.05 \text{ m} \quad h = 6.85 \text{ m}$$

$$C_e(z) = 1.90$$

$$e/5 = 2.74 \text{ m}$$

$$h/d = 0.72 \text{ m}$$

$$2xh = 2 \times 6.85 = 13.70 \text{ m} = e < b = 21.05 \text{ m}$$

Zona	Coef. pressione esterna	Pressione vento
	$C_{pe,10}$	$w_{e,10} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1.2	-0.89
B	-0.8	-0.59
D	0.76	0.56
E	-0.46	-0.34

Vento sul cordolo 1m

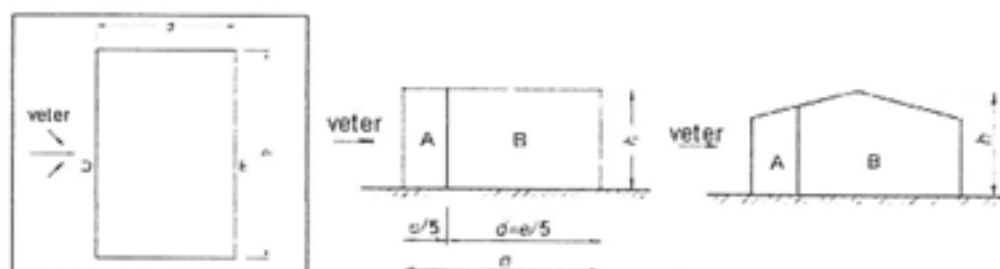
$$w = (w_{D,E}) \times (h_1 \times 0.5) = 1.26 \text{ kN/m}$$

$$w = (w_{D,E}) \times (h_1 \times 0.5 + h_2) = 3.42 \text{ kN/m}$$

Zona	Coef. pressione esterna	Pressione vento
	$C_{pe,10}$	$w_{e,10} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
F	0.40	0.30
G	0.40	0.30
H	0.27	0.20
I	-0.40	-0.30
J	-0.80	-0.59

$$w_{ef} = w_{eG} \times e/10 / \cos \alpha + w_{eH} \times (a/2 - e/10) / \cos \alpha = 1.37 \text{ kN/m}$$

3.32 VENTO SULLA PARETE



$$e > d$$

$$q_p = 0.39 \text{ kN/m}^2$$

$$d = 9.45 \text{ m} \quad \alpha = 21^\circ$$

$$b = 21.05 \text{ m} \quad h = 6.85 \text{ m}$$

$$C_e(z) = 1.90$$

$$e/5 = 2.74 \text{ m}$$

$$h/d = 0.72 \text{ m}$$

$$2 \times h = 2 \times 6.85 = 13.70 \text{ m} = e < b = 21.05 \text{ m}$$

Zona	Coef. pressione esterna	Pressione vento
	$C_{pe,10}$	$w_{e,10} \text{ (kN/m}^2\text{)}$
A	-1.2	-0.89
B	-0.8	-0.59
D	0.76	0.56
E	-0.46	-0.34

Vento sul cordolo 1m

$$w = (w_{d,e}) \times (h_1 \times 0.5) = 1.26 \text{ kN/m}$$

$$w = (w_{d,e}) \times (h_1 \times 0.5 + h_2) = 3.42 \text{ kN/m}$$

3.33 FORZA ORIZZONTALE SULLA PARETE LONGITUDINALE

$$\Sigma H_v = 1.50 \times (1.37 + 1.26) \times 21.05 = 83.04 \text{ kN}$$

$$\Sigma H_v = 1.50 \times (1.37 + 3.42) \times 7.55 = 54.24 \text{ kN}$$

3.44 FORZA ORIZZONTALE SULLA PARETE TRASVERSALE

$$\Sigma H_v = 1.50 \times (0.89 \times 2.74 + 0.59 \times 6.71) \times 6.85 = 65.73 \text{ kN}$$

4.0 SOVRACARICO DELLA PARTE PREFABBRICATA

$$\begin{aligned} q1_{\text{ESTERNE}} &= 14.50 \text{ (10.70) kN/m} \\ q2_{\text{ESTERNE}} &= 13.20 \text{ (9.60) kN/m} \\ q3_{\text{ESTERNE}} &= 5.50 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q4_{\text{INTERNE}} &= 7.50 \text{ (7.00) kN/m} \\ q5_{\text{INTERNE}} &= 22.00 \text{ (14.50) kN/m} \\ q6_{\text{INTERNE}} &= 13.50 \text{ (9.50) kN/m} \\ q7_{\text{INTERNE}} &= 14.00 \text{ (13.00) kN/m} \\ q8_{\text{INTERNE}} &= 19.00 \text{ (14.00) kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V1 &= 11.35 \text{ (15.95) kN} \\ V2 &= 21.16 \text{ (23.20) kN} \\ V3 &= 15.50 \text{ (16.00) kN} \\ V4 &= 20.00 \text{ (9.50) kN} \\ V5 &= 8.00 \text{ (12.00) kN} \\ V6 &= 18.00 \text{ (21.00) kN} \end{aligned}$$