

COMUNE DI ZOLA PREDOSA



Italiadomani
PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA

Progetto Definitivo Esecutivo **Centro polifunzionale per la famiglia - via Cellini** **CUP C34E21000280001**

Responsabile Servizio Lavori Pubblici

Dott. Roberto Costa

Team di progettazione

Ing. Esther Morelli
Ing. Coalberto Testa

Ing. Antonio Nisi

Ing. Giuseppe di Nicco

P.I. MAuro MAssari

Ing. Coalberto Testa

Coordinamento Team

Progettazione Architettonica e Strutturale

Progettazione impianti elettrici e speciali

Progettazione impianti meccanici

Coordinamento sicurezza in fase di progettazione

CODICE

05.8

ELABORATO

RELAZIONE INTEGRAZIONE VOLONTARIA

a	Maggio 2023	emissione	M.M.	
Rev.	Data	Descrizione	Dis.	

Centro Polifunzionale per la Famiglia Cellini
Progetto Definitivo Esecutivo

INTEGRAZIONE VOLONTARIA

redatto: S. Franchini, F. Passaretti

verificato: A. Nisi

approvato: A. Nisi

Sommario

Premessa	1
Refuso.....	2
Pergolato	3
Analisi sismica costruzione esistente	4
Verifica portale metallico di rinforzo.....	16
Verifica “rompitratte” HEA120	23
Allegati	24

Premessa

Anche a seguito di alcuni rilievi mossi dal consulente del RUP, si integra con quanto segue il progetto strutturale consegnato.

Si precisa che:

- all'interno dell'allegato calcolo sono presenti le verifiche condotte sulle catene metalliche;
- all'interno delle tavole aggiornate sono stati inseriti i chiarimenti richiesti circa l'intervento di antisfondellamento del solaio del piano seminterrato e delle iniezioni alle fondazioni.

Inoltre, come già indicato sugli elaborati grafici allegati al progetto depositato in dicembre 2022, il comune ha già effettuato negli scorsi anni un intervento locale di vincolamento dei tegoli di copertura alle potenziali azioni orizzontali, pertanto quanto riportato a pag. 33 della relazione di calcolo allegata al progetto è un refuso da non tenere in considerazione.

Refuso

Nel paragrafo “2. Descrizione generale della struttura e della tipologia d’intervento” viene indicato erroneamente come classe d’uso “attuale” dell’edificio la classe I invece che la classe III; la classe d’uso non varia.

Pergolato

Si allegano relazioni (Relazione di calcolo, Relazione sui materiali, Piano di Manutenzione) relative alla nuova costruzione del pergolato e si aggiornano gli elaborati grafici.

Analisi sismica costruzione esistente

A favore di sicurezza, si aggiorna la verifica sismica della struttura (analisi statica non lineare) con un livello di conoscenza LC1; di conseguenza, per poter effettuare la verifica di miglioramento sismico con dati omogenei, viene svolta anche la verifica sismica dello stato di fatto sempre considerando un livello di conoscenza pari a LC1.

Stato di Fatto (LC1)

Edificio Esistente in muratura

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si richiede: $\zeta_E \geq 1.000$

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica non soddisfatta

Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV	0.511

Questa scheda di sintesi si riferisce allo **Stato Attuale** (pre-intervento) **di un Intervento di Miglioramento**: in tal caso, il risultato complessivo dell'Intervento di Miglioramento è costituito dalla scheda di sintesi del file dell'edificio allo Stato di Progetto (post-intervento), dove i risultati dello Stato di Progetto vengono confrontati con quelli dello Stato Attuale.

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 1.000$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.511
SLV: Resistenza nel piano	0.511
SLV: Cinematismo	0.608

Domanda

Stato Li- mite	PGA _D (g)	TR _D (anni)
SLO	0.063	45
SLD	0.077	75
SLV	0.186	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Verifiche di resistenza (RES)

SLV	PGA _C (g)	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	TR _C (anni)	ζ _E (TR _C /TR _D)
Resistenza nel piano del pannello	0.095	0.511	123	0.173
Resistenza fuori piano del pannello	0.095	0.511	123	0.173
Cinematismo	0.113	0.608	184	0.258

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Li- mite	ζ _E (PGA _C /PGA _D)	ζ _E (TR _C /TR _D)
SLV	0.511	0.173

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U: 1.5

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) V_R = V_N * C_U: 75 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

TR_{CLV} (anni) = 123 anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV

definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:

V_{RC} (anni) = 13 anni

T_{INT} (anni) = 8.7 anni

Cinematismo principale

02. Cinematismo

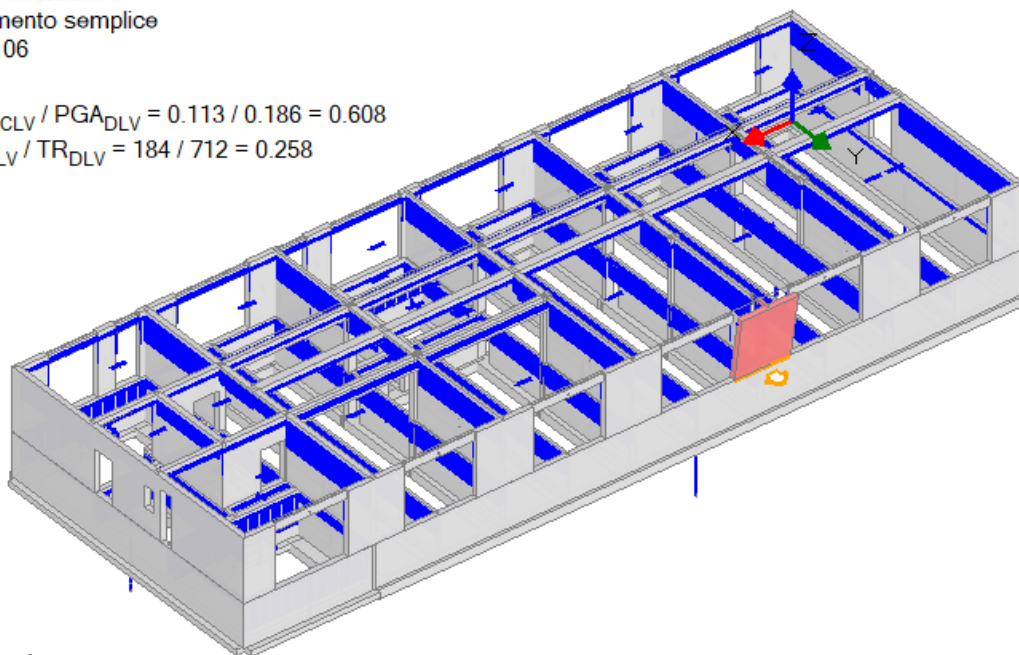
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.106$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.113 / 0.186 = 0.608$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 184 / 712 = 0.258$$



Stato di Progetto (LC1)

Edificio Esistente in muratura - Intervento di Miglioramento

Risultati dell'analisi strutturale

Normativa di riferimento: D.M. 17.1.2018 (parametri di spettro conformi a reticolo D.M. 14.1.2008)

Questo documento è una scheda di sintesi, contenente i risultati dell'elaborazione in termini di confronto fra capacità e domanda e compilata con riferimento alla terminologia proposta dal D.M.17.1.2018.

Per la verifica di sicurezza di un intervento di miglioramento (§8.4.2) si richiede come obiettivo che l'indicatore di rischio sismico allo Stato di Progetto ζ_E sia ≥ 0.600 per gli edifici di classe III ad uso scolastico e di classe IV, mentre per tutti gli altri casi si richiede che l'incremento $\Delta\zeta_E$ sia ≥ 0.100 . Per l'edificio in oggetto, nel modello di Aedes.PCM si è scelto il seguente obiettivo d'intervento:

$\Delta\zeta_E \geq 0.100$, rispetto all'indice dello Stato Attuale: 0.511

Pertanto: $\zeta_E \geq 0.611$

Sintesi risultati: Indicatori di Rischio sismico ζ_E in termini di PGA

Verifica soddisfatta

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Stato Limitato	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV	0.720

Livello di Miglioramento sismico

Stato Limitato	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLV	0.511	0.720	0.209

Gerarchia dei comportamenti strutturali

Indicatore di rischio sismico obiettivo: $\zeta_E \geq 0.611$

Edificio esistente, Classe d'uso (§2.4.2): III

Verifiche obbligatorie secondo Normativa (§7.3.6, §8.3): SLV: RES

In grigio: comportamenti non analizzati, o da non considerare (cfr. §7.3.6, Tab.7.3.III)

Comportamento	ζ_E (PGA_C/PGA_D)
SLV: Resistenza fuori piano	0.720
SLV: Resistenza nel piano	0.720
SLV: Cinematismo	1.468

Domanda

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.063	45
SLD	0.077	75
SLV	0.186	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	PGA_D (g)	TR_D (anni)
SLO	0.063	45
SLD	0.077	75
SLV	0.186	712

Analisi eseguite:

- Analisi statica non lineare (pushover)
- Analisi cinematica

Verifiche di resistenza (RES)

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.095	0.511	123	0.173
Resistenza fuori piano del pannello	0.095	0.511	123	0.173
Cinematismo	0.113	0.608	184	0.258

SLV	PGA_C (g)	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	TR_C (anni)	ζ_E (TR_C/TR_D)
Resistenza nel piano del pannello	0.134	0.720	285	0.400
Resistenza fuori piano del pannello	0.134	0.720	285	0.400
Cinematismo	0.273	1.468	2475	3.476

Indicatori di Rischio (rapporto fra capacità e domanda).

I valori evidenziati si riferiscono al parametro ζ_E definito in termini di PGA.

Stato Attuale (prima dell'intervento)		
Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	0.511	0.173

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

Stato di Progetto (dopo l'intervento)		
Stato Limite	ζ_E (PGA_C/PGA_D)	ζ_E (TR_C/TR_D)
SLV	0.720	0.400

Il valore di PGA specificato in input è pari ad ag, accelerazione su roccia.

Livello di Miglioramento sismico: ζ_E (PGA_C/PGA_D)

I valori evidenziati si riferiscono alla variazione del parametro ζ_E definito in termini di PGA (+ = incremento).

Stato Limite	ζ_E Stato Attuale	ζ_E Stato di Progetto	Variazione $\Delta\zeta_E$
SLV	0.511	0.720	0.209

Capacità della struttura in termini di Vita Nominale; Tempo di intervento

Stato Attuale (prima dell'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 1.5

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$TR_{CLV} = 123$ anni

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} =$

$(TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:

$V_{RC} = 13$ anni

$$T_{INT} = 8.7 \text{ anni}$$

Stato di Progetto (dopo l'intervento)

Dati in input (domanda):

Classe d'uso della costruzione (§2.4.2): III

Coefficiente d'uso della costruzione (§2.4.2, 2.4.3) C_U : 1.5

Vita Nominale V_N (§2.4.1): 50 anni

Vita di Riferimento (§2.4.3) $V_R = V_N * C_U$: 75 anni

PV_R per SLV (definita in input): 10 %

Risultati dell'analisi (capacità):

$$TR_{CLV} = 285 \text{ anni}$$

Dalla relazione: $TR = -V_R / \ln(1-PV_R)$, ponendo $TR = TR_{CLV}$ e assumendo PV_R per SLV definita in input, segue la capacità della struttura in termini di Vita di Riferimento (V_{RC}) e quindi di Vita Nominale, ossia il Tempo di intervento $T_{INT} = (TR_{CLV}/C_U) * \ln(1-PV_R)$:

$$V_{RC} = 30 \text{ anni}$$

$$T_{INT} = 20 \text{ anni}$$

Cinematismo

01. Cinematismo

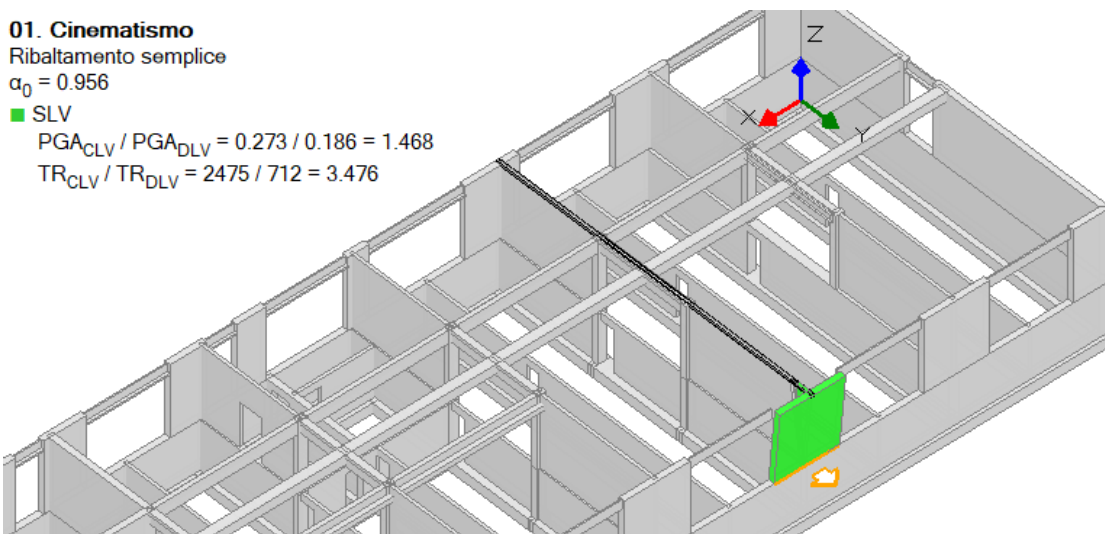
Ribaltamento semplice

$$\alpha_0 = 0.956$$

■ SLV

$$PGA_{CLV} / PGA_{DLV} = 0.273 / 0.186 = 1.468$$

$$TR_{CLV} / TR_{DLV} = 2475 / 712 = 3.476$$



Azione Sismica

Struttura:

Vita Nominale VN (anni) = 50
Classe d'uso: III
Coefficiente d'uso CU = 1.5
Periodo di riferimento per l'azione sismica VR=VN*CU (anni) = 75

Pericolosità:

Ubicazione del sito:

Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 11.222183
- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 44.490301
Tipo di interpolazione: superficie rigata [SCA]

Valori dei parametri ag, Fo, TC* per i periodi di ritorno TR di riferimento

(dagli Studi di pericolosità sismica del sito di ubicazione dell'edificio [cfr. Tab.1 All.B al D.M.14.1.2008]):

TR [anni]	a _g [*g]	Fo [sec]	TC* [sec]
30	0.053	2.487	0.260
50	0.066	2.495	0.270
72	0.076	2.492	0.280
101	0.088	2.480	0.280
140	0.101	2.465	0.285
201	0.118	2.424	0.290
475	0.163	2.390	0.308
975	0.207	2.420	0.318
2475	0.273	2.469	0.323

Per periodi di ritorno TR<30 anni [cfr. DPC-Reluis, CNR-ITC]:

$ag(TR) = K * TR^{\alpha}$, dove:
 $K = 0.013113910$, $\alpha = 0.412063460$

Stati Limite:

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR (Tab.3.2.1)

SLE: SLO 81
SLE: SLD 63
SLU: SLV 10
SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascun Stato Limite secondo Normativa [§3.2.3]

Stato	TR	a _g	Fo	TC*	S	TB	TC	TD	Fv
limite	[anni]	[*g]	[sec]	[sec]	[sec]	[sec]	[sec]	[sec]	[sec]
SLO	45	0.063	2.493	0.268	1.500	0.145	0.434	1.852	0.845
SLD	75	0.077	2.491	0.280	1.500	0.149	0.447	1.908	0.933
SLV	712	0.186	2.407	0.314	1.431	0.161	0.483	2.344	1.401
SLC	1462	0.233	2.441	0.320	1.359	0.163	0.489	2.532	1.591

(parametri di spettro conformi al reticolo sismico secondo D.M. 14.1.2008)

Suolo:

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche:

Categoria di sottosuolo: C
Categoria topografica: T1
Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0
Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

PGA:

Definizione di PGA: Accelerazione su roccia (analoga ad ag)

Componenti:

Spettro di risposta (componente orizzontale):

SLE: Smorzamento viscoso (ξ) (%) = 5
 $\eta = [10/(5 + \xi)] = 1$
SLU: Fattore di Comportamento q per Analisi Cinematica = 2.0

1) Cinematismo

Ribaltamento semplice

Il cinematismo presenta un asse di rotazione

Dati generali [1] Cinematismo

V	H	Z	T1	γ	FC	SLD
(m ³)	(m)	(m)	(sec)			
3.089	5.750	0.000	0.186	1.200	1.350	

V = volume dei corpi partecipanti al meccanismo

H = altezza della struttura rispetto alla fondazione

Z = altezza rispetto alla fondazione del baricentro delle linee di vincolo tra i corpi del meccanismo ed il resto della struttura

T1 = primo periodo di vibrazione

γ = Coefficiente di partecipazione modale

FC = fattore di confidenza

SLD = X indica che è richiesta la verifica di sicurezza per SLD

Asse di rotazione [1] Cinematismo

Coord. punto iniziale (m)	Coord. punto finale (m)	Arretr.	K	N	fd	a
X	Y	Z	X	Y	Z	(m)
(m)	(m)	(m)	(kN)	(N/mm ²)	(m)	
15.640	15.980	2.350	12.590	15.980	2.350	0.000
0.000	0.000	71.12	0.000	3.050		

n. = numero consecutivo dell'asse di rotazione

X,Y,Z = coordinate dei punti iniziale e finale dell'asse di rotazione (considerando l'eventuale arretramento)

Carichi [1] Cinematismo

n.	tipologia	Punto di applicazione (m)			Carico permanente G (kN)			Carico variabile Q (kN)			ψ2
		X	Y	Z	GX	GY	GZ	QX	QY	QZ	
1	peso proprio	14.116	15.618	4.413	0.00	0.00	-3.34	0.00	0.00	0.00	0.30
2	da solaio	14.045	15.471	5.460	0.00	0.00	-5.51	0.00	0.00	-1.65	0.00
3	da solaio	14.185	15.471	5.460	0.00	0.00	-5.51	0.00	0.00	-1.65	0.00
4	peso proprio	14.115	15.841	4.050	0.00	0.00	-52.26	0.00	0.00	0.00	0.30
5	da catena	14.045	15.980	5.750	0.00	-18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
6	da catena	14.185	15.980	5.750	0.00	-18.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30
7	da solaio	13.317	15.700	5.460	0.00	0.00	-2.25	0.00	0.00	-0.68	0.00
8	da solaio	14.913	15.700	5.460	0.00	0.00	-2.24	0.00	0.00	-0.67	0.00

n. = numero consecutivo del carico

tipologia: peso proprio, da solaio, catena o generico

X,Y,Z = coordinate del punto di applicazione del carico nel sistema di riferimento globale XYZ

GX,GY,GZ, QX,QY,QZ = componenti del carico nel sistema XYZ

ψ2 = coefficiente di combinazione per il carico variabile (Tab.2.5.i), il valore di ψ2

(per carichi da solaio con più variabili aventi diversi coefficienti di combinazione,

mostrato in tabella è pari alla media pesata: $P=G+\psi_2^*Q$, con G e Q carichi totali del solaio)

Catene

Dati:

n.	a	d	fyd	Piastre(mm) Muro iniz.: s in mm., tensioni in N/mm^2 Muro fin.: s in mm., tensioni in N/mm^2																
	[mm^2]	[mm]	[N/mm^2]	a	b	s	fm	τ0	cN	τ	fd	fvd	s	fm	τ0	cN	τ	fd	fvd	
5	452	24	235	300	300	20	280	3.450	0.090	0.000	0.090	1.065	0.028	280	3.450	0.090	0.000	0.090	1.065	0.028
6	452	24	235	300	300	20	280	3.450	0.090	0.000	0.090	1.065	0.028	280	3.450	0.090	0.000	0.090	1.065	0.028

Trazioni (kN):

n.	Snervamento	Punzonamento	Penetrazione	Flessione	Valore di calcolo
5	106.311	18.044	95.833	125.333	18.000
6	106.311	18.044	95.833	125.333	18.000

Dati:

n. = numero del carico corrispondente alla catena

a, d: sezione, diametro; fyd: tensione di snervamento

Piastre di ancoraggio: a = dim.verticale, b = dim.orizzontale, s = spessore

Muro (iniziale/finale): spessore; resistenza media a compressione fm, resistenza a taglio puro τ0,

tensione di compressione verticale all'altezza dell'ancoraggio cN, resistenza media a taglio τ,

resistenza di progetto a compressione fd, resistenza di progetto a taglio fvd

Trazioni: snervamento tirante, punzonamento muratura nelle zone di ancoraggio,

penetrazione dovuta ad eccesso di pressione di contatto, flessione capochiave, trazione considerata nel calcolo

Forze, spostamenti, lavoro [1] Cinematismo

[n.]	Carico totale $G+\psi^2 Q$ (kN)			Forza inerziale (kN)			Spostam. virtuali (mm)			Lavoro virtuale (kN*mm)		
	PX	PY	PZ	EX	EY	EZ	δX	δY	δZ	L1	L2	L3
1	0.00	0.00	-3.34	0.00	3.34	0.00	0.000	2.063	0.361	-1.205	6.895	0.000
2	0.00	0.00	-5.51	0.00	5.51	0.00	0.000	3.110	0.507	-2.797	17.153	0.000
3	0.00	0.00	-5.51	0.00	5.51	0.00	0.000	3.110	0.507	-2.792	17.122	0.000
4	0.00	0.00	-52.26	0.00	52.26	0.00	0.000	1.700	0.138	-7.199	88.854	0.000
5	0.00	-18.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	3.400	-0.002	-61.200	0.000	0.000
6	0.00	-18.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.000	3.400	-0.002	-61.200	0.000	0.000
7	0.00	0.00	-2.25	0.00	2.25	0.00	0.000	3.110	0.278	-0.627	6.998	0.000
8	0.00	0.00	-2.24	0.00	2.24	0.00	0.000	3.110	0.278	-0.624	6.970	0.000

n. = numero consecutivo del carico
 PX, PY, PZ = componenti del carico totale $G+\psi^2 Q$ nel sistema XYZ
 EX, EY = componenti orizzontali della forza inerziale corrispondente al carico
 EZ = componente verticale della forza inerziale corrispondente al carico
 $\delta X, \delta Y, \delta Z$ = spostamenti virtuali del punto di applicazione del carico nel sistema XYZ
 (angolo di rotazione virtuale intorno all'asse di rotazione pari a 1 mrad)
 L1 = lavoro virtuale delle forze statiche: $L1 = \sum(n) [P_i \delta_i]$
 L2 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) orizzontali: $L2 = \sum(n) [EX_i \delta X_i + EY_i \delta Y_i]$
 L3 = lavoro virtuale delle forze inerziali (sismiche) verticali: $L3 = \sum(n) [EZ_i \delta Z_i]$

Moltiplicatore di collasso, Massa partecipante, Accelerazione di attivazione del meccanismo [1] Cinematismo

α_0	M*	e*	a0*
	(kgm)		(g)
0.956	6705	0.925	0.766

α_0 = moltiplicatore di collasso
 M* = massa partecipante
 e* = frazione di massa partecipante
 a0* = accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

Verifiche di sicurezza: valore obiettivo di $\zeta, E = 0.611$

SLV: Verifiche di sicurezza [1] Cinematismo

a1*	a2*	a*	PGA	TR	VN	PGA,CLV	TR,CLV
(g)	(g)	(g)	CLV	CLV	CLV	/PGA,DLV	/TR,DLV
0.133	0.000	0.133	0.273	2475	174	1.468	3.476

a1* = accelerazione spettrale richiesta su sistema rigido
 a2* = accelerazione spettrale richiesta su sistema deformabile
 PGA,CLV = capacità in termini di PGA per SLV
 TR,CLV = capacità in termini di periodo di ritorno TR per SLV
 VN,CLV = capacità in termini di Vita Nominale per SLV
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

Sintesi risultati Analisi Cinematica Lineare

Risultati dei cinematismi analizzati:

[n.]	α_0	PGA,CLD	TR,CLD	PGA,CLV	TR,CLV
		/PGA,DLD	/TR,DLD	/PGA,DLV	/TR,DLV
1	0.956	3.545	33.000	1.468	3.476

n. = numero consecutivo del cinematismo
 α_0 = moltiplicatore di collasso
 PGA,CLD / PGA,DLD = ζ, E, SLD, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLD
 TR,CLD / TR,DLD = ζ, E, SLD, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLD
 PGA,CLV / PGA,DLV = ζ, E, SLV, PGA = indicatore di Rischio Sismico in termini di PGA per SLV
 TR,CLV / TR,DLV = ζ, E, SLV, TR = indicatore di Rischio Sismico in termini di periodo di ritorno TR per SLV

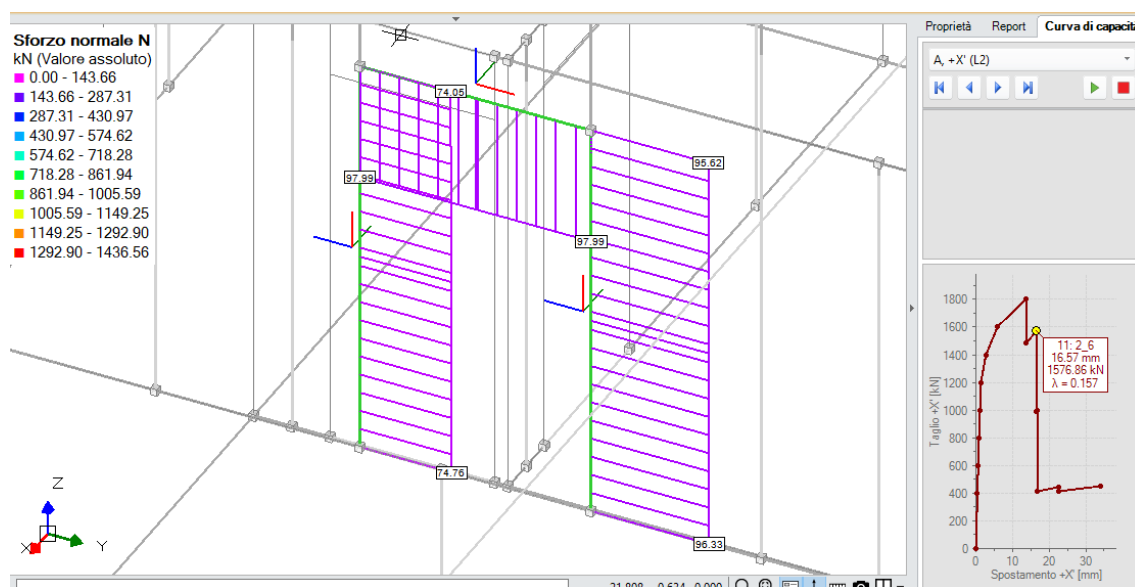
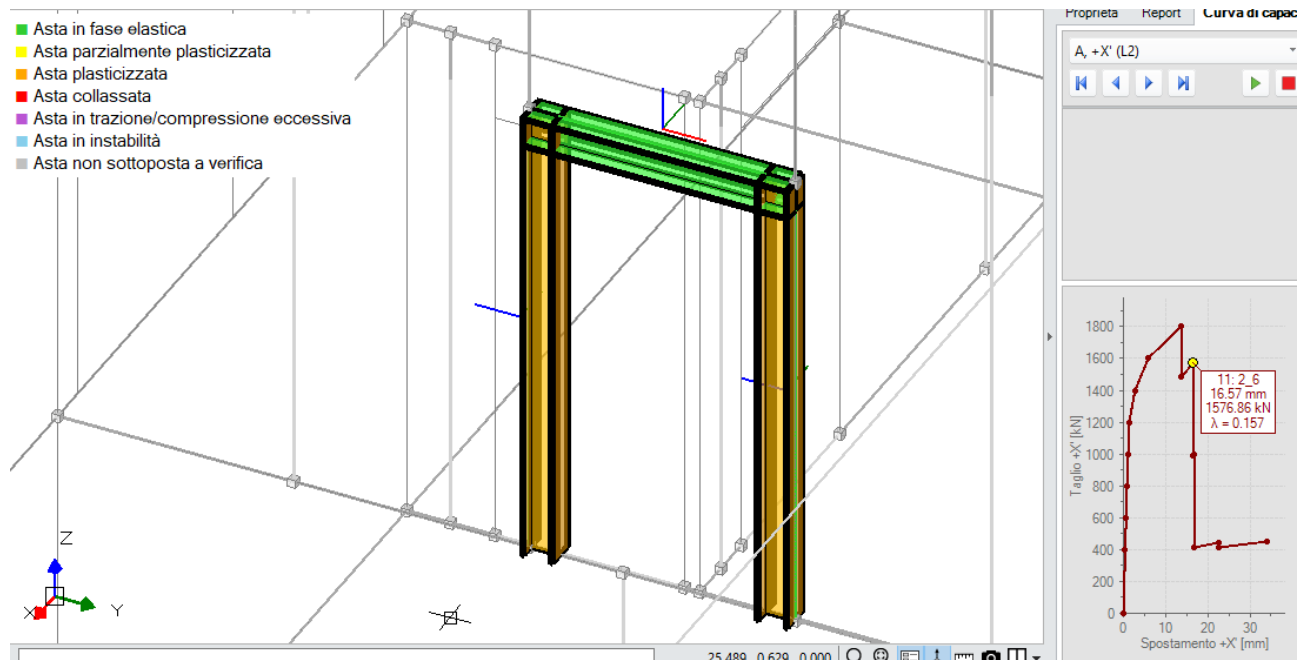
Secondo All.A al D.M.14.1.2008, si considerano valori di TR compresi nell'intervallo [30,2475] anni. Se $TR > 2475$ si pone $TR = 2475$.
 Se $TR < 30$, con riferimento al Programma di ricerca DPC-ReLUIS (Unità di Ricerca CNR-ITC) si adotta un'extrapolazione mediante una regressione sui tre valori di hazard $ag(30)$, $ag(50)$ e $ag(75)$, effettuata con la funzione di potenza: $ag(TR) = k \cdot TR^\alpha$.
 Per il sito in esame risulta: $K = 0.013113910$, $\alpha = 0.412063460$

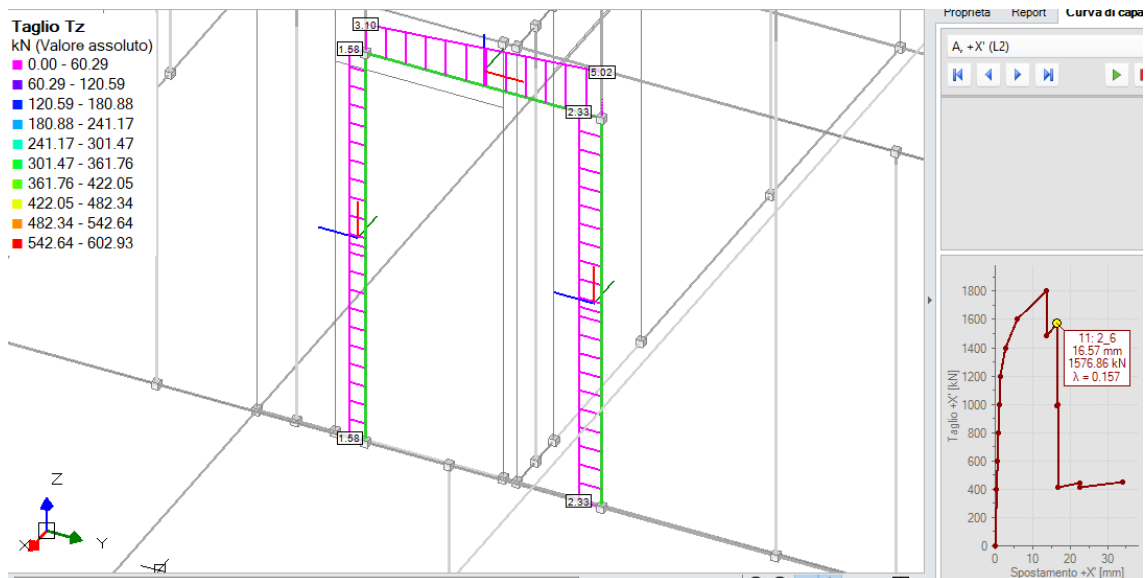
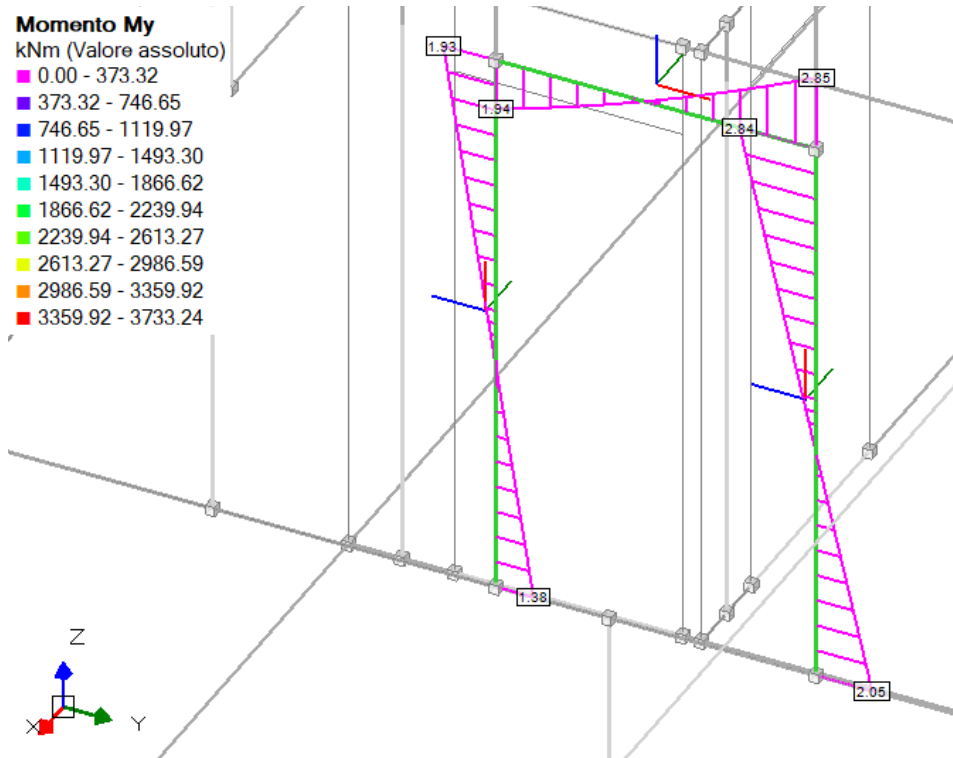
COMUNE DI ZOLA PREDOSA
CENTRO POLIFUNZIONALE PER LA FAMIGLIA – VIA CELLINI
PROGETTO DEFINITIVO ESECUTIVO
CUP C34E21000280001

Per l'Indicatore di Rischio Sismico in termini di TR si ha quindi un limite massimo pari a:
SLD: $(2475/TR, DLD)=33.000$
SLV: $(2475/TR, DLV)=3.476$

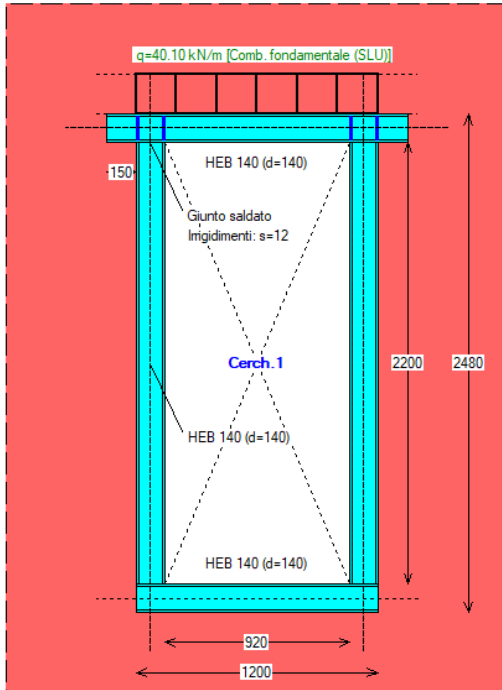
Verifica portale metallico di rinforzo

Dal modello f.e.m.





A favore di sicurezza, si analizza il portale anche con un modello semplificato “estrapolandolo” dalla struttura.



(NTC 18) 6-LC 1) Muratura in mattoni pieni e malta di calce, giunti ≤ 13 mm

VERIFICA DI DEFORMABILITA': Comb. caratteristica (rara) (SLE) (§4.2.4.2) - cerchiatura n° 1

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**

luce di calcolo: carichi: $l = 1200$ mm - spostamenti (luce netta): 920 mm

$E = 210$ kN/mm² - $J = 15090000$ mm⁴

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

contributo nullo: carico non considerato

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 34.44$, $q_2 = 28.70$ (unif.: $f_{2,2} = (5/384) \cdot q_2 \cdot l^4 / EJ$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 0.40$, $q_4 = 0.34$ (unif.: $f_{4,4} = (5/384) \cdot q_4 \cdot l^4 / EJ$)

FRECCIA (spostamento verticale massimo):

$f = 0.085$ mm = **(1 / 10764) l** < (1 / 500) l

per $x = 0$ mm

($x = 0$: mezzeria dell'architrave)

VERIFICA STATICA: Comb. fondamentale (SLU) - cerchiatura n° 1

ARCHITRAVE

Sezione dell'architrave (acciaio): **HEB 140**, $f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$
luce di calcolo: carichi: $l = 1200 \text{ mm}$ - sollecitazioni (luce netta): 920 mm

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m)

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante (incluso $\gamma_G=1.3$):
contributo nullo: carico non considerato
- da carico distribuito da solaio:
 $Q_2 = 48.12$, $q_2 = 40.10$ (unif.)
- da carico concentrato:
contributo nullo: carico non definito
- da peso proprio architrave:
 $Q_4 = 0.53$, $q_4 = 0.44$ (unif.)

VERIFICA A TAGLIO

V_{Ed} (massima reazione agli appoggi) = 18.65 kN

$V_{Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 169.53 \text{ kN}$ (A_v [4.2.19] in §4.2.4.1.2.4) = 1312 mm^2)

⇒ $V_{Ed} < V_{Rd}$

VERIFICA A FLESSIONE

M_{Ed} (momento max) = 4.29 kNm , per $x=0 \text{ mm}$ ($x=0$: mezzeria dell'architrave)

$M_{Rd} = W \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 54.92 \text{ kNm}$

con: $W = 245 \text{ cm}^3$

(modulo di resistenza di calcolo [4.2.12]: $W = W_{pl,max}$)

⇒ $M_{Ed} < M_{Rd}$

MONTANTE

Sezione del montante (acciaio): **HEB 140**, $f_{yk} = 235.0 \text{ N/mm}^2$, $\gamma_{M0} = 1.05$

Quota della sezione di verifica: estremo deformabile superiore

Sollecitazioni: da analisi del telaio riferita al carico statico per SLU: 40.54 kN/m

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA

$N_{Ed} = 21.49 \text{ kN}$

$M_{Ed} = 0.00 \text{ kNm}$

$N_{c,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 962.38 \text{ kN}$

⇒ $N_{Ed} < N_{c,Rd}$

Classificazione con metodo per componenti (§6, EN 1993-1-8:2005).

• Comp. 19: saldatura montante-ala della trave

Lunghezza cordoni: ali $L1 = 128 \text{ mm}$

ali $L2 \cdot 2 = 85 \text{ mm}$

anima $L3 = 84 \text{ mm}$

Sezione di gola (saldature ali) = 6 mm

I cordoni d'ala $L1$ e $L2$ sono soggetti alla forza assiale

dovuta alla coppia di forze prodotta dal momento resistente.

• Sezione di gola nella effettiva posizione:

- $\beta, W = 0.80$ - $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2$ - $\gamma_{M2} = 1.25$

- resistenza dei cordoni a tensione normale:

- $\sqrt{(\sigma_{ort}^2 + 3 \cdot \tau_{ort}^2)} \leq f_{tk} / (\beta \cdot W \cdot \gamma_{M2}) = 360 \text{ N/mm}^2$

- $\sigma_{ort} \leq 0.9 \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 259 \text{ N/mm}^2$

- corrispondente forza assiale della coppia da momento resistente = 325.33 kN

Altezza baricentrica fra le coppie di cordoni = 128 mm

Momento resistente di progetto **$M_{Rd,19} = 41.64 \text{ kNm}$**

Coefficiente di rigidezza **$K_{19} = \infty$**

Classificazione del giunto:

• Classificazione in base alla resistenza:

Momento resistente del giunto $M_{j,Rd} = 41.64 \text{ kNm}$

La resistenza è governata dalla componente 19
(saldatura montante-piastra)

Momento resistente del montante $M_{pl,Rd} = 54.92 \text{ kNm}$

Giunto a parziale ripristino di resistenza: $0.25 \cdot M_{pl,Rd} = 13.73 \text{ kNm} \leq M_{j,Rd} \leq M_{pl,Rd}$

- Classificazione in base alla rigidezza:

Rigidezza del giunto $S_{j,ini} = \infty$

Giunto rigido

Resistenza a taglio:

- Resistenza di saldatura del montante all'ala della trave (§4.5.3)

Il taglio resistente viene fornito dai cordoni d'anima L3.

Tensione resistente di progetto a taglio della saldatura $f_{VW,d} = 207.846$

Resistenza a taglio dei cordoni d'anima $V_{Rd} = 139.67 \text{ kN}$

- Resistenza a taglio del giunto:

Taglio resistente $V_{j,Rd} = 139.67 \text{ kN}$

CURVA DI CAPACITA': Comb. sismica - cerchiatura n° 1

CARICHI (risultante Q in kN; distribuito q in kN/m):

luce di calcolo per i carichi: $l = 1200 \text{ mm}$

Ai fini dell'analisi sismica del telaio, tutti i contributi di carico verticale

agenti sull'architrave sono ricondotti allo schema uniformemente distribuito

- da peso proprio del triangolo di muratura sovrastante:

contributo nullo: carico non considerato

- da carico distribuito da solaio:

$Q_2 = 26.83$, $q_2 = 22.36$ (unif.: $q_2 = Q_2/l$)

- da carico concentrato:

contributo nullo: carico non definito

- da peso proprio architrave:

$Q_4 = 0.40$, $q_4 = 0.34$ (unif.: $q_4 = Q_4/l$)

⇒ Carico uniforme complessivo applicato sull'architrave

per l'analisi sismica del telaio di cerchiatura: $q_{sism} = 22.70 \text{ kN/m}$

CURVA DI COMPORTAMENTO NON LINEARE:

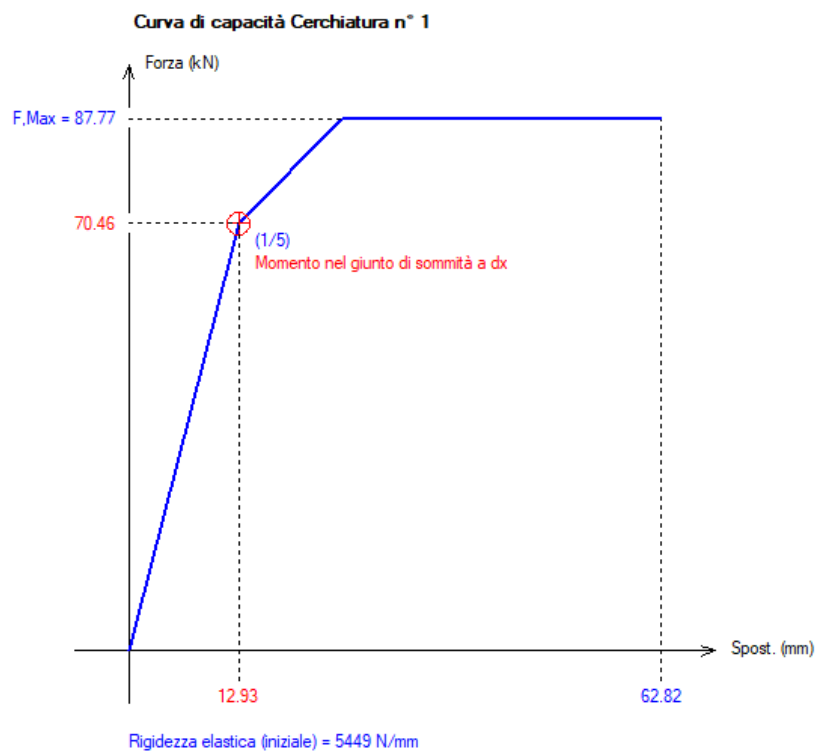
Rigidezza elastica (iniziale) = 5449 N/mm

Valori dei punti della curva corrispondenti ai passi dell'analisi:

Passo Forza Spostamento Tipo di

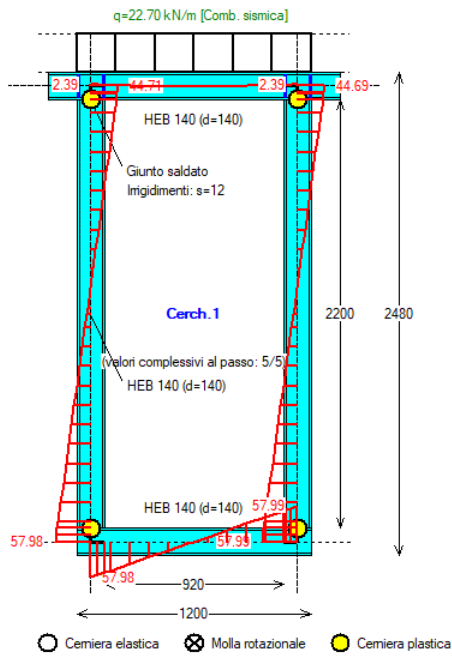
(kN) orizz. (mm) crisi

1	0.00	0.00	
2	70.46	12.93	Momento nel giunto di sommità a dx
3	70.48	12.94	Momento nel giunto di sommità a sx
4	87.76	25.11	Momento alla base del montante sx
5	87.77	25.13	Momento alla base del montante dx
6	87.77	62.82	Spostamento massimo consentito

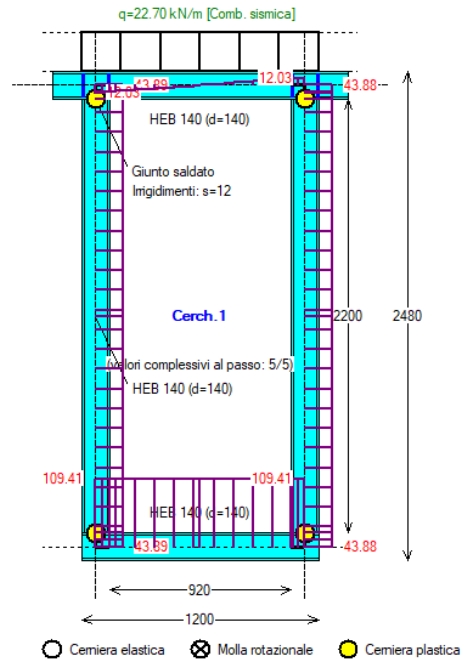


Seguono sollecitazioni nel telaio all'ultimo passo dell'analisi non lineare.

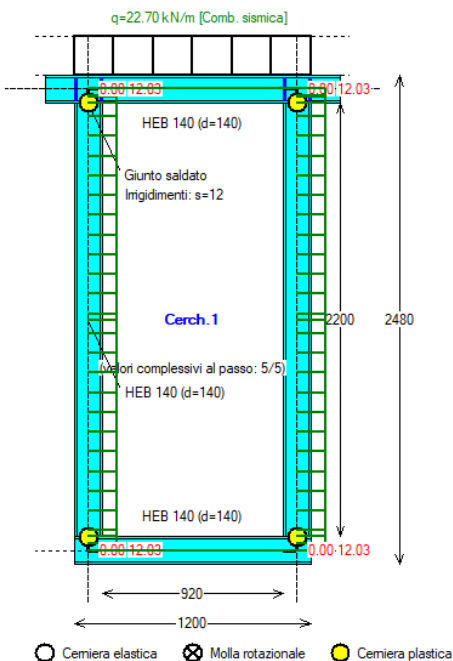
Momento:



Taglio:

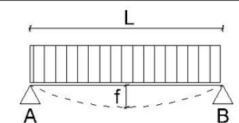


Sforzo normale:



Verifica “rompitratta” HEA120

SLE

		Trave in semplice appoggio - carico uniformemente distribuito	
L	1.5 [m]	HE 120 A	$f = \frac{5}{384} \frac{qL^4}{EI} = 0.58 \text{ [mm]}$
q	11.2 [kN/m]	Posizione anima profilo <input checked="" type="radio"/> Verticale <input type="radio"/> Orizzontale	

SLU

IPE - HE - HL = verifica di stabilità flessionale			
(Flessione nel piano dell'anima)			
Attenzione: vale per travi semplicemente appoggiate e per sezioni di classe 1, 2 e 3			
$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$			
<p> M_{Ed} = momento flettente di calcolo $M_{b,Rd}$ = momento resistente di progetto per l'instabilità χ_{LT} = fattore di riduzione per l'instabilità flessione-torsione W_y = modulo resistente della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza </p>			
INPUT			
Definizione dell'azione sollecitante	M = 4.43 [kNm]		
Scelta del profilo	HE 120 A	L [m] =	1.50
Classe dell'acciaio	S235JO - S235JR - S235J2	Classe sez.	
Distribuz. del momento flett. (v. Tab. 4.2.VIII NTC)	parabolica	K _c corrisp.	0.94
OUTPUT			
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.2 NTC 2018)			
M _{Ed} =	4.43 [kNm]	M _{Ed} / M _{b,Rd} =	0.17
M _{b,Rd} =	26.75 [kNm]	Verifica soddisfatta	

Il profilo HEA120 è idoneo.

Bologna, Maggio 2023

Il Tecnico Incaricato - Ing. Antonio Nisi

Allegati

Pergolato - Relazione di Calcolo

Pergolato - Relazione sui Materiali

Pergolato – Piano di Manutenzione

PERGOLATO – RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE GENERALE

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO	
STRUTTURALE	1
1.1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche del sito	1
1.2 Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento.....	1
1.2.1 <i>Descrizione generale della struttura</i>	<i>1</i>
1.2.2 <i>Conclusioni</i>	<i>2</i>
1.3 Quadro normativo di riferimento adottato	3
1.3.1 <i>Norme di riferimento cogenti.....</i>	<i>3</i>
1.3.2 <i>Altre norme e documenti tecnici integrativi</i>	<i>4</i>
1.4 Parametri di progetto ed azioni sulla costruzione	4
1.4.1 <i>Classificazione e parametri per l'azione sismica</i>	<i>4</i>
1.4.2 <i>Vento.....</i>	<i>5</i>
1.4.3 <i>Neve</i>	<i>6</i>
1.4.4 <i>Analisi dei carichi permanenti.....</i>	<i>7</i>
1.5 Caratteristiche dei materiali	7
1.6 Azioni di progetto sulla costruzione	9
1.6.1 <i>Azioni non sismiche</i>	<i>9</i>
1.6.2 <i>Azioni sismiche</i>	<i>10</i>
1.7 Verifica degli elementi strutturali.....	11
1.7.1 <i>Verifica trave principale 8x24h in GL24h - L= 2,2m, l=1,6m.....</i>	<i>11</i>
1.7.2 <i>Verifica trave principale 8x32h in GL24h - L= 4,4m, l=1,25m.....</i>	<i>12</i>
1.7.3 <i>Verifica trave secondaria 8x24h in GL24h.....</i>	<i>14</i>
1.7.4 <i>Verifica trave secondaria a sbalzo 8x24h in GL24h.....</i>	<i>16</i>

1.7.5	<i>Verifica pilastro tubolare in acciaio 114x4,5mm</i>	18
1.7.6	<i>Verifica del collegamento con viti tra travi lignee</i>	22
1.7.7	<i>Verifica del collegamento dei pilastri in acciaio alla fondazione in c.a.</i>	23

1. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE

1.1 Descrizione del contesto edilizio e delle caratteristiche del sito

L'edificio, che oltre al nido d'infanzia, ospita una ludoteca, è interessato, non solo da una redistribuzione degli spazi interni funzionale al nuovo uso, ma anche da una riqualificazione generale degli spazi interni ed esterni, che consentano di caratterizzare la nuova identità dell'edificio con un'immagine rinnovata rispondente ai servizi offerti, da un consolidamento strutturale finalizzato al miglioramento sismico dell'edificio, e da un intervento sulle pareti esterne e sugli impianti, con l'obiettivo di risparmio energetico.

L'immobile è attualmente dotato di due accessi distinti da via Cellini, uno per la Ludoteca ed uno per il nido, con ingresso sulla facciata laterale dell'edificio. L'ingresso al CpF viene spostato sul fronte principale dell'edificio, lungo via Cellini.

Gli uffici sono concentrati nella parte sud dell'edificio, a confine con la Ludoteca, insieme ad uno dei due blocchi di servizi igienici e ripostigli. I vani tecnici destinati all'alloggiamento degli impianti, vengono spostati al piano interrato.

1.2 Descrizione generale della struttura e della tipologia di intervento

1.2.1 Descrizione generale della struttura

Il pergolato antistante l'edificio, è costituito da travi in legno lamellare e pilastri tubolari

in acciaio.

Le fondazioni sono costituite da una maglia di travi in c.a..

La struttura sarà staccata dall'edificio principale da un giunto di 5cm

1.2.2 Conclusioni

Al fine di definire *la tipologia di intervento*:

- non si amplia né si sopraeleva l'edificio;
- non si hanno variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino un aumento dei carichi globali in fondazione superiore al 10 %;
- non si effettuano interventi strutturali rivolti a trasformare l'edificio in un organismo edilizio diverso dal precedente;
- si effettuano invece interventi strutturali che interessano singole parti e/o elementi della costruzione e, rispetto allo stato di fatto, non sono state prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme;
- gli interventi previsti non comportano una riduzione delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Quindi **gli interventi previsti possono essere considerati interventi locali**, in quanto non comportano una riduzione delle condizioni di sicurezza preesistenti e non cambiano significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza sismica, poiché comportano variazioni trascurabili di rigidità o di peso.

1.3 Quadro normativo di riferimento adottato

1.3.1 Norme di riferimento cogenti

Le verifiche sono state condotte in conformità alle seguenti normative:

- *Decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380*

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

- *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 17 gennaio 2018*

Approvazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 42 del 20 febbraio 2018 – Serie generale).

- *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.*

Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018" (pubblicata sul supplemento ordinario alla G.U. n. 35 del 11 febbraio 2019 – Serie generale).

- Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri DPCM del 9 febbraio 2011.

Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008 (pubblicato sul supplemento ordinario alla G.U. n. 54 del 26 febbraio 2011 – Serie generale).

- Classificazione sismica dei Comuni italiani: ALLEGATO A all’Ordinanza P.C.M. 20 marzo 2003, n. 3274 (G.U. 08.05.2003, n. 105) “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- L.R. (Emilia Romagna) 30 ottobre n. 19 del 2008

“Norme per la riduzione del rischio sismico” e relativi atti di indirizzo.

1.3.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi

- Deliberazione legislativa n. 77 / 2008 del 21.10.2008

“Norme per la riduzione del rischio sismico” e relativi atti di indirizzo.

- *Linee guida della Regione Toscana*

Orientamenti interpretativi in merito a interventi locali o di riparazione in edifici esistenti.

1.4 Parametri di progetto ed azioni sulla costruzione

1.4.1 Classificazione e parametri per l'azione sismica

In accordo con la Committenza, i parametri assunti per la progettazione sismica delle strutture secondo il D.M. 17/01/2018 sono i seguenti:

Località: **Zola Predosa (BO).**

Latitudine ED50: **44.33556 °**

Longitudine ED50: **11.45477 °**

Zona sismica (rif. O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274, All. A): **3**

Vita nominale (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.1): **V_N = 50 anni**

Opere ordinarie

Classe d'uso (rif. D.M. 17/01/18, punto 2.4.2): **CLASSE III**

Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Categoria di sottosuolo (rif. D.M. 17/01/08, punto 3.2.2): **C**

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità el substrato superiore a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente V_{eq} compresi tra 180 e 360 m/s.

Categoria topografica:

T1

Ai sensi dell'ALLEGATO A alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 gennaio 2008, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento sarà dedotta dai dati pubblicati sul sito.

Per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV ($T_R = 712 \text{ anni}$) ottengo i seguenti valori dei parametri indipendenti:

$$a_g = 0,186 \text{ g} \quad F_0 = 2,407 \quad T_C^* = 0,312 \text{ sec}$$

Per lo stato limite di salvaguardia della vita SLD ($T_R = 75 \text{ anni}$) ottengo i seguenti valori dei parametri indipendenti:

$$a_g = 0,078 \text{ g} \quad F_0 = 2,489 \quad T_C^* = 0,277 \text{ sec}$$

1.4.2 Vento

Secondo quanto riportato nel paragrafo 3.3 delle NTC 2018 ottengo:

Ubicazione:	Emilia romagna
$V_{b,0}$	25 m/s
$A_{0,m}$	750 m
K_s	0,45
Zona	2
A_s	75m

Classe di rugosità	B (aree urbane)
Categoria di esposizione del sito	IV
Altezza dell'edificio	3,3m
Coefficiente di esposizione	Ce 1,634

La pressione del vento quindi vale:

$$q_v = q_r \times c_e \times c_d \times c_t \times c_p = 39,12 \times 1,634 \times 1 \times 1 \times 1 = 63,9 \text{ kg/mq}$$

si considera quindi, a favore di sicurezza, un carico del vento pari a :

$$q_v = 65 \text{ kg/mq}$$

1.4.3 Neve

Secondo quanto riportato nel paragrafo 3.4 delle NTC 2018 ottengo:

Ubicazione:	Zona Mediterranea
$q_{s,k}$	1,5 kN/mq
u_1 ,	0,8
C_e	1
C_t	1

Il carico della neve quindi vale:

$$q_v = q_{sk} \times u_1 \times c_d \times c_t = 150 \times 0,8 \times 1 \times 1 = 120 \text{ kg/mq}$$

1.4.4 Analisi dei carichi permanenti

Il pergolato è soggetto al solo peso proprio.

peso proprio 35 kg/mq

1.5 Caratteristiche dei materiali

I materiali impiegati sono i seguenti:

- calcestruzzo C25/30 della struttura di fondazione;
- acciaio per barre ad aderenza migliorata tipo B450C;
- acciaio da carpenteria tipo S275;
- legno lamellare GL24h;

Calcestruzzo C25/30 della struttura di fondazione

Si considera di usare calcestruzzo classe C25/30, classe di esposizione XC2, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ e le seguenti resistenze di calcolo:

a compressione: $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per barre ad aderenza migliorata tipo B450C

Si considera di usare l'acciaio per cemento armati tipo B450C, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento nominale $f_{ynom} \geq 4500 \text{ daN/cm}^2$

tensione di rottura nominale $f_{tnom} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2$

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{ynom}$

tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq f_{tnom}$$

$$(f_t / f_y)_k \geq 1,15$$

$$(f_t / f_y)_k < 1,35$$

$$(f_y / f_{ynom})_k \geq 1,25$$

allungamento caratteristico

$$(A_{gt})_k > 7,5 \%$$

La resistenza di progetto a trazione dell'acciaio si ottiene dividendo per il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$ dei materiali, quindi vale:

$$f_{yd} = 4500 / 1,15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Il modulo di elasticità secante vale:

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

Acciaio da carpenteria tipo S275

Si considera di usare l'acciaio per carpenteria tipo S275 JR, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento nominale

$$f_{ynom} \geq 2750 \text{ daN/cm}^2$$

tensione di rottura nominale

$$f_{tnom} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2$$

La resistenza di progetto a trazione dell'acciaio si ottiene dividendo per il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,05$ dei materiali, quindi vale:

$$f_{yd} = 2750 / 1,05 = 2619 \text{ daN/cm}^2$$

Il modulo di elasticità secante vale:

$$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$$

Legno lamellare tipo GL24h

Si considera di usare il legno lamellare GL24h, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

resistenza a flessione

$$f_{m,g,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$$

resistenza a trazione $f_{t,g,k} = 165 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a taglio $f_{v,g,k} = 27 \text{ daN/cm}^2$

modulo elastico medio $E = 116000 \text{ daN/cm}^2$

mentre per quanto riguarda i valori di K_{mod} e K_{def} , si utilizzano rispettivamente 0,7 (azione a breve termine) e 2 (classe di servizio 3)

1.6 Azioni di progetto sulla costruzione

1.6.1 Azioni non sismiche

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni ed i coefficienti di combinazioni adottati per le verifiche strutturali:

- Coefficienti parziali delle azioni:

Carichi permanenti strutturali $\gamma_{G1} = 1,30$

Carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G2} = 1,50$

Carichi variabili $\gamma_Q = 1,50$

- Coefficienti di combinazione per i carichi variabili:

Neve $\psi_0 = 0,5$

Vento $\psi_0 = 0,6$

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \psi_{02} Q_{k2} + \gamma_{Q3} \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

1.6.2 Azioni sismiche

Si riportano nel seguito i coefficienti parziali delle azioni adottati per le verifiche strutturali:

- Coefficienti parziali delle azioni:

Carichi permanenti e permanenti non strutturali : $\gamma_{G1} = 1,00$

Carichi variabili:

Neve $\psi_2 = 0$

Vento $\psi_2 = 0$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica (SLV):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

1.7 Verifica degli elementi strutturali

1.7.1 Verifica trave principale 8x24h in GL24h - L= 2,2m, l=1,6m

La trave in oggetto ha le seguenti caratteristiche:

b =	8 cm
h =	24 cm
L =	220 cm
i =	160 cm
W =	768 cm ³
J =	9216 cm ⁴
A =	192 cm ²

Essendo la struttura esposta alle intemperie (classe di servizio 3), avrò:

K _{mod} =	0,7
K _{def} =	2

Da cui ottengo:

$f_{m,d} = 240 \times 0,7 / 1,45 =$	115,8 daN/cm ²
$f_{v,d} = 27 \times 0,7 / 1,45 =$	13 daN/cm ²

Il pergolato non è coperto, quindi la superficie effettivamente soggetta ad accumulo neve è il 25% su mq, quindi:

Q _{neve} =	120 x 25/100	30 kg/mq
---------------------	--------------	----------

Verifiche SLU:

$q_{SLU} = (35 \times 1,3 + 30 \times 1,5) \times 1,6 =$	145 kg/m
--	----------

considerando uno schema statico di trave appoggiata ottengo :

$$M_{SLU} = 145 \times 2,2^2 / 8 = 90 \text{ kgm}$$

$$T_{SLU} = 145 \times 2,2 / 2 = 160 \text{ kg}$$

Mentre la tensione vale:

$$s_m = 105 \times 100 / 768 = 11,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$s_t = 1,5 \times 190 / 192 = 1,2 \text{ kg/cm}^2$$

Verificato

Verifiche SLE:

$$K_{def} = 2$$

$$\text{modulo elastico} \quad E = 116000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{SLE} = (40 + 36) \times 1,6 = 105 \text{ kg/m}$$

deformazione istantanea:

$$f = 0,035 \text{ cm} \quad L/7410$$

deformazione a lungo termine:

$$f = 0,071 \text{ cm} \quad L/3570$$

Verificato

1.7.2 Verifica trave principale 8x32h in GL24h - L= 4,4m, I=1,25m

La trave in oggetto, in corrispondenza dell'ingresso all'edificio, presenta degli intagli all'estradosso di 10cm per permettere alle travi secondarie di creare lo sporto. La trave ha le seguenti caratteristiche:

$$b = 8 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 h &= 32-10 = 22 \text{ cm} \\
 L &= 440 \text{ cm} \\
 i &= 125 \text{ cm} \\
 W &= 645 \text{ cm}^3 \\
 J &= 7099 \text{ cm}^4 \\
 A &= 176 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

Essendo la struttura esposta alle intemperie (classe di servizio 3), avrò:

$$\begin{aligned}
 K_{\text{mod}} &= 0,7 \\
 K_{\text{def}} &= 2
 \end{aligned}$$

Da cui ottengo:

$$\begin{aligned}
 f_{m,d} &= 240 \times 0,7 / 1,45 = 115,8 \text{ daN/cm}^2 \\
 f_{v,d} &= 27 \times 0,7 / 1,45 = 13 \text{ daN/cm}^2
 \end{aligned}$$

Il pergolato non è coperto, quindi la superficie effettivamente soggetta ad accumulo neve è il 25% su mq, quindi:

$$Q_{\text{neve}} = 120 \times 25/100 = 30 \text{ kg/mq}$$

Verifiche SLU:

$$q_{\text{SLU}} = (35 \times 1,3 + 30 \times 1,5) \times 1,25 = 115 \text{ kg/m}$$

considerando uno schema statico di trave appoggiata ottengo :

$$\begin{aligned}
 M_{\text{SLU}} &= 115 \times 4,4^2 / 8 = 275 \text{ kgm} \\
 T_{\text{SLU}} &= 115 \times 4,4 / 2 = 250 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

Mentre la tensione vale:

$$s_m = 275 \times 100 / 645 =$$

$$42,4 \text{ kg/cmq}$$

$$s_t = 1,5 \times 250 / 176 =$$

$$2,1 \text{ kg/cmq}$$

Verificato

Verifiche SLE:

$$K_{\text{def}} =$$

$$2$$

modulo elastico

$$E = 116000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{SLE}} = (35 + 30) \times 1,25 =$$

$$82 \text{ kg/m}$$

deformazione istantanea:

$$f = 0,482 \text{ cm}$$

$$L/914$$

deformazione a lungo termine:

$$f = 1,0 \text{ cm}$$

$$L/440$$

Verificato

1.7.3 Verifica trave secondaria 8x24h in GL24h

$$b =$$

$$8 \text{ cm}$$

$$h =$$

$$24 \text{ cm}$$

$$L =$$

$$180 \text{ cm}$$

$$i =$$

$$55 \text{ cm}$$

$$W =$$

$$768 \text{ cm}^3$$

$$J =$$

$$9216 \text{ cm}^4$$

$$A =$$

$$192 \text{ cm}^2$$

Essendo la struttura esposta alle intemperie (classe di servizio 3), avrò:

$$K_{\text{mod}} = 0,7$$

$$K_{\text{def}} = 2$$

Da cui ottengo:

$$f_{m,d} = 240 \times 0,7 / 1,45 = 115,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 27 \times 0,7 / 1,45 = 13 \text{ daN/cm}^2$$

Il pergolato non è coperto, quindi la superficie effettivamente soggetta ad accumulo neve è il 25% su mq, quindi:

$$Q_{\text{neve}} = 120 \times 25/100 = 30 \text{ kg/mq}$$

Verifiche SLU:

$$q_{\text{SLU}} = (35 \times 1,3 + 30 \times 1,5) \times 0,55 = 50 \text{ kg/m}$$

considerando uno schema statico di trave appoggiata ottengo :

$$M_{\text{SLU}} = 50 \times 1,8^2 / 8 = 20 \text{ kgm}$$

$$T_{\text{SLU}} = 50 \times 1,8 / 2 = 45 \text{ kg}$$

Mentre la tensione vale:

$$s_m = 20 \times 100 / 768 = 2,6 \text{ kg/cm}$$

$$s_t = 1,5 \times 45 / 192 = 0,3 \text{ kg/cm}$$

Verificato

Verifiche SLE:

$$K_{\text{def}} = 2$$

$$\text{modulo elastico} \quad E = 116000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{SLE}} = (35 + 30) \times 0,55 = 36 \text{ kg/m}$$

deformazione istantanea:

$$f = 0,006 \text{ cm} \quad L/30000$$

deformazione a lungo termine:

$$f = 0,012 \text{ cm} \quad L/14600$$

Verificato

1.7.4 Verifica trave secondaria a sbalzo 8x24h in GL24h

Per la realizzazione dello sporto a ridosso dell'edificio, si esegue un intaglio nella trave secondaria pari a 14cm. Lo schema statico è quello di trave appoggio-appoggio con sbalzo.

La trave in oggetto ha le seguenti caratteristiche:

b =		8 cm
h =	24-14 =	10 cm
L ₁ =		135 cm
L ₂ =		110 cm
i =		55 cm
W =		133 cm ³
J =		666 cm ⁴
A =		80 cm ²

Essendo la struttura esposta alle intemperie (classe di servizio 3), avrò:

K _{mod} =	0,7
K _{def} =	2

Da cui ottengo:

$$f_{m,d} = 240 \times 0,7 / 1,45 = 115,8 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = 27 \times 0,7 / 1,45 = 13 \text{ daN/cm}^2$$

Il pergolato non è coperto, quindi la superficie effettivamente soggetta ad accumulo neve è il 30% su mq, quindi:

$$Q_{\text{neve}} = 120 \times 30/100 = 36 \text{ kg/mq}$$

Verifiche SLU:

$$q_{\text{SLU}} = (35 \times 1,3 + 30 \times 1,5) \times 0,55 = 50 \text{ kg/m}$$

considerando uno schema statico di trave appoggiata con sbalzo ottengo :

$$M_{\text{SLU}} = 30 \text{ kgm}$$

$$T_{\text{SLU}} = 56 \text{ kg}$$

Mentre la tensione vale:

$$s_m = 30 \times 100 / 133 = 22,6 \text{ kg/cmq}$$

$$s_t = 1,5 \times 56 / 80 = 1,05 \text{ kg/cmq}$$

Verificato

Verifiche SLE:

$$K_{\text{def}} = 2$$

$$\text{modulo elastico} \quad E = 116000 \text{ daN/cm}^2$$

$$q_{\text{SLE}} = (35 + 30) \times 0,55 = 36 \text{ kg/m}$$

deformazione istantanea:

$$f = 0,17 \text{ cm} \quad L/638$$

deformazione a lungo termine:

$$f = 0,36 \text{ cm}$$

L/307

Verificato

1.7.5 Verifica pilastro tubolare in acciaio 114x4,5mm

I pilastri del pergolato sono dei tubolari in acciaio 114x4,5mm. Come schema statico si considera quello di una trave a mensola, mentre i carichi agenti orizzontali sono l'azione del vento e del sisma, mentre quelli verticali il peso proprio e la neve.

Condizione SLU 1 (neve preponderante):

Area influenza massima: 4,0 mq

$$F_{\text{vert, neve}} = (35 \times 1,3 + 30 \times 1,5) \times 4 = 365 \text{ kg}$$

$$q_{\text{oriz, vento}} = (65 \times 0,20 \times 0,6 \times 1,5) = 12 \text{ kg/m}$$


quindi:

$$M = 12 \times 3,3 = 36 \text{ kgm}$$

$$T = 12 \text{ kg}$$

Verifica tubolare:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE																
Dati INPUT					Dati OUTPUT											
Caratteristiche acciaio					Dati geometrici											
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H				Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
f_{yk}	275	[Mpa]	D	T	1	A	I	i	W_{el}	W_{pl}	M	A_s	L/1t			
f_{tk}	430	[Mpa]	[mm]	[mm]		[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm³]	[cm³]	[kg/m]	[m²/m]	[m]			
			114,3	4,5		15,52	234,32	3,89	41,00	54,28	12,19	0,36	82,07			
Geometria sezione					Verifiche secondo NTC2018 - §4.2											
D =	114,3	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)					$N_{s,Rd}$	406,54	$N_{Ed} / N_{s,Rd}$						
t =	4,5	[mm]														
Lunghezza e vincoli asta					Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)					$N_{s,Rd}$	406,54	$N_{Ed} / N_{s,Rd}$	0,01	verifica soddisfatta		
L =	3,30	[m]														
β =	2,00	[-]														
Solllecitazioni agenti					Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)					$M_{s,Rd}$	14,22	$M_{y,Ed} / M_{s,Rd}$	0,03	verifica soddisfatta		
N_{Ed}	-3,70	[kN]	Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)					$V_{s,Rd}$	149,43	$V_{Ed} / V_{s,Rd}$	0,00	verifica soddisfatta				
V_{Ed}	0,15	[kN]														
$M_{y,Ed}$	0,40	[kNm]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)					Sez. Classe 1-2 $M_{s,Rd}$	14,22	$M_{Ed} / M_{s,Rd}$	0,03	verifica soddisfatta				
ψ	0,00							Sez. Classe 3 $ \sigma_{s,Ed} $			f_{yk}					
					Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)					$N_{s,Rd}$	94,34	$N_{Ed} / N_{s,Rd}$	0,04	verifica soddisfatta		
					Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)					$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y0q,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z0q,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$					0,06	verifica soddisfatta



Fondazione
Promozione Acciaio
CRESCERE L'ACCIAIO, CRESCERE IL PAESE

Verificato

Condizione SLU 2 (vento preponderante):

Area influenza massima:

4,0 mq

$F_{vert, neve} = (35 \times 1,3 + 30 \times 0,5 \times 1,5) \times 4 =$

270 kg

$q_{oriz, vento} = (65 \times 0,20 \times 1,5) =$

20 kg/m

quindi:


$M = 20 \times 3,3 =$

66 kgm

T =

20 kg

Verifica tubolare:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE																	
Dati INPUT						Dati OUTPUT											
Caratteristiche acciaio						Dati geometrici											
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H					Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata	
	f_{yk}	275	[Mpa]	D	T	1	A	I	i	W_{el}	W_{pl}	M	A_s	L/t			
	f_{tk}	430	[Mpa]	[mm]	[mm]		[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm³]	[kg/m]	[m²/m]	[m]				
				114,3	4,5			15,52	234,32	3,89	41,00	54,28	12,19	0,36	82,07		
Geometria sezione						Verifiche secondo NTC2018 - §4.2											
D = 114,3 [mm]						Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)						N_{Rd}	406,54	N_{Ed} / N_{Rd}			
t = 4,5 [mm]																	
Lunghezza e vincoli asta						Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)						N_{Rd}	406,54	N_{Ed} / N_{Rd}	0,01	verifica soddisfatta	
L = 3,30 [m]																	
β = 2,00 [-]						Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)						M_{Rd}	14,22	M_{Ed} / M_{Rd}	0,05	verifica soddisfatta	
Sollecitazioni agenti						Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)						V_{Rd}	149,43	V_{Ed} / V_{Rd}	0,00	verifica soddisfatta	
N_{Ed} = -2,70 [kN]																	
V_{Ed} = 0,20 [kN]																	
M_{Ed} = 0,70 [kNm]						Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)						M_{Rd}	14,22	M_{Ed} / M_{Rd}	0,05	verifica soddisfatta	
ψ = 0,00						Sez. Classe 1-2 Sez. Classe 3						$I_{y,Ed}$		$f_{y,Ed}$			
						Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)						N_{Rd}	94,34	N_{Ed} / N_{Rd}	0,03	verifica soddisfatta	
						Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)						$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y0q,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{y1} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z0q,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{z1} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} =$				0,07	verifica soddisfatta
																	
Fondazione Promozione Acciaio CRESCERE L'ACCIAIO, CRESCERE IL PAESE.																	

Verificato

Condizione SLV:

per il calcolo delle sollecitazioni indotte dal sisma, si fa uso dell' analisi statica lineare, considerando come schema statico quello di mensola caricata dalla forza inerziale del pergolato:

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limitSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,186 g
F_0	2,407
T_C	0,312 s
S_S	1,431
C_C	1,542
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,431
η	1,000
T_B	0,160 s
T_C	0,481 s
T_D	2,345 s

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0,000	0,267
0,160	0,642
0,481	0,642
0,570	0,542
0,659	0,469
0,748	0,413
0,836	0,369
0,925	0,334
1,014	0,305
1,103	0,280
1,191	0,259
1,280	0,241
1,369	0,226
1,458	0,212
1,546	0,200
1,635	0,189

Massa del pegolato = 35 x 4 mq = 140 kg

H = 3,3 m

$T_1 = C_1 \times H^{3/4}$ con c = 0,085 0,208 s

Costruzione regolare in altezza

Se = 0,642 g

Quindi:

F = 140 x 0,642 90 kg


Da cui ottengo:

M = 90 x 3,3 300 kgm

T = 90 kg

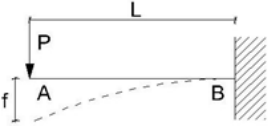
N = 35 x 4 140 kg

Verifica tubolare:

VERIFICHE DI RESISTENZA E STABILITA' PER PROFILI CAVI A SEZIONE CIRCOLARE													
Dati INPUT			Dati OUTPUT										
Caratteristiche acciaio			Dati geometrici										
Qualità acciaio:	UNI EN 10210 S 275 H		Diametro esterno	Spessore	Classe della sezione	Area sezione trasversale	Momento inerzia	Raggio giratore inerzia	Modulo resistente elastico	Modulo resistente plastico	massa per unità di lunghezza	Superf. per unità di lunghezza	Lunghezza per tonnellata
f_{yk}	275	[Mpa]	D	T	1	A	I	i	W_{el}	W_{pl}	M	A_s	L/t
f_{tk}	430	[Mpa]	[mm]	[mm]		[cm²]	[cm⁴]	[cm]	[cm³]	[cm³]	[kg/m]	[m²/m]	[m]
			114,3	4,5		15,52	234,32	3,89	41,00	54,28	12,19	0,36	82,07
Geometria sezione			Verifiche secondo NTC2018 - §4.2										
D =	114,3	[mm]	Verifica a trazione (4.2.4.1.2.1)				N_{Ed}	406,54	N_{Ed} / N_{Rd}				
t =	4,5	[mm]											
Lunghezza e vincoli asta			Verifica a compressione (4.2.4.1.2.2)				N_{Ed}	406,54	N_{Ed} / N_{Rd}	0,00	verifica soddisfatta		
L =	3,30	[m]	Verifica a flessione retta (4.2.4.1.2.3 - 4.2.4.1.2.6)				M_{Ed}	14,22	M_{Ed} / M_{Rd}	0,21	verifica soddisfatta		
β	2,00	[-]											
Solicitazioni agenti			Verifica a taglio (4.2.4.1.2.4)				V_{Ed}	149,43	V_{Ed} / V_{Rd}	0,01	verifica soddisfatta		
N_{Ed}	-1,40	[kN]	Verifica a presso/tenso-flessione retta (4.2.4.1.2.7 - 4.2.4.1.2.9)				M_{Ed}	14,22	M_{Ed} / M_{Rd}	0,21	verifica soddisfatta		
V_{Ed}	0,90	[kN]											
$M_{y,Ed}$	3,00	[kNm]											
ψ	0,00												
			Verifica stabilità membrature compresse (4.2.4.1.3.1)				N_{Ed}	94,34	N_{Ed} / N_{Rd}	0,01	verifica soddisfatta		
			Verifica stabilità membrature presso-inflesse (4.2.4.1.3.3)				$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{y1} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{z1} \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = 0,18$						

Verificato

Si calcola ora la freccia massima:

			
Trave con un estremo incastrato - carico concentrato all'estremo libero			
L	3,3	[m]	$f = \frac{PL^3}{3EI} = 21,85 \text{ [mm]}$
P	0,9	[kN]	
J	2350000	[mm ⁴]	

Quindi:

$$2L / 2,19 = 330 \times 2 / 2,19 =$$

$$L / 301$$

Verificato

1.7.6 Verifica del collegamento con viti tra travi lignee

Di seguito si effettua la verifica del collegamento delle travi secondarie alle travi principali, realizzato con una coppia di viti VGZ L=220mm disposte a 45° della Rothoblaas per travetto.

Il valore del taglio massimo è:


$$T =$$

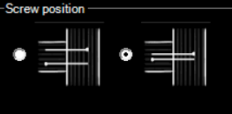
$$250 \text{ kg}$$

Quindi:

Connections with crossed fully-threaded VGS and VGZ screws

■ Sustained production (partial factors for materials acc. to column B - NTC 2018 - 4.4.6)

Type of connection:  Flush with top face

Screw position: 

Action of shear design (Fv,d): 2.5 kN

Main beam: width (B) x height (H): 80 x 240 mm

Type of wood: ? Glulam GL24h

Secondary beam: width (B) x height (H): 80 x 240 mm

Type of wood: ? Glulam GL24h

Angle in the vertical plane (α): 0 °

Angle in the horizontal plane (β): 0 °

Number of pairs of connectors to be used: 1

Minimum - Maximum length usable: 120 - 170 mm

Full thread fasteners

Type: VGZ - Full thread cylindrical head fastener

5x120

5x140

5x160

7x160

7x180

7x200

Shank/inner core diameter: 5 4.6 mm

Thread diameter: 7 mm

Screw / Thread Length: 160 150 mm

Head diameter: 9.5 mm

☐ Pre-drilling hole (≤ inner core diameter)

DESCRIPTION

INPUT DATA:

Service class	cl	2	
Duration of main load	tq	short	
kmod factor	kmod	0.90	
Action of shear design	Fv,d	2.50	kN
Main beam width	B	80	mm
Height main beam	H	240	mm
Type of wood main beam		GL24h	
Secondary beam width	b	80	mm
Secondary beam height	h	240	mm
Angle in the vertical plane - secondary beam	α	0.00	°
Angle in the horizontal plane - secondary beam	β	0.00	°
Type of wood secondary beam		GL24h	

TYPE OF FASTENING:

	screw...	7x160	
Thread diameter	df	7.0	mm
Shank diameter	dq	5.0	mm

SUMMARY OF RESULTS:

Shear characteristic resistance of whole connection	Fv,Rk	8.13	kN
Shear design resistance of whole connection	Fv,Rd	4.88	kN
Stress factor		0.51	VERIFI...
Verification of shear stress secondary beam		0.42	VERIFI...
Verification of shear stress on hef		0.28	VERIFI...

Verificato

1.7.7 Verifica del collegamento dei pilastri in acciaio alla fondazione in c.a.


I tubolari saranno fissati alla fondazione in c.a. mediante 4 M16 inghisati con resina tipo "HILTI HIT-HY 200". I valori massimi di sollecitazione a cui sono sottoposti è la seguente:

M = 300 kgm

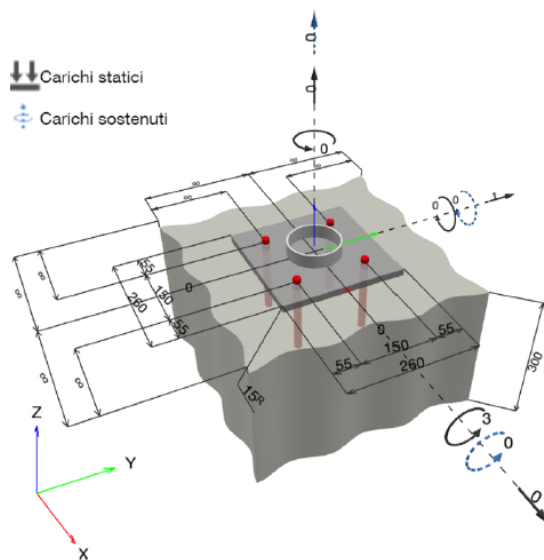
T = 90 kg

Dal software di calcolo messo a disposizione dalla casa produttrice ottengo:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	HIT-HY 200-A + AM (8.8) M16	
Periodo di ritorno (durata in anni):	50	
Codice articolo:	2218549 AM16x1000 8.8 (inserire) / 434674 HIT-HY 200-A (resina)	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 150,0 \text{ mm}$ ($h_{ef,limit} = - \text{ mm}$)	
Materiale:	8.8	
Certificazione No.:	ETA 11/0493	
Emesso l Valido:	10/12/2021 -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, chimica	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0,0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15,0 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio ^R :	$l_x \times l_y \times t = 260,0 \text{ mm} \times 260,0 \text{ mm} \times 15,0 \text{ mm}$; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	Tubolare, 114,3 x 4,5; (L x W x T) = 114,3 mm x 114,3 mm x 4,5 mm	
Materiale base:	fessurato calcestruzzo, C25/30, $f_{c,cyl} = 25,00 \text{ N/mm}^2$; $h = 300,0 \text{ mm}$, Temp. Breve/Lunga: 0/0 °C, Coefficiente parziale di sicurezza materiale definito dall'utente $\gamma_c = 1,500$	
Installazione:	Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque \varnothing) o $\geq 100 \text{ mm}$ ($\varnothing \leq 10 \text{ mm}$) senza armatura di bordo longitudinale	

Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]



1.1 Combinazione carichi

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Util. max. Tassello [%]
1	Combinazione 1	$N = 0,000; V_x = 0,000; V_y = 1,000;$ $M_x = 3,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{sus} = 0,000; M_{x,sus} = 0,000; M_{y,sus} = 0,000;$	no	no	27

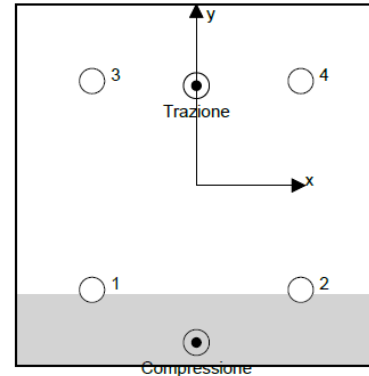
2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,180	0,250	0,000	0,250
2	0,180	0,250	0,000	0,250
3	7,950	0,250	0,000	0,250
4	7,950	0,250	0,000	0,250

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,08 [‰]
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 2,43 [N/mm²]
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0,0/71,7): 16,260 [kN]
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0,0/-112,8): 16,260 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

3 Carico di trazione (EN 1992-4, sezione 7.2.1)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	7,950	84,000	10	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	16,260	61,598	27	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	16,260	75,020	22	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
126,000	1,500	84,000	7,950

3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm ²]	$s_{gr,Np}$ [mm]	$c_{gr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm ²]
360,000	202,500	18,00	450,0	225,0	∞	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm ²]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,023	8,69	7,700	9,38	1,108	1,046	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0,0	1,000	71,7	0,758	1,000	1,000	
ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}				
0,740	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Ed} [kN]		
65,535	92,398	1,500	61,598	16,260		

ID gruppo ancoranti

1 4

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,gyt}$ [N/mm ²]		
360,000	202,500	225,0	450,0	25,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0,0	1,000	71,7	0,758	1,000	1,000	
z [mm]	$\psi_{M,N}$	k_1	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Ed} [kN]
184,5	1,180	7,700	70,729	1,500	75,020	16,260

ID gruppo ancoranti

1-4

4 Carico di taglio (EN 1992-4, sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_v [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,250	50,400	1	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	1,000	162,440	1	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	k_7	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Ed} [kN]
63,000	1,000	63,000	1,250	50,400	0,250

4.2 Rottura per pryout (adesione)

$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	$\tau_{Rk,uor,20}$ [N/mm ²]	$c_{cr,Np}$ [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	c_{min} [mm]	$f_{c,gyt}$ [N/mm ²]
360,000	202,500	18,00	225,0	450,0	∞	25,00
ψ_c	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm ²]	k_3	$\tau_{Rk,g}$ [N/mm ²]	k_3	$\psi_{g,Np}^0$	
1,023	8,69	7,700	9,38	2,000	1,108	
$\psi_{g,Np}$	$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	
1,046	0,0	1,000	0,0	1,000	1,000	
$\psi_{re,Np}$	ψ_{sus}^0	α_{sus}	ψ_{sus}			
1,000	0,740	0,000	1,000			
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	V_{Ed} [kN]		
65,535	121,830	1,500	162,440	1,000		

Bologna, Maggio 2023

Il Tecnico Incaricato

Ing. Antonio Nisi

PERGOLATO – RELAZIONE SUI MATERIALI

INDICE GENERALE

1. RELAZIONE SUI MATERIALI	1
1.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera.....	1
1.2 Caratteristiche dei materiali	3

1. RELAZIONE SUI MATERIALI

1.1 Elenco dei materiali impiegati e loro modalità di posa in opera

Materiali da costruzione

I materiali ed i prodotti devono essere *identificati*, *qualificati* ed *accettati* secondo le procedure di cui alle “Norme Tecniche per le costruzioni” DM 17 Gennaio 2018.

In particolare:

- i materiali e prodotti per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE e per i quali sia concluso il periodo di coesistenza potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE, prevista dalla direttiva 89/106/CEE “prodotti da costruzione”, recepita in Italia dal DPR 21/04/1993 n. 246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499;
- i materiali e prodotti per i quali non sia disponibile una norma europea armonizzata ovvero la stessa ricada nel periodo di coesistenza, potranno essere impiegati solamente se qualificati secondo le procedure indicate nel DM 14 Gennaio 2008; è fatto salvo il caso in cui, nel periodo di coesistenza della specifica norma armonizzata, il produttore abbia volontariamente optato per la marchiatura CE;
- i materiali e prodotti che non ricadono nelle tipologie A o B potranno essere impiegati solamente se in possesso della marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA), ovvero, in alternativa, se in possesso di un Certificato di idoneità Tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale;

- ad eccezione di quelli in possesso di Marcatura CE, possono essere impiegati materiali o prodotti conformi ad altre specifiche tecniche qualora dette specifiche garantiscano un livello di sicurezza equivalente a quello previsto nelle presenti norme; tale equivalenza sarà accertata attraverso procedure previste al punto 11.1 del DM 14.1.08.

Procedure di accettazione dei materiali

In base alla normativa vigente cap.11 delle NTC 2018 i materiali e prodotti impiegati per uso strutturale devono essere non solo identificati e qualificati ma anche *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

1.2 Caratteristiche dei materiali

I materiali impiegati per le strutture del pergolato sono i seguenti:

- calcestruzzo C25/30 della struttura di fondazione;
- acciaio per barre ad aderenza migliorata tipo B450C;
- acciaio da carpenteria tipo S275;
- legno lamellare GL24h;

Calcestruzzo C25/30 della struttura di fondazione

Si considera di usare calcestruzzo classe C25/30, classe di esposizione XC2, con la seguente resistenza cubica a compressione a 28 giorni $R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$ e le seguenti resistenze di calcolo:

a compressione: $f_{cd} = 141,10 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio per barre ad aderenza migliorata tipo B450C

Si considera di usare l'acciaio per cemento armati tipo B450C, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento nominale $f_{ynom} \geq 4500 \text{ daN/cm}^2$

tensione di rottura nominale $f_{tnom} \geq 5400 \text{ daN/cm}^2$

tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{ynom}$

tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{tnom}$

$$(f_t / f_y)_k \geq 1,15$$

$$(f_t / f_y)_k < 1,35$$

$$(f_y / f_{ynom})_k \geq 1,25$$

allungamento caratteristico $(A_{gt})_k > 7,5 \%$

La resistenza di progetto a trazione dell'acciaio si ottiene dividendo per il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,15$ dei materiali, quindi vale:

$$f_{yd} = 4500 / 1,15 = 3913 \text{ daN/cm}^2$$

Il modulo di elasticità secante vale: $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio da carpenteria tipo S275

Si considera di usare l'acciaio per carpenteria tipo S275 JR, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

tensione di snervamento nominale $f_{ynom} \geq 2750 \text{ daN/cm}^2$

tensione di rottura nominale $f_{tnom} \geq 4300 \text{ daN/cm}^2$

La resistenza di progetto a trazione dell'acciaio si ottiene dividendo per il coefficiente di sicurezza $\gamma_s = 1,05$ dei materiali, quindi vale: $f_{yd} = 2750 / 1,05 = 2619 \text{ daN/cm}^2$

Il modulo di elasticità secante vale: $E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$

Legno lamellare tipo GL24h

Si considera di usare il legno lamellare GL24h, caratterizzato dalle seguenti caratteristiche meccaniche:

resistenza a flessione $f_{m,g,k} = 240 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a trazione $f_{t,g,k} = 165 \text{ daN/cm}^2$

resistenza a taglio $f_{v,g,k} = 27 \text{ daN/cm}^2$

modulo elastico medio $E = 116000 \text{ daN/cm}^2$

mentre per quanto riguarda i valori di K_{mod} e K_{def} , si utilizzano rispettivamente 0,7 (azione a breve termine) e 2 (classe di servizio 3)

Bologna, Maggio 2023

Il Tecnico Incaricato

Ing. Antonio Nisi

PERGOLATO – PIANO DI MANUTENZIONE

INDICE GENERALE

1. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA	1
1.1 Strutture di fondazione	2
1.2 Elementi in acciaio	4
1.3 Elementi in legno Lamellare	5

1. PIANO DI MANUTENZIONE DELLA PARTE STRUTTURALE DELL'OPERA

Il piano di manutenzione delle strutture è il documento complementare al progetto strutturale che ne prevede, pianifica e programma l'attività di manutenzione, al fine di mantenerne nel tempo la funzionalità, le caratteristiche di qualità l'efficienza ed il valore economico.

Esso rappresenta lo strumento con cui l'utente si rapporta con l'immobile; direttamente utilizzandolo evitando comportamenti anomali che possano danneggiarne o comprometterne la durabilità e le caratteristiche oppure attraverso i manutentori che utilizzeranno così metodologie più confacenti ad una gestione che coniughi economicità e durabilità del bene.

1.1 Strutture di fondazione

Descrizione

Sono fondazioni gli elementi strutturali che presentano una superficie di contatto tra fondazione e terreno continua (fondazioni superficiali) oppure elementi di fondazione a sviluppo lineare verticale che presentano una superficie di contatto tra fondazione e terreno puntiforme (pali e micropali).

Collocazione

Vedasi elaborati grafici strutturali.

Livello minimo delle prestazioni

Resistere ai carichi ed alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.

Anomalie riscontrabili

Nel caso di errato:

- rapporto di acqua e cemento,
- consistenza e granulometria degli inerti,
- stagionatura.

I principali sintomi di degrado sono:

- efflorescenze e macchie,
- fessurazioni e crepe causate da ritiro plastico per essiccamento rapido,
- fessurazioni e crepe causate dalla penetrazione dell'acqua e dal fenomeno del suo gelo e disgelo,
- corrosione delle armature per carbonatazione o per cloruri,
- disgregazione del copriferro per azione espansiva dell'armatura ossidata,
- macchie per flusso di sali, polveri, inquinanti vari.

Controlli	Periodicità
La parte interrata di strutture di fondazione correttamente eseguite non prevedono alcun tipo di manutenzione.	
Controllo visivo della parte fuori terra per identificare eventuali locali corrosioni dell'acciaio o di locali distacchi del copriferro.	Annuale
Controllo visivo della parte fuori terra per identificare eventuali sistemi fessurativi che denunciino dissesti in atto.	Annuale

Interventi eventuali	Risorse
Ripristino dell'armatura metallica corrosa.	Vernici, malte e trattamenti specifici.
Pulizia, ripristino e consolidamento del calcestruzzo.	Malte antiritiro e trattamenti specifici.
In caso di sistemi fessurativi in evoluzione consultare un tecnico abilitato che ne determini le cause.	Incarico a tecnico specializzato per identificare le cause.

1.2 Elementi in acciaio

Descrizione

Tali elementi sono accessori alla struttura principale, e sono costituiti da travi laminate tipo IPE o HE, tubolari, oppure, nel caso di edifici in muratura portante, da tiranti.

Collocazione

Vedasi elaborati grafici strutturali.

Livello minimo delle prestazioni

Resistere ai carichi ed alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.

Anomalie riscontrabili

L'acciaio è un materiale durevole che non modifica le sue caratteristiche nel tempo, oltre a non essere soggetto a fenomeni di disgregazione, eccetto la formazione di ruggine a causa dell'azione dell'umidità; tale formazione può però essere evitata con opportune vernici o film protettivi.

Controlli	Periodicità
Controllo visivo dell'opera di eventuali locali corrosioni dell'acciaio.	Annuale
Controllo visivo della tesatura dei tiranti.	Annuale

Interventi eventuali	Risorse
Trattamento superficiale delle parti soggette a corrosione.	Vernici e prodotti specifici.
Tesatura dei tiranti.	Utilizzo di chiavi dinamometriche.

1.3 Elementi in legno Lamellare

Descrizione

Sono elementi orizzontali con la funzione di portare il peso proprio e la neve.

Collocazione

Vedasi elaborati grafici strutturali.

Livello minimo delle prestazioni

Resistere ai carichi ed alle sollecitazioni previste in fase di progettazione.

Contribuire all'isolamento termico ed acustico.

Tenuta all'acqua nel caso sia di copertura.

Anomalie riscontrabili

Nel caso di:

- decadimento naturale,
- errata stagionatura,
- errata disposizione di guaine impermeabili.

I principali sintomi di degrado sono:

- muffe e/o funghi,
- lesioni causate da insetti lignivori,
- macchie di umidità;
- fessurazioni causate dalla penetrazione dell'acqua e dal fenomeno del suo gelo e disgelo oppure dalla variazione di umidità dell'elemento,
- macchie per flusso di sali, polveri, inquinanti vari.

Occorre effettuare un ricambio completo dell'aria almeno 2-3 volte al giorno per mantenere l'ambiente salubre e l'umidità del legno entro i valori previsti.

E' molto importante inoltre rilevare la presenza di un quadro fessurativo che esuli dalle normali fessure dovute al ritiro oppure ad eventuali fenomeni di deterioramento e degrado dei materiali, in quanto può essere prodotto da fenomeni di dissesto dovuti a cedimenti differenziali.

Controlli	Periodicità
Controllo visivo di eventuali decadimenti meccanici, infiltrazioni d'acqua, presenza di umidità e condensazione di vapore, ponti termici.	Annuale
Controllo visivo della presenza di muffe, funghi oppure insetti lignivori.	Annuale
Controllo elementi metallici e serraggio viti e bulloni	Annuale
Controllo visivo di eventuali sistemi fessurativi che denuncino dissesti in atto e della freccia in mezzeria.	Annuale
Presenza di avvallamenti della superficie di calpestio e di eccesso di vibrazioni sotto carico impulsivo.	Annuale

Interventi eventuali	Risorse
Rifacimento della impermeabilizzazione all'estradosso del solaio	Guaine impermeabilizzanti e trattamenti specifici.
Pulizia degli elementi previa spolveratura.	Acqua addizionata con detergente neutro.
Eliminazione muffe, funghi ed insetti lignivori.	Trattamenti specifici.
Ripristino della vernice protettiva.	Carteggiatura e trattamenti specifici con impregnanti.
In caso di sistemi fessurativi in evoluzione consultare un tecnico abilitato che ne determini le cause.	Tecnico incaricato.

Bologna, maggio 2023

Il Tecnico Incaricato
Ing. Antonio Nisi