



Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU



Regione Umbria



Comune di Terni

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA, ADEGUAMENTO SISMICO E RIQUALIFICAZIONE EDILIZIA, EX SCUOLA DELL'INFANZIA GRILLO PARLANTE SITA IN VIA R. BOTONDI N°18, DA RICONVERTIRE A SERVIZI INTEGRATIVI PER L'INFANZIA.

Affidamento servizi di ingegneria e architettura

CUP: F41B21001600001 CIG: 94361258AE

RTP IN COSTITUENDO

	MANDATARIA	KALIPÉ INGEGNERIA & ARCHITETTURA Galleria del Corso 7 - 05100 Terni (TR) 0744 1031503 - info@kalipestudio.it - kalipestudio@pec.kalipestudio.it - www.kalipestudio.it
	MANDANTE 1	ING. GOFFREDO MASTROIANNI
	MANDANTE 2	DOTT. GEOL. GIUSEPPE CARACCIOLLO
	MANDANTE 3	ING. ILARIA FRANCIOLI - GIOVANE PROFESSIONISTA

STRUTTURE

COMMITTENTE	COMUNE DI TERNI
UBICAZIONE	VIA R. BOTONDI n.18 — 05100 TERNI (TR)
RIFERIMENTI CATASTALI	FG. 124 — P.LLA 540

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DEI CALCOLI

CODICE ELABORATO

PUB005.PE.STR.CALC.C

REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2	CLASSIFICAZIONE INTERVENTO E RISPETTO REQUISITI DEGLI STATI LIMITE	2
3	DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI	4
3.1	ANALISI STORICO-CRITICA	4
3.2	RILIEVO	4
3.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI	6
3.4	LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA	7
3.5	ANALISI DI CALCOLO ADOTTATE	7
4	PROGETTO DELL'INTERVENTO	8
4.1	DESCRIZIONE GENERALE DI INTERVENTO	8
4.2	CRITERI E PREMESSE DI CALCOLO	10
4.3	ANALISI DEI CARICHI	11
4.4	AZIONE NEVE	11
4.5	AZIONE SISMICA	12
4.6	GEOMETRIA DELLA STRUTTURA	14
4.7	MATERIALI DI PROGETTO	19
5	VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)	21
5.1	VERIFICHE A CARICHI STATICI NON SISMICI	21
5.2	VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA DM 2018)	22
5.3	VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA RSL)	23
5.4	VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI (SPETTRO DA DM 2018)	24
5.5	VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI (SPETTRO DA RSL)	24
5.6	VERIFICA SISMICA GLOBALE – PUSHOVER (SPETTRO DA DM 2018)	25
5.7	VERIFICA SISMICA GLOBALE – PUSHOVER (SPETTRO DA RSL)	26
5.8	CONCLUSIONI	27
6	PROGETTO NUOVA COPERTURA	28
6.1	VERIFICA TRAVI 24X36 COPERTURE EST ED OVEST	28
6.2	VERIFICA TRAVI 24X40 COPERTURA CENTRALE	43
6.3	VERIFICA DEL PANNELLO DI COPERTURA	52
7	VERIFICHE DI STABILITA' (STA)	55
7.1	VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI	55
7.2	VERIFICHE IMPIANTI	55
7.3	VERIFICHE ARREDI FISSI	55

1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

D.M. 17/01/2018 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”;
O.P.C.M. 20/03/2003 n. 3274 e ss.mm.ii.;
O.P.C.M. 08/07/2004 n. 3362 e ss.mm.ii.;
Circolare Ministeriale Applicativa n.7 del 21/01/2019.

2 CLASSIFICAZIONE INTERVENTO E RISPETTO REQUISITI DEGLI STATI LIMITE

Oggetto del presente lavoro è un intervento di adeguamento sismico, categoria all'interno della quale rientrano gli interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3 delle NTC 2018.

Trattandosi di un edificio scolastico si ricade in classe d'uso III secondo quanto riportato al § C2.4.2 della Circ. 7/19: *“A titolo di esempio, in classe III ricadono **scuole**, teatri, musei in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative”.*

In ogni caso, il progetto dovrà essere riferito all'intera costruzione e dovrà riportare le verifiche dell'intera struttura post-intervento.

In particolare l'intervento ricade nel punto e) dell'elenco del § 8.4.3 delle NTC 2018: *“apportare modifiche di classe d'uso che conducano a **costruzioni di classe III ad uso scolastico** o di classe IV”* o alternativamente nella situazione riportata al C8.4.3 della Circ.7/2019: *“...adeguamento sismico deciso dal proprietario a seguito di inadeguatezza riscontrata.....”* e dunque, per la verifica della struttura, si può avere $\xi_E \geq 0.80$ (alternativamente al caso generale secondo cui l'adeguamento è considerato raggiunto qualora $\xi_E \geq 1.00$).

Resta comunque fermo l'obbligo di procedere alla verifica locale delle singole parti e/o elementi della struttura, anche se interessano porzioni limitate della costruzione.

Riguardo il rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite, secondo il § 8.3 delle NTC 2018:

*“La valutazione della sicurezza e **la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU**, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.*

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione”.

Quindi sintetizzando le prescrizioni riportate al § 7.3.6, al § 8.3 e al § 8.4.3 delle NTC 2018, per la struttura in esame si procederà al rispetto dei seguenti stati limite:

- SLU

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES) DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

- SLV

VERIFICHE DI RESISTENZA (RES) DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI (ST)

VERIFICHE DI STABILITA' (STA) DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITA' (STA) DEGLI IMPIANTI (IM - inclusi gli arredi fissi in quanto opera in CU III)

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
SLU	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

^(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

^(**) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Per tutti gli elementi di nuova costruzione (ad esempio la nuova copertura) si procederà alla verifica sia nei confronti degli SLU che degli SLE.

3 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

3.1 ANALISI STORICO-CRITICA

Il fabbricato oggetto di intervento, edificato intorno agli anni '70 non dispone di alcuna documentazione progettuale. Si segnala in particolare, la presenza di elementi in c.a. (travi, cordoli) e solai in laterocemento per i quali, allo stesso modo, non è disponibile alcuna informazione circa i dettagli costruttivi e le caratteristiche dei materiali impiegati.

Da un punto di vista di conservazione il fabbricato si presenta in buono stato, privo di quadri fessurativi e/o sofferenze evidenti delle strutture verticali e orizzontali, fatte salve alcune lesioni che interessano esclusivamente lo strato di intonaco, come si è potuto verificare a seguito della rimozione dello stesso.

Non si segnalano inoltre dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o in generale problematiche di interazione terreno-struttura.

Si rimanda all'allegato PUB005.PE.STR.RI.A1 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA INDAGINI, per il dettaglio delle indagini svolte.

3.2 RILIEVO

L'edificio è stato oggetto di una campagna di rilievo geometrico-strutturale riferita alla geometria complessiva sia della costruzione, sia degli elementi costruttivi.

L'edificio è del tipo isolato e dunque privo di strutture in aderenza.

Come detto in precedenza, non si dispone di alcuna documentazione progettuale, ma si può affermare che il fabbricato sia stato edificato in un'unica volta vista l'omogeneità dei materiali e dei sistemi costruttivi rilevati.

Il rilievo ha previsto un livello di indagini limitate secondo la classificazione riportata al C8.5.2.1 - Circ.n. 7 del 2019, *“Indagini limitate: sono generalmente basate su indagini di tipo visivo che, al rilievo geometrico delle superfici esterne degli elementi costruttivi, uniscono saggi che consentano di esaminare, almeno localmente, le caratteristiche della muratura sotto intonaco e nello spessore, caratterizzando così la sezione muraria, il grado di ammorsamento tra pareti ortogonali e le zone di appoggio dei solai, i dispositivi di collegamento e di eliminazione delle spinte”*.

STRUTTURE VERTICALI

La struttura si sviluppa su 3 livelli totali:

LIVELLO INTERRATO: trattasi di un piano completamente interrato senza alcuna destinazione d'uso, l'accesso a tale livello è stato possibile previa demolizione di porzioni del solaio di piano terra; è realizzato con setti di muratura in pietra dello spessore di 50 cm e ha un'altezza di 160 cm circa.

Si evince facilmente che durante la costruzione originaria del fabbricato, si decise di approfondire il piano di posa delle fondazioni, fino ad intercettare un terreno di migliori caratteristiche meccaniche (tale ipotesi è confermata dai risultati della relazione geologica redatta in occasione del presente lavoro, che mostrano la presenza di un terreno vegetale/riporto fino alla quota di almeno 1,00 m dal piano campagna esterno);

LIVELLO 1 FUORI TERRA: trattasi di un piano completamente fuori terra leggermente rialzato rispetto al piano di campagna esterno (circa 40 cm) destinato all'attività scolastica; è realizzato con setti di muratura in mattoni semipieni e malta cementizia dello spessore di 25 cm e ha un'altezza di 360 cm circa;

LIVELLO 2 FUORI TERRA: trattasi di un piano sottotetto utilizzato esclusivamente per il posizionamento di alcune

componenti impiantistiche, al quale si accede tramite un'unica apertura esterna posta sul lato Nord del fabbricato; è realizzato sempre con setti di muratura in mattoni semipieni dello spessore di 25 cm e ha altezza massima al colmo di 340 cm circa. Si segnala la presenza di una trave in c.a. di sezione 30x60 cm e luce 600 cm avente funzione di sostegno per una parete in muratura, che dunque risulta essere in falso, su cui grava il solaio di copertura. I saggi effettuati hanno permesso di verificare a ogni livello un buon grado di ammorsamento tra pareti ortogonali.

STRUTTURE ORIZZONTALI

PIANO DI CALPESTIO DEL LIVELLO 1: trattasi di solaio classico in laterocemento di h. 20 cm;

PIANO DI CALPESTIO DEL LIVELLO FUORI TERRA 2: trattasi di solai realizzati con travetti precompressi e pignatte in laterizio di h. 14 cm;

COPERTURA: trattasi di solai in SAP;

TRAVI: trattasi di travi in c.a. di sezione 25x68 cm poste sopra le aperture, che si intestano nelle murature per circa 40 cm per poi interrompersi.

Si segnala l'assenza di un cordolo continuo di piano in testa alle murature di entrambi i livelli fuori terra.

STRUTTURE DI FONDAZIONE

Il sistema di fondazione è realizzato tramite setti in muratura di pietra di spessore 50 cm, che si prolungano oltre il piano di calpestio del livello fuori terra 1 di circa 160 cm.

Al di sotto dei setti in muratura si è rilevata la presenza di un getto di cls, avente aggetto laterale da entrambi i lati delle murature di circa 25 cm e altezza di circa 50 cm, realizzato ai fini della regolarizzazione dell'appoggio e migliore distribuzione delle tensioni al terreno.

Si rimanda all'allegato PUB005.PE.STR.RI.A1 – DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA INDAGINI, per il dettaglio delle indagini svolte.

3.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI ESISTENTI

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati esclusivamente su verifiche visive in situ e non si è fatto ricorso a indagini sperimentali.

Il motivo trova giustificazione nella scelta progettuale adottata per conseguire l'adeguamento sismico, che prevede tra gli altri interventi anche la demolizione totale del secondo livello fuori terra comprensivo di tutti gli elementi in c.a. (si rimanda al relativo capitolo per la descrizione di tutti gli interventi previsti in progetto).

Operando in tal senso non si ha la necessità di caratterizzare gli elementi in c.a. secondo le modalità previste al C8.5.3.2 – Circ.7/2019, mentre si fa riferimento alle Tab. C8.5.I e Tab. C8.5.II per la definizione dei parametri meccanici delle murature rilevate, essendo riconducibili alle tipologie murarie più ricorrenti.

In particolare si individuano 2 tipologie di muratura:

Tabella C8.5.I -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, f_v = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	f_v (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadriati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione f_{p0} può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

ROSSO = muratura tipo 1 - presente al livello interrato.

BLU = muratura tipo 2 - presente ai livelli 1 e 2 fuori terra.

Inoltre, operando in favore di sicurezza, non si fa ricorso ai fattori correttivi previsti dalla Tab. C8.5.II per l'incremento delle caratteristiche meccaniche delle murature.

3.4 LIVELLI DI CONOSCENZA E FATTORI DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive sopra riportate, saranno individuati i “livelli di conoscenza” dei diversi parametri coinvolti nel modello e definiti i correlati fattori di confidenza, da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:

- LC1;
- LC2;
- LC3.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La struttura in esame è stata oggetto di indagini limitate, per cui si ricade nel livello di conoscenza LC1 e le caratteristiche meccaniche del materiale possono essere direttamente ricavate dalla Tab. C8.5.I a condizione che, in accordo a quanto riportato al C8.5.4.1, si assumano per le resistenze (f_m , t_0 , f_{v0}) i valori minimi riportati nella Tab. C8.5.I divisi per un fattore di confidenza (FC) pari a 1.35 e per i moduli elastici (E,G) i valori medi riportati sempre nella stessa tabella.

3.5 ANALISI DI CALCOLO ADOTTATE

ANALISI NON SISMICHE: analisi lineare.

ANALISI SISMICHE: analisi statica non lineare (pushover).

4 PROGETTO DELL'INTERVENTO

4.1 DESCRIZIONE GENERALE DI INTERVENTO

L'intervento prevede una riconfigurazione sostanziale del fabbricato consistente principalmente nella riduzione di vulnerabilità e carenze rilevate, la filosofia di progetto infatti è quella di regolarizzare e semplificare il sistema costruttivo sismoresistente attuale riducendo l'entità delle masse sismiche in gioco e garantendo la completa scatolarità del fabbricato.

In particolare sono previsti i seguenti interventi:

RIEMPIMENTO DEL LIVELLO INTERRATO

Si procede a riempire completamente con terreno di riporto il piano interrato per l'intera altezza dei setti in muratura di pietra (al netto della realizzazione di un vespaio aerato), posizionando di fatto lo zero sismico dell'edificio in corrispondenza del livello di piano terra e quindi annullando ogni effetto sismico sulle murature del piano interrato.

In tal modo i setti in muratura fungeranno esclusivamente da elementi di fondazione e saranno verificati come tali.

La scelta progettuale inoltre fornisce un indubbio vantaggio in termini di interazione terreno-struttura determinando un effetto stabilizzante nelle verifiche geotecniche di portanza del suolo, dovuto al sovraccarico laterale ($q=\gamma D$) del terreno di riempimento.

ELIMINAZIONE DEL LIVELLO 2 FUORI TERRA

Si procede alla demolizione del piano sottotetto, comprendendo nella demolizione anche il solaio di calpestio del sottotetto e gli elementi in c.a. con i quali sono stati realizzati travi e architravi.

La scelta progettuale trova ragione nelle elevate masse sismiche associate al piano sottotetto, realizzato con setti in muratura, travi in c.a. (di cui 1 si ricorda sostenere una parete in falso) e solai laterocementizi; oltre a motivazioni di carattere prettamente strutturale, la riconfigurazione geometrica e volumetrica del fabbricato trova anche ragioni di carattere funzionale. Infatti il progetto rientra in una riqualificazione completa del fabbricato che prevede anche una razionalizzazione degli spazi e un efficientamento energetico; alla luce di questi aspetti si è ritenuto utile eliminare un vano (il sottotetto) completamente inutilizzato e contestualmente ruotare le falde della copertura in maniera tale da assicurare l'esposizione solare migliore.

RIORGANIZZAZIONE DELLE BUCATURE

Si procede alla riorganizzazione di tutte le aperture sulle murature perimetrali, riducendo il numero delle stesse e contestualmente garantendo la presenza di setti con caratteristiche sismoresistenti tra una buca e l'altra.

In particolare, trattandosi di un intervento di adeguamento sismico si sono seguite le prescrizioni riportate al § 4.5.4 e al § 7.8.6.1 e dunque si è garantito il più possibile la presenza di pannelli murari di lunghezza non inferiore a 0.3 volte l'altezza di interpiano al fine di considerare gli stessi resistenti alle azioni orizzontali, mentre in corrispondenza degli incroci d'angolo tra due pareti perimetrali si è garantita la presenza di zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1/3 dell'altezza e comunque non inferiore a 1 m ai fini di un efficace collegamento fra le pareti e il comportamento scatolare della struttura. Ove non è stato possibile rispettare le prescrizioni sugli incroci d'angolo si sono predisposte cerchiature metalliche efficacemente ancorate alle murature d'ambito.

REGOLARIZZAZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE

I setti murari sono stati concepiti originariamente per svolgere la funzione di sorreggere i solai e dunque seguono le orditure dei solai stessi con la conseguenza di avere interruzioni che non garantiscono la presenza di setti di controvento

nelle due direzioni.

Per tale ragione si procede alla realizzazione di nuovi setti, con materiali e dimensioni analoghe agli esistenti, a integrazione delle porzioni mancanti (ed esempio tra il filo 6 e il filo 7 e tra il filo 6 e il filo 2).

L'intervento è realizzato anche al piano interrato per dare continuità fino al piano delle fondazioni alle murature da realizzarsi.

REALIZZAZIONE CORDOLO DI COLLEGAMENTO

Si procede alla realizzazione di un cordolo in c.a. in testa alle murature a livello della copertura ai fini di garantire il comportamento scatolare prescritto dalla norma grazie a un efficace collegamento tra le pareti.

Il cordolo rispetta le prescrizioni minime su geometria e armature riportate al §7.8.6.1:

SEZIONE CORDOLO: 25x50 cm (sp. muro sottostante 25 cm).

ARMATURA MINIMA CORDOLO: armatura long. $4\phi 16$ ($8.04 \text{ cm}^2 > 8 \text{ cm}^2$), staffe $\phi 8/25$ ($> \phi 8/25$).

REALIZZAZIONE NUOVI ARCHITRAVI E CERCHIATURE

Si procede alla realizzazione di un architrave resistente a flessione efficacemente ammorsato alla muratura al di sopra di ogni apertura, come prescritto al §7.8.6.1.

REALIZZAZIONE NUOVA COPERTURA

Si procede alla realizzazione di nuova copertura leggera in legno opportunamente dimensionata.

4.2 CRITERI E PREMESSE DI CALCOLO

Secondo le indicazioni di normativa, l'edificio deve essere verificato secondo le combinazioni fondamentali (SLU) e quelle sismiche (SLV).

Le verifiche secondo le combinazioni fondamentali devono dare esito positivo.

Secondo il punto 8.3 del D.M. 17/01/2018, se le verifiche fondamentali non sono soddisfatte, l'edificio deve essere declassato, quindi per poter parlare di resistenza sismica di una struttura, è necessario che siano soddisfatte le verifiche relative alle combinazioni fondamentali.

La resistenza sismica di un edificio si valuta attraverso l'indicatore di rischio ($\xi_{E,SL}$), il suddetto indicatore può assumere un valore maggiore o uguale a zero, se assume il valore 0, la struttura non è in grado di resistere ad alcuna azione sismica, se non sono soddisfatte le verifiche statiche, l'edificio non ha la capacità di resistere ad azioni sismiche di qualsiasi entità.

Se l'indicatore di rischio assume un valore non minore di 1, l'edificio soddisfa pienamente le richieste di normativa ai fini della resistenza nei confronti delle azioni sismiche (struttura adeguata).

Se l'indicatore di rischio è compreso tra 0 ed 1, la struttura ha una certa resistenza nei confronti delle azioni sismiche, ma non sufficiente a soddisfare le esigenze di normativa.

Più l'indicatore di rischio è vicino allo zero, più la struttura è vulnerabile e necessità di interventi.

Trattandosi di un edificio in muratura, ai fini della resistenza nei confronti delle azioni sismiche, è opportuno effettuare le verifiche secondo analisi di tipo globale (analisi statica non lineare o pushover) e secondo analisi di tipo locale (analisi dei meccanismi locali).

La sicurezza della struttura si ottiene dalla tipologia di verifica che fornisce l'indicatore di rischio di valore minore.

Vista la finalità di adeguamento sismico si procede alla verifica della struttura in riferimento alla sola situazione post operam.

4.3 ANALISI DEI CARICHI

Si riporta di seguito l'analisi dei carichi relativa alla nuova copertura, la quale viene tenuta in conto nel modello di analisi globale della struttura in termini di peso e orditura degli scarichi.

Si rimanda al relativo capitolo per la progettazione del nuovo sistema di copertura.

NUOVA COPERTURA – TIPO 1 – COPERTURE EST E OVEST

pannelli fotovoltaici / solari termici	0.15 kN/m ²
manto di copertura	0.55 kN/m ²
impermeabilizzazione	0.10 kN/m ²
Pannello sandwich tipo NEXT PANEL - WOLFSYSTEM	0.60 kN/m ²
Travi LL - GL24h – sez. 24x36 cm – int. 345 cm	0.11 kN/m ²
Carico G1	0.11 kN/m ²
Carico G2	1.40 kN/m ²
Carico Variabile (Cat. Neve con accumulo)	0.90 kN/m ²

NUOVA COPERTURA – TIPO 2 – COPERTURA CENTRALE

pannelli fotovoltaici / solari termici	0.15 kN/m ²
manto di copertura	0.55 kN/m ²
Impermeabilizzazione	0.10 kN/m ²
Pannello sandwich tipo NEXT PANEL - WOLFSYSTEM	0.60 kN/m ²
Travi LL - GL24h – sez. 24x32 cm – int. 305 cm	0.11 kN/m ²
Carico G1	0.11 kN/m ²
Carico G2	1.40 kN/m ²
Carico Variabile (Cat. Neve)	0.48 kN/m ²

4.4 AZIONE NEVE

Si faccia riferimento a quanto riportato al § 6 – PROGETTO NUOVA COPERTURA.

4.5 AZIONE SISMICA

L'azione sismica è valutata sia attraverso la procedura semplificata prevista dal DM 17/01/2018, sia attraverso un'analisi di risposta sismica locale, per i cui dettagli si rimanda alla relazione geologica allegata.

Tra le 2 quella che ha determinato un livello di sicurezza minore per il fabbricato si è dimostrata essere la procedura semplificata prevista dal DM 17/01/2018 e dunque in riferimento a questa vengono definiti gli indicatori di rischio sismico della struttura.

Per completezza si riportano comunque i risultati delle analisi svolte con entrambe le procedure di definizione dell'azione sismica.

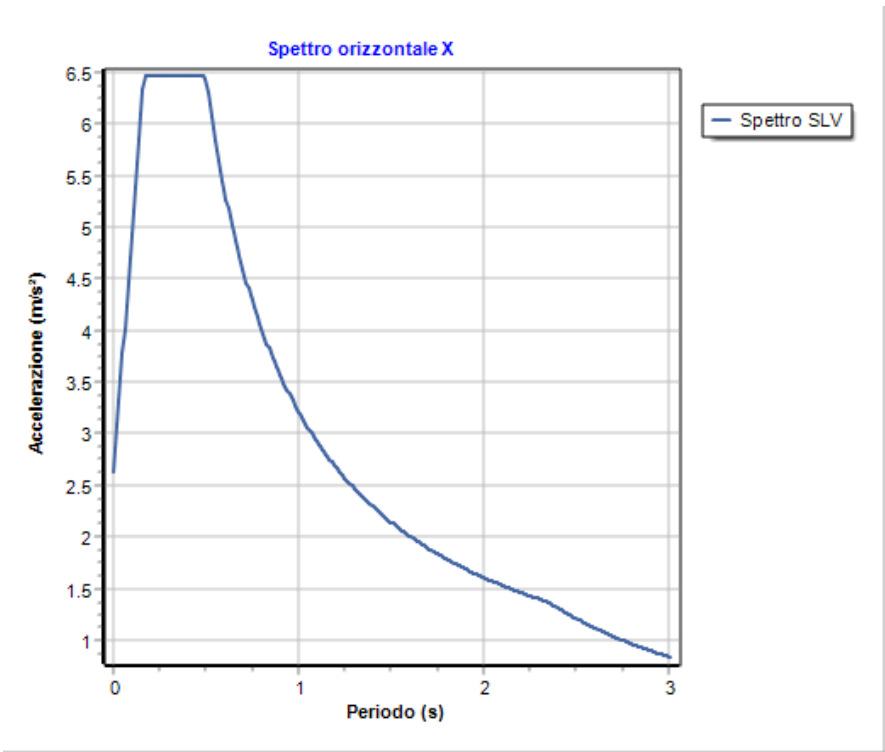
PROCEDURA SEMPLIFICATA DM 17/01/2018

Tale procedura tiene conto delle coordinate geografiche del sito, delle condizioni topografiche e della categoria di sottosuolo.

Coordinate di sito (WGS 84)	
Latitudine	42.5514°
Longitudine	12.6473°

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	C	T1

STATI LIMITE	TR Anni	ag g	S -	Fo -	T*c sec	Tb sec	Tc sec	Td sec
SLO	45	0.067	1.500	2.496	0.278	0.148	0.445	1.868
SLD	75	0.082	1.500	2.498	0.288	0.152	0.456	1.928
SLV	712	0.188	1.422	2.466	0.327	0.166	0.497	2.352
SLC	1462	0.233	1.352	2.490	0.339	0.170	0.509	2.532



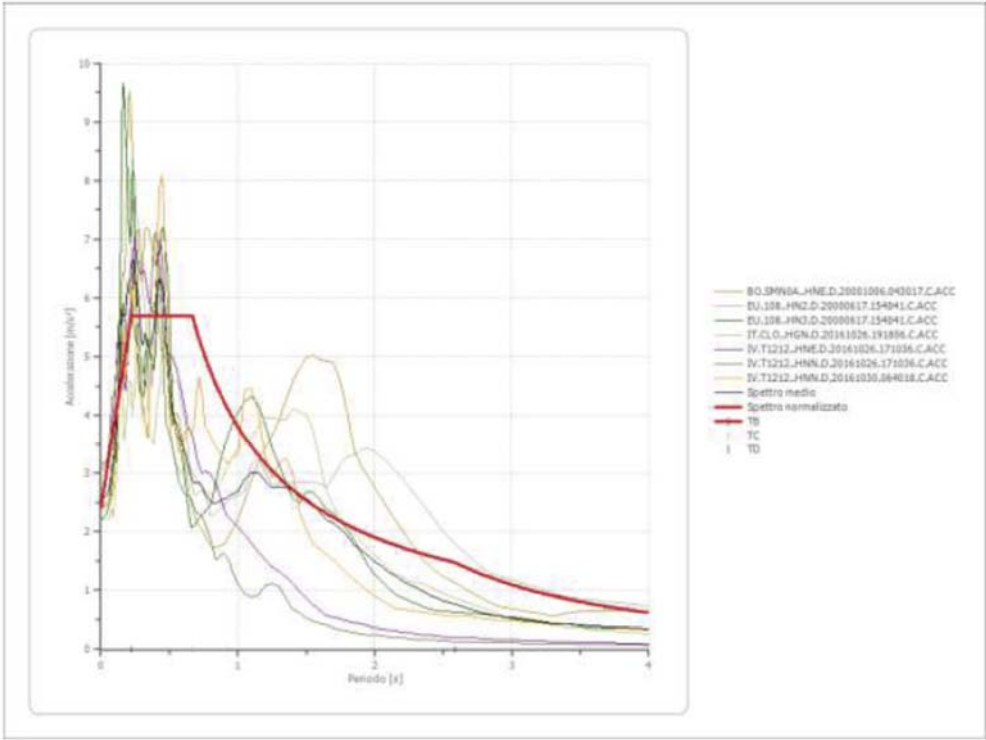
ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Si fa riferimento ai risultati ottenuti dall’analisi di risposta sismica locali riportati nella relazione geologica allegata.

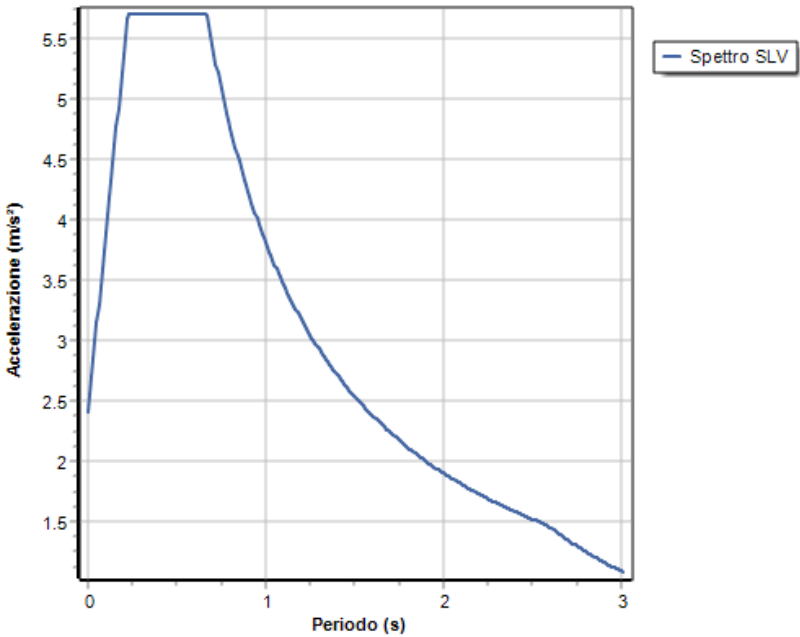
Parametri spettro normalizzato

Ag [m/s²]	F0	Tc*	TB [s]	TC [s]	TD [s]	Se(0) [m/s²]	Se(TB) [m/s²]	S
2.413	2.36125	--	0.223	0.668	2.584	2.413	5.698	1.309

Confronto tra gli spettri



Spettro orizzontale X



4.6 GEOMETRIA DELLA STRUTTURA

Nelle figure successive vengono rappresentati tutti gli elementi strutturali resistenti risultanti dal rilievo dell'edificio e dal progetto dell'intervento con i quali definire il modello di calcolo.

Gli elementi sono riferiti ai fili fissi (numeri in rosso) e la numerazione generata è quella adottata nel modello di calcolo. Per la schematizzazione delle pareti si sfrutta la tecnica del telaio equivalente per cui è importante definire le dimensioni dei maschi murari, delle fasce di piano e dei conci rigidi.

Nel definire le dimensioni degli elementi, a vantaggio della sicurezza, non si considerano le porzioni di muratura che costituiscono l'intersezione tra due pareti ortogonali, le strombature in prossimità delle aperture e i maschi murari di piccole dimensioni.

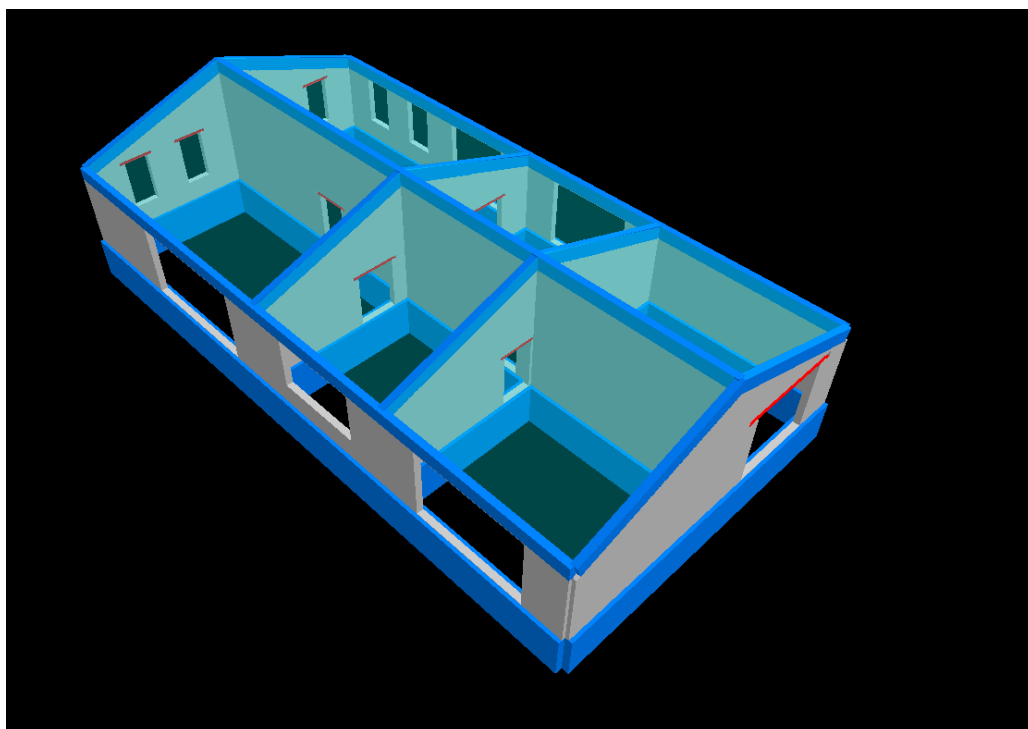


Fig.1: modello globale – vista 3D

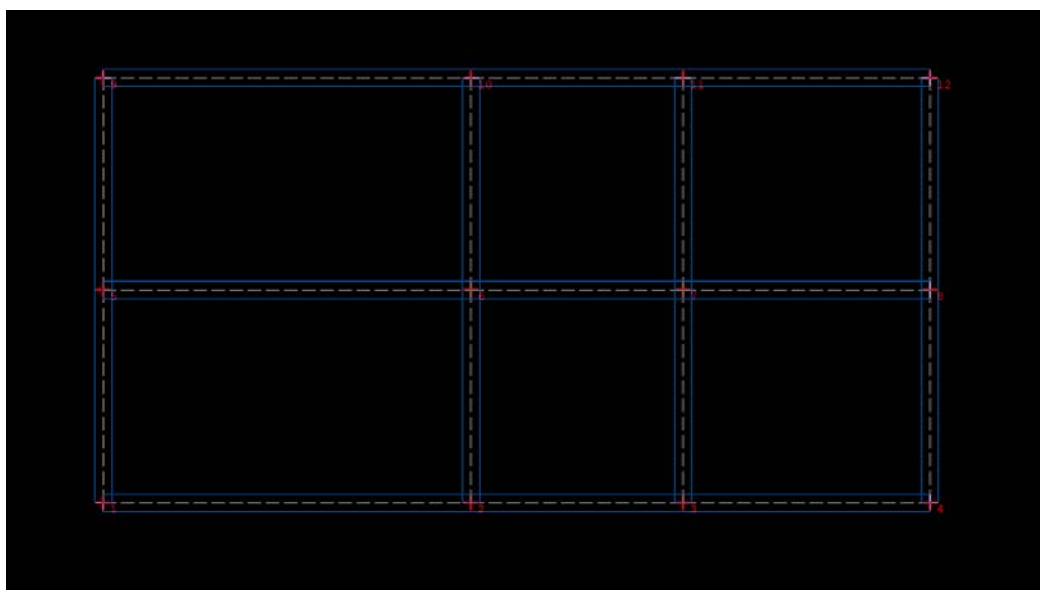


Fig.2: setti di fondazione

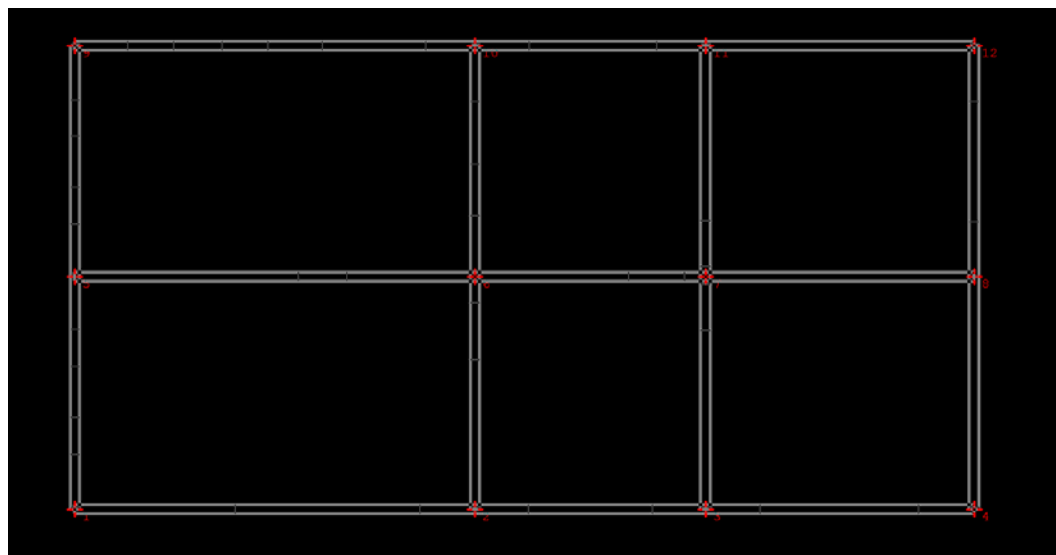


Fig.3: setti in elevazione

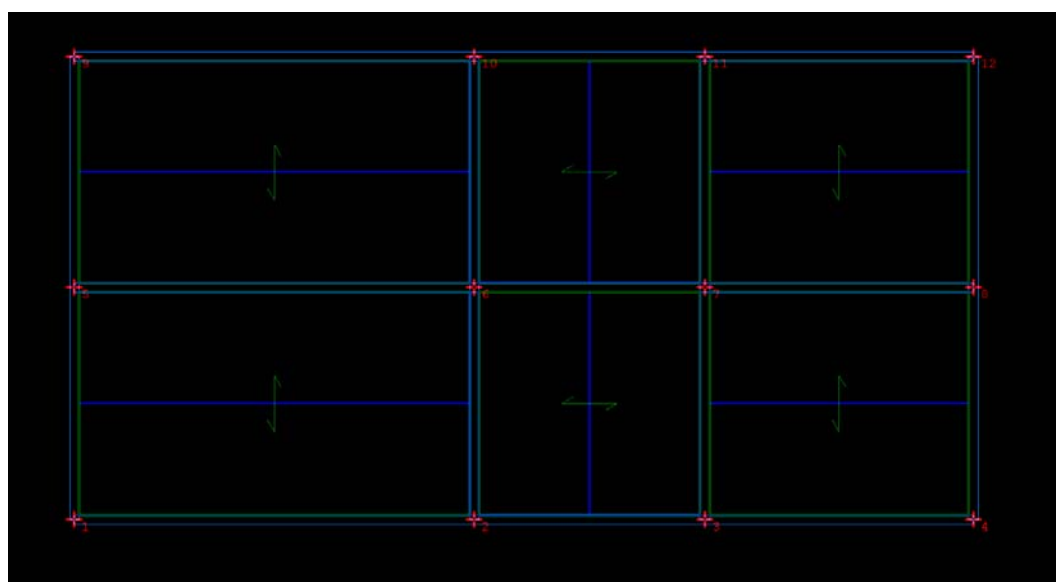


Fig.4: orditure copertura

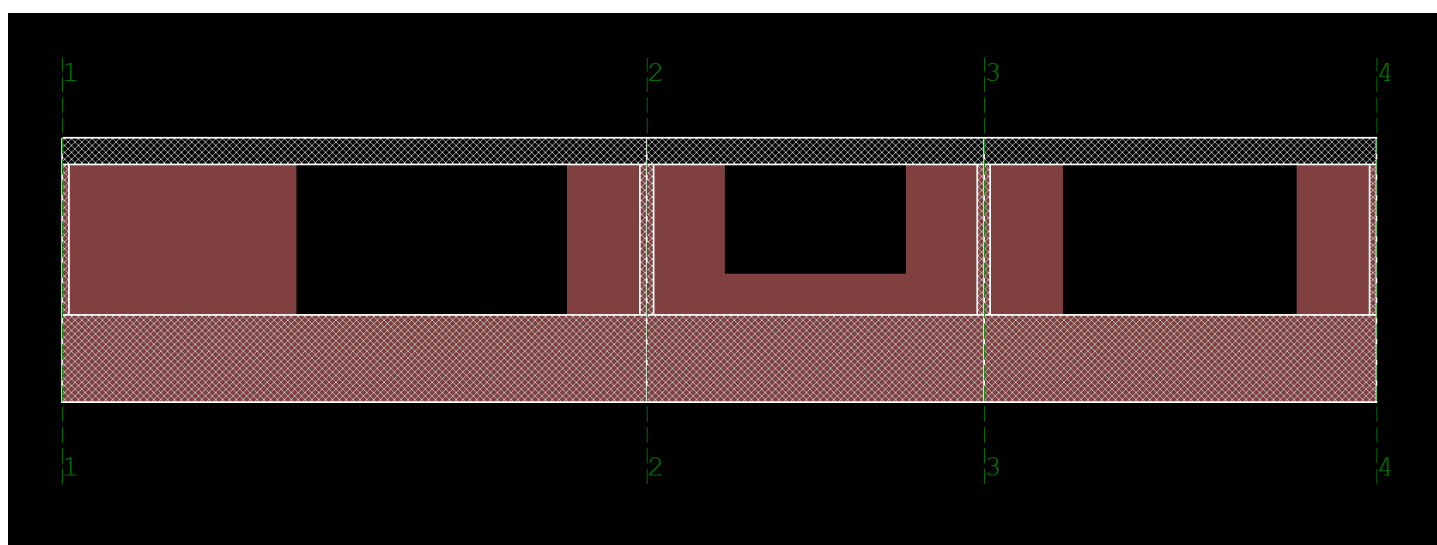


Fig.5: sezione fili 1-2-3-4

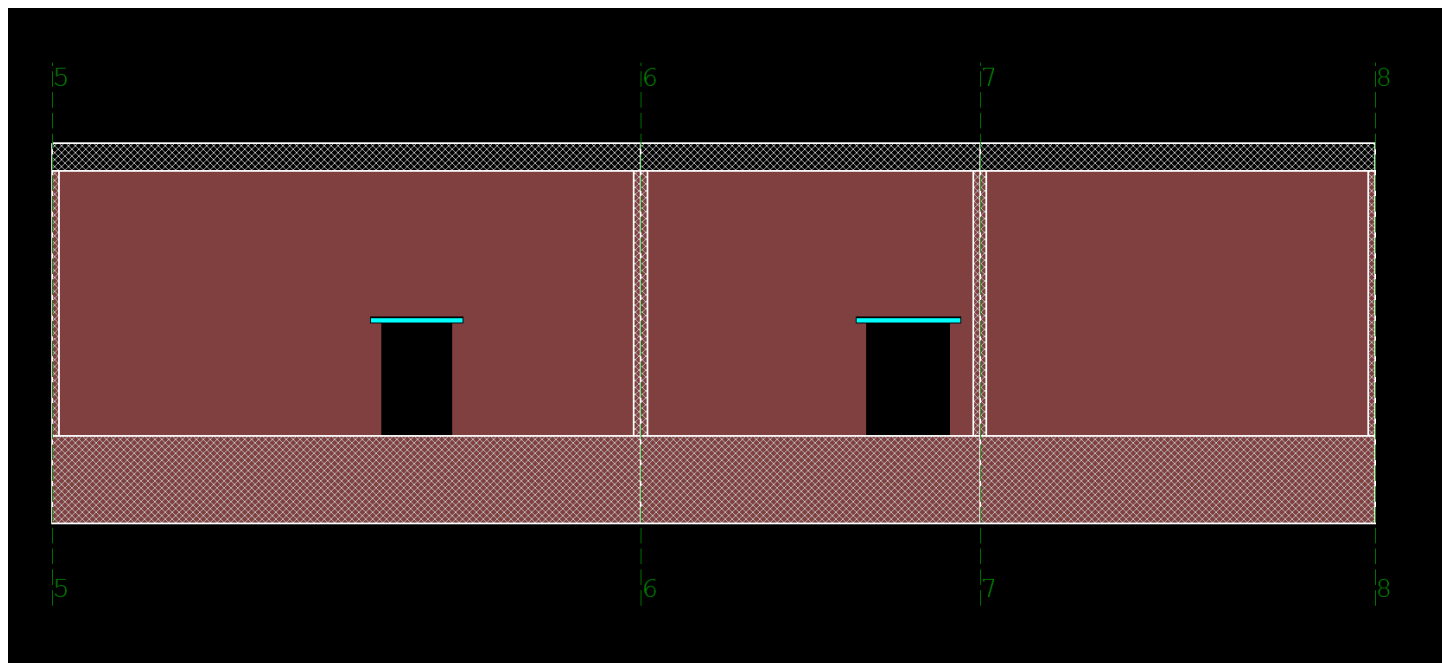


Fig.6: sezione fili 5-6-7-8

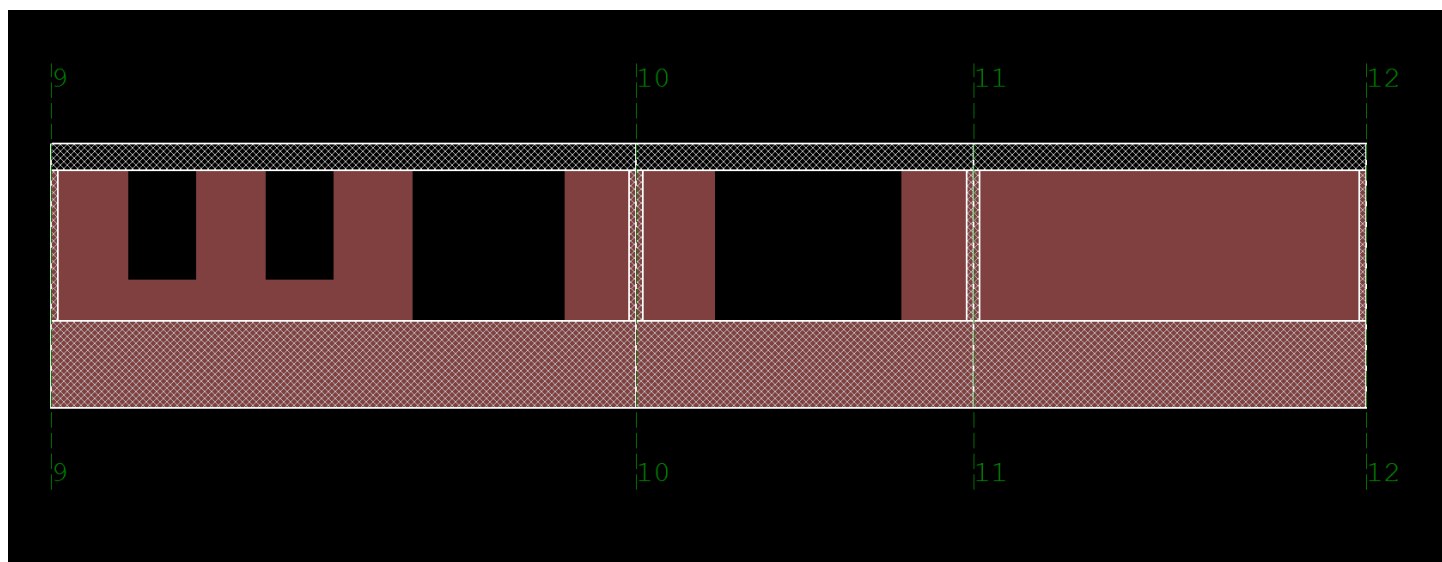


Fig.7: sezione fili 9-10-11-12

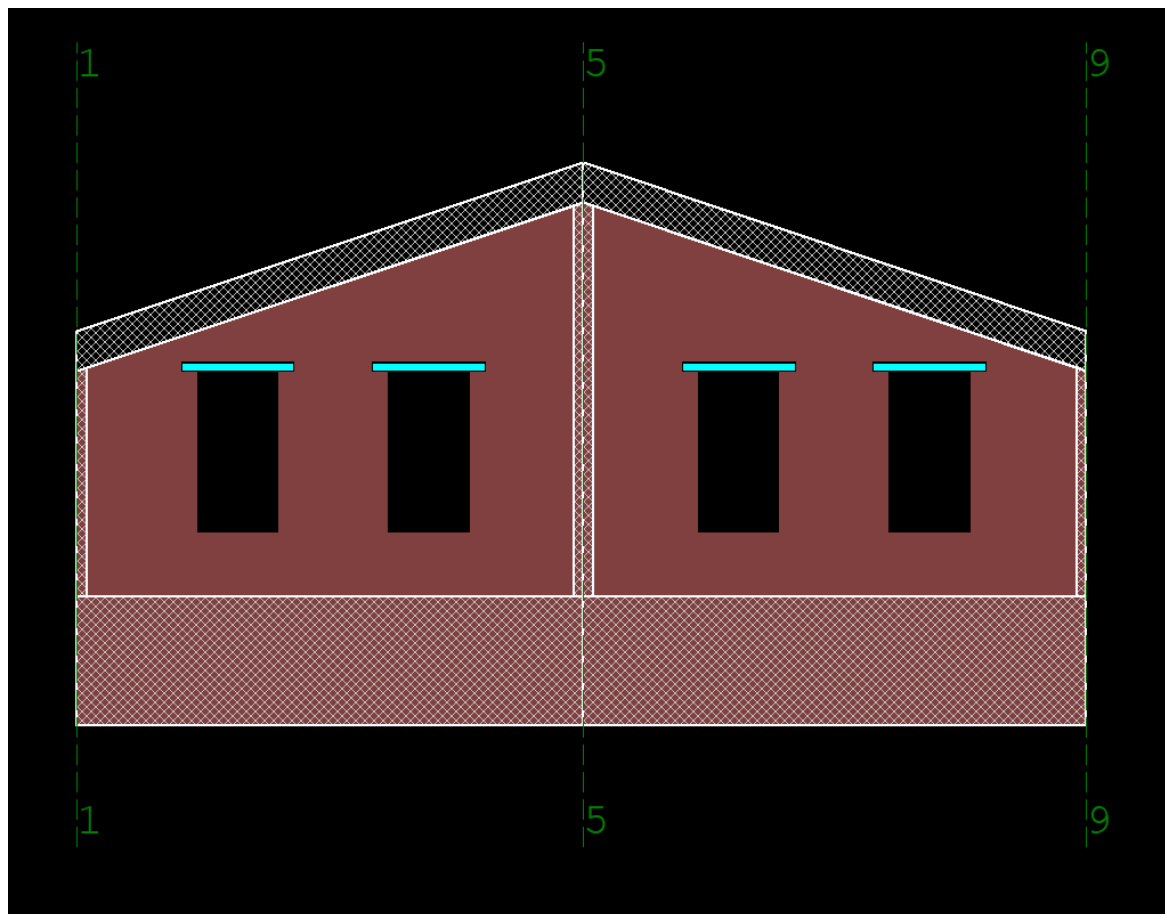


Fig.8: sezione fili 1-5-9

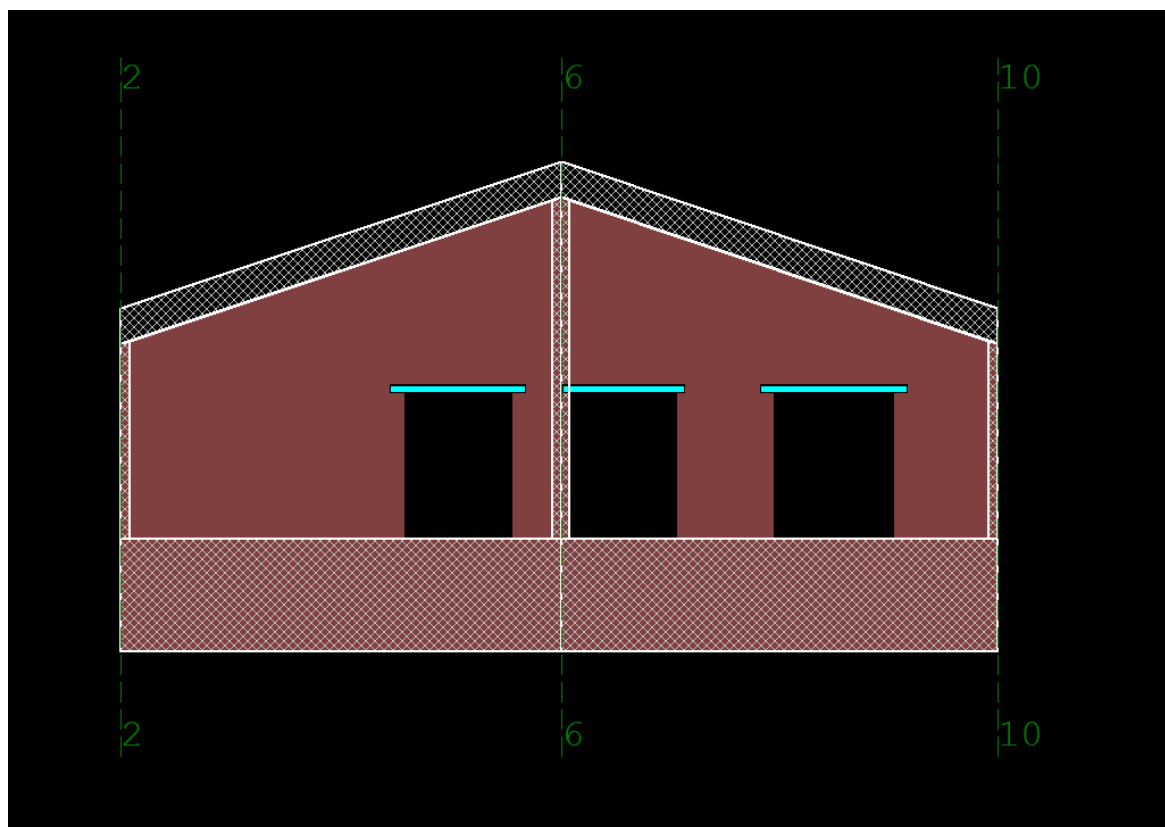


Fig.8: sezione fili 2-6-10

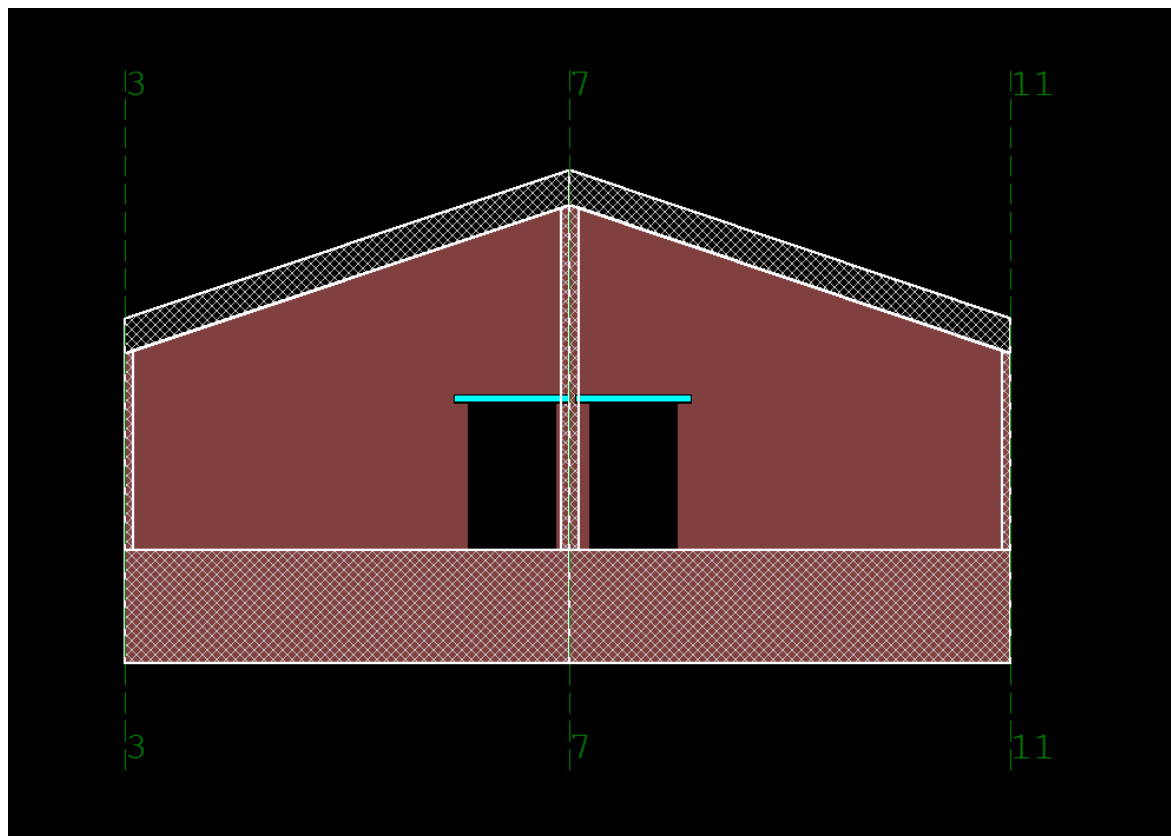


Fig.9: sezione fili 3-7-11

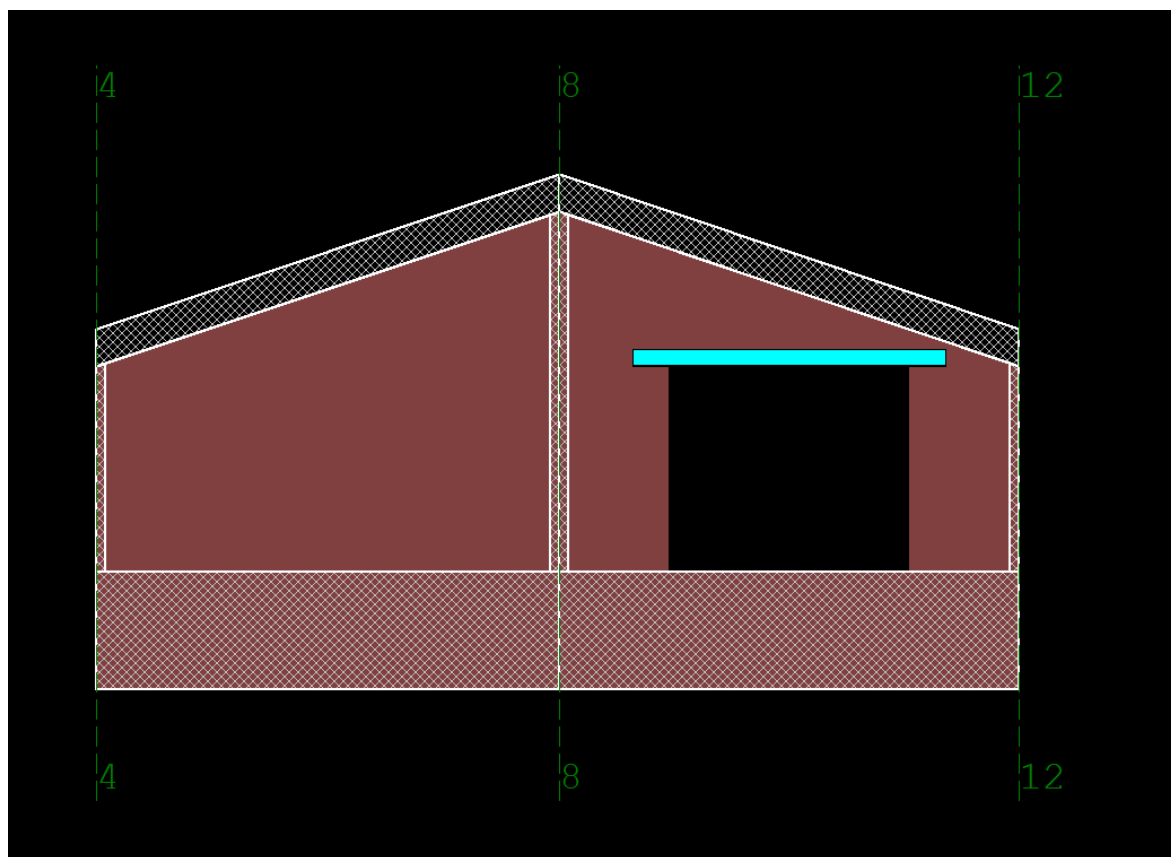


Fig.10: sezione fili 4-8-12

4.7 MATERIALI DI PROGETTO

Il progetto prevede il ricorso ai seguenti materiali:

MURATURA ESISTENTE (LC1)

La muratura esistente è stata caratterizzata in fase di rilievo e ampiamente descritta nei capitoli precedenti.

Si riporta dunque tabella riassuntiva delle 2 tipologie presenti.

VALORI CARATTERISTICI	Muratura tipo 1 livello interrato	Muratura tipo 2 livello 1
E [daN/cm ²]	8700.00	45500.00
G [daN/cm ²]	2900.00	11375.00
w [daN/m ³]	1900.00	1500.00
f _m [daN/cm ²]	10.00	50.00
τ _o [daN/cm ²]	0.18	0.0
f _{vo} [daN/cm ²]	-	1.00
FC [-]	1.35	1.35
γ _m [-] analisi statiche	3.00	3.00
γ _m [-] analisi sismiche	3.00	3.00

Per il valore dei coefficienti correttivi dei materiali (γ_m) si faccia riferimento alla Tab. 4.5.II del DM 17/01/2018 e al § C8.5 della Circ. 7/2019.

MURATURA NUOVA

La nuova muratura deve avere caratteristiche geometriche e meccaniche analoghe a quelle della muratura esistente del livello 1.

In particolare si prescrive l'utilizzo di elementi in laterizio forati tipo MATTONI UNI 12x25x5.5 (35%) I della Wieneberger (di cui si riporta la scheda tecnica nella relazione dei materiali) e malta M10, sia per il livello 1 che per il livello interrato; in particolare per il livello 1 la nuova muratura è da realizzarsi con uno spessore di 25 cm mentre a livello interrato è da realizzarsi con uno spessore di 50 cm.

Si fa quindi riferimento al § 11.10.3 del DM 17/01/2018 per la determinazione dei parametri meccanici della muratura nuova:

STIMA DELLA RESISTENZA A COMPRESSIONE

Tab. 11.10.VI - Valori di f_k per murature in elementi artificiali pieni e semipieni (valori in N/mm²)

Resistenza caratteristica a compressione f_{bk} dell'elemento N/mm ²	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2,0	1,2	1,2	1,2	1,2
3,0	2,2	2,2	2,2	2,0
5,0	3,5	3,4	3,3	3,0
7,5	5,0	4,5	4,1	3,5
10,0	6,2	5,3	4,7	4,1
15,0	8,2	6,7	6,0	5,1
20,0	9,7	8,0	7,0	6,1
30,0	12,0	10,0	8,6	7,2
40,0	14,3	12,0	10,4	-

Valore di f_k interpolato per f_{bk} pari a 7 N/mm² = 4.28 N/mm²

STIMA DELLA RESISTENZA A TAGLIO

Tab. 11.10.VIII - Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali f_{tk0} (valori in N/mm²)

Elementi per muratura	f_{tk0} (N/mm ²)		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e ≤ 3 mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	
	M2,5 - M9	0,20	0,15
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	
	M2,5 - M9	0,15	0,15
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso	M10 - M20	0,20	
Calcestruzzo aereo autoclavato	M2,5 - M9	0,15	0,15
Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M1 - M2	0,10	

* valore valido per malte di classe M10 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 5,0$ N/mm²

** valore valido per malte di classe M5 o superiore e resistenza dei blocchi $f_{bk} \geq 3,0$ N/mm²

Valore di $f_{vk0} = 0,30$ N/mm²

SCELTA FINALE DEI PARAMETRI MECCANICI DELLA MURATURA NUOVA

Si adotta una muratura nuova di caratteristiche analoghe a quella esistente al fine di promuovere un comportamento che sia il più possibile uniforme in fase di risposta sismica.

A tal proposito Il punto C8.5.3.1 della Circ. 7/2019 chiarisce che nel caso di edifici esistenti, qualora si rilevi la presenza di murature realizzate blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura (§ 11.10 NTC).

La scelta progettuale adottata è quella di adottare gli stessi parametri meccanici di calcolo sia per la muratura nuova che per quella esistente.

Si adottano in definitiva i parametri meccanici della muratura esistente in riferimento ad un livello di conoscenza LC1, sottostimando così le caratteristiche degli elementi in muratura nuova e operando in favore di sicurezza.

NUOVI CORDOLI E TRAVI IN C.A.

Si prevede l'utilizzo di cls C25/30 e barre di armatura in acciaio B450C.

NUOVI ARCHTRAVI E CERCHIATURE METALLICHE

Si prevede l'utilizzo di acciaio di carpenteria S275 JR.

NUOVA COPERTURA IN LEGNO

Si prevede l'utilizzo di legno lamellare GL24h per le orditure primarie e legno massiccio C24 per le orditure secondarie.

Si rimanda all'allegato PUB005.PE.STR.MAT.B – RELAZIONE SUI MATERIALI, per il dettaglio delle caratteristiche dei materiali impiegati.

5 VERIFICHE DI RESISTENZA (RES)

Come descritto al § 2 si svolgono le verifiche globali di resistenza (RES) in riferimento ai soli SLU-SLV.

5.1 VERIFICHE A CARICHI STATICI NON SISMICI

Si effettuano, in riferimento ai soli SLU, le verifiche strutturali previste al §4.5.6.2 del DM 17/01/2018.

Le verifiche restituiscono esiti positivi ($R_d/E_d > 1$) per tutti gli elementi resistenti costituenti il fabbricato.

Si riporta la sintesi grafica delle verifiche degli elementi (verde = verifica positiva ; rosso = verifica negativa).

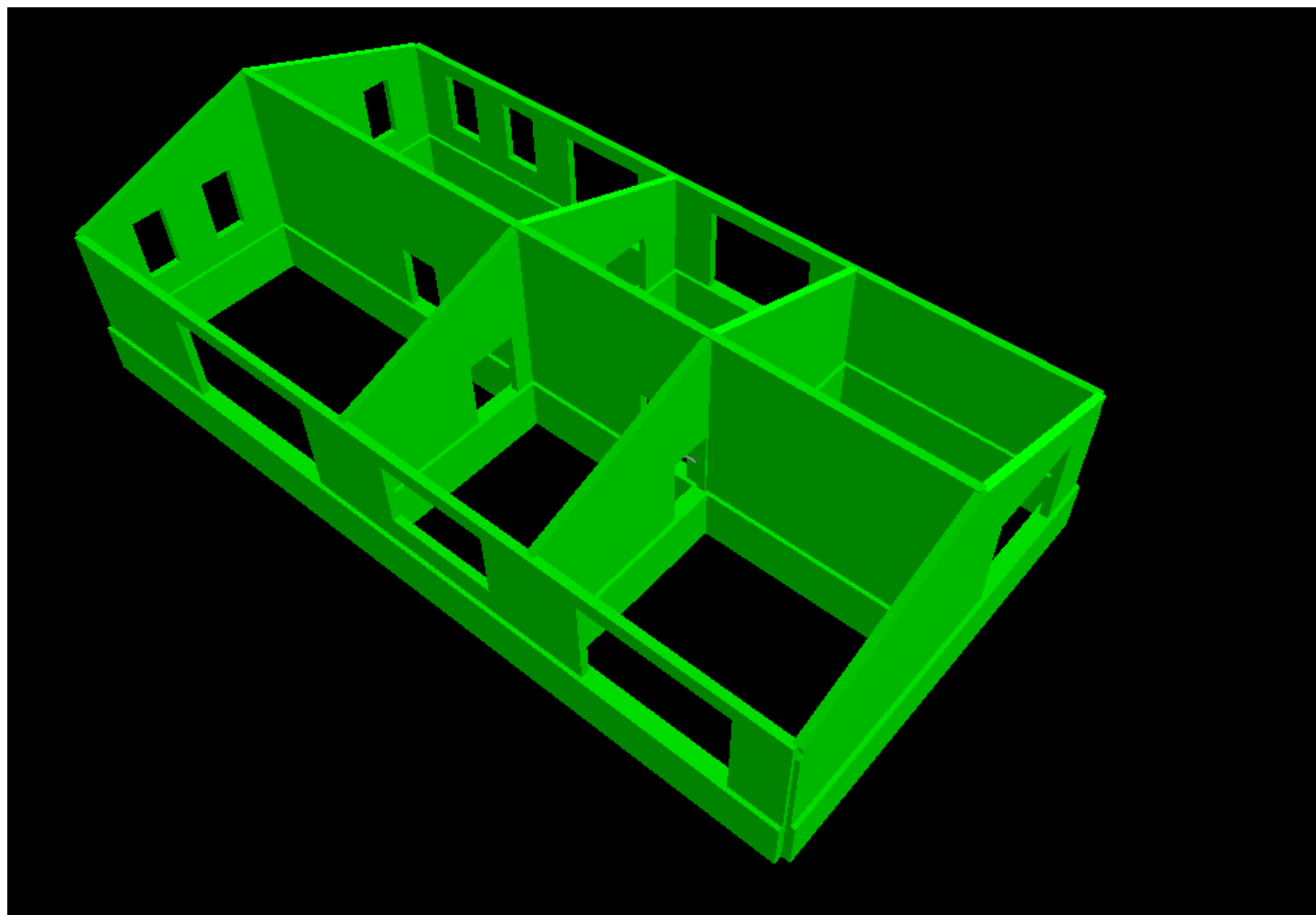


Fig.11: esito generale verifiche a carichi statici non sismici.

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C1 – TABULATO ADEGUAMENTO-SPETTRO DM 2018 e PUB005.PE.STR.CAL.C2 – TABULATO ADEGUAMENTO- SPETTRO RSL, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.2 VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA DM 2018)

Si riporta la tabella riassuntiva della verifica fuori piano per ogni maschio murario.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) e si evidenzia in rosso l'elemento che restituisce la verifica più bassa.

Parete : numero della parete

Imp. : numero dell'impalcato

Fili : numero dei fili fissi iniziale e finale

Maschio: numero identificativo dei maschi murari di ogni parete;

PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLV}$).

PGA_{CLV} : accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLV}$).

α_{UV} : indicatore di rischio

Parete	Imp.	Fili	Maschio	PGA_{DLV}	PGA_{CLV}	α_{UV}
1	Piano 1	1-2	1	0.27	2.03	7.61
			2	0.27	2.78	10.40
2	Piano 1	1-5	1	0.27	0.89	3.33
			2	0.27	0.74	2.79
			3	0.27	0.52	1.95
3	Piano 1	2-3	1	0.27	1.53	5.72
			2	0.27	1.53	5.72
4	Piano 1	2-6	1	0.27	1.13	4.22
5	Piano 1	3-4	1	0.27	2.66	9.94
			2	0.27	2.64	9.89
6	Piano 1	3-7	1	0.27	0.97	3.62
7	Piano 1	4-8	1	0.27	0.57	2.13
8	Piano 1	5-6	1	0.27	0.71	2.65
			2	0.27	0.74	2.76
9	Piano 1	5-9	1	0.27	0.52	1.95
			2	0.27	0.75	2.79
			3	0.27	0.90	3.36
10	Piano 1	6-7	1	0.27	0.49	1.84
11	Piano 1	6-10	1	0.27	1.21	4.53
			2	0.27	1.44	5.37
12	Piano 1	7-8	1	0.27	0.67	2.50
13	Piano 1	7-11	1	0.27	0.98	3.67
14	Piano 1	8-12	1	0.27	0.59	2.22
			2	0.27	1.10	4.13
15	Piano 1	9-10	1	0.27	2.01	7.54
			2	0.27	2.39	8.93
			3	0.27	2.57	9.60
			4	0.27	2.39	8.92
16	Piano 1	10-11	1	0.27	1.34	5.02
			2	0.27	1.37	5.12
17	Piano 1	11-12	1	0.27	1.61	6.02

Indicatore di rischio della struttura per verifica fuori piano ($\alpha_{UV} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$)

$\alpha_{UV} = 1.8426$

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C1 – TABULATO ADEGUAMENTO-SPETTRO DM 2018, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.3 VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA RSL)

Si riporta la tabella riassuntiva della verifica fuori piano per ogni maschio murario.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) e si evidenzia in rosso l'elemento che restituisce la verifica più bassa.

Parete : numero della parete

Imp. : numero dell'impalcato

Fili : numero dei fili fissi iniziale e finale

Maschio: numero identificativo dei maschi murari di ogni parete;

PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLV}$).

PGA_{CLV} : accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLV}$).

α_{UV} : indicatore di rischio

Parete	Imp.	Fili	Maschio	PGA_{DLV}	PGA_{CLV}	α_{UV}
1	Piano 1	1-2	1	0.25	2.03	8.26
			2	0.25	2.78	11.30
2	Piano 1	1-5	1	0.25	0.89	3.62
			2	0.25	0.74	3.03
			3	0.25	0.52	2.12
3	Piano 1	2-3	1	0.25	1.53	6.22
			2	0.25	1.53	6.21
4	Piano 1	2-6	1	0.25	1.13	4.59
5	Piano 1	3-4	1	0.25	2.66	10.80
			2	0.25	2.64	10.74
6	Piano 1	3-7	1	0.25	0.97	3.93
7	Piano 1	4-8	1	0.25	0.57	2.32
8	Piano 1	5-6	1	0.25	0.71	2.88
			2	0.25	0.74	3.00
9	Piano 1	5-9	1	0.25	0.52	2.12
			2	0.25	0.75	3.03
			3	0.25	0.90	3.65
10	Piano 1	6-7	1	0.25	0.49	2.00
11	Piano 1	6-10	1	0.25	1.21	4.92
			2	0.25	1.44	5.84
12	Piano 1	7-8	1	0.25	0.67	2.72
13	Piano 1	7-11	1	0.25	0.98	3.99
14	Piano 1	8-12	1	0.25	0.59	2.41
			2	0.25	1.10	4.48
15	Piano 1	9-10	1	0.25	2.01	8.19
			2	0.25	2.39	9.70
			3	0.25	2.57	10.43
			4	0.25	2.39	9.69
16	Piano 1	10-11	1	0.25	1.34	5.45
			2	0.25	1.37	5.57
17	Piano 1	11-12	1	0.25	1.61	6.54

Indicatore di rischio della struttura per verifica fuori piano ($\alpha_{UV} = PGA_{CLV} / PGA_{DLV}$)

$\alpha_{UV} = 2.0016$

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C2 – TABULATO ADEGUAMENTO- SPETTRO RSL, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.4 VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI (SPETTRO DA DM 2018)

Si effettua la verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (ANALISI CINEMATICA LINEARE) secondo quanto riportato al punto C8.7.1.2.1.7 della Circolare 7/2019.

In particolare si esegue la verifica a ribaltamento semplice e flessione verticale per tutte le pareti di cui è costituita la struttura, considerando diverse posizioni per le cerniere cinematiche, assumendo $q = 2$.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) a dimostrazione dell'effetto positivo del cordolo sommitale e dell'organizzazione strutturale adottata.

Si riporta il risultato che fornisce l'indicatore di rischio più basso, che risulta essere l'elemento compreso tra i fili 1-2, pari a **7.447**.

								SLV		
Tip. Mecc.	Fili	Cerniera [cm]	Rotazione	α_0	e^*	a^*_{0} [cm/sec ²]	S	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	α_{uv}
Ribaltamento Semplice	1, 2	12.50 , 0.00	Orario	1.19	0.90	967.40	1.42	1.991	0.267	7.447

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C1 – TABULATO ADEGUAMENTO-SPETTRO DM 2018, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.5 VERIFICA DEI CINEMATISMI LOCALI (SPETTRO DA RSL)

Si effettua la verifica semplificata dello SLV con fattore di comportamento q (ANALISI CINEMATICA LINEARE) secondo quanto riportato al punto C8.7.1.2.1.7 della Circolare 7/2019.

In particolare si esegue la verifica a ribaltamento semplice e flessione verticale per tutte le pareti di cui è costituita la struttura, considerando diverse posizioni per le cerniere cinematiche, assumendo $q = 2$.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) a dimostrazione dell'effetto positivo del cordolo sommitale e dell'organizzazione strutturale adottata.

Si riporta il risultato che fornisce l'indicatore di rischio più basso, che risulta essere l'elemento compreso tra i fili 1-2, pari a **8.511**.

								SLV		
Tip. Mecc.	Fili	Cerniera [cm]	Rotazione	α_0	e^*	a^*_{0} [cm/sec ²]	S	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	α_{uv}
Ribaltamento Semplice	1, 2	12.50 , 0.00	Orario	1.19	0.90	967.40	1.31	2.094	0.246	8.511

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C2 – TABULATO ADEGUAMENTO- SPETTRO RSL, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.6 VERIFICA SISMICA GLOBALE – PUSHOVER (SPETTRO DA DM 2018)

Si completa lo studio dello stato di progetto analizzando la struttura secondo l'analisi globale.

Si esegue un'analisi statica non lineare (PUSHOVER) in cui si applicano 2 distribuzioni di forze: una proporzionale alle masse e una proporzionale alle altezze; si escludono dalla resistenza sismica gli elementi in muratura di lunghezza inferiore a 1.00 m; si assume per i maschi murari una rottura a flessione per spostamenti pari a 0.6% dell'altezza e una rottura a taglio per spostamenti pari 0.4% dell'altezza.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) e si riportano di seguito i risultati relativi alle 32 combinazioni di carico, evidenziando in rosso quella che restituisce l'indicatore di rischio sismico più basso.

S_t	: fattore di amplificazione topografica.
S_s	: fattore di suolo.
Ag_{CLV}	: accelerazione massima di base.
Ag_{DLV}	: accelerazione di riferimento..
PGA_{CLV}	: accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{CLV}$).
PGA_{DLV}	: accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot Ag_{DLV}$).
$\alpha_{PGA,V}$: indicatore di rischio in termini di accelerazione (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}).
T_{RCLV}	: periodo di ritorno associato al raggiungimento dello stato limite.
T_{RDLV}	: periodo di ritorno associato all'azione sismica del luogo.
$\alpha_{TR,V}$: indicatore di rischio in termini di periodo di ritorno (T_{RCLV} / T_{RDLV}) ^a .

Cond.	S_t	S_s	Ag_{CLV}	Ag_{DLV}	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	$\alpha_{PGA,V}$	T_{RCLV}	T_{RDLV}	$\alpha_{TR,V}$
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.8025	0.1880	0.6543	0.2673	2.4474	5707	712	2.3550
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.8305	0.1880	0.6680	0.2673	2.4988	5989	712	2.4022
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.7965	0.1880	0.6491	0.2673	2.4279	5602	712	2.3370
Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.8280	0.1880	0.6636	0.2673	2.4823	5898	712	2.3871
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.8280	0.1880	0.6722	0.2673	2.5145	6078	712	2.4168
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.8190	0.1880	0.6663	0.2673	2.4924	5954	712	2.3964
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.8270	0.1880	0.6679	0.2673	2.4983	5987	712	2.4019
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.8150	0.1880	0.6656	0.2673	2.4896	5938	712	2.3937
Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.8025	0.1880	0.6543	0.2673	2.4474	5707	712	2.3550
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.8305	0.1880	0.6680	0.2673	2.4988	5989	712	2.4022
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.7965	0.1880	0.6491	0.2673	2.4279	5602	712	2.3370
Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.8280	0.1880	0.6636	0.2673	2.4823	5898	712	2.3871
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.8280	0.1880	0.6722	0.2673	2.5145	6078	712	2.4168
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.8190	0.1880	0.6663	0.2673	2.4924	5954	712	2.3964
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.8270	0.1880	0.6679	0.2673	2.4983	5987	712	2.4019
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.8150	0.1880	0.6656	0.2673	2.4896	5938	712	2.3937
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.4455	0.1880	0.3486	0.2673	1.3040 *	1319	712	1.2888
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.4465	0.1880	0.3523	0.2673	1.3180	1353	712	1.3024
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.4670	0.1880	0.3605	0.2673	1.3484	1426	712	1.3309
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.4630	0.1880	0.3559	0.2673	1.3311	1384	712	1.3146
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.4605	0.1880	0.3627	0.2673	1.3569	1447	712	1.3389
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.4475	0.1880	0.3525	0.2673	1.3186	1354	712	1.3028
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.4975	0.1880	0.3814	0.2673	1.4268	1627	712	1.4051
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.4860	0.1880	0.3753	0.2673	1.4040	1567	712	1.3835
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.4455	0.1880	0.3486	0.2673	1.3040 *	1319	712	1.2888
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.4465	0.1880	0.3523	0.2673	1.3180	1353	712	1.3024
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.4670	0.1880	0.3605	0.2673	1.3484	1426	712	1.3309
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.4630	0.1880	0.3559	0.2673	1.3311	1384	712	1.3146
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.42	0.4605	0.1880	0.3627	0.2673	1.3569	1447	712	1.3389
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.42	0.4475	0.1880	0.3525	0.2673	1.3186	1354	712	1.3028
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.42	0.4975	0.1880	0.3814	0.2673	1.4268	1627	712	1.4051
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.42	0.4860	0.1880	0.3753	0.2673	1.4040	1567	712	1.3835
Portanza Fondazione	1.00	1.42	0.8809	0.1880	1.2526	0.2673	4.6855	2475	712	1.6698

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C1 – TABULATO ADEGUAMENTO-SPETTRO DM 2018, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.7 VERIFICA SISMICA GLOBALE – PUSHOVER (SPETTRO DA RSL)

Si completa lo studio dello stato di progetto analizzando la struttura secondo l'analisi globale.

Si esegue un'analisi statica non lineare (PUSHOVER) in cui si applicano 2 distribuzioni di forze: una proporzionale alle masse e una proporzionale alle altezze; si escludono dalla resistenza sismica gli elementi in muratura di lunghezza inferiore a 1.00 m; si assume per i maschi murari una rottura a flessione per spostamenti pari a 0.6% dell'altezza e una rottura a taglio per spostamenti pari 0.4% dell'altezza.

Le verifiche restituiscono tutti esiti positivi ($\xi > 1$) e si riportano di seguito i risultati relativi alle 32 combinazioni di carico, evidenziando in rosso quella che restituisce l'indicatore di rischio sismico più basso.

Cond.	S_t	S_s	A_{gCLV}	A_{gDLV}	PGA_{CLV}	PGA_{DLV}	$\alpha_{PGA,V}$	T_{RCLV}	T_{RDLV}	$\alpha_{TR,V}$
Cond_X_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.7560	0.1880	0.7492	0.2461	3.0444	9482	712	2.9022
Cond_X_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.7795	0.1880	0.7617	0.2461	3.0951	9853	712	2.9484
Cond_X_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.7515	0.1880	0.7445	0.2461	3.0253	9344	712	2.8847
Cond_X_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.7775	0.1880	0.7573	0.2461	3.0773	9722	712	2.9322
Cond_X_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.7720	0.1880	0.7605	0.2461	3.0903	9817	712	2.9439
Cond_X_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.7640	0.1880	0.7587	0.2461	3.0832	9765	712	2.9375
Cond_X_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.7705	0.1880	0.7602	0.2461	3.0889	9807	712	2.9427
Cond_X_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.7605	0.1880	0.7580	0.2461	3.0803	9743	712	2.9348
Cond_X_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.7560	0.1880	0.7492	0.2461	3.0444	9482	712	2.9022
Cond_X_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.7795	0.1880	0.7617	0.2461	3.0951	9853	712	2.9484
Cond_X_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.7515	0.1880	0.7445	0.2461	3.0253	9344	712	2.8847
Cond_X_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.7775	0.1880	0.7573	0.2461	3.0773	9722	712	2.9322
Cond_X_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.7720	0.1880	0.7605	0.2461	3.0903	9817	712	2.9439
Cond_X_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.7640	0.1880	0.7587	0.2461	3.0832	9765	712	2.9375
Cond_X_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.7705	0.1880	0.7602	0.2461	3.0889	9807	712	2.9427
Cond_X_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.7605	0.1880	0.7580	0.2461	3.0803	9743	712	2.9348
Cond_Y_1(+); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.4335	0.1880	0.4147	0.2461	1.6852	2396	712	1.6477
Cond_Y_1(+); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.4300	0.1880	0.4104	0.2461	1.6676 *	2338	712	1.6312
Cond_Y_1(+); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.4695	0.1880	0.4331	0.2461	1.7599	2650	712	1.7174
Cond_Y_1(+); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.4665	0.1880	0.4290	0.2461	1.7433	2593	712	1.7021
Cond_Y_1(-); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.4640	0.1880	0.4389	0.2461	1.7836	2734	712	1.7396
Cond_Y_1(-); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.4545	0.1880	0.4300	0.2461	1.7474	2607	712	1.7059
Cond_Y_1(-); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.4935	0.1880	0.4523	0.2461	1.8378	2931	712	1.7902
Cond_Y_1(-); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.4860	0.1880	0.4472	0.2461	1.8171	2855	712	1.7709
Cond_Y_2(+); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.4335	0.1880	0.4147	0.2461	1.6852	2396	712	1.6477
Cond_Y_2(+); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.4300	0.1880	0.4104	0.2461	1.6676 *	2338	712	1.6312
Cond_Y_2(+); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.4695	0.1880	0.4331	0.2461	1.7599	2650	712	1.7174
Cond_Y_2(+); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.4665	0.1880	0.4290	0.2461	1.7433	2593	712	1.7021
Cond_Y_2(-); E(+); S2(+)	1.00	1.31	0.4640	0.1880	0.4389	0.2461	1.7836	2734	712	1.7396
Cond_Y_2(-); E(+); S2(-)	1.00	1.31	0.4545	0.1880	0.4300	0.2461	1.7474	2607	712	1.7059
Cond_Y_2(-); E(-); S2(+)	1.00	1.31	0.4935	0.1880	0.4523	0.2461	1.8378	2931	712	1.7902
Cond_Y_2(-); E(-); S2(-)	1.00	1.31	0.4860	0.1880	0.4472	0.2461	1.8171	2855	712	1.7709
Portanza Fondazione	1.00	1.31	0.8562	0.1880	1.1207	0.2461	4.5541	2475	712	1.6698

S_t	: fattore di amplificazione topografica.
S_s	: fattore di suolo.
A_{gCLV}	: accelerazione massima di base.
A_{gDLV}	: accelerazione di riferimento..
PGA_{CLV}	: accelerazione di picco al suolo ($PGA_{CLV} = S_t \cdot S_s \cdot A_{gCLV}$).
PGA_{DLV}	: accelerazione di picco al suolo di riferimento ($PGA_{DLV} = S_t \cdot S_s \cdot A_{gDLV}$).
$\alpha_{PGA,V}$: indicatore di rischio in termini di accelerazione (PGA_{CLV} / PGA_{DLV}).
T_{RCLV}	: periodo di ritorno associato al raggiungimento dello stato limite.
T_{RDLV}	: periodo di ritorno associato all'azione sismica del luogo.
$\alpha_{TR,V}$: indicatore di rischio in termini di periodo di ritorno (T_{RCLV} / T_{RDLV}) ^a .

Si rimanda agli allegati PUB005.PE.STR.CAL.C2 – TABULATO ADEGUAMENTO- SPETTRO RSL, per la consultazione completa delle verifiche svolte.

5.8 CONCLUSIONI

Si riepilogano i risultati ottenuti:

VERIFICHE A CARICHI STATICI NON SISMICI	> 1
VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA DM 2018)	$\xi_E (PGA) = 1.8426$
VERIFICHE FUORI PIANO (SPETTRO DA RSL)	$\xi_E (PGA) = 2.0016$
ANALISI MECCANISMI LOCALI (SPETTRO DA DM 2018)	$\xi_E (PGA) = 7.447$
ANALISI MECCANISMI LOCALI (SPETTRO DA RSL)	$\xi_E (PGA) = 8.511$
ANALISI SISMICA GLOBALE (SPETTRO DA DM 2018)	$\xi_E (PGA) = 1.3040$
ANALISI SISMICA GLOBALE (SPETTRO DA RSL)	$\xi_E (PGA) = 1.6676$

Si conclude che in fase di risposta all'azione sismica, la struttura mostra maggiore vulnerabilità per rottura nel piano degli elementi, mentre si esclude la possibilità di innesco di cinatismi locali o in generale rotture fuori piano degli elementi in muratura.

I risultati numerici ottenuti confermano le finalità progettuali, tese a ottenere una struttura dal comportamento scatolare, in grado di resistere all'azione sismica tramite la collaborazione tutti gli elementi verticali sismoresistenti.

Inoltre si conclude che l'azione sismica di riferimento per la determinazione dell'indicatore di rischio sismico è quella ottenuta tramite procedura semplificata del DM 17/01/2018, in quanto restituisce risultati di verifica inferiori rispetto a quelli ottenuti a valle dell'applicazione della risposta sismica locale.

6 PROGETTO NUOVA COPERTURA

6.1 VERIFICA TRAVI 24X36 COPERTURE EST ED OVEST

Si verificano le travi di copertura in legno lamellare della coperture laterali. Le travi hanno una luce di 600cm ed un interasse massimo di calcolo pari a 345cm.

Tipo di elemento:		Trave 24X36H		
GEOMETRIA				
Schema di calcolo: Trave appoggiata con carico distribuito				
	b =	24	cm	base reale
	h =	36	cm	altezza
	i =	345	cm	interasse
Presenza code di rondine		NO		su entrambi i lati
	b _{calc} =	24	cm	base di calcolo
Luce netta (l _n)		6.00	m	
Coeff. per luce di calcolo		1.05		Coefficiente per inclinazione trave
		1.00		Coeff. per arretramento cerniera
Luce di calcolo	L ₁ =	6.30	m	Carichi permanenti (G1 e G2)
	L ₂ =	6.30	m	Carichi accidentali (Q)
Inclinazione sezione (α)		0	°	
Fattore per incremento interasse		1.00		
Interasse di calcolo	i ₁ =	345	cm	Carichi permanenti (G1 e G2)
	i ₂ =	345	cm	Carichi accidentali (Q)
CARATTERISTICHE LEGNO				
Normativa di riferimento	EN14080		Classe di servizio	2
Tipo di Legno	Legno Lamellare		Durata minima del carico	BREVE
Classe/Categoria	GL24h			
Massa volumica caratteristica	ρ _k =	385	daN/m ³	coefficiente parz. di sicurezza
Massa volumica media	ρ _m =	420	daN/m ³	γ _m = 1.45
Modulo elastico parallelo alla fibratura	E _{0m} =	11500	N/mm ²	coefficienti di forma (par. 4.2.1)
Modulo elastico 5%	E _{0,05} =	9600	N/mm ²	K _{h,v} = 1.05
Resistenza caratteristica a flessione	f _{m,k} =	24	N/mm ²	K _{h,z} = 1.10
Resist. caratteristica a taglio	f _{v,k} =	3.5	N/mm ²	coefficienti di correzione
Modulo di taglio medio	G _{mean} =	650	N/mm ²	K _{mod} = 0.90
Resist. di calcolo a fless. - dir. Y	f _{myd} = f _{myk} ·k _{mod} /γ _M =	15.68	N/mm ²	K _{def} = 0.80
Resist. di calcolo a fless. - dir. Z	f _{mzd} = f _{mzk} ·k _{mod} /γ _M =	16.33	N/mm ²	
CARICHI				
1) Permanenti strutturali (G1)				
Peso proprio	PP =	37.00	kg/m	= 0.37 kN/m
Carichi permanenti strutturali	G1 =	0.00	kg/m ²	= 0.00 kN/m ²
	q _{G1} = PP+(G1·i) =	37.00	kg/m	= 0.37 kN/m
2) Permanenti non strutturali (G2)				
Carichi permanenti portati	G2 =	140.00	kg/m ²	= 1.40 kN/m ²
	q _{G2} = G2·i =	483.00	kg/m	= 4.83 kN/m
3) Accidentali (Q)				
Neve (≤ 1000 m s.l.m.)	Q =	90.00	kg/m ²	= 0.90 kN/m ²
	q _{Q1} = Q·i =	310.50	kg/m	= 3.11 kN/m

VERIFICHE A SLU (par. 7.6 CNR-DT 206 R1/2018)

VERIFICA A FLESSIONE

Coefficienti amplificativi per le azioni	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
	1.3	1.5	1.5
Momento ultimo	$M_u = ql^2/8 =$	61.44 kNm	
Modulo di resistenza rispetto Y	$W_y = bh^2/6 =$	0.005184 m ³	
Modulo di resistenza rispetto Z	$W_z = hb^2/6 =$	0.003456 m ³	
Momento di calcolo rispetto Y	$M_y = M_u \cdot \cos \alpha =$	61.44 kNm	
Momento di calcolo rispetto Z	$M_z = M_u \cdot \sin \alpha =$	0.00 kNm	
Coeff. per sezione rettangolare	$K_m =$	0.7	
Tensione di calcolo lungo Y	$\sigma_{myd} = M_y/W_y =$	11.85 N/mm²	
Tensione di calcolo lungo Z	$\sigma_{mzd} = M_z/W_z =$	0.00 N/mm²	
VERIFICA 1:	$(\sigma_{myd}/f_{myd}) + K_m(\sigma_{mzd}/f_{mzd}) =$	0.756 < 1	VERIFICATO
VERIFICA 2:	$K_m(\sigma_{myd}/f_{myd}) + (\sigma_{mzd}/f_{mzd}) =$	0.529 < 1	VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Res. di calcolo a taglio	$f_{v,d} = (K_{mod} \cdot f_{v,k})/\gamma_m =$	2.17 N/mm²	
Taglio sollecitante risp. Y	$T_y = (q \cdot l_c)/2 \cdot \sin \alpha =$	0.00 kN	
Taglio sollecitante risp. Z	$T_z = (q \cdot l_c)/2 \cdot \cos \alpha =$	39.01 kN	
Tensione di calcolo - direzione Y	$\tau_y = 3T_y/2A =$	0.000 N/mm ²	coefficienti k_{cf} (par.7.6.1.1.9)
Tensione di calcolo - direzione Z	$\tau_z = 3T_z/2A =$	0.677 N/mm ²	$k_{cf} =$ 1.00
Tensione di calcolo (Jourawski)	$\tau_d = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} =$	0.68 N/mm²	
VERIFICA:	$\tau_d =$	0.68 N/mm ²	< $f_{v,d} =$ 2.17 N/mm ²
			VERIFICATO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - SLE (par. 7.5 CNR-DT 206 R1/2018)

COEFFICIENTI AMPLIFICATIVI

Combinazione RARA	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
	1.0	1.0	1.0
Combinaz. QUASI PERMANENTE	γ'_{G1}	γ'_{G2}	ψ_{21}
	1.0	1.0	0.0
			Neve (≤ 1000 m s.l.m.)

1) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE NETTA FINALE $w_{net,fin}$

	Controfreccia	$w_c =$	0.00 mm
Deform. istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{ist} = \gamma_{G1} \cdot w_{istG1} + \gamma_{G2} \cdot w_{istG2} + \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	15.87 mm
Deform. differita w_{creep} (combo QUASI PERMANENTE)		$w_{creep} = w'_{ist} \cdot K_{def} = \gamma'_{G1} \cdot w_{diffG1} + \gamma'_{G2} \cdot w_{diffG2} + \psi_{21} \cdot w_{diffQ1} =$	7.95 mm
Deformazione finale (somma istantanea+differita)		$w_{fin} = w_{ist} + w_{creep} =$	23.83 mm
$w_{net,fin} = w_{fin} - w_c =$	23.83 mm	$< L1/250 =$	25.20 mm
			VERIFICATO

2) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE FINALE DOVUTA AI CARICHI ACCIDENTALI $w_{2,fin}$

Deformazione istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{2ist} = \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	5.94 mm
Deformazione differita w_{diff} (combo QUASI PERMANENTE)		$w_{diff} = w'_{ist} \cdot K_{def} = \psi_{21} \cdot w_{diffQ} =$	0.00 mm
Deformazione finale (somma istantanea+differita)		$w_{fin} = w_{ist} + w_{diff} =$	5.94 mm
$w_{2,fin} = w_{2ist} + w_{2diff} =$	5.94 mm	$< L2/200 =$	31.50 mm
			VERIFICATO

3) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE INIZIALE DOVUTA AI CARICHI ACCIDENTALI w_{2ist}

Deformazione istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{2ist} = \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	5.94 mm
		$< L2/300 =$	21.00 mm
			VERIFICATO

VERIFICA AD INSTABILITA' FLESSIONALE (par. 7.6.1.2.1 CNR-DT 206 R1/2018)					
1) CALCOLO DELLA TENSIONE CRITICA $\sigma_{m,crit}$					
Momento d'inerzia torsionale	$J_{tor} = (hb^3)/3 =$	0.001659	m^4		
Luce di calcolo per instabilità	$l_{cl} =$	6.30	m		
Luce efficace	$l_{eff} = 0.88 \cdot l_{cl} =$	5.54	m		
Modulo taglio medio	$G_{mean} =$	650	N/mm^2		
Modulo el. tangenziale caratt.	$G_{0,05} = E_{0,05} \cdot (G_{mean}/E_{0,m}) =$	542.61	N/mm^2		
Momento critico	$M_{y,crit} = (\pi/l_{eff}) \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} =$	1072.73	kNm		
Tensione critica	$\sigma_{m,crit} = M_{y,crit}/W_y =$	206.93	N/mm^2		
2) CALCOLO DELLA SNELLEZZA RELATIVA DI TRAVE $\lambda_{rel,m}$					
Snellezza di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} =$	0.341			
3) VERIFICA A INSTABILITA'					
Coefficiente riduttivo	$k_{crit,m} =$	1.00			
Flessione retta	$\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd} =$	0.756	< 1		VERIFICATO
Flessione deviata	$(\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd}) + k_m \cdot (\sigma_{mz,d}/k_{crit,m} \cdot f_{mzd}) =$	0.756	< 1		VERIFICATO
	$k_m \cdot (\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd}) + (\sigma_{mz,d}/k_{crit,m} \cdot f_{mzd}) =$	0.529	< 1		VERIFICATO
VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO (par. 13 CNR-DT 206 R1/2018)					
Parametri per il calcolo della sezione ridotta					
Classe di resistenza max prevista per l'elemento	R 30				
Velocità di carbonizzazione ideale	$\beta_n =$	0.7		tab. 13-1	
	$d_0 =$	7.0	mm		
Coefficiente	$k_0 =$	1.0			
Profondità di carbonizzazione reale	$d_{char} = \beta_n \cdot t =$	21	mm		
Profondità di carbonizzazione effettiva	$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 =$	28	mm		
Parametri di resistenza					
Coefficienti per la verifica	$k_{mod,fi} =$	1.0		par. 13.2	
	$k_{fi} =$	1.15			
	$\gamma_{m,fi} =$	1.0			
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{md,fi} =$	27.60	N/mm^2		
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{vd,fi} =$	4.03	N/mm^2		
Verifiche					
Base ridotta	$b_{red} =$	18.4	cm		SEZIONE ADEGUATA
Altezza ridotta	$h_{red} =$	33.2	cm		
Coefficienti amplificativi (comb. eccezionale)	γ_{G1}	1.0		γ_{G2}	γ_Q
				1.0	0.0 e (≤ 1000 m s.l.m.)
Verifica a flessione					
Momento ultimo di progetto	$M_u = ql^2/8 =$	25.80	kNm		
Modulo di resist. ridotto (rispetto Y)	$W_y = bh^2/6 =$	0.003380	m^3		
Modulo di resist. ridotto (rispetto Z)	$W_z = hb^2/6 =$	0.001873	m^3		
Momento di calcolo rispetto Y	$M_y = M_u \cdot \cos \alpha =$	25.80	kNm		
Momento di calcolo rispetto Z	$M_z = M_u \cdot \sin \alpha =$	0.00	kNm		
Coeff. di redistribuzione tensioni	$K_m =$	0.7		par. 7.6.1.1.6	
Tensione di calcolo lungo Y	$\sigma_{myd,fi} = M_y/W_y =$	7.63	N/mm^2		
Tensione di calcolo lungo Z	$\sigma_{mzd,fi} = M_z/W_z =$	0.00	N/mm^2		
VERIFICA 1:	$(\sigma_{myd,fi}/f_{m,fi}) + K_m(\sigma_{mzd,fi}/f_{m,fi}) =$	0.277	< 1		VERIFICATO
VERIFICA 2:	$K_m(\sigma_{myd,fi}/f_{myd}) + (\sigma_{mzd,fi}/f_{mzd}) =$	0.194	< 1		VERIFICATO
Verifica a taglio					
Taglio sollecitante risp. Y	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \cos \alpha =$	16.38	kN		
Taglio sollecitante risp. Z	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \sin \alpha =$	0.00	kN		
Tensione di calcolo - direzione Y	$\tau_y = 3T/2A_{rid} =$	0.40	N/mm^2		coefficienti k_{cf} (par.7.6.1.1.9)
Tensione di calcolo - direzione Z	$\tau_z = 3T/2A_{rid} =$	0.00	N/mm^2		$k_{cf} =$
Tensione di calcolo (Jourawski)	$\tau_d = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} =$	0.40	N/mm^2		
VERIFICA:	$\tau_d =$	0.40	N/mm^2	< $f_{vd,fi} =$	4.03 N/mm^2
					VERIFICATO

6.1.1. Verifica della connessione della trave a cordoli/travi in calcestruzzo armato –travi filo3 e filo 6

Si utilizza il sistema con staffe a scomparsa in alluminio tipo Rothoblaas® o equivalente, le cui caratteristiche tecniche si riportano di seguito (da catalogo Rothoblaas®)

Taglio sollecitante (da foglio di calcolo): $V_{Ed} = 39.01 \text{ kN}$

Le travi in legno dei file 3 e 6 risultano le maggiormente sollecitate a causa del maggior carico dovuto all'accumulo della neve, pertanto ogni appoggio dovrà essere realizzato con una coppia di staffe Alumidi 280.

VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-CALCESTRUZZO | F_v

ANCORANTE CHIMICO



ALUMIDI con spinotti STA

ALUMIDI $H^{(1)}$ [mm]	TRAVE SECONDARIA LEGNO				TRAVE PRINCIPALE CALCESTRUZZO NON FESSURATO	
	b_J [mm]	h_J [mm]	spinotti STA $\varnothing 12^{(3)}$ [pz. - $\varnothing \times L$]	$R_{v,k \text{ timber}}$ [kN]	ancorante VIN-FIX PRO $\varnothing 8 \times 110^{(5)}$ [pz.]	$R_{v,d \text{ concrete}}$ [kN]
120	120	160	3 - $\varnothing 12 \times 120$	35,5	4	15,4
160	120	200	4 - $\varnothing 12 \times 120$	47,3	4	22,1
200	120	240	5 - $\varnothing 12 \times 120$	59,1	6	30,7
240	120	280	6 - $\varnothing 12 \times 120$	70,9	6	37,0
280	140	320	7 - $\varnothing 12 \times 140$	91,0	8	48,7
320	140	360	8 - $\varnothing 12 \times 140$	104,0	8	55,6
360	160	400	9 - $\varnothing 12 \times 160$	128,4	10	64,4
400	160	440	10 - $\varnothing 12 \times 160$	142,7	10	66,4
440	160	480	11 - $\varnothing 12 \times 160$	157,0	12	80,0

Sulla base dello stesso catalogo e del taglio agente è stato scelto il seguente sistema di collegamento:

Tipo di connessione: Connessione legno-cls
 Tipo di staffa utilizzato: 2 x STAFFA ALUMIDI 280 con fori
 Connessione lato legno: n. 7 spinotti lisci STA $\varnothing 12 \times 200 \text{ mm}$
 Connessione lato cls: n. 8 barre filettate (tipo INA) $\varnothing 8 \times 110 \text{ mm}$
 ancorante chimico VIN-FIX PRO

$R_{k, \text{timber}}$	k_{mod}	γ_m	$R_{d, \text{conc}}$		
91	0.9	1.3	48.7		
$R_d =$	$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k, \text{timber}} \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_M} \\ R_{d, \text{concrete}} \end{array} \right.$	$= 63.00$		$R_d =$	48.70 kN
		$= 48.7$			

Verifica del calcestruzzo

Materiale base

Fessurato Calcestruzzo			
Spessore materiale base	250	mm	
Classe resistenza	C25/30		
$f_{ck,cube}$	30	N/mm ²	
Temp.breve termine	40	°C	
Temp.lungo termine	24	°C	

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-40,0	-140,0
2	-40,0	140,0
3	40,0	140,0
4	40,0	-140,0

Installazione

Nessun braccio di leva

Oggetto da fissare

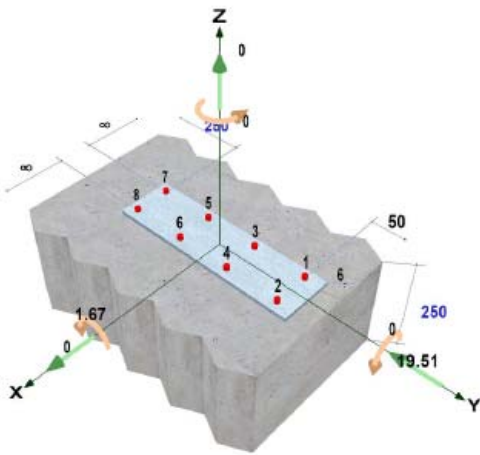
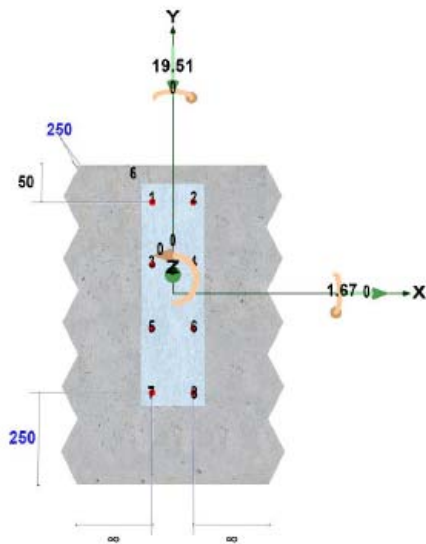
Ipotesi di piastra rigida	
Spessore della piastra	6 mm
Forma piastra	Geometria personalizzata

Posizione ancoranti

Ancorante	X	y	Asole -x	Asole -y
1	-26,0	116,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	26,0	116,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	-26,0	36,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	26,0	36,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	-26,0	-44,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	26,0	-44,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	-26,0	-124,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	26,0	-124,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

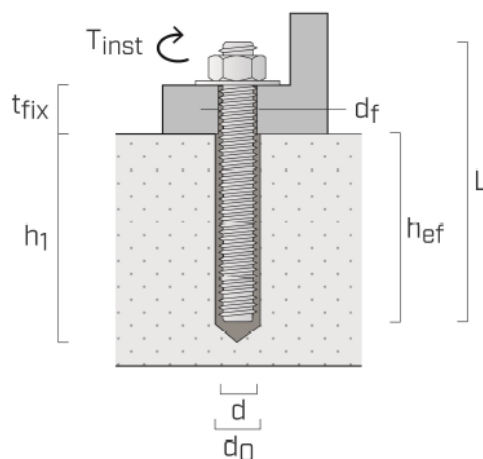
Non è stato impostato nessun profilo

X: 0,0 mm
Y: 0,0 mm



Prodotto selezionato

Ancorante (nome)	VIN-FIX, 8.8 - Chimico
Certificazione	ETA 20/0363
Dimensione	
Codice articolo	FIX300-FIX420
Rivestimento/Materiale	Zincato



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	8,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	6,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	8,0	mm	SW	Chiave:	13,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	10,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	10,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	93,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	93,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	93,0	mm		Minima lunghezza barra	115.0	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	9,0	mm				

Dati di Input

Trazione

N_{Sd,Z} 0,00 kN

Taglio

V_{Sd,X} 0,00 kN

V_{Sd,Y} -19,51 kN

Flessione

M_{Sd,X} 1,67 kN·m

M_{Sd,Y} 0,00 kN·m

Torsione

M_{Sd,Z} 0,00 kN·m

Armatura

Diametro 16 mm

Distanza ferri 200 mm

Distanza staffe 200 mm

Armatura del bordo No

Bordi

C_{Xp} ∞ mm

C_{Xn} ∞ mm

C_{Yp} 50,00 mm

C_{Yn} 250,00 mm

Standard di calcolo

ETAG

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	2,44	2,44	0,00	-2,44
2	2,44	2,44	0,00	-2,44
3	1,44	2,44	0,00	-2,44
4	1,44	2,44	0,00	-2,44
5	0,43	2,44	0,00	-2,44
6	0,43	2,44	0,00	-2,44
7	0,00	2,44	0,00	-2,44
8	0,00	2,44	0,00	-2,44

Risultante forze di trazione: 8,64 [kN]

Risultante forze di compressione: 8,63 [kN]

Risultante forze di taglio: 19,51 [kN]

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β - è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	$N_{Rk,s}$ [kN]	$Y_{M,s}$ [-]	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]	$\beta_{N,s}$ [%]
1	29,00	1,50	19,33	2,44	12,6%

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante e	$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,n}^0$ [mm ²]	h_{ef} [mm]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$c_{cr,Np}$ [mm]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]
1	[1, 2, 3, 4, 5, 6]	10,73	65.625	29.013	93	170	85	6.000	6.000	330	50
$Y_{Nr,p}$ [-]	s_m [mm]	$\psi_{g,Np}$ [-]	$\psi_{re,Np}$ [-]	$\psi_{s,Np}$ [-]	$e_{Np,x}$ [mm]	$e_{Np,y}$ [mm]	$\psi_{ec,Np}$ [-]	N_{Sd} [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	β_{Np} [%]
1.8	70,7	1,433	1,000	0,876	0,0	33,1	0,720	8,64	21,93	12,18	70,9%

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	h_{ef} [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]	$\gamma_{Nrk,c}$ [-]
1	[1, 2, 3, 4, 5, 6]	35,369	115.684	77.841	93,0	279	140	6.000	6.000	330	50	1,8
$\psi_{s,N}$ [-]	$\psi_{re,N}$ [-]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$\beta_{N,c}$ [%]				
0,808	1,000	0,0	26,8	0,839	35,6	8,6	19,8	43,7%				

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Poiché il calcolo è svolto per calcestruzzo fessurato, nessuna verifica per la rottura per fessurazione è richiesta.

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,s}$ [%]
1	15,00	15,00	1,25	12,00	2,44	20,3%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,c}^0$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]	
35,37	142.164	77.841	0,808	1,000	6.000	6.000	330	50	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,0	0,0	2,00	1,5	1,0	52,16	104,32	69,55	19,51	28,1%

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	s_m [-]	$\Psi_{g,Np}$ [-]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]			
10,73	83.412	29.013	73.0	1,530	6.000	6.000	330	50			
$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [-]	Y_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,876	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	41,33	82,67	55,11	19,51	35,4%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

L'ancorante più sollecitato 1 non si presume che sia efficace per la verifica del cedimento del bordo di calcestruzzo, pertanto il fattore di utilizzo del cedimento del bordo valutato non influirà sulla verifica dell'ancoraggio.

Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	c_1 [mm]	c_{2min} [mm]	$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\psi_{s,V}$ [-]	$\psi_{h,V}$ [-]
0	[7, 8]	yn	250	6.000	52,47	200.500	281.250	1,000	1,225
$\psi_{a,V}$ [-]	e_v [mm]	$\psi_{ec,V}$ [-]	$\psi_{re,V}$ [-]	$V_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$Y_{Vrk,c}$ [-]	k_1 [-]	$\beta_{V,c}$ [%]
1,000	0,0	1,000	1,000	45,810	30,54	19,51	1,5	1,7	63,9%

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	12,6%	20,3%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	5,7%	✓
Calcestruzzo	1	70,9%	35,4%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	80,8%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

6.1.2. Verifica della connessione della trave a cordoli/travi in calcestruzzo armato –travi fili 2, 4, 5, 7

Si utilizza il sistema con staffe a scomparsa in alluminio tipo Rothoblaas© o equivalente, le cui caratteristiche tecniche si riportano di seguito (da catalogo Rothoblaas©)

GEOMETRIA

Schema di calcolo: Trave appoggiata con carico distribuito

	b =	24	cm	base reale
	h =	36	cm	altezza
	i =	345	cm	interasse
Presenza code di rondine		NO		su entrambi i lati
	b_{calc} =	24	cm	base di calcolo
Luce netta (l _n)		6.00	m	
Coeff. per luce di calcolo		1.05		Coefficiente per inclinazione trave
		1.00		Coeff. per arretramento cerniera
Luce di calcolo	L₁ =	6.30	m	Carichi permanenti (G1 e G2)
	L₂ =	6.30	m	Carichi accidentali (Q)
Inclinazione sezione (α)		0	°	
Fattore per incremento interasse		1.00		
Interasse di calcolo	i₁ =	345	cm	Carichi permanenti (G1 e G2)
	i₂ =	345	cm	Carichi accidentali (Q)

CARICHI

1) Permanenti strutturali (G1)

Peso proprio	PP =	37.00	kg/m	=	0.37	kN/m
Carichi permanenti strutturali	G1 =	0.00	kg/m²	=	0.00	kN/m²
	q_{G1} = PP+(G1·i) =	37.00	kg/m	=	0.37	kN/m

2) Permanenti non strutturali (G2)

Carichi permanenti portati	G2 =	140.00	kg/m²	=	1.40	kN/m²
	q_{G2} = G2·i =	483.00	kg/m	=	4.83	kN/m

3) Accidentali (Q)

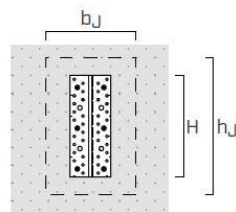
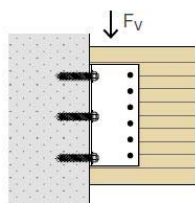
Neve (≤ 1000 m s.l.m.)	Q =	48.00	kg/m²	=	0.48	kN/m²
	q_{Q1} = Q·i =	165.60	kg/m	=	1.66	kN/m

Res. di calcolo a taglio	f_{v,d} =(K_{mod}·f_{v,k})/γ_m =	2.17	N/mm²
Taglio sollecitante risp. Y	T_y=(q·l_c)/2·senα =	0.00	kN
Taglio sollecitante risp. Z	T_z=(q·l_c)/2·cosα =	32.16	kN

Taglio sollecitante (da foglio di calcolo): V_{Ed} = 32.16 kN

VALORI STATICI | GIUNZIONE LEGNO-CALCESTRUZZO | F_v

ANCORANTE CHIMICO



ALUMIDI	TRAVE SECONDARIA LEGNO				TRAVE PRINCIPALE CALCESTRUZZO NON FESSURATO	
	spinotti STA				ancorante VIN-FIX PRO	
H ⁽¹⁾ [mm]	b _J [mm]	h _J [mm]	Ø12 ⁽³⁾ [pz. - Ø x L]	R _{v,k timber} [kN]	Ø8 x 110 ⁽⁵⁾ [pz.]	R _{v,d concrete} [kN]
120	120	160	3 - Ø12 x 120	35,5	4	15,4
160	120	200	4 - Ø12 x 120	47,3	4	22,1
200	120	240	5 - Ø12 x 120	59,1	6	30,7
240	120	280	6 - Ø12 x 120	70,9	6	37,0
280	140	320	7 - Ø12 x 140	91,0	8	48,7
320	140	360	8 - Ø12 x 140	104,0	8	55,6
360	160	400	9 - Ø12 x 160	128,4	10	64,4
400	160	440	10 - Ø12 x 160	142,7	10	66,4
440	160	480	11 - Ø12 x 160	157,0	12	80,0

Sulla base dello stesso catalogo e del taglio agente è stato scelto il seguente sistema di collegamento:

Tipo di connessione: Connessione legno-clc

Tipo di staffa utilizzato: STAFFA ALUMIDI 280 con fori

Connessione lato legno: n. 7 spinotti lisci STA Ø12x200 mm

Connessione lato clc: n. 8 barre filettate (tipo INA) Ø8x110 mm

ancorante chimico VIN-FIX PRO

R _{k,timber}	k _{mod}	γ _m	R _{d,conc}		
91	0.9	1.3	48.7		
R _d =	$R_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{R_{k, timber} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \\ R_{d, concrete} \end{array} \right.$		= 63.00		
			R _d =	48.70 kN	
			= 48.7		

Verifica: **R_d = 48.70 kN > V_{Ed} = 32.16 kN**

VERIFICATO

Verifica del calcestruzzo

Materiale base

Non fessurato Calcestruzzo
 Spessore materiale base 250 mm
 Classe resistenza C25/30
 $f_{ck, cube}$ 30 N/mm²
 Temp. breve termine 40 °C
 Temp. lungo termine 24 °C

Vertici piastra

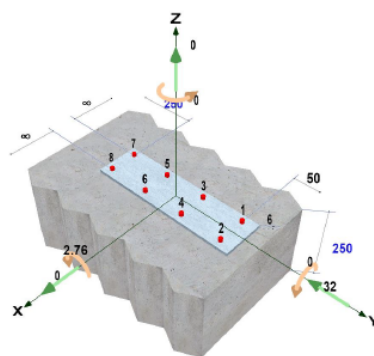
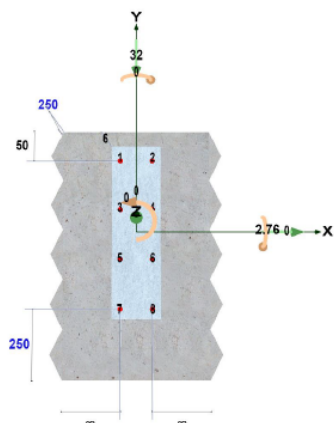
Vertice	x	y
1	-40,0	-140,0
2	-40,0	140,0
3	40,0	140,0
4	40,0	-140,0

Installazione

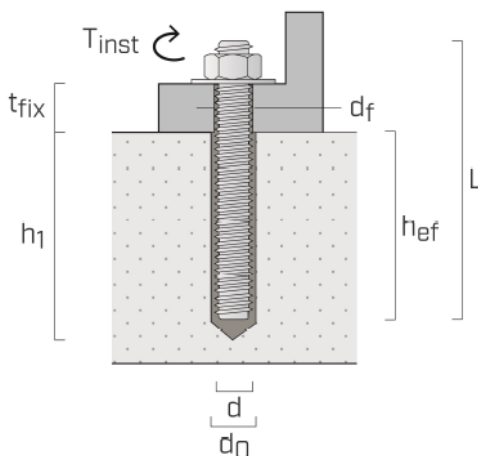
Nessun braccio di leva
Oggetto da fissare
 Ipotesi di piastra rigida
 Spessore della piastra 6 mm
 Forma piastra Geometria personalizzata

Posizione ancoranti

Ancorante	x	y	Asole -x	Asole -y
1	-26,0	116,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	26,0	116,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	-26,0	36,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	26,0	36,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	-26,0	-44,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	26,0	-44,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
7	-26,0	-124,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8	26,0	-124,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>



Ancorante (nome)	VIN-FIX PRO, 8.8 - Chimico
Certificazione	
Dimensione	
Codice articolo	VIN300-VIN410
Rivestimento/Materiale	Zincato



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	8,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	6,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	8,0	mm	SW	Chiave:	13,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	10,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	10,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	93,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	93,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	93,0	mm		Minima lunghezza barra	115.0	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	9,0	mm				

Dati di Input

Trazione			Flessione			Armatura		
N _{Sd,Z}	0,00	kN	M _{Sd,X}	2,76	kN·m	Diametro	16	mm
Taglio			M _{Sd,Y}	0,00	kN·m	Distanza ferri	200	mm
V _{Sd,X}	0,00	kN	Torsione			Distanza staffe	200	mm
V _{Sd,Y}	-32,00	kN	M _{Sd,Z}	0,00	kN·m	Armatura del bordo	No	

Bordi		
C _{xp}	∞	mm
C _{xn}	∞	mm
C _{yp}	50,00	mm
C _{yn}	250,00	mm

Standard di calcolo
ETAG

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	4,04	4,00	0,00	-4,00
2	4,04	4,00	0,00	-4,00
3	2,38	4,00	0,00	-4,00
4	2,38	4,00	0,00	-4,00
5	0,72	4,00	0,00	-4,00
6	0,72	4,00	0,00	-4,00
7	0,00	4,00	0,00	-4,00
8	0,00	4,00	0,00	-4,00
Risultante forze di trazione:		14,27	[kN]	
Risultante forze di compressione:		14,27	[kN]	
Risultante forze di taglio:		32,00	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β- è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Trazione - Rottura Acciaio

Ancorante	N _{Rk,s} [kN]	Y _{M,s} [-]	N _{Rd,s} [kN]	N _{Sd} [kN]	β _{N,s} [%]
1	29,00	1,50	19,33	4,04	20,9%

Rottura combinata

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{Rk,kp} [kN]	A _{c,N} [mm²]	A ⁰ _{c,n} [mm²]	h _{ef} [mm]	s _{cr,Np} [mm]	c _{cr,Np} [mm]	c _{-x} [mm]	c _{+x} [mm]	c _{-y} [mm]	c _{+y} [mm]
1	[1, 2, 3, 4, 5, 6]	20,26	65.625	29.013	93	170	85	6.000	6.000	330	50
Y _{Nrkp} [-]	s _m [mm]	ψ _{g,Np} [-]	ψ _{re,Np} [-]	ψ _{s,Np} [-]	e _{Np,x} [mm]	e _{Np,y} [mm]	ψ _{ec,Np} [-]	N _{Sd} [kN]	N _{Rk,p} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	β _{Np} [%]
1.8	70,7	1,384	1,000	0,876	0,0	33,1	0,720	14,27	40,02	22,23	64,2%

Trazione - Rottura per formazione del cono

Gruppo No.	Ancorante	$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A^0_{c,N}$ [mm ²]	h_{ef} [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$c_{cr,N}$ [mm]	c_x [mm]	c_{+x} [mm]	c_y [mm]	c_{+y} [mm]	$\gamma_{Nrk,c}$ [-]
1	[1, 2, 3, 4, 5, 6]	49,614	115.684	77.841	93,0	279	140	6.000	6.000	330	50	1,8
		$\psi_{s,N}$ [-]	$\psi_{re,N}$ [-]	$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	$\psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	N_{sd} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$\beta_{N,c}$ [%]		
		0,808	1,000	0,0	26,8	0,839	49,9	14,3	27,7	51,4%		

Trazione - Rottura per Fessurazione del Calcestruzzo

Gruppo No.	Ancorante	N ⁰ _{Rk,c} [kN]	A _{c,sp} [mm ²]	A ⁰ _{c,sp} [mm ²]	s _{cr,sp} [mm]	c _{cr,sp} [mm]	c _x [mm]	c _{+x} [mm]	c _y [mm]	c _{+y} [mm]	
1	[1, 2, 3, 4, 5, 6]	49,61	72.114	34.596	186	93	6.000	6.000	330	50	
h _{ef} [mm]	ψ _{s,sp} [-]	ψ _{re,sp} [mm]	e _{Nx} [mm]	e _{Ny} [mm]	ψ _{ec,sp} [-]	ψ _{h,sp} [-]	N _{Rk,sp} [kN]	N _{sd} [kN]	N _{Rd,sp} [kN]	γ _{Msp} [-]	β _{N,sp} [%]
93,0	0,861	1,000	0,0	32,2	0,743	1,317	87,16	14,27	48,421	1,8	29,5%

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V^0_{Rk,s}$ [kN]	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,s}$ [%]
1	15,00	15,00	1,25	12,00	4,00	33,3%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N^0_{Rk,c}$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A^0_{c,N}$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]	
49,61	142.164	77.841	0,808	1,000	6.000	6.000	330	50	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,0	0,0	2,00	1,5	1,0	73,17	146,34	146,34	32,00	32,8%

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 1 gruppo

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	s_m [-]	$\Psi_{g,Np}$ [-]	c_{-x} [mm]	c_{+x} [mm]	c_{-y} [mm]	c_{+y} [mm]			
20,26	83.412	29.013	73.0	1,470	6.000	6.000	330	50			
$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,876	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	75,05	150,10	100,07	32,00	32,0%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

L'ancorante più sollecitato 1 non si presume che sia efficace per la verifica del cedimento del bordo di calcestruzzo, pertanto il fattore di utilizzo del cedimento del bordo valutato non influirà sulla verifica dell'ancoraggio.

Gruppo No.	Linea di fallimento	Bordi	c_1 [mm]	c_{2min} [mm]	$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$A_{c,V}$ [mm ²]	$A_{c,V}^0$ [mm ²]	$\Psi_{s,V}$ [-]	$\Psi_{h,V}$ [-]
0	[7, 8]	yn	250	6.000	74,07	200.500	281.250	1,000	1,225
$\Psi_{a,V}$ [-]	e_v [mm]	$\Psi_{ec,V}$ [-]	$\Psi_{re,V}$ [-]	$V_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\gamma_{Vrk,c}$ [-]	k_1 [-]	$\beta_{V,c}$ [%]
1,000	0,0	1,000	1,000	64,673	64,67	32,00	1,0	2,4	49,5%

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	20,9%	33,3%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	15,5%	✓
Calcestruzzo	1	64,2%	32,8%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	70,2%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

6.2 VERIFICA TRAVI 24X40 COPERTURA CENTRALE

Si verificano le travi di copertura in legno lamellare della copertura centrale a quota maggiore. Le travi hanno una luce di 600cm ed un interasse massimo di calcolo pari a 305cm.

Tipo di elemento:		Trave 24X32H	
GEOMETRIA			
Schema di calcolo: Trave appoggiata con carico distribuito			
	b =	24	cm base reale
	h =	32	cm altezza
	i =	310	cm interasse
Presenza code di rondine		NO	su entrambi i lati
	b _{calc} =	24	cm base di calcolo
Luce netta (ln)		6.00	m
Coeff. per luce di calcolo		1.00	Coefficiente per inclinazione trave
		1.00	Coeff. per arretramento cerniera
Luce di calcolo	L ₁ =	6.00	m Carichi permanenti (G1 e G2)
	L ₂ =	6.00	m Carichi accidentali (Q)
Inclinazione sezione (α)		0	°
Fattore per incremento interasse		1.05	
Interasse di calcolo	i ₁ =	326	cm Carichi permanenti (G1 e G2)
	i ₂ =	310	cm Carichi accidentali (Q)
CARATTERISTICHE LEGNO			
Normativa di riferimento	EN14080		Classe di servizio
Tipo di Legno	Legno Lamellare		Durata minima del carico
Classe/Categoria	GL24h		1
			BREVE
Massa volumica caratteristica	ρ _k =	385	daN/m ³ coefficiente parz. di sicurezza
Massa volumica media	ρ _m =	420	daN/m ³ γ _m = 1.45
Modulo elastico parallelo alla fibratura	E _{0m} =	11500	N/mm ² coefficienti di forma (par. 4.2.1)
Modulo elastico 5%	E _{0,05} =	9600	N/mm ² K _{h,v} = 1.06
Resistenza caratteristica a flessione	f _{m,k} =	24	N/mm ² K _{h,z} = 1.10
Resist. caratteristica a taglio	f _{v,k} =	3.5	N/mm ² coefficienti di correzione
Modulo di taglio medio	G _{mean} =	650	N/mm ² K _{mod} = 0.90
Resist. di calcolo a fless. - dir. Y	f _{myd} = f _{myk} ·k _{mod} /γ _M =	15.86	N/mm ² K _{def} = 0.60
Resist. di calcolo a fless. - dir. Z	f _{mzd} = f _{mzk} ·k _{mod} /γ _M =	16.33	N/mm ²
CARICHI			
1) Permanenti strutturali (G1)			
Peso proprio	PP =	33.00	kg/m = 0.33 kN/m
Carichi permanenti strutturali	G1 =	0.00	kg/m ² = 0.00 kN/m ²
	q _{G1} = PP+(G1·i) =	33.00	kg/m = 0.33 kN/m
2) Permanenti non strutturali (G2)			
Carichi permanenti portati	G2 =	140.00	kg/m ² = 1.40 kN/m ²
	q _{G2} = G2·i =	455.70	kg/m = 4.56 kN/m
3) Accidentali (Q)			
Neve (≤ 1000 m s.l.m.)	Q =	48.00	kg/m ² = 0.48 kN/m ²
	q _{Q1} = Q·i =	148.80	kg/m = 1.49 kN/m

VERIFICHE A SLU (par. 7.6 CNR-DT 206 R1/2018)

VERIFICA A FLESSIONE

Coefficienti amplificativi per le azioni	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
	1.3	1.5	1.5
Momento ultimo	$M_u = ql^2/8 =$	42.73 KNm	
Modulo di resistenza rispetto Y	$W_y = bh^2/6 =$	0.004096 m ³	
Modulo di resistenza rispetto Z	$W_z = hb^2/6 =$	0.003072 m ³	
Momento di calcolo rispetto Y	$M_y = M_u \cdot \cos \alpha =$	42.73 kNm	
Momento di calcolo rispetto Z	$M_z = M_u \cdot \sin \alpha =$	0.00 kNm	
Coeff. per sezione rettangolare	$K_m =$	0.7	
Tensione di calcolo lungo Y	$\sigma_{myd} = M_y/W_y =$	10.43 N/mm²	
Tensione di calcolo lungo Z	$\sigma_{mzd} = M_z/W_z =$	0.00 N/mm²	
VERIFICA 1:	$(\sigma_{myd}/f_{myd}) + K_m(\sigma_{mzd}/f_{mzd}) =$	0.658	< 1
VERIFICA 2:	$K_m(\sigma_{myd}/f_{myd}) + (\sigma_{mzd}/f_{mzd}) =$	0.460	< 1
			VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO

Res. di calcolo a taglio	$f_{v,d} = (K_{mod} \cdot f_{v,k}) / \gamma_m =$	2.17 N/mm ²	
Taglio sollecitante risp. Y	$T_y = (q \cdot l_c) / 2 \cdot \sin \alpha =$	0.00 kN	
Taglio sollecitante risp. Z	$T_z = (q \cdot l_c) / 2 \cdot \cos \alpha =$	28.49 kN	
Tensione di calcolo - direzione Y	$\tau_y = 3T_y / 2A =$	0.000 N/mm ²	coefficienti k_{cf} (par.7.6.1.1.9) $k_{cf} =$ 1.00
Tensione di calcolo - direzione Z	$\tau_z = 3T_z / 2A =$	0.556 N/mm ²	
Tensione di calcolo (Jourawski)	$\tau_d = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} =$	0.56 N/mm ²	
VERIFICA:	$\tau_d =$	0.56	N/mm ²
			< $f_{v,d} =$ 2.17 N/mm ²
			VERIFICATO

VERIFICA DI DEFORMABILITA' - SLE (par. 7.5 CNR-DT 206 R1/2018)

COEFFICIENTI AMPLIFICATIVI

Combinazione RARA	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
	1.0	1.0	1.0
Combinaz. QUASI PERMANENTE	γ'_{G1}	γ'_{G2}	ψ_{21}
	1.0	1.0	0.0
			Neve (≤ 1000 m s.l.m.)

1) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE NETTA FINALE $w_{net,fin}$

	Controfreccia	$w_c =$	0.00 mm
Deform. istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{ist} = \gamma_{G1} \cdot w_{istG1} + \gamma_{G2} \cdot w_{istG2} + \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	14.27 mm
Deform. differita w_{creep} (combo QUASI PERMANENTE)		$w_{creep} = w'_{ist} \cdot K_{def} = \gamma'_{G1} \cdot w_{diffG1} + \gamma'_{G2} \cdot w_{diffG2} + \psi_{21} \cdot w_{diffQ} =$	6.57 mm
Deformazione finale (somma istantanea+differita)		$w_{fin} = w_{ist} + w_{creep} =$	20.84 mm
$w_{net,fin} = w_{fin} - w_c =$	20.84 mm	$< L1/250 =$	24.00 mm
			VERIFICATO

2) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE FINALE DOVUTA AI CARICHI ACCIDENTALI $w_{2,fin}$

Deformazione istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{2ist} = \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	3.33 mm
Deformazione differita w_{diff} (combo QUASI PERMANENTE)		$w_{diff} = w'_{ist} \cdot K_{def} = \psi_{21} \cdot w_{diffQ} =$	0.00 mm
Deformazione finale (somma istantanea+differita)		$w_{fin} = w_{ist} + w_{diff} =$	3.33 mm
$w_{2,fin} = w_{2ist} + w_{2diff} =$	3.33 mm	$< L2/200 =$	30.00 mm
			VERIFICATO

3) VERIFICA DELLA DEFORMAZIONE INIZIALE DOVUTA AI CARICHI ACCIDENTALI w_{2ist}

Deformazione istantanea w_{ist} (combo RARA)		$w_{2ist} = \gamma_Q \cdot w_{istQ} =$	3.33 mm
		$< L2/300 =$	20.00 mm
			VERIFICATO

VERIFICA AD INSTABILITA' FLESSIONALE (par. 7.6.1.2.1 CNR-DT 206 R1/2018)					
1) CALCOLO DELLA TENSIONE CRITICA $\sigma_{m,crit}$					
Momento d'inerzia torsionale	$J_{tor} = (hb^3)/3 =$	0.001475	m^4		
Luce di calcolo per instabilità	$l_{cl} =$	6.00	m		
Luce efficace	$l_{eff} = 0.88 \cdot l_{cl} =$	5.28	m		
Modulo taglio medio	$G_{mean} =$	650	N/mm ²		
Modulo el. tangenziale caratt.	$G_{0,05} = E_{0,05} \cdot (G_{mean}/E_{0,m}) =$	542.61	N/mm ²		
Momento critico	$M_{y,crit} = (\pi^2/l_{eff}^2) \cdot \sqrt{E_{0,05} \cdot J_z \cdot G_{0,05} \cdot J_{tor}} =$	1001.22	kNm		
Tensione critica	$\sigma_{m,crit} = M_{y,crit}/W_y =$	244.44	N/mm ²		
2) CALCOLO DELLA SNELLEZZA RELATIVA DI TRAVE $\lambda_{rel,m}$					
Snellezza di trave	$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k}/\sigma_{m,crit}} =$	0.313			
3) VERIFICA A INSTABILITA'					
Coefficiente riduttivo	$k_{crit,m} =$	1.00			
Flessione retta	$\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd} =$	0.658	< 1		VERIFICATO
Flessione deviata	$(\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd}) + k_m \cdot (\sigma_{mz,d}/k_{crit,m} \cdot f_{mzd}) =$	0.658	< 1		VERIFICATO
	$k_m \cdot (\sigma_{my,d}/k_{crit,m} \cdot f_{myd}) + (\sigma_{mz,d}/k_{crit,m} \cdot f_{mzd}) =$	0.460	< 1		VERIFICATO

VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO (par. 13 CNR-DT 206 R1/2018)					
Parametri per il calcolo della sezione ridotta					
Classe di resistenza max prevista per l'elemento	R 30				
Velocità di carbonizzazione ideale	$\beta_n =$	0.7			tab. 13-1
	$d_0 =$	7.0	mm		
Coefficiente	$k_0 =$	1.0			
Profondità di carbonizzazione reale	$d_{char} = \beta_n \cdot t =$	21	mm		
Profondità di carbonizzazione effettiva	$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 =$	28	mm		
Parametri di resistenza					
Coefficienti per la verifica	$k_{mod,fi} =$	1.0			par. 13.2
	$k_{fi} =$	1.15			
	$\gamma_{m,fi} =$	1.0			
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{md,fi} =$	27.60	N/mm ²		
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{vd,fi} =$	4.03	N/mm ²		
Verifiche					
Base ridotta	$b_{red} =$	18.4	cm		SEZIONE ADEGUATA
Altezza ridotta	$h_{red} =$	29.2	cm		
Coefficienti amplificativi (comb. eccezionale)	γ_{G1}	1.0		γ_{G2}	γ_Q
				1.0	0.0 e (≤ 1000 m s.l.m.)
Verifica a flessione					
Momento ultimo di progetto	$M_u = ql^2/8 =$	21.99	kNm		
Modulo di resist. ridotto (rispetto Y)	$W_y = bh^2/6 =$	0.002615	m ³		
Modulo di resist. ridotto (rispetto Z)	$W_z = hb^2/6 =$	0.001648	m ³		
Momento di calcolo rispetto Y	$M_y = M_u \cdot \cos \alpha =$	21.99	kNm		
Momento di calcolo rispetto Z	$M_z = M_u \cdot \sin \alpha =$	0.00	kNm		
Coeff. di redistribuzione tensioni	$K_m =$	0.7			par. 7.6.1.1.6
Tensione di calcolo lungo Y	$\sigma_{myd,fi} = M_y/W_y =$	8.41	N/mm ²		
Tensione di calcolo lungo Z	$\sigma_{mzd,fi} = M_z/W_z =$	0.00	N/mm ²		
VERIFICA 1:	$(\sigma_{myd,fi}/f_{m,fi}) + K_m (\sigma_{mzd,fi}/f_{m,fi}) =$	0.305	< 1		VERIFICATO
VERIFICA 2:	$K_m (\sigma_{myd,fi}/f_{myd}) + (\sigma_{mzd,fi}/f_{mzd}) =$	0.213	< 1		VERIFICATO
Verifica a taglio					
Taglio sollecitante risp. Y	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \cos \alpha =$	14.66	kN		
Taglio sollecitante risp. Z	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \sin \alpha =$	0.00	kN		
Tensione di calcolo - direzione Y	$\tau_y = 3T/2A_{rid} =$	0.41	N/mm ²		coefficienti k_{cf} (par. 7.6.1.1.9)
Tensione di calcolo - direzione Z	$\tau_z = 3T/2A_{rid} =$	0.00	N/mm ²		
Tensione di calcolo (Jourawski)	$\tau_d = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} =$	0.41	N/mm ²		
VERIFICA:	$\tau_d =$	0.41	N/mm ²	< $f_{vd,fi} =$	4.03 N/mm ²
					VERIFICATO

6.3.1. Verifica unione trave 24x40 – cordolo in c.a.

Si considera la forza sismica data dal carico presente sulle travi portanti. A favore di sicurezza si considera:

- un fattore di struttura unitario ($q_a = 1$)
- la max accelerazione sismica possibile $S_a = 0.581$

Il carico su ciascun appoggio è pari a 28.49kN.

$F_a = S_a \times W_a / q_a = 16.55$

(unione acciaio-c.a.)

unione acciaio-legno

Materiale base

Non fessurato Calcestruzzo			
Spessore materiale base	500	mm	
Classe resistenza	C20/25		
$f_{ck,cube}$	25	N/mm ²	
Temp.breve termine	40	°C	
Temp.lungo termine	24	°C	

Vertici piastra

Vertice	X	y
1	-110,0	-210,0
2	-110,0	210,0
3	110,0	210,0
4	110,0	-210,0

Installazione

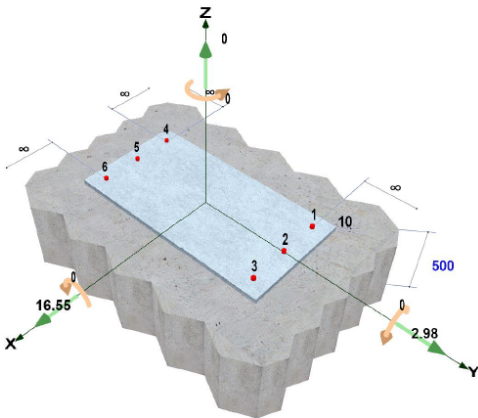
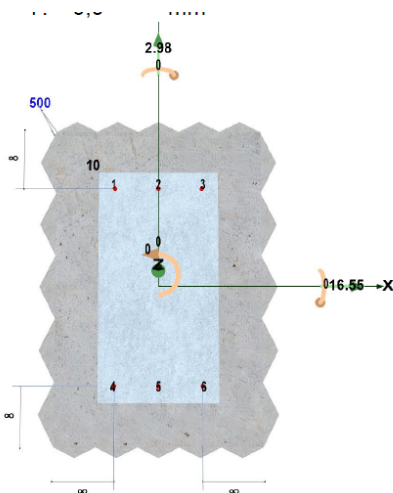
Nessun braccio di leva

Oggetto da fissare

Ipotesi di piastra rigida	
Spessore della piastra	10 mm
Forma piastra	Geometria personalizzata

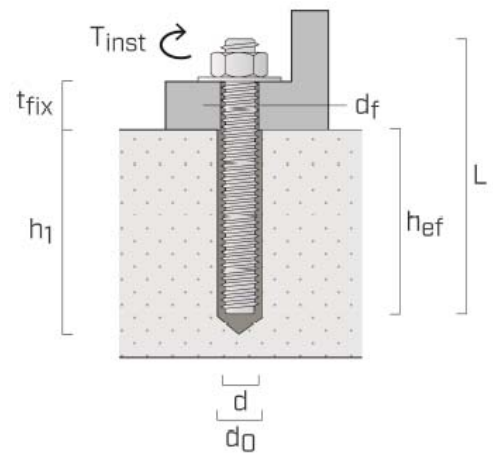
Posizione ancoranti

Ancorante	X	y	Asole -x	Asole -y
1	-80,0	180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	0,0	180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	80,0	180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	-80,0	-180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	0,0	-180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	80,0	-180,0	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>



Prodotto selezionato

Ancorante (nome)	VIN-FIX PRO, 8.8 - Chimico
Certificazione	
Dimensione	
Codice articolo	VIN300-VIN410
Rivestimento/Materiale	Zincato



Dati installazione

d	Diametro filettatura ancorante:	12,0	mm	t _{fix}	Spessore fissabile:	10,0	mm
d _{nom}	Diametro esterno ancorante:	12,0	mm	SW	Chiave:	19,0	mm
d ₀	Diametro del foro:	14,0	mm	T _{inst}	Coppia di serraggio massima	40,0	Nm
h ₁	Profondità del foro:	110,0	mm		Categoria di utilizzo, calcestruzzo	Foro asciutto/bagnato	
h _{nom}	Profondità di inserimento:	110,0	mm				
h _{ef}	Profondità effettiva di ancoraggio:	110,0	mm		Minima lunghezza barra	135.0	mm
d _f	Diametro foro oggetto da fissare:	14,0	mm				

Dati di Input

Trazione		Flessione		Armatura	
	0,00 kN		0,00 kN·m	Diametro	11 mm
Taglio			0,00 kN·m	Distanza ferri	200 mm
	16,55 kN	Torsione		Distanza staffe	200 mm
	2,98 kN		0,00 kN·m	Armatura del bordo	No

Bordi	
∞	mm
∞	mm
∞	mm
∞	mm

Standard di calcolo	
ETAG	

Carichi di progetto calcolati sugli ancoranti

Ancorante	Trazione [kN]	Taglio [kN]	Taglio (x) [kN]	Taglio (y) [kN]
1	0,00	2,80	2,76	0,50
2	0,00	2,80	2,76	0,50
3	0,00	2,80	2,76	0,50
4	0,00	2,80	2,76	0,50
5	0,00	2,80	2,76	0,50
6	0,00	2,80	2,76	0,50
Risultante forze di trazione:		0,00	[kN]	
Risultante forze di compressione:		0,00	[kN]	
Risultante forze di taglio:		16,82	[kN]	

Calcolo dell'utilizzo in accordo a: TECHNICAL REPORT TR029

(β - è il rapporto tra la sollecitazione di progetto e la resistenza di progetto)

Calcolo di utilizzo - Trazione

Le forze applicate sulla piastra non causano trazione in nessun ancorante

Calcolo utilizzo - Taglio

Taglio - Rottura acciaio senza braccio di leva

Ancorante	$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$V_{Rk,s}$ [kN]	γ_{Ms} [-]	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{sd} [kN]	$\beta_{V,s}$ [%]
1	34,00	34,00	1,25	27,20	2,80	10,3%

Taglio - Rottura acciaio con braccio di leva

Braccio di leva non applicato

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,c)

Gli ancoranti sono divisi in 2 gruppi

$N^0_{Rk,c}$	$A_{c,N}$ [mm ²]	$A^0_{c,N}$ [mm ²]	$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]	
58,26	161.700	108.900	1,000	1,000	6.000	6.000	6.360	6.000	
$e_{N,x}$ [mm]	$e_{N,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
0,0	0,0	2,00	1,5	1,0	86,51	173,02	173,02	8,41	7,3%

Taglio - Rottura per scalzamento(NRk,p)

Gli ancoranti sono divisi in 2 gruppi

$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$A_{p,N}$ [mm ²]	$A_{p,N}^0$ [mm ²]	S_m [-]	$\Psi_{g,Np}$ [-]	C_{-x} [mm]	C_{+x} [mm]	C_{-y} [mm]	C_{+y} [mm]			
39,40	116.178	72.960	80.0	1,147	6.000	6.000	6.360	6.000			
$\Psi_{s,N}$ [-]	$\Psi_{re,N}$ [-]	$e_{n,x}$ [mm]	$e_{n,y}$ [mm]	k [-]	γ_{Mc} [-]	$\Psi_{ec,N}$ [-]	$N_{Rk,c}$ [kN]	$V_{Rk,cp}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]	$\beta_{V,cp}$ [%]
1,000	1,000	0,0	0,0	2,0	1,5	1,000	71,94	143,88	95,92	8,41	8,8%

Taglio - Rottura del bordo di calcestruzzo

L'ancorante più sollecitato 1 non si presume che sia efficace per la verifica del cedimento del bordo di calcestruzzo, pertanto il fattore di utilizzo del cedimento del bordo valutato non influirà sulla verifica dell'ancoraggio.

Combinazione trazione e taglio

	Ancorante	Trazione (β_N)	Taglio (β_V)	Condizione	Utilizzazione	Status
Acciaio	1	0,0%	10,3%	$\beta = \beta_N^2 + \beta_V^2$	1,1%	✓
Calcestruzzo	1	0,0%	8,8%	$\beta = (\beta_N^{1.5} + \beta_V^{1.5})$	2,6%	✓

RISULTATO

OK - La capacità è adeguata

(unione acciaio-legno)

Verifica secondo il D.M. 17/01/2018 del nodo: 1

Classe di servizio 1

L'opera è caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non supera il 65%, se non per poche settimane all'anno.

Coefficiente di sicurezza utilizzato

$\gamma_M = 1.50$

Trave lato 2+

Dimensioni sezione ($B_{el} \times H_{el}$): 240 x 320 mm

Legno: GL24h - UNI EN 14080:2013

Essenza: conifere

Massa volumica caratteristica:	$\rho_k =$	385 Kg/m ³
Massa volumica media:	$\rho_m =$	420 Kg/m ³
Resistenza caratteristica a trazione parallela alle fibre:	$f_{t,0,k} =$	19.20 N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione ortogonale alle fibre:	$f_{t,90,k} =$	0.50 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione parallela alle fibre:	$f_{c,0,k} =$	24.00 N/mm ²
Resistenza caratteristica a compressione ortogonale alle fibre:	$f_{c,90,k} =$	2.50 N/mm ²
Resistenza caratteristica a taglio:	$f_{v,k} =$	3.50 N/mm ²
Resistenza caratteristica a flessione:	$f_{m,k} =$	24.00 N/mm ²

Coefficiente correttivo k_{mod} :

Classe durata carico	permanente	lunga	media	breve	istantanea
Classe di servizio 1	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Classe di servizio 2	0.60	0.70	0.80	0.90	1.10
Classe di servizio 3	0.50	0.55	0.65	0.70	0.90

Dati unione

Unione realizzata con l'utilizzo di una scarpa d'acciaio, fissata al continuo, nella quale è inserito l'elemento: la scarpa ha dimensioni ($S_s \times B_{el} \times H_s \times L_s$) 10 x 240 x 320 x 240 mm.

Materiale scarpa: Acciaio S275

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} =$	275 N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{tk} =$	430 N/mm ²

Dati connettori elemento-scarpa

Bulloni: M12

Diametro	$\varnothing =$	12 mm
Limite "Johansen" per E_{fune}	$L_{Ef} =$	25 %
Numero	$n =$	6 (3 righe e 2 colonne)

Materiale: Classe 5.6

Tensione di snervamento:	$f_{yb} =$	300 N/mm ²
Tensione di rottura:	$f_{tb} =$	500 N/mm ²

Dati connettori scarpa-continuo

Bulloni: M12

Diametro	$\varnothing =$	12 mm
Limite "Johansen" per E_{fune}	$L_{Ef} =$	25 %
Numero	$n =$	4 (2 righe e 2 colonne)
Diametro rondella	$\varnothing_r =$	22.00 mm

Materiale: Classe 6.8

Tensione di snervamento:	$f_{yb} =$	480 N/mm ²
Tensione di rottura:	$f_{tb} =$	600 N/mm ²

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

N.C.D.	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1.1.P	28500.0	0.0	165.5	0.0	0.0	0.0

Nota: la prima colonna della tabella riporta il numero del nodo (N), il numero della combinazione (C) e l'iniziale della classe di durata del carico (D: Permanente; Lunga durata; Media durata; Breve durata; Istantaneo).

Verifica unione elemento-scarpa



Verifiche "lato legno" (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Capacità caratteristica a estrazione del bullone

$$F_{ax,Rk} = F_{cp,Rd} =$$

12576.2 N

$F_{cp,Rd} = 3 \cdot f_{c,90,k} \cdot ((\min[4 \cdot \emptyset, 12 \cdot S_s])^2 - \emptyset^2) \cdot \pi / 4$ capacità di carico piastra
 $\emptyset_f = 13.0$ mm diametro del foro

Momento caratteristico di snervamento

$$M_{y,Rk} = 0.3 \cdot f_{tb} \cdot \emptyset^{2.6} = 95931.8 \text{ N mm}$$

Resistenza caratteristica a rifollamento par. alle fibre

$$f_{h,0,k} = 0.082 \cdot (1 - 0.01 \cdot \emptyset) \cdot \rho_k = 27.78 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di essenza legnosa

$$k_{90} = 1.35 + 0.015 \cdot \emptyset = 1.530$$

Angolo di inclinazione del carico rispetto alle fibre

$$\alpha = 89.66729^\circ$$

Resistenza caratteristica a rifollamento secondo α

$$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} / (k_{90} \cdot \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) = 18.16 \text{ N/mm}^2$$

Equazioni di Johansen: piastre "intermedie" elementi esterni di una connessione a doppio taglio. Capacità di carico calcolata per interpolazione tra i valori ottenuti considerando le piastre come "sottili" e come "spesse".

1) Piastre "sottili".

Capacità di carico per piano di taglio

$$F_{v,Rk,1} = \min [F_{v,Rk,j}, F_{v,Rk,k}] = \underline{9294.6 \text{ N}}$$

$$\cdot F_{v,Rk,j} = 0.5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t \cdot \emptyset = 9294.6 \text{ N}$$

$$\cdot F_{v,Rk,k} = 1.15 \cdot (2 \cdot M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot \emptyset)^{0.5} + E_{fune,k} = 26147.7 \text{ N}$$

$$\cdot E_{fune,k} = \min [L_{Ef} \cdot F_{v,Rk,k}, F_{ax,Rk} / 4] = 1858.9 \text{ N}$$

2) Piastre "spesse".

Capacità di carico per piano di taglio

$$F_{v,Rk,2} = \min [F_{v,Rk,l}, F_{v,Rk,m}] = \underline{13144.5 \text{ N}}$$

$$\cdot F_{v,Rk,l} = 0.5 \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot t \cdot \emptyset = 26147.7 \text{ N}$$

$$\cdot F_{v,Rk,m} = 2.3 \cdot (M_{y,Rk} \cdot f_{h,\alpha,k} \cdot \emptyset)^{0.5} + E_{fune,m} = 13144.5 \text{ N}$$

$$\cdot E_{fune,m} = \min [L_{Ef} \cdot F_{v,Rk,m}, F_{ax,Rk} / 4] = 2628.9 \text{ N}$$

3) Interpolazione.

Capacità di carico per piano di taglio

$$F_{v,Rk} = F_{v,Rk,1} + \Delta F_{v,Rk,2-1} \cdot (S_s - 0.5 \cdot \emptyset) / (0.5 \cdot \emptyset) = \underline{11861.2 \text{ N}}$$

Resistenza di progetto del bullone per piano di taglio

$$F_{v,Rd} = k_{mod} \cdot F_{v,Rk} / \gamma_m = 4744.5 \text{ N}$$

Numero efficace bulloni per ogni gruppo par. alle fibre:

Carico parallelo alle fibre

$$n_{ef,||} = \min [n, n^{0.9} \cdot (a_1 / (13 \cdot \emptyset))^{0.25}] = 1.488$$

($a_1 = 63.15$ mm interasse connettori in direzione delle fibre)

Carico perpendicolare alle fibre

$$n_{ef,\perp} = n = 2.000$$

Carico reale (secondo α)

$$n_{ef,\alpha} = n_{ef,||} + (n_{ef,\perp} - n_{ef,||}) \cdot \alpha / 90 = 1.998$$

Numero di gruppi par. alle fibre

$$n_g = 3$$

Resistenza di progetto del giunto per piano di taglio

$$F_{v,G,Rd} = n_{ef,\alpha} \cdot n_g \cdot F_{v,Rd} = 28440.0 \text{ N}$$

Forza agente sul giunto per piano di taglio

$$F_{v,Ed} = 14250.2 \text{ N}$$

$$\gg F_{v,Ed} / F_{v,G,Rd} = 0.501063 \text{ Ok}$$

Verifiche "lato acciaio" (Nodo n. 1, CMB n. 1)

Calcolo resistenze

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

$$33929.2 \text{ N}$$

Conn.

$F_{b,x,Rd}$ [N]

$F_{v,x,Rd}$ [N]

$F_{b,y,Rd}$ [N]

$F_{v,y,Rd}$ [N]

1 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

2 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

3 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

4 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

5 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

6 103200.0 33929.2 103200.0 33929.2

Legenda

$$F_{b,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

resistenza a rifollamento fianco scarpa in direzione x

$$F_{v,x,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{b,x,Rd}]$$

resistenza a taglio di progetto in direzione x

$$F_{b,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot S_s / \gamma_{M2}$$

resistenza a rifollamento fianco scarpa in direzione y

$$F_{v,y,Rd} = \min [F_{vb,Rd}, F_{b,y,Rd}]$$

resistenza a taglio di progetto in direzione y

Verifica connettori

Conn.

$F_{v,Ed}$ [N]

$F_{v,Rd}$ [N]

FV VER

1 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

2 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

3 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

4 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

5 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

6 2375.0 33929.2 0.070000 Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$ forza di taglio agente sul bullone

$F_{v,Rd}$ resistenza a taglio di progetto del bullone

$FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$

VER $\rightarrow FV \leq 1$

6.3 VERIFICA DEL PANNELLO DI COPERTURA

La copertura è completata da pannelli tipo sandwich in legno costituiti da un pannello inferiore in fibra di legno, un pannello superiore in OSB uniti da travi in legno di abete a passo 60cm, costituenti la struttura portante del pannello. Si verifica il pannello soggetto alle condizioni più gravose, che risulta essere quello costituito da due campate tra i fili 5-6-7.

NORMA: EN 1995-1:2004/A2:2014

CARICHI:

Condizione di carico decisiva: $7 \text{ SLU:STD}/3 = 1 \cdot 1.30 + 2 \cdot 1.30 \cdot (1+2) \cdot 1.30$

MATERIALE C24

$g_M = 1.50$	$f_{m,0,k} = 24.00 \text{ MPa}$	$f_{t,0,k} = 14.00 \text{ MPa}$	$f_{c,0,k} = 21.00 \text{ MPa}$
$f_{v,k} = 4.00 \text{ MPa}$	$f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$	$f_{c,90,k} = 2.50 \text{ MPa}$	$E_{0,\text{moyen}} = 11000.00 \text{ MPa}$
$E_{0,05} = 7400.00 \text{ MPa}$	$G_{\text{moyen}} = 690.00 \text{ MPa}$	Classe di servizio: 2	Beta c = 0.20

PARAMETRI DELLA SEZIONE: 8/20 C24

$h_t = 20.0 \text{ cm}$

$b_f = 8.0 \text{ cm}$	$A_y = 106.67 \text{ cm}^2$	$A_z = 106.67 \text{ cm}^2$	$A_x = 160.00 \text{ cm}^2$
$e_a = 4.0 \text{ cm}$	$I_y = 5333.33 \text{ cm}^4$	$I_z = 853.33 \text{ cm}^4$	$I_x = 2553.2 \text{ cm}^4$
$e_s = 4.0 \text{ cm}$	$W_y = 533.33 \text{ cm}^3$	$W_z = 213.33 \text{ cm}^3$	

TENSIONI

$\text{Sig}_{m,y,d} = M_Y/W_y = -1.43/533.33 = -2.68 \text{ MPa}$

TENSIONI AMMISSIBILI

$f_{m,y,d} = 9.60 \text{ MPa}$

$$\text{Sig}_{m,z,d} = MZ/Wz = -0.38/213.33 = -1.79 \text{ MPa}$$

$$f_{m,z,d} = 10.89 \text{ MPa}$$

$$\text{Tau}_{y,d} = 1.5 \cdot 0.58/160.00 = 0.05 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = 1.60 \text{ MPa}$$

$$\text{Tau}_{z,d} = 1.5 \cdot 2.15/160.00 = 0.20 \text{ MPa}$$

Coefficienti e parametri supplementari

$$k_m = 0.70$$

$$k_h = 1.13$$

$$k_{mod} = 0.60$$

$$K_{sys} = 1.00$$

$$k_{cr} = 0.50$$

PARAMETRI INSTABILITÀ LATERALE:

$$l_{ef} = 0.69 \text{ m}$$

$$\text{Lambda}_{rel m} = 0.32$$

$$\text{Sig}_{cr} = 234.02 \text{ MPa}$$

$$k_{crit} = 1.00$$

PARAMETRI DI INSTABILITÀ:

rispetto all'asse Y:

rispetto all'asse Z:

FORMULE DI VERIFICA:

$$\text{Sig}_{m,y,d}/f_{m,y,d} + k_m \cdot \text{Sig}_{m,z,d}/f_{m,z,d} = 2.68/9.60 + 0.70 \cdot 1.79/10.89 = 0.39 < 1.00 \quad (6.11)$$

$$\text{Sig}_{m,y,d}/(k_{crit} \cdot f_{m,y,d}) = 2.68/(1.00 \cdot 9.60) = 0.28 < 1.00 \quad (6.33)$$

$$(\text{Tau}_{y,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.05/0.50)/1.60 = 0.07 < 1.00 \quad (\text{Tau}_{z,d}/k_{cr})/f_{v,d} = (0.20/0.50)/1.60 = 0.25 < 1.00 \quad (6.13)$$

SPOSTAMENTI LIMITE

Flessioni (SISTEMA LOCALE):

$$u_{fin,y} = 0.4 \text{ cm} < u_{fin,max,y} = L/500.00 = 1.3 \text{ cm}$$

Verifica effettuata

$$\text{Condizione di carico decisiva: } (1+0.8) \cdot 1 + (1+0.8) \cdot 2 + (0.5+0 \cdot 0.8) \cdot 3 + (1+0 \cdot 0.8) \cdot 4$$

$$u_{fin,z} = 0.2 \text{ cm} < u_{fin,max,z} = L/400.00 = 1.7 \text{ cm}$$

Verifica effettuata

$$\text{Condizione di carico decisiva: } (1+0.8) \cdot 1 + (1+0.8) \cdot 2 + (0.5+0 \cdot 0.8) \cdot 3 + (1+0 \cdot 0.8) \cdot 4 \quad u_{inst,y} = 0.2 \text{ cm} < u_{inst,max,y} = L/500.00 = 1.3 \text{ cm}$$

Verifica effettuata

$$\text{Condizione di carico decisiva: } 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 0.5 \cdot 3 + 1 \cdot 4$$

$$u_{inst,z} = 0.1 \text{ cm} < u_{inst,max,z} = L/400.00 = 1.7 \text{ cm}$$

Verifica effettuata

$$\text{Condizione di carico decisiva: } 1 \cdot 1 + 1 \cdot 2 + 0.5 \cdot 3 + 1 \cdot 4$$

Profilato corretto

VERIFICA DI RESISTENZA AL FUOCO (par. 13 CNR-DT 206 R1/2018)					
Parametri per il calcolo della sezione ridotta					
Classe di resistenza max prevista per l'elemento			R 30		
Velocità di carbonizzazione ideale	$\beta_n =$	0.7	tab. 13-1		
	$d_0 =$	7.0 mm			
Coefficiente	$k_0 =$	1.0			
Profondità di carbonizzazione reale	$d_{char} = \beta_n \cdot t =$	21 mm			
Profondità di carbonizzazione effettiva	$d_{ef} = d_{char} + k_0 \cdot d_0 =$	28 mm			
Parametri di resistenza					
Coefficienti per la verifica	$k_{mod,fi} =$	1.0	par. 13.2		
	$k_{fi} =$	1.15			
	$\gamma_{m,fi} =$	1.0			
Resistenza di calcolo a flessione	$f_{md,fi} =$	27.60 N/mm ²			
Resistenza di calcolo a taglio	$f_{vd,fi} =$	4.03 N/mm ²			
Verifiche					
Base ridotta	$b_{red} =$	18.4 cm	SEZIONE ADEGUATA		
Altezza ridotta	$h_{red} =$	29.2 cm			
Coefficienti amplificativi (comb. eccezionale)		γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	
		1.0	1.0	0.0 e (≤ 1000 m s.l.m.)	
Verifica a flessione					
Momento ultimo di progetto	$M_u = ql^2/8 =$	21.99 kNm			
Modulo di resist. ridotto (rispetto Y)	$W_y = bh^2/6 =$	0.002615 m ³			
Modulo di resist. ridotto (rispetto Z)	$W_z = hb^2/6 =$	0.001648 m ³			
Momento di calcolo rispetto Y	$M_y = M_u \cdot \cos \alpha =$	21.99 kNm			
Momento di calcolo rispetto Z	$M_z = M_u \cdot \sin \alpha =$	0.00 kNm			
Coeff. di redistribuzione tensioni	$K_m =$	0.7	par. 7.6.1.1.6		
Tensione di calcolo lungo Y	$\sigma_{myd,fi} = M_y/W_y =$	8.41 N/mm ²			
Tensione di calcolo lungo Z	$\sigma_{mzd,fi} = M_z/W_z =$	0.00 N/mm ²			
VERIFICA 1:	$(\sigma_{myd,fi}/f_{m,fi}) + K_m(\sigma_{mzd,fi}/f_{m,fi}) =$	0.305 < 1	VERIFICATO		
VERIFICA 2:	$K_m(\sigma_{myd,fi}/f_{myd}) + (\sigma_{mzd,fi}/f_{mzd}) =$	0.213 < 1	VERIFICATO		
Verifica a taglio					
Taglio sollecitante risp. Y	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \cos \alpha =$	14.66 kN			
Taglio sollecitante risp. Z	$T = (q \cdot l_c)/2 \cdot \sin \alpha =$	0.00 kN			
Tensione di calcolo - direzione Y	$\tau_y = 3T/2A_{rid} =$	0.41 N/mm ²	coefficienti k_{cf} (par. 7.6.1.1.9)		
Tensione di calcolo - direzione Z	$\tau_z = 3T/2A_{rid} =$	0.00 N/mm ²	$k_{cf} = 1.00$		
Tensione di calcolo (Jourawski)	$\tau_d = \sqrt{\tau_y^2 + \tau_z^2} =$	0.41 N/mm ²			
VERIFICA:	$\tau_d =$	0.41	N/mm ²	< $f_{vd,fi} =$	4.03 N/mm ²
VERIFICATO					

7 VERIFICHE DI STABILITA' (STA)

7.1 VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

In progetto è prevista la realizzazione di partizioni e controsoffitti in cartongesso.

Sarà onere della Ditta Appaltatrice e del Direttore dei Lavori Strutturale produrre alla fine dei lavori una relazione di calcolo dell'intera struttura che sia conforme alle vigenti norme tecniche sulle costruzioni e che venga riportata nel certificato di collaudo finale.

7.2 VERIFICHE IMPIANTI

Non si registra la presenza di componenti impiantistiche tali da rappresentare un rischio per la sicurezza nell'uso della struttura.

Qualora si proceda in fase realizzativa a modifiche del progetto prevedendo macchinari o impianti in genere che possano rappresentare tale rischio sarà onere della Ditta Appaltatrice e del Direttore dei Lavori Strutturale produrre alla fine dei lavori una relazione di calcolo che sia conforme alle vigenti norme tecniche sulle costruzioni e che venga riportata nel certificato di collaudo finale.

7.3 VERIFICHE ARREDI FISSI

Allo stato attuale non si ha conoscenza degli arredi fissi che saranno posizionati all'interno dell'edificio.

Gli arredi fissi che eventualmente saranno utilizzati nella struttura dovranno essere fissati con fissaggio meccanico diretto o tramite elementi angolari sia alla base che in testa all'arredo stesso e i fissaggi dovranno essere verificati.