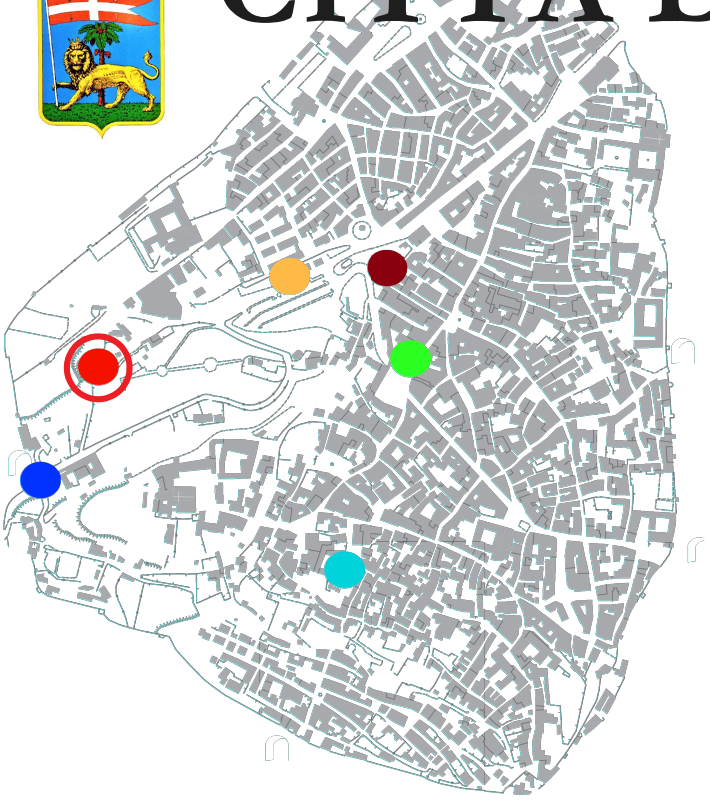
COESIONE ITALIA 21-27 LAZIO

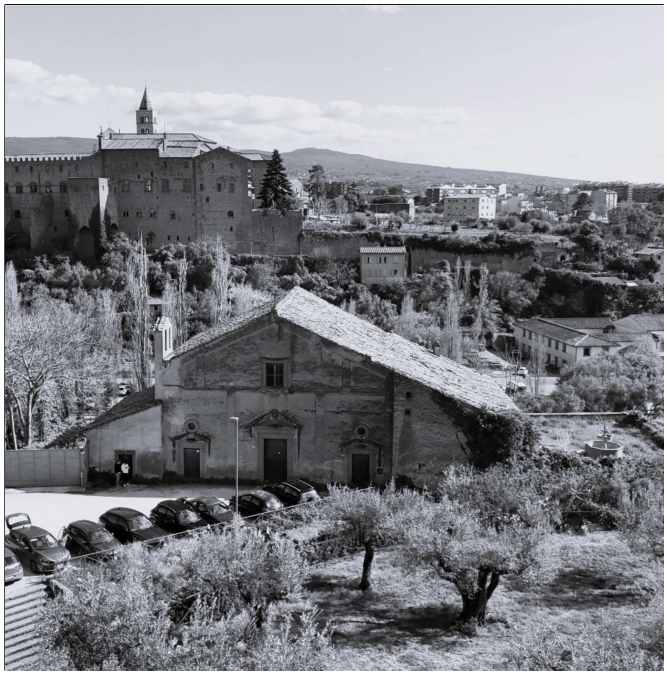
Cofinanziato dall'Unione europea

REGIONE LAZIO

CITTÀ DI VITERBO

Settore VII - Urbanistica e Centro Storico





LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DELL'EX CHIESA DI SAN GIOVANNI DECOLLATO, SITA IN VIA DEL LAZZARETTO, PER LA REALIZZAZIONE DI UN INFO-POINT TURISTICO (CUP: D89E23000030002)

PROGETTO DI FATTIBILITÀ TECNICO ECONOMICA

RELAZIONE SPECIALISTICA SULLE STRUTTURE

Riferimento	Elaborato	Data	Scala
rev 1	R5	giugno 2025	

PROGETTAZIONE

Architetto ALESSANDRA ROCCHI

COLLABORATORI:
Arch. Federica Talamoni
Arch. Michela Fiore
Arch. Alessia Fulvi
Arch. Marco Musetti

UFFICIO URBANISTICA E CENTRO STORICO

Dirigente del Settore VII
Architetto STEFANO PERUZZO

Responsabile Unico del Procedimento
Architetto STEFANO PERUZZO

1. RELAZIONE ILLUSTRATIVA SULLE STRUTTURE 2

PREMESSA 2
STATO DI FATTO 3
OPERE IN PROGETTO 4
DESCRIZIONE DEI MODELLI STRUTTURALI E DELL'AZIONE SISMICA 7
NORMATIVA DI RIFERIMENTO 7

2. RELAZIONE SUI MATERIALI 10

PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E LA REDAZIONE DEI PROGETTI 10
ANALISI STORICO-CRITICA 10
RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE 10
CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI 10
MATERIALI ESISTENTI 11
MATERIALI DI PROGETTO 13

3. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI 19

PREMESSA 19
LINEAMENTI GEOMORFOLOGICI 19
INDAGINI IN SITO 19
VARIAZIONI DEI CARICHI TRASMESSI DALLA SOVRASTRUTTURA 19
INTERVENTI IN FONDAZIONE 19
CONCLUSIONI 20

4. PARAMETRI SISMICI E SPETTRI DI RISPOSTA 21

5. SCHEMI DI CALCOLO 26

ANALISI DEI CARICHI 27
CLASSI DI SERVIZIO (ASTE IN LEGNO) 28
AZIONI SULLA STRUTTURA 29
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA 29
STATI LIMITE DI ESERCIZIO 30
AZIONE DELLA NEVE 31
VERIFICA ELEMENTI IN LEGNO 34
VERIFICHE DI INSTABILITÀ 35
VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ 35
DETTAGLI STRUTTURALI 36
VERIFICA ELEMENTI IN MURATURA 37

6. RELAZIONE DI CALCOLO 41

VERIFICA SOLAI DI COPERTURA IN LEGNO 41
SOLAIO A 44
SOLAIO B 52
SOLAIO C 63
SOLAIO D 75
SOLAIO E 87
VERIFICA SOLAIO PLAFONE IN LEGNO 99
VERIFICA VOLTA NAVATA CENTRALE 105

1. Relazione illustrativa sulle strutture

Premessa

La presente relazione specialistica sulle strutture è redatta a supporto del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica nell'ambito dei LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE DELL'EX CHIESA DI SAN GIOVANNI DECOLLATO, SITA IN VIA DEL LAZZARETTO, PER LA REALIZZAZIONE DI UN INFO-POINT TURISTICO. L'intervento, tramite un insieme sistematico di opere, è volto alla conservazione delle strutture esistenti tramite il loro rinforzo, ove possibile, e/o tramite la sostituzione di alcune porzione di solai, ove non recuperabili. Tutto il sistema degli interventi è volto al ripristino delle condizioni di sicurezza originarie. Tale tipologia di interventi, interessando i singoli elementi e non modificando il comportamento globale del sistema strutturale, ricade all'interno della sfera degli INTERVENTI LOCALI secondo quanto previsto dal punto 8.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni". Essi sono infatti "interventi che interessano singoli elementi strutturali e che, comunque, non riducono le condizioni di sicurezza preesistenti" ma anzi che possono risolvere quelle criticità locali la cui importanza "negli edifici esistenti, in termini di danni a persone e cose, ha portato, fra l ' altro, a considerare con maggiore attenzione gli interventi locali di rafforzamento e gli interventi di miglioramento" come riportato nella circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici all'inizio del cap. C8.

Proprio per questo scopo gli interventi in progetto sono volti a conseguire una o più delle seguenti finalità:

– ripristinare, rispetto alla configurazione precedente al danno, le caratteristiche iniziali di elementi o parti danneggiate;

– migliorare le caratteristiche di resistenza e/o di duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;

– impedire meccanismi di collasso locale;

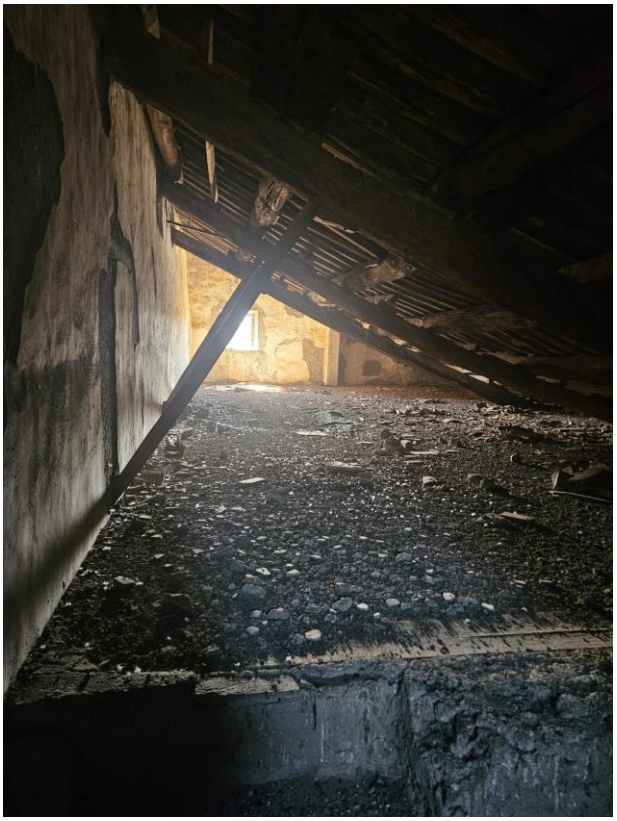
Sono quindi certamente da ritenersi ammissibili i lavori in progetto del tipo di quelli di seguito richiamati:

- interventi sulle coperture, e più in generale sugli orizzontamenti, o su loro porzioni finalizzati all'aumento della capacità portante, alla riduzione dei pesi, alla eliminazione delle spinte applicate alle strutture verticali, al miglioramento dell'azione di ritegno delle murature, alla riparazione-integrazione-sostituzione di elementi della copertura, ecc.;
- interventi di riparazione e ripristino della resistenza originaria di elementi strutturali in muratura e/o calcestruzzo armato e/o acciaio, ammalorati per forme di degrado provenienti da vari fattori (esposizione, umidità, invecchiamenti, disgregazione dei componenti ecc.);
- interventi volti a ridurre la possibilità di innesco di meccanismi locali, quali, ad esempio, l'inserimento di catene e tiranti contro il ribaltamento delle pareti negli edifici in muratura, il rafforzamento dei nodi trave-colonna negli edifici in c.a. contro la loro rottura prematura, prima dello sviluppo di meccanismi duttili nelle travi, la cerchiatura, con qualunque tecnologia, di travi e colonne o loro porzioni, volta a migliorarne la duttilità, il

collegamento degli elementi di tamponatura alla struttura di c.a. contro il loro ribaltamento, il rafforzamento di elementi non strutturali pesanti, come camini, parapetti, controsoffitti, etc., o dei loro vincoli e ancoraggi alla struttura principale.

Stato di fatto

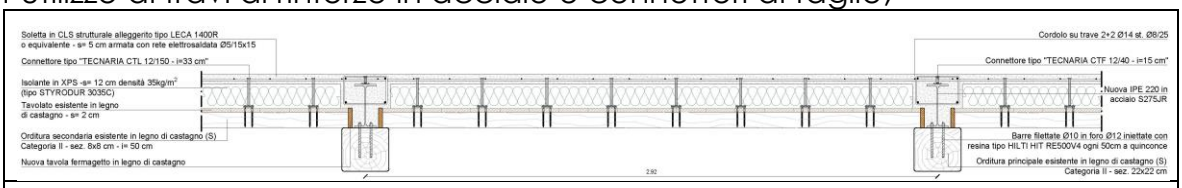
Le principali criticità riscontrate riguardano le strutture lignee della copertura e la volta a copertura della navata centrale della chiesa. Nello specifico le strutture di copertura si presentano notevolmente deformate con alcuni elementi in notevole sofferenza con presenza di rotture locali. Anche il solaio plafone presente nella cella muraria a destra della chiesa presenta notevoli deformazioni e non risulta idoneo all'uso. La volta della navata centrale è in laterizio posto in folio ed è un elemento particolarmente vulnerabile in caso di sisma. Di seguito si riporta un breve report fotografico delle strutture sopra menzionate.



Opere in progetto

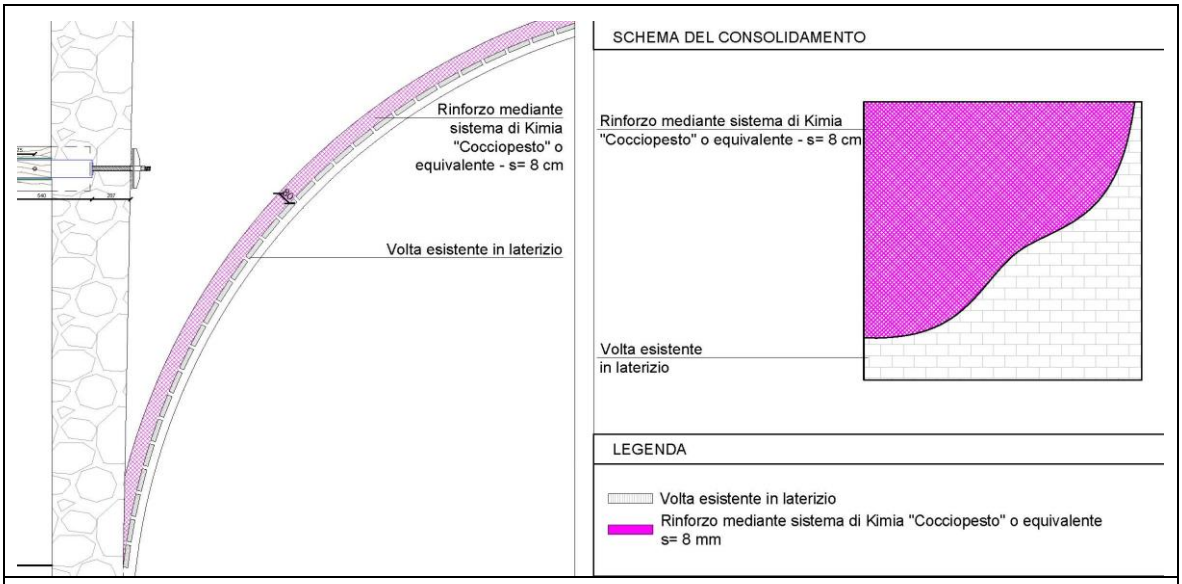
Nell'ottica sopra illustrata, mantenendo le configurazioni strutturali attuali e le stesse distribuzioni dei carichi seppur con leggero aumento nella situazione post-intervento, si è conseguito l'obiettivo di rendere idonee all'uso tutte le strutture. A tale scopo sono stati progettati:

- interventi di consolidamento di un solaio plafone a struttura lignea con l'utilizzo di travi di rinforzo in acciaio e connettori di taglio;



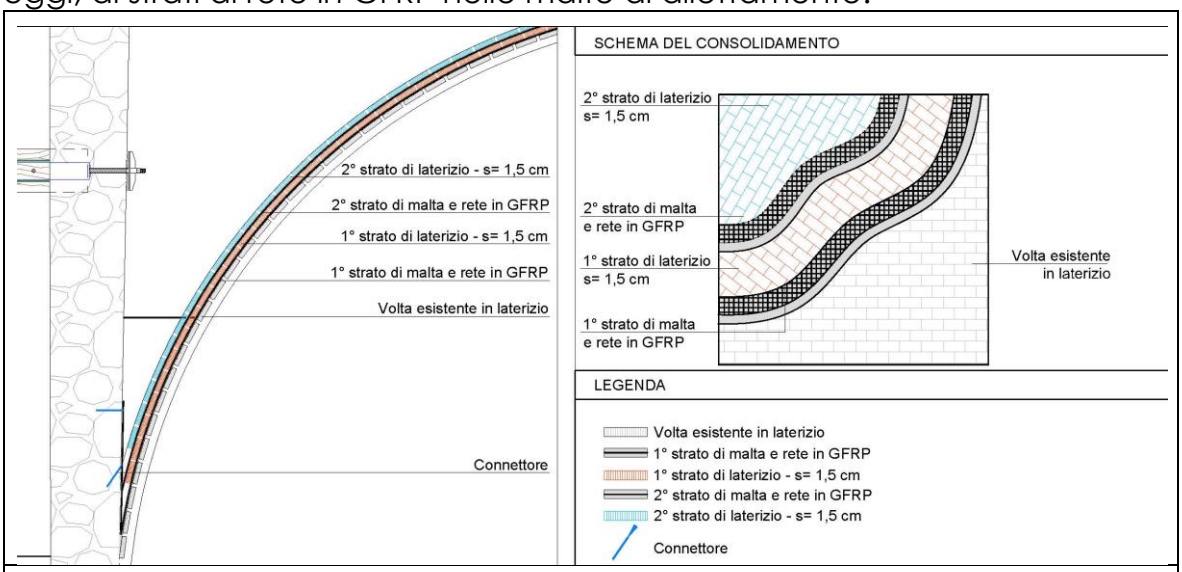
Particolare rinforzo solaio plafone con connettori di taglio

- intervento di consolidamento del sistema voltato della navata centrale costituito da laterizio in folio con placcaggio estradossale con sistema Kimia "Coccioforte".



Consolidamento volta in laterizio in folio con sistema Kimia "Coccioforte"

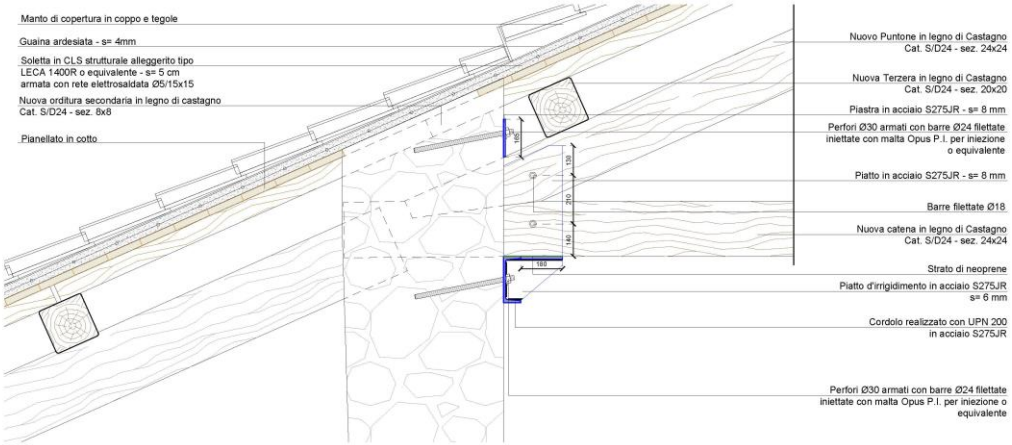
È stata valutata per tale intervento anche una opzione alternativa individuata nella tecnica della "Tabicada doppia armata" che è una variante si un sistema in uso nella Catalogna già dal XV secolo che consiste nel sovrapporre nuovi sistemi voltati a quelli esistenti con l'implementazione, oggi, di strati di rete in GFRP nelle malte di allettamento.



Consolidamento volta in laterizio in folio con "Tabicada armata doppia"

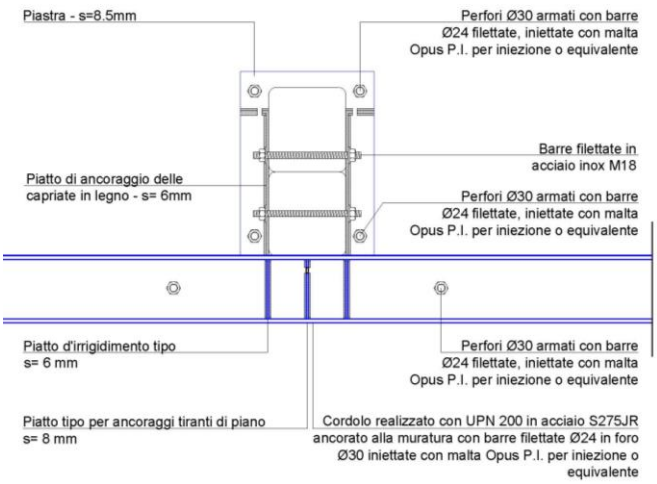
- Interventi di consolidamento delle strutture di copertura, con recupero delle capriate della navata centrale e delle false capriate presenti nella cella

muraria laterale destra della chiesa, e sostituzione delle orditure ammalorate delle terzere e dell'orditura minuta con nuovi elementi in legno di castagno di provenienza italiana con sovrastante pianellato in laterizio di recupero e soletta strutturale alleggerita.



Dettaglio stratigrafia copertura

- Inserimento di cordolo perimetrale su tutte le celle murarie al quale, tramite piastre in acciaio, vengono rese solidali le orditure lignee con la doppia funzione di dotare la struttura di un comportamento di tipo "scatolare" nei confronti del sisma evitando meccanismi di ribaltamento fuori piano delle facciate e fungere da presidio ant-isfilamento / rinforzo delle teste delle travi.



Dettaglio connessioni capriate esistenti/cordolo in acciaio

Ai fini dell'analisi strutturale sono stati eseguiti **modelli locali per il dimensionamento dei solai da sostituire e per il rafforzamento delle volte.** Il tutto è meglio evidenziato negli allegati elaborati grafici.

Descrizione dei Modelli Strutturali e dell'azione sismica

L'area di intervento è classificata in base all' O.P.C.M. 3274/2003, relativa alla riclassificazione sismica del territorio italiano ed alla sua adozione e parziale modifica da parte della Regione Lazio (D.G.R. n. 387 del 22/05/2009), come zona sismica di tipo 2B. L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 17 gennaio 2018 "Norme tecniche per le Costruzioni" . Di seguito si riportano, sinteticamente a titolo esemplificativo, i parametri utilizzati per il calcolo e la modellazione delle strutture.

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Intestazione del lavoro	**Struttura "Lazzaretto"**
Normativa	NTC/2018
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Dinamica modale
Tipo di soluzione	Lineare

Normativa – NTC D.M. 17/01/2018

Classe d'uso costruzione	III			
Vn / Vr	50 anni / 75 anni			
Localita'	Viterbo, (VT)			
Coordinate	42°,41814N - 12°,10051 E			
Normativa – NTC D.M. 17/01/2018				
	Parametri da RSL			
DESCRIZIONE "STATO LIMITE"	Tr	Ag	Fo	T*c
Stato Limite Operatività	45	0.055	2.506	0.260
Stato Limite Danno	75	0.068	2.482	0.271
Stato Limite Salvaguardia Vita	**712**	**0.156**	**2.497**	**0.291**
Stato Limite Prevenzione Collasso	1462	0.193	2.534	0.296

I modelli di calcolo delle strutture creato dal codice di calcolo, individuando i vari elementi strutturali e fornendo le loro caratteristiche geometriche e meccaniche, è tridimensionale e rispetta fedelmente la distribuzione di masse e rigidezze. Viene definita un'opportuna numerazione degli elementi (nodi, aste, shell) costituenti il modello, al fine di individuare celermente ed univocamente ciascun elemento nei tabulati di calcolo.

Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)
"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76)
"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
Indicazioni progettive per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.

D. M. Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G.U. 4 febbraio 2008 n. 29 - Suppl. Ord.)
"Norme tecniche per le Costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.)
"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008".

D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.)
"Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni"

Circolare 7/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
"Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

Riferimenti tecnici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi:
[3] CNR-DT 206/2007: Consiglio Nazionale delle Ricerche: Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni. "Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo delle Strutture di Legno", Roma – CNR 28 novembre 2007 – rev. 7 ottobre 2008
EuroCodici strutturali, dei quali in particolare:
[4] EuroCodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo
UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio
UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi
UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi
[5] EuroCodice 5 – Progettazione delle strutture in legno
UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici
UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

2. Relazione sui materiali

Procedure per la valutazione della sicurezza e la redazione dei progetti

Per edifici esistenti l'analisi storico-critica ed il rilievo geometrico-strutturale devono evidenziare i seguenti aspetti:

- la costruzione riflette lo stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione;
- possono essere insiti e non palesi difetti di impostazione e di realizzazione;
- la costruzione può essere stata soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti;
- le strutture possono presentare degrado e/o modificazioni significative rispetto alla situazione originaria.

Nella definizione dei modelli strutturali, si dovrà, inoltre, tenere conto che:

- la geometria e i dettagli costruttivi sono definiti e la loro conoscenza dipende solo dalla documentazione disponibile e dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive;
- la conoscenza delle proprietà meccaniche dei materiali non risente delle incertezze legate alla produzione e posa in opera ma solo della omogeneità dei materiali stessi all'interno della costruzione, del livello di approfondimento delle indagini conoscitive e dell'affidabilità delle stesse;
- i carichi permanenti sono definiti e la loro conoscenza dipende dal livello di approfondimento delle indagini conoscitive.

Analisi storico-critica

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è stato importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato. Nella relazione generale e nella relazione storica viene indicata la documentazione reperita e vengono esplicitate le informazioni desunte da ciascuno dei documenti esaminati.

Rilievo geometrico-strutturale

Il rilievo geometrico-strutturale è stato riferito sia alla geometria complessiva dell'organismo che a quella degli elementi costruttivi, comprendendo i rapporti con le eventuali strutture in aderenza. Nel rilievo sono state rappresentate le modificazioni intervenute nel tempo, come desunte dall'analisi storico-critica.
Il rilievo ha avuto come fine l'individuazione dell'organismo resistente della costruzione, tenendo anche presente la qualità e lo stato di conservazione dei materiali e degli elementi costitutivi.
Sono stati rilevati anche gli eventuali dissesti, in atto o stabilizzati, ponendo particolare attenzione all'individuazione dei quadri fessurativi e dei meccanismi di danno.

Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si è basati sull'eventuale documentazione già disponibile, su

verifiche visive in situ demandando ad una fase successiva eventuali indagini sperimentali volti alla caratterizzazione delle murature, delle malte e delle strutture lignee.. I valori delle resistenze meccaniche dei materiali sono state adottate in conformità alle classi discretizzate previste nelle norme per le nuove costruzioni

Materiali esistenti

Si sono previsti, nella fase preliminare, dei saggi e dei rilievi tipologici strutturali che hanno avuto come finalità la determinazione delle seguenti informazioni relative alle strutture portanti principali e secondarie del fabbricato in esame:

- Determinazione della tipologia e della tessitura muraria di tutti i muri portanti interessati dall'intervento al fine di poter caratterizzare l'elemento dal punto di vista strutturale;
- Determinazione della tipologia, orditura, spessore dei solai al fine di conoscere pesi, masse e caratteristiche meccaniche.

Vista la tipologia dell'intervento non si è ritenuto opportuno (in questa fase) procedere ad indagini sperimentali sulla qualità muraria e si è deciso di utilizzare (a favore di sicurezza) un livello di conoscenza LC1 che porta ad amplificare il coefficiente di sicurezza dei materiali tramite un fattore di confidenza FC=1.35. **Si consiglia di eseguire una campagna di indagini per la caratterizzazione dei materiali in sede di progetto esecutivo.**

Le murature portanti dell'edificio esistente sono classificabili secondo la tabella seguente tratta dalla Circolare 7/2019 (circolare applicativa delle NTC 2018) come "Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)"

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,* τ_0 *= 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),* **fv0** *= 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/mm²)	τ_0 (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	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 sbozzati, 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 squadrati	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

I parametri adottati saranno pertanto i seguenti:

fm= 140 N/cm2

τ0= 2.8 N/cm2

E= 900 N/mm2
G= 300 N/mm2
w= 16 kN/m3

Per il legname di castagno costituente le orditure del primo solaio si è fatto riferimento in via cautelativa al prospetto 3 delle Norme UNI 11119.

prospetto 3 **Tensioni massime per l'applicazione del metodo delle tensioni ammissibili e moduli medi di elasticità a flessione, per le categorie in opera delle principali specie legnose, applicabili per umidità del legno = 12%**

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm²) compressione parallela alla fibratura	compressione perpendicolare alla fibratura	flessione statica	trazione parallela alla fibratura[1)]	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.

I valori indicati nella tabella sono riferiti al metodo alle tensioni ammissibili, per i valori di calcolo allo SLU si considera la seguente relazione:

$$f_k = \sigma_{amm} \cdot \gamma_m \cdot \gamma_{G,Q} / k_{\text{mod}}$$

$$\gamma_m = 1.5$$

$$\gamma_{G,Q} = \frac{1.3 + 1.5}{2} = 1.45$$

$$k_{\text{mod}} = 0.8$$

Materiali di progetto

Strutture lignee in Legno Massiccio di Castagno di provenienza italiana cat S/D24

Valori caratteristici delle proprietà del materiale (UNI EN 388:2004)

Tipo di legno utilizzato: **Castagno**

Classe : **S**

Massa volumica

Caratteristica	ρ_k	=	580	daN/m³

Proprietà di resistenza:

Flessione	$f_{m,k}$	=	28,00	N/mm²
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	=	17,00	N/mm²
Traz.perpendicolare	$f_{t,90,k}$	=	0,60	N/mm²
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	=	22,00	N/mm²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	=	7,30	N/mm²
Taglio	$f_{v,k}$	=	4,00	N/mm²

Moduli elastici:

Parallelo medio	$E_{0,m}$	=	12,5	KN/mm²
Parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	10,50	KN/mm²
Perpendicolare medio	$E_{90,m}$	=	0,83	KN/mm²
Tangenziale medio	G_m	=	0,78	KN/mm²

Valori di calcolo delle proprietà del materiale

Classe di servizio **2**

γ_m = **1,5** Tab. 4.4.III

Proprietà di resistenza:

			FONDAM.	RARA	FREQ.	Q. PERM.	
	K_{mod} =	=	**0,70**	**0,70**	**0,70**	**0,70**	Tab. 4.4.IV
Flessione	$f_{m,d}$	=	13,52	13,52	13,52	13,52	N/mm²
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$	=	8,21	8,21	8,21	8,21	N/mm²
Traz.perpendicolare	$f_{t,90,d}$	=	0,29	0,29	0,29	0,29	N/mm²
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$	=	10,62	10,62	10,62	10,62	N/mm²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$	=	3,52	3,52	3,52	3,52	N/mm²
Taglio	$f_{v,d}$	=	1,93	1,93	1,93	1,93	N/mm²

CLS strutturale alleggerito per solette classe LC20/22 (Tipo Leca CLS 1400 o equivalente)

Classe di densità (NTC 2018)	D 1.5 (*) (circa 1400 kg/m³)
Classe di resistenza (UNI EN 206)	LC 20/22
Classe di esposizione (UNI EN 206 & UNI 11104)	X0 (UNI EN 206 & UNI 11104) XC1 (UNI EN 206)
Modulo elastico certificato E (UNI EN 12390-13)	15000 MPa
Resistenza a compressione cubica certificata R_{lck} (UNI EN 12390-3)	25.0 MPa
Resistenza a compressione cilindrica certificata f_{lck} (UNI EN 12390-3)	22.5 MPa
Conducibilità termica λ_m secco (UNI 10351)	0.42 W/mK
Calore specifico c (UNI EN ISO 10456)	1000 J/kgK
Permeabilità al vapore δ (UNI EN ISO 10456)	$23.4 \cdot 10^{-12}$ kg/msPa
Fattore di resistenza al vapore acqueo μ (UNI EN ISO 10456)	8 (campo asciutto)
Reazione al fuoco (Decisione 2000/605/CE)	Euroclasse A1 (incombustibile)

NOTE
(*) Le classi di densità ammesse per impieghi strutturali sono riportate nella **tabella C4.1.VI** della Circolare 21/01/2019 n.7 del C.S.LL.PP. "*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche delle Costruzioni*"; nella stessa tabella, per ciascuna classe, sono indicati i valori nominali della densità del calcestruzzo (non armato e armato in opera) da adottare nel calcolo del peso proprio delle membrature.

Connettori di taglio tipo Tecnaria CTL (o equivalenti)

Aventi i seguenti valori di resistenza al taglio secondo ETA 18/0649 (Reg UE 305/2011)

Connector	Decking	Wood	$F_{v,Rk}$ kN	K_{ser} kN/mm	K_u kN/mm
BASE	absent	C16 and + GL24 and + D24 and D27	17,2	17,9	9,99
		D30 and +	19,5	16,5	9,87
	20mm	C16 and + GL24 and + D24 and D27	8,96	4,00	2,49
		D30 and +			
	40mm	C16 and + GL24 and + D24 and D27	5,86	1,43	1,20
		D30 and +			
MAXI	absent	C16 and + GL24 and + D24 and D27	19,3	18,6	10,4
		D30 and +	24,5	21,2	13,6
	20mm	C16 and + GL24 and + D24 and D27	15,0	7,68	4,35
		D30, GL24 and +			
	40mm	C16 and + GL24 and + D24 and D27	11,3	3,06	2,66
		D30 and +			
CVT 40 OMEGA	20mm	C16 and + GL24 and + D24 and +	7,89	2,09	1,48
	40mm	C16 and + GL24 and + D24 and +	6,64	1,89	1,32

Acciaio per armatura lenta B450C

Caratteristiche acciaio

	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	$f_{yk,1}$/ $f_{yk,2}$	$f_{tk,1}$/ $f_{tk,2}$	$f_{yd,1}$/ $f_{yd,2}$	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCnt	γ_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]		[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							
iaio B450C - (B450C)																
	78.500	0,000010	210.000	80.769	P	450,00 / -	-	391,30 / -	-	1,15	-	-	-	-	-	-

ENDA:

Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
Peso specifico.
Coefficiente di dilatazione termica.
Modulo elastico normale.
Modulo elastico tangenziale.
Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con t ≤ 40 mm).
Resistenza caratteristica a Rottura (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
SLV Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
SLE Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato).
[-] = parametro NON significativo per il materiale.
Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con t <= 40 mm).
Resistenza caratteristica allo snervamento (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
Resistenza di calcolo (per profili con t ≤ 40 mm).
Resistenza di calcolo (per profili con 40 mm < t ≤ 80 mm).
TE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

Consolidamento estradossale volte – Kimia Limepor Coccioforte o equivalente)

Caratteristiche A+B	Valore tipico
Densità (A+B) UNI EN ISO 2811-1	1,06 – 1,18 g/cm³
Tempo di gelo (200 g a 25°C)	10-20 minuti
Indurimento completo a 25°C	7 giorni
Temperatura minima di applicazione	+5 °C
Rapporto resina:indurente	4:1
Colore	Bianco traslucido
Viscosità (poises a 25°C)	8 - 10 (A+B)
Residuo secco (A+B) UNI 8309	> 98 %
Resistenza a compressione a 7 gg ASTM D695-02a	> 50 MPa
Massima tensione di trazione ASTM D 638	> 30 MPa
Modulo tangente a trazione ASTM D 638	1760 MPa
Adesione al calcestruzzo	> 3 MPa

Caratteristiche del sistema	Valore tipico
Densità (A+B+C)	1,68 kg/dm³
Proporzioni Limepor COCCIOFORTE A+B : Aggregati	[Rapporto in peso] 1:20
Consumo Limepor COCCIOFORTE A+B Limepor COCCIOFORTE C	[Kg/mq/cm] 0,8 16
Dimensione massima degli inerti [mm]	3 mm
Resistenza a compressione	A 1 g: 11 MPa A 3 gg: 13 MPa A 7 gg: 15 MPa
Resistenza a flessione	A 1 g: 5,4 MPa A 3 gg: 5,7 MPa A 7 gg: 6,3 MPa
Adesione al supporto	> 2,4 Mpa*

Acciaio per strutture metalliche S275

(Resistenza caratteristica Fyk=275.0 N/mm2)
La resistenza di calcolo è data da fyk / γf.
Il coefficiente di sicurezza γf si assume pari a 1.05.

Caratteristiche acciaio

N_{id}	γ_k	$\alpha_{T,i}$	E	G	Stz	LMT	f_{yk}	f_{tk}	f_{yd}	f_{td}	γ_s	γ_{M1}	γ_{M2}	$\gamma_{M3,SLV}$	$\gamma_{M3,SLE}$	γ_{M7} NCnt	γ_{M7} Cnt
	[N/m³]	[1/°C]	[N/mm²]	[N/mm²]			[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]	[N/mm²]							
						80	215,00	360,00	204,76								
S275 - Acciaio per Profilati - (S275)																	
002	78.500	0,000012	210.000	80.769	P	40	275,00	430,00	261,90	-	1,05	1,05	1,25	-	-	-	-
						80	255,00	410,00	242,86								

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo del materiale, nella relativa tabella dei materiali.
γ_k Peso specifico.
$\alpha_{T,i}$ Coefficiente di dilatazione termica.
E Modulo elastico normale.
G Modulo elastico tangenziale.
Stz Tipo di situazione: [F] = di Fatto (Esistente); [P] = di Progetto (Nuovo).
LMT Campo di validità in termini di spessore t, (per profili, piastre, saldature) o diametro, d (per bulloni, tondini, chiodi, viti, spinotti)
f_{yk} Resistenza caratteristica allo snervamento
f_{tk} Resistenza caratteristica a rottura
f_{yd} Resistenza di calcolo
f_{td} Resistenza di calcolo a Rottura (Bulloni).
γ_s Coefficiente parziale di sicurezza allo SLV del materiale.
γ_{M1} Coefficiente parziale di sicurezza per instabilità.
γ_{M2} Coefficiente parziale di sicurezza per sezioni tese indebolite.
$\gamma_{M3,SLV}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLV (Bulloni).
$\gamma_{M3,SLE}$ Coefficiente parziale di sicurezza per scorrimento allo SLE (Bulloni).
γ_{M7} Coefficiente parziale di sicurezza precarico di bulloni ad alta resistenza (Bulloni - NCnt = con serraggio NON controllato; Cnt = con serraggio controllato). [-] = parametro NON significativo per il materiale.
NOTE [-] = Parametro non significativo per il materiale.

Bulloni classe 8.8

- Caratteristiche dimensionali conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968
- Viti conformi alla norma UNI EN ISO 898-1:2001
- Dadi conformi alla norma UNI EN 20898-2:1994
- Rosette in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40
- Piastrine in acciaio C 50 UNI EN 10083-2:2006 temperato e rinvenuto HRC 32-40

Classe bulloni	Classe dado	f_{yb} [MPa]	f_{tb} [MPa]	α_V	γ_{M2}	γ_{M3}	$\gamma_{M6,ser}$	γ_{M7}
8.8	8	640.00	800.00	0.6	1.25	1.25	1.00	1.10

3. Relazione geotecnica e sulle fondazioni

Premessa

La presente relazione è redatta a supporto del progetto di fattibilità tecnico economica per gli interventi locali finalizzati lavori di ristrutturazione dell'ex Chiesa di San Giovanni Decollato, sita in via del Lazzaretto, nel Comune di Viterbo, per la realizzazione di un info-point turistico.

Lineamenti geomorfologici

Il sito di indagine è situato ad una quota media di circa 310 metri s.l.m, ed è posto in una zona centrale con un assetto geomorfologico sub pianeggiante ma che, in tangenza del fabbricato verso sud, degrada rapidamente verso la Valle di Faul. Il sito risulta stabile e non soggetto a fenomeni di dissesto idrogeologico franosi in atto o passati, grazie alle discrete proprietà geotecniche dei terreni.
La zona non rientra in aree di "attenzione per frana" della cartografia PAI del Bacino Distrettuale dell'Italia Centrale (ex Bacini Regionali del Lazio).

Indagini in sito

Vista la natura dell'intervento che consiste essenzialmente nel rifacimento dei solai di copertura senza aumenti di carico non si è ritenuto opportuno svolgere in questa fase indagini in sito. Si demandano le indagini in una fase successiva prima del progetto esecutivo.

Variazioni dei carichi trasmessi dalla sovrastruttura

L'intervento consiste nel rifacimento dei solai di copertura a struttura lignea, consolidamento del solaio di un solaio interpiano accessibile per sola manutenzione e placcaggio estradossale di un sistema voltato mantenendo le stesse tipologie e distribuzioni dei carichi seppur con leggere variazioni dimensionali e di disposizione delle orditure. L'intervento avviene senza variazioni di carico allo stato post intervento tale da non ritenere necessaria una verifica delle strutture sottostanti che si presentano in buone condizioni generali, con tutti gli elementi strutturali integri e privi di fessurazioni. Il calcolo separato verrà eseguito per la platea del vano ascensore.

Interventi in fondazione

Nelle presenti valutazioni si è tenuto in conto della storia della costruzione e della discreta qualità dei terreni di fondazione, e vista la modesta entità dell'intervento e la variazione dei carichi in fondazione pressochè nulla non si ritengono necessari interventi sul sistema fondale poiché come previsto dal punto C8A.5.11 della circolare 617/2009 così come aggiornata dalla circolare 7/2019 sono verificate contemporaneamente tutte le seguenti condizioni:

x) nella costruzione non sono presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni ed è stato accertato che dissesti

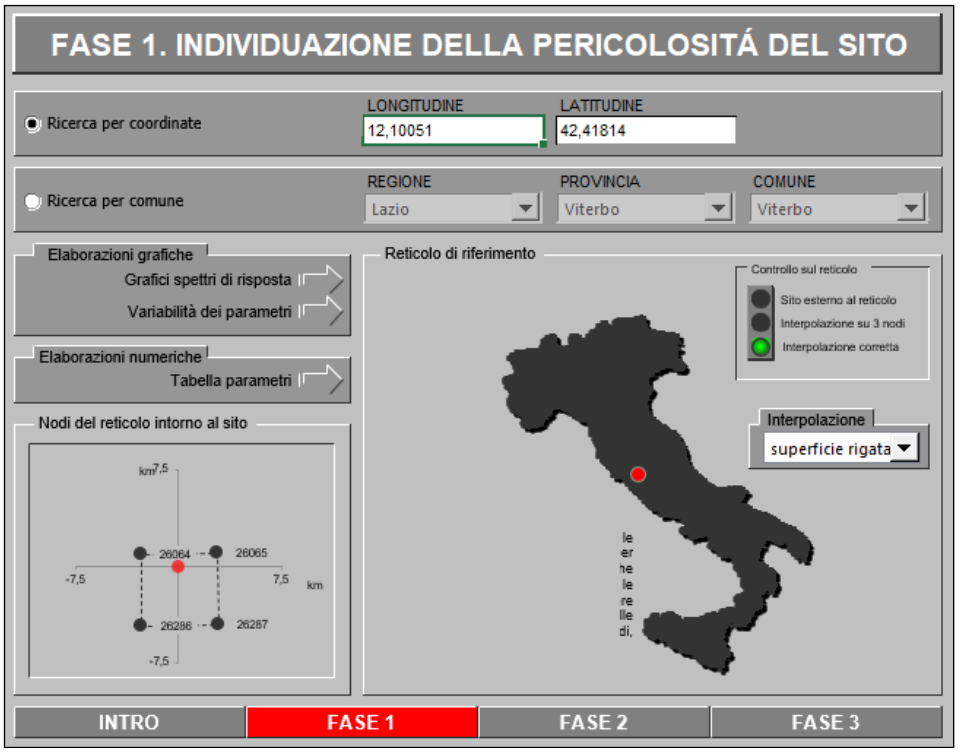
della stessa natura non si sono prodotti neppure in precedenza;
y) gli interventi progettati non comportano sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
z) gli stessi interventi non comportano rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
aa) sono esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

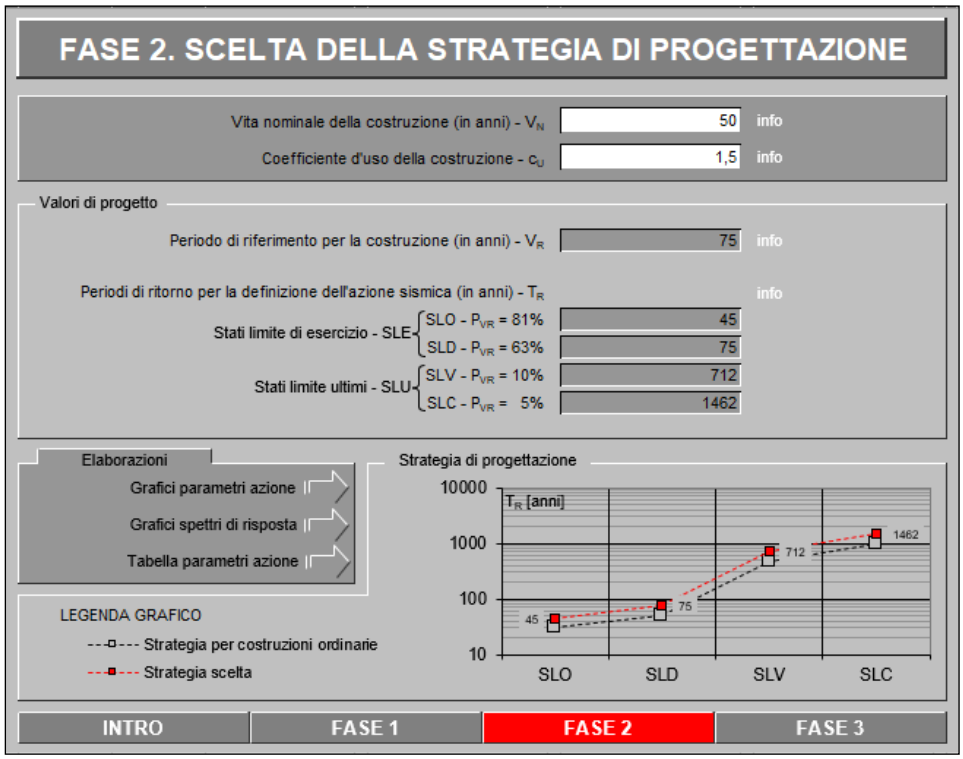
Conclusioni

Il terreno in sito e le fondazioni dell'edificio esistente sono da considerarsi, in base alle considerazioni fatte, idonei agli interventi in progetto.

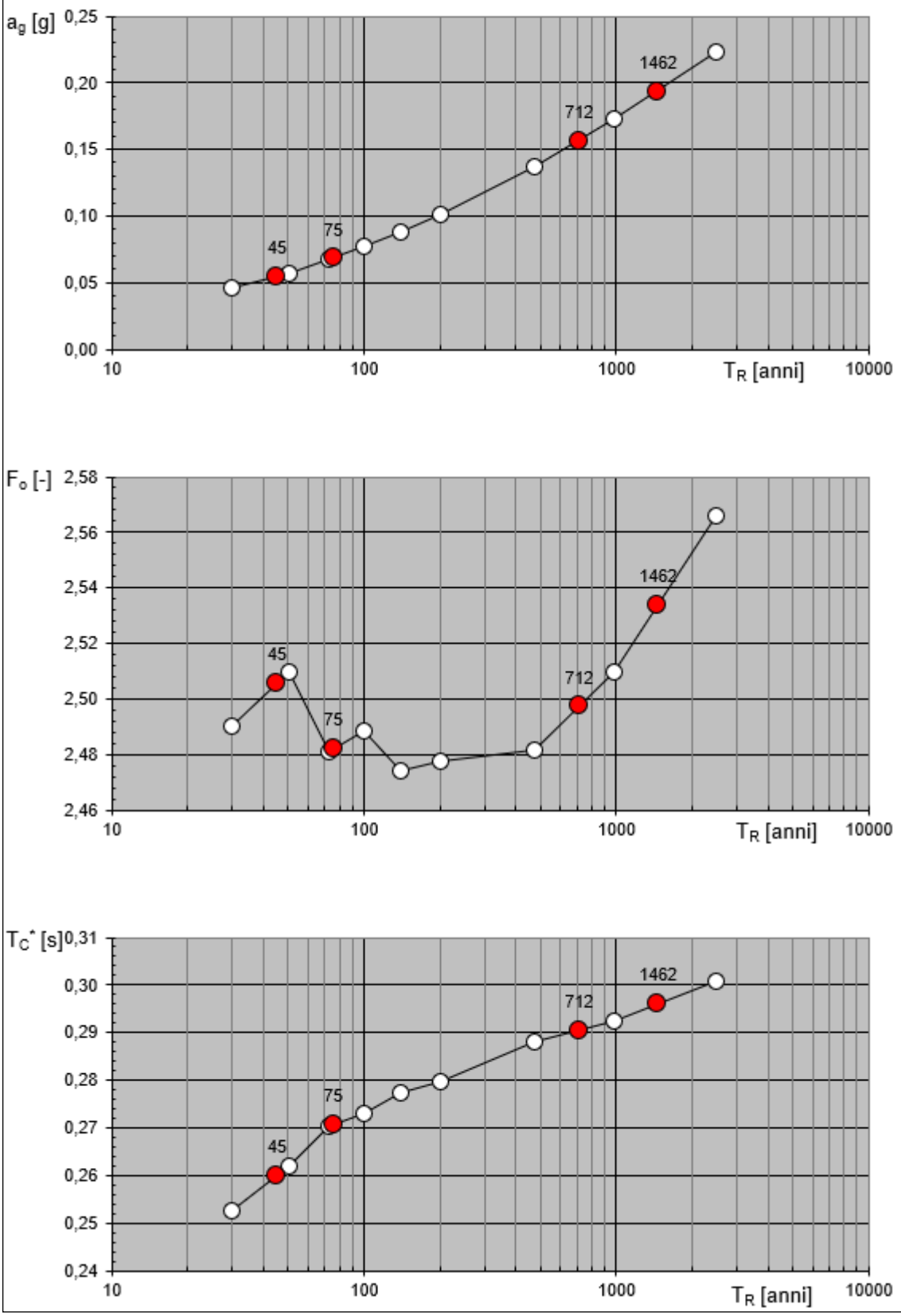
4. Parametri sismici e spettri di risposta

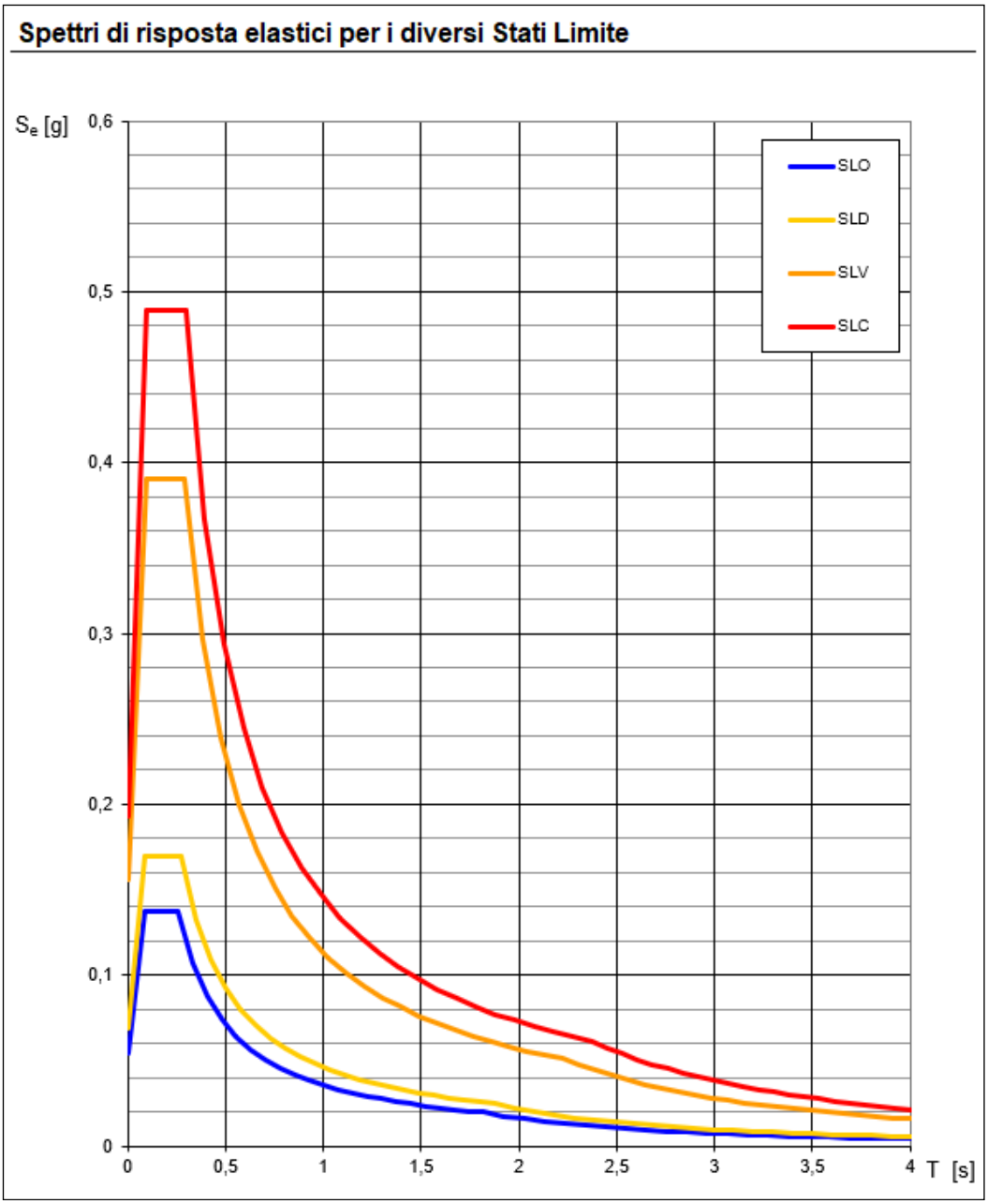
Per la determinazione dei parametri sismici di riferimento e degli spettri di risposta, è stata definita l'accelerazione massima orizzontale attesa sul sito di riferimento (ag) mediante il ***FOGLIO DI CALCOLO DEL C.S.LL.PP., VERS. 1.03)***, secondo quanto esposto nelle pagine seguenti:




FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE
Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N
50
info
Coefficiente d'uso della costruzione - c_U
1,5
info
Valori di progetto
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R
75
info
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R
info
Stati limite di esercizio - SLE
SLO - P_{VR} = 81%
45
SLD - P_{VR} = 63%
75
Stati limite ultimi - SLU
SLV - P_{VR} = 10%
712
SLC - P_{VR} = 5%
1462
Elaborazioni
Grafici parametri azione
Grafici spettri di risposta
Tabella parametri azione
Strategia di progettazione
T_R [anni]
10000
1000
100
10
45
75
712
1462
SLO
SLD
SLV
SLC
LEGENDA GRAFICO
Strategia per costruzioni ordinarie
Strategia scelta
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori di progetto dei parametri a_g, F_o, T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



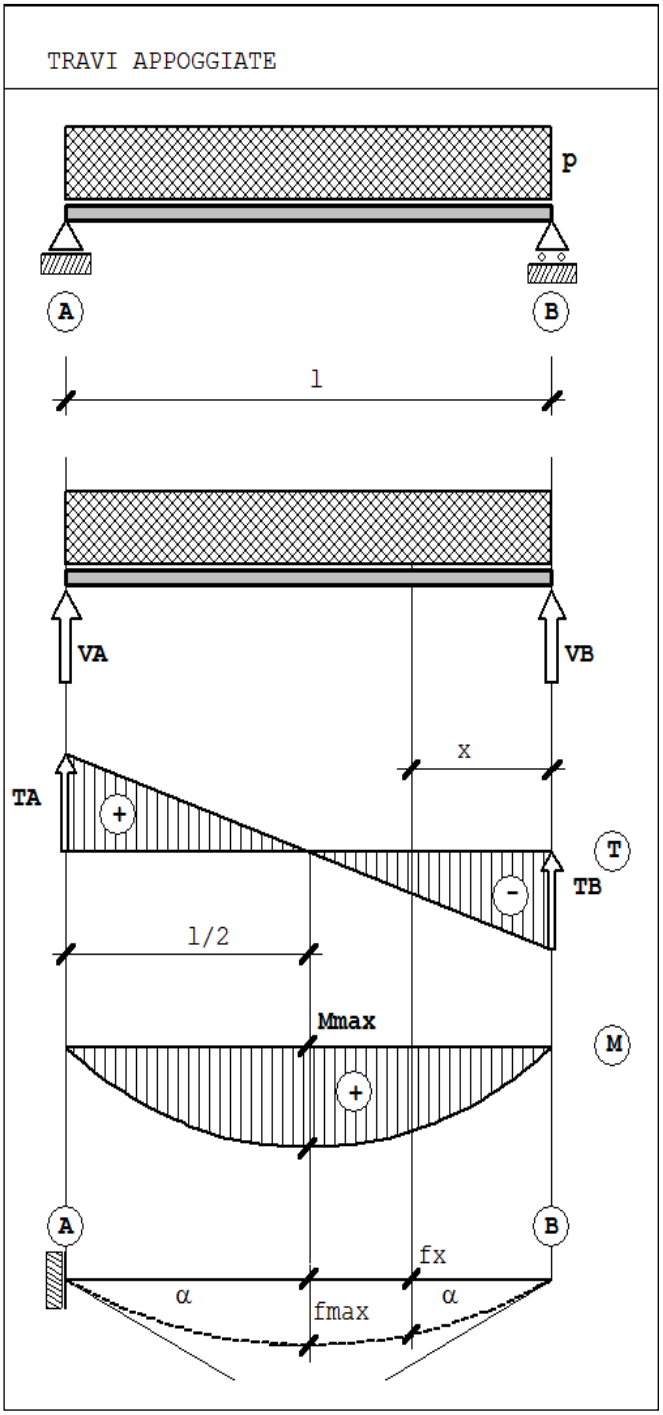

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite
Se [g]
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
0
0
0,5
1
1,5
2
2,5
3
3,5
4
T [s]
SLO
SLD
SLV
SLC

Valori dei parametri a_g, F_o, T_C^* per i periodi di ritorno T_R

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,055	2,506	0,260
SLD	75	0,068	2,482	0,271
SLV	712	0,156	2,497	0,291
SLC	1462	0,193	2,534	0,296

5. Schemi di calcolo

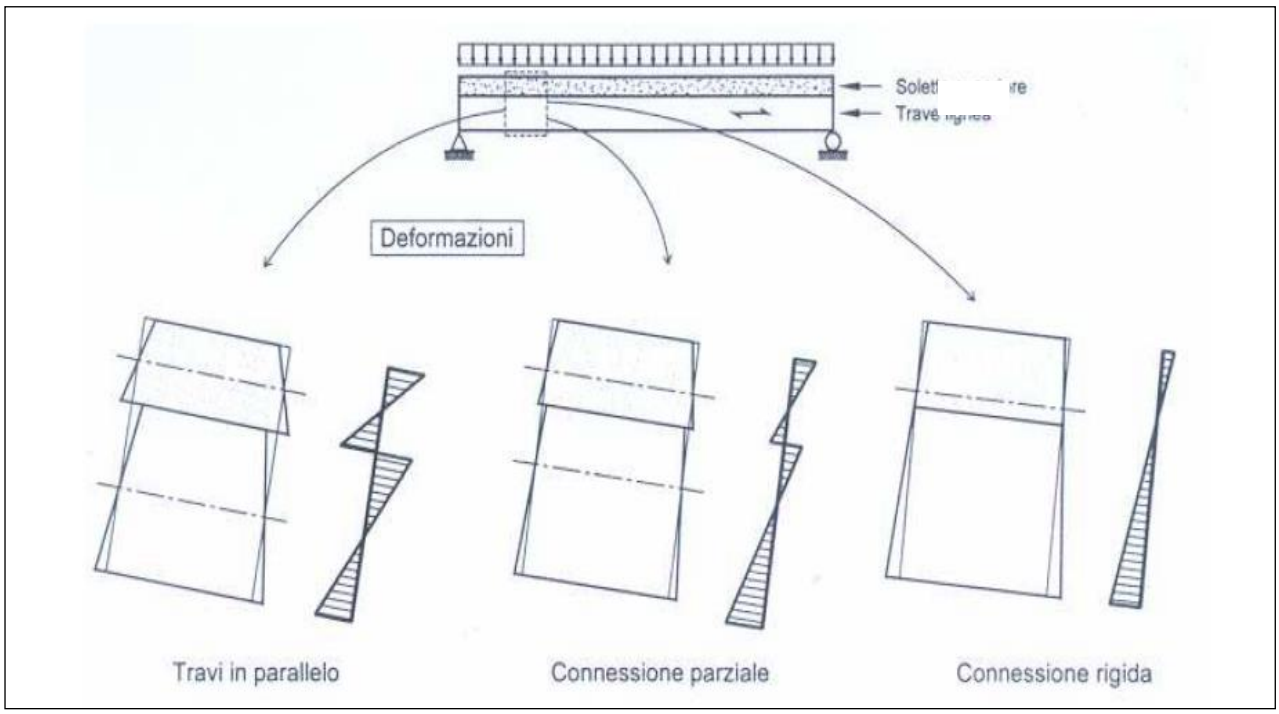
Lo schema di calcolo adottato, per le orditure dei solai, è quello di trave semplicemente appoggiata (luce di calcolo incrementata di 1.05 rispetto alla luce effettiva) di cui si riporta di seguito una rappresentazione grafica.



Le orditure sono state modellate con software agli elementi finiti e verificati con

fogli di calcolo autoprodotti.

Per quello che riguarda il consolidamento del solaio interpiano lo schema di calcolo di riferimento a seguito dell'inserimento della soletta collaborante è quello di una struttura composta legno-calcestruzzo con l'utilizzo di connettori a taglio per l'accoppiamento dei differenti elementi strutturali. L'efficienza della connessione è tanto maggiore quanto più la connessione è rigida ossia quanto più sono impediti gli spostamenti relativi tra le superfici di contatto degli elementi componenti. Il comportamento statico reale della struttura composta risulta intermedio fra i due casi di connessione a rigidezza nulla (collegamento inefficace ai fini dello scorrimento) e connessione a rigidezza infinita (collegamento rigido con scorrimento impedito). Nell'ipotesi limite di rigidezza della connessione nulla, le sezioni dei singoli componenti si mantengono piane ed il sistema può essere visto come due travi funzionanti in parallelo; nell'ipotesi di rigidezza infinita è la sezione composta a mantenersi piana con assenza di scorrimenti all'interfaccia trave-soletta. Nelle figure seguenti sono rappresentati a sinistra e destra i casi limite di connessione nulla e connessione rigida ed al centro il caso reale di connessione deformabile che viene utilizzato come schema di calcolo nelle presenti relazioni.



Analisi dei carichi

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione. La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del punto 3.1 del D.M. 2018. In particolare, è stato fatto utile riferimento alle Tabelle 3.1.I e 3.1.II del D.M. 2018, per i pesi propri dei materiali e per la quantificazione e classificazione dei sovraccarichi, rispettivamente. La

valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive. Per quanto riguarda le azioni di calcolo delle membrature in legno, queste sono assegnate ad una delle classi di durata del carico elencate nella Tab. 4.4.I del D.M. 2018, di cui sotto.

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	Più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	Meno di 1 settimana
Istantanea	--

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.
Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, oltre che nei "Tabulati di calcolo" nella relativa sezione, sono di seguito riportate:

Analisi carichi

N_{id}	T. C.	Descrizione del Carico	Tipologie di Carico	Peso Proprio		Permanente NON Strutturale		Sovraccarico Accidentale		Carico Neve
				Descrizione	PP	Descrizione	PNS	Descrizione	SA	
										[N/m²]
001	S	Copertura in Legno	Coperture accessibili solo per manutenzione	Orditura secondaria e tavolato in legno	200	Manto di tegole e coibentazione	1.900	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione (Cat. H – Tab. 3.1.II - DM 17.01.2018)	500	700

LEGENDA:

N_{id} Numero identificativo dell'analisi di carico.

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

PP, PNS, SA Valori, rispettivamente, del Peso Proprio, del Sovraccarico Permanente NON strutturale, del Sovraccarico Accidentale. Secondo il tipo di carico indicato nella colonna "T.C." ("S" - "L" - "C"), i valori riportati nelle colonne "PP", "PNS" e "SA", sono espressi in [N/m²] per carichi Superficiali, [N/m] per carichi Lineari, [N] per carichi Concentrati.

Classi di servizio (Aste in Legno)

Per tener conto della sensibilità del legno alla variazione di umidità e dell'influenza di questa sulle caratteristiche di resistenza e di deformabilità, si definiscono tre classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II D.M. 2018, di cui sotto.

Classe di servizio 1	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65% se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	É caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20°C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	É caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

La classe di servizio scelta per il progetto delle strutture lignee è Classe di servizio 2.

Azioni sulla struttura

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 2018. I carichi agenti sui solai, derivanti dall'analisi dei carichi, vengono ripartiti dal programma di calcolo in modo automatico sulle membrature (travi, pilastri, pareti, solette, platee, ecc.).
I carichi dovuti ai tamponamenti, sia sulle travi di fondazione che su quelle di piano, sono schematizzati come carichi lineari agenti esclusivamente sulle aste.
Su tutti gli elementi strutturali è inoltre possibile applicare direttamente ulteriori azioni concentrate e/o distribuite (variabili con legge lineare ed agenti lungo tutta l'asta o su tratti limitati di essa).
Le azioni introdotte direttamente sono combinate con le altre (carichi permanenti, accidentali e sisma) mediante le combinazioni di carico di seguito descritte; da esse si ottengono i valori probabilistici da impiegare successivamente nelle verifiche.

Stato Limite di Salvaguardia della Vita

Le azioni sulla costruzione sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.
Per gli stati limite ultimi sono state adottate le combinazioni del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{K2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{K3} + \ldots\ldots \qquad (1)$$

dove:

G_1	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
G_2	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta l'azione di pretensione e/o precompressione;
Q	azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo: - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura; - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
Q_{ki}	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
γ_g, γ_q, γ_p	coefficienti parziali come definiti nella Tab. 2.6.I del D.M. 2018;

ψ_{0i} sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici.

Le 20 combinazioni risultanti sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico elementare: ciascuna condizione di carico accidentale, a rotazione, è stata considerata sollecitazione di base (Qk1 nella formula precedente).
I coefficienti relativi a tali combinazioni di carico sono riportati negli allegati "Tabulati di calcolo".
Si è quindi provveduto a progettare le armature di ogni elemento strutturale per ciascuno dei valori ottenuti secondo le modalità precedentemente illustrate. Nella sezione relativa alle verifiche dei "Tabulati di calcolo" in allegato sono riportati, per brevità, i valori della sollecitazione relativi alla combinazione cui corrisponde il minimo valore del coefficiente di sicurezza.

Stati Limite di Esercizio

Allo Stato Limite di Esercizio le sollecitazioni con cui sono state semiprogettate le aste in c.a. sono state ricavate applicando le formule riportate nel D.M. 2018 al §2.5.3. Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

rara	frequente	quasi permanente
$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$	$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + P + \sum_{i>1} \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$

dove:

G_{kj}: valore caratteristico della j-esima azione permanente;
P_{kh}: valore caratteristico della h-esima deformazione impressa;
Q_{k1}: valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione;
Q_{ki}: valore caratteristico della i-esima azione variabile;
ψ_{0i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili di durata breve ma ancora significativi nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili;
ψ_{1i}: coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;
ψ_{2i}: coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti ψ_{0i}, ψ_{1i}, ψ_{2i} sono attribuiti i seguenti valori:

Azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B – Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D – Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H – Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In maniera analoga a quanto illustrato nel caso dello SLU le combinazioni risultanti

sono state costruite a partire dalle sollecitazioni caratteristiche calcolate per ogni condizione di carico; a turno ogni condizione di carico accidentale è stata considerata sollecitazione di base [Qk1 nella formula (1)], con ciò dando origine a tanti valori combinati. Per ognuna delle combinazioni ottenute, in funzione dell'elemento (trave, pilastro, etc...) sono state effettuate le verifiche allo SLE (tensioni, deformazioni e fessurazione).
Negli allegati "Tabulati Di Calcolo" sono riportanti i coefficienti relativi alle combinazioni di calcolo generate relativamente alle combinazioni di azioni "Quasi Permanente" (1), "Frequente" (1) e "Rara" (2).
Nelle sezioni relative alle verifiche allo SLE dei citati tabulati, inoltre, sono riportati i valori delle sollecitazioni relativi alle combinazioni che hanno originato i risultati più gravosi.

Azione della Neve

Il carico da neve stimato con arrotondamento in eccesso in 0.70 kN/mq è stato calcolato seguendo le prescrizioni del §3.4 del D.M. 2018 e le integrazioni della Circolare 2019 n. 7 considerando il sito in zona III ad una altezza di circa 310 m s.l.m. Il carico da neve, calcolato come di seguito riportato, è stato combinato con le altre azioni variabili definite al §2.5.3, ed utilizzando i coefficienti di combinazione della Tabella 2.5.I del D.M. 2018. Il carico da neve superficiale da applicare sulle coperture è stato stimato utilizzando la relazione [cfr. §3.4.1 D.M. 2018]:

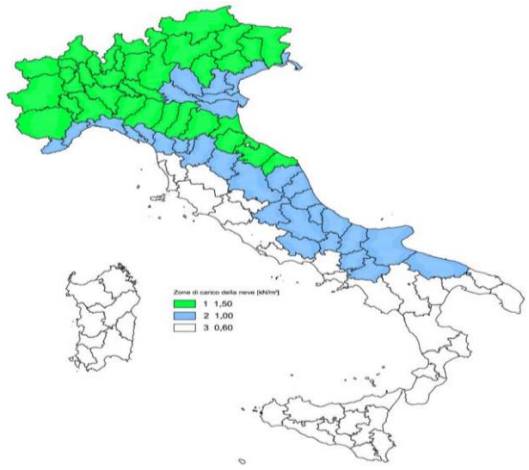
$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

qsk è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, in [kN/m2]. Tale valore è calcolato in base alla posizione ed all'altitudine (as) secondo quanto indicato alla seguente tabella;

Valori di riferimento del carico della neve al suolo, q_{sk} (cfr. §3.4.2 D.M. 2018)

Zona	$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
I – Alpina	q_{sk} = 1,50 kN/m^2	q_{sk} = 1,39 [1+(as/728)^2] kN/m^2
I – Mediterranea	q_{sk} = 1,50 kN/m^2	q_{sk} = 1,35 [1+(as/602)^2] kN/m^2
II	q_{sk} = 1,00 kN/m^2	q_{sk} = 0,85 [1+(as/481)^2] kN/m^2
III	q_{sk} = 0,60 kN/m^2	q_{sk} = 0,51 [1+(as/481)^2] kN/m^2



Mappa delle zone di carico della neve [cfr. Fig. 3.4.1 D.M. 2018].

Zone di carico della neve

I - Alpina: Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza

I - Mediterranea: Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese

II: Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona

III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo

- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, funzione dell'inclinazione della falda (α) e della sua morfologia (vedi tabelle seguenti);

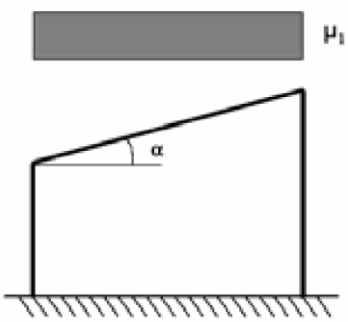
Valori dei coefficienti di forma per falde piane (cfr. Tab. 3.4.II D.M. 2018 e Tab. C3.4.I Circolare 2019 n. 7)

Coefficiente di forma	$0° \leq \alpha \leq 30°$	$30° < \alpha < 60°$	$\alpha \geq 60°$
μ_1	0,8	$0{,}8 \cdot (60-\alpha) / 30$	0,0
μ_2	$0{,}8 + 0{,}8 \cdot \alpha / 30$	1,6	-

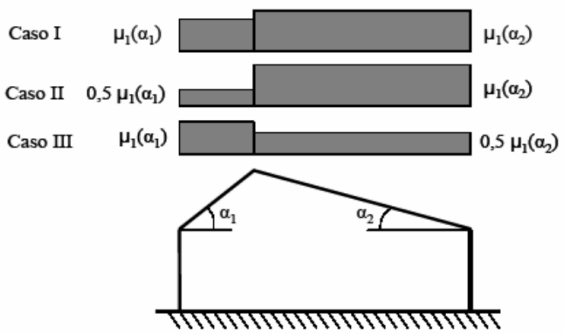
Valori dei coefficienti di forma per coperture cilindriche (cfr. §C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7)

Angolo di tangenza delle coperture cilindriche, β	Coefficiente di forma, μ_3
per $\beta > 60°$	$\mu_3 = 0$
per $\beta \leq 60°$	$\mu_3 = 0.2 + 10\ h / b \leq 2.0$

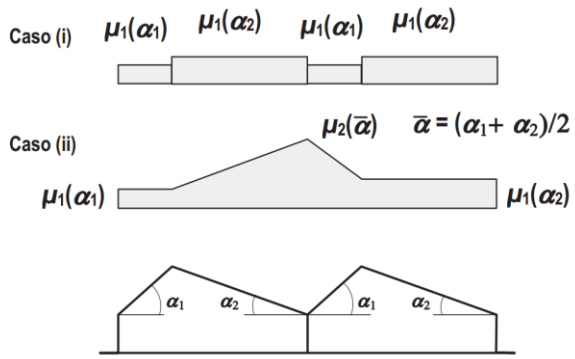
I coefficienti di forma definiti nelle tabelle precedenti sono stati utilizzati per la scelta delle combinazioni di carico da neve indicate nelle seguenti figure.



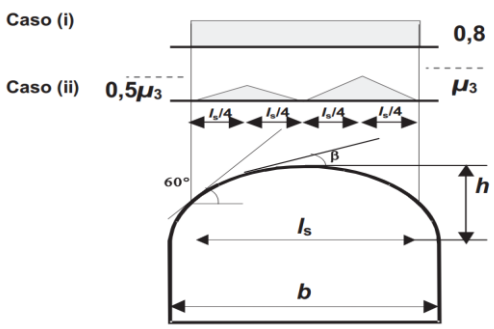
(a)



(b)



(c)



(d)

Coefficienti di forma e relative combinazioni di carico per la neve: (a) coperture ad una falda [cfr. 3.4.5.2 D.M. 2018], (b) coperture a due falde [cfr. 3.4.5.3 D.M. 2018], (c) coperture a più falde [cfr. C3.4.3.3 Circolare 2019 n. 7], (d) coperture cilindriche [cfr. C3.4.3.3.1 Circolare 2019 n. 7].

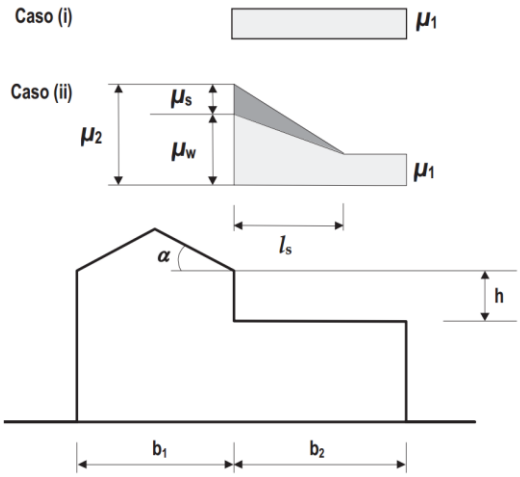
- C_E è il coefficiente di esposizione, funzione della topografia del sito (si veda la seguente tabella);

Valori di C_E per diverse classi di esposizione (cfr. Tab. 3.4.I D.M. 2018)

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

- C_t è il coefficiente termico, cautelativamente posto pari ad 1 (cfr. §3.4.4 D.M. 2018).

Nel caso di coperture adiacenti, si è proceduto alla stima di un carico da neve aggiuntivo dovuto a fenomeni di accumulo (cfr. §3.4.3.3.3 Circolare 2019 n. 7).



Coefficienti di forma per coperture adiacenti

$\mu_1 = 0.8$

$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$

$\mu_s = 0$ per $\alpha \leq 15°$

$\mu_s = 0{,}5\ \mu_{sup}$ per $\alpha > 15°$

dove:

μ_{sup} è il coefficiente valutato sulla copertura superiore

$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2\ h \leq \gamma\ h / q_{sk}$

$\gamma = 2\ kN/m^3$ è il peso specifico della neve

$l_s = 2\ h$

Inoltre, deve risultare comunque:

$$0{,}8 \leq \mu_w \leq 4{,}0$$

$$5\ m \leq l_s \leq 15\ m$$

Ulteriori carichi aggiuntivi dovuti a neve sono stati considerati nelle seguenti casistiche:

- accumuli in corrispondenza di sporgenze (cfr. §C3.4.3.3.4 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli di neve aggettante dai bordi sporgenti delle coperture (cfr. §C3.4.3.3.5 Circolare 2019 n. 7);
- accumuli in corrispondenza di barriere paraneve o altri ostacoli (cfr. §C3.4.3.3.6 Circolare 2019 n. 7).

Verifica Elementi in Legno

Per quanto concerne la verifica degli elementi strutturali in **legno**, le verifiche effettuate per ogni elemento dipendono dalla funzione dell'elemento nella struttura. Ad esempio, elementi con prevalente comportamento assiale (controventi o appartenenti a travature reticolari) sono verificate a trazione e/o compressione; elementi con funzioni portanti nei confronti dei carichi verticali sono verificati a Pressoflessione retta e Taglio; elementi con funzioni resistenti nei confronti di azioni orizzontali sono verificati a pressoflessione/tensoflessione deviata e taglio oppure a sforzo normale se hanno la funzione di controventi.

Le verifiche allo SLU sono effettuate sempre controllando il soddisfacimento della relazione:

$$R_d \geq S_d$$

dove R_d è la resistenza calcolata come indicato dalla (4.4.1), ossia:

$$R_d = (k_{mod} \cdot R_k)/\gamma_M;$$

dove:

R_k: valore caratteristico della resistenza del materiale. Per sezioni in legno massiccio o lamellare incollato sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm per il legno massiccio e 600 mm per il legno lamellare incollato, i valori caratteristici della resistenza vengono incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h, di cui al §11.7.1.1 D.M. 2018.

γ_M: coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori sono riportati nella Tab. 4.4.III D.M. 2018;

k_{mod}: coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. I valori di k_{mod} sono forniti nella Tab. 4.4.IV D.M. 2018.

Le tensioni interne sono calcolate nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

Le verifiche di resistenza degli elementi strutturali in legno sono riferite alla direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante.

Le verifiche effettuate sono quelle previste al §4.4.8.1 D.M. 2018 ed in particolare:
- Verifiche di Trazione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Compressione parallela alla fibratura;
- Verifiche di Pressoflessione/Tensoflessione;
- Verifiche di Taglio;
- Verifiche di Taglio e Torsione.

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

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

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

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento interessato dalla verifica, sono riportati i valori delle resistenze e delle sollecitazioni che hanno dato il minimo coefficiente di sicurezza, calcolato generalmente come:

$$CS = R_d/S_d.$$

Verifiche di Instabilità

Per tutti gli elementi strutturali sono state condotte verifiche delle membrature nei confronti di possibili fenomeni di instabilità, quali lo sbandamento laterale degli elementi compressi o pressoinflessi secondo le indicazioni del §4.4.8.2 del D.M. 2018; in particolare sono state effettuate le seguenti verifiche:

- Verifiche di stabilità per elementi compressi;
- Verifiche di stabilità per elementi inflessi e compressi (secondo il §6.5.2.3 della CNR-DT 206/2007).

Si precisa che nel caso della verifica di stabilità per elementi inflessi e compressi, sia per i pilastri che per le travi, sono considerati gli effetti di svergolamento per entrambi i piani di flessione.

Nei "*Tabulati di calcolo*", per ogni tipo di verifica e per ogni elemento strutturale, sono riportati i risultati di tali verifiche.

Verifiche di Deformabilità

Le deformazioni di una struttura, dovute agli effetti delle azioni applicate, degli stati di coazione, delle variazioni di umidità e degli scorrimenti nelle unioni, devono essere contenute entro limiti accettabili, sia in relazione ai danni che possono essere indotti ai materiali di rivestimento, ai pavimenti, alle tramezzature e, più in generale, alle finiture, sia in relazione ai requisiti estetici ed alla funzionalità dell'opera.

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine.

La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

Per la verifica di deformabilità, occorre determinare preventivamente la deformazione iniziale e la deformazione finale.

Per il calcolo della deformazione iniziale (u_{in}) occorre valutare la deformazione istantanea con riferimento alla combinazione di carico rara. Per il calcolo della deformazione finale (u_{fin}) occorre valutare la deformazione a lungo termine per la combinazione di carico quasi permanente e sommare a quest'ultima la deformazione istantanea dovuta alla sola aliquota mancante, nella combinazione quasi permanente, del carico accidentale prevalente (da intendersi come il carico variabile di base della combinazione rara).

In via semplificata la deformazione finale u_{fin}, relativa ad una certa condizione di carico, si valuta come segue:

$$u_{fin} = u_{in}+u_{dif}$$

dove:

- u_{in} è la deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico rara;

- $u_{dif} = u'_{in} \cdot k_{def}$ è la deformazione differita, nella quale:

  - u'_{in}: deformazione iniziale (istantanea), calcolata con riferimento alla combinazione di carico quasi permanente;

  - k_{def}: coefficiente riportato nella Tab. 4.4.V D.M. 2018.

La verifica di deformabilità per gli elementi inflessi è eseguita come indicato nel §6.4.3 della CNR-DT 206/2007. I relativi risultati sono riportati nei "*Tabulati di calcolo*".

Dettagli strutturali

Il progetto delle strutture è stato condotto rispettando i dettagli strutturali previsti

dal D.M. 2018, nel seguito illustrati. Il rispetto dei dettagli può essere evinto, oltreché dagli elaborati grafici, anche dalle verifiche riportate nei tabulati allegati alla presente relazione.

Verifica elementi in Muratura

Per quanto concerne la verifica degli ***elementi in muratura*** (maschi e fasce), visto che tali elementi sono schematizzati attraverso elementi FEM di tipo shell (HP Shell), si procede, preventivamente, a determinare le sollecitazioni agenti, attraverso l'integrazione delle tensioni eseguite su almeno tre sezioni (in testa, al piede ed in mezzeria per i maschi; a destra, a sinistra ed in mezzeria per le fasce). Una volta determinate le sollecitazioni (sforzo normale, momento e taglio nel piano e momento fuori piano) si procede alle verifiche di resistenza su tali elementi.
In particolare, per i **maschi murari**, vengono eseguite le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_U), calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed un'opportuna distribuzione non lineare delle compressioni, secondo l'espressione (7.8.2) del D.M. 17/01/2018. Nel caso di una sezione rettangolare, tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_u è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0{,}85 \cdot f_d)<0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente viene calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.1 del D.M. 2018, ossia assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità $0{,}8 \cdot x$, dove x rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a $0{,}85 \cdot f_d$. Le deformazioni massime considerate sono pari a $e_m = 0{,}0035$ per la muratura compressa e $\varepsilon_s = 0{,}01$ per l'acciaio teso.

- ***Taglio nel piano***: la verifica, per gli elementi in muratura ordinaria, si effettua confrontando il taglio agente di calcolo (V_{Ed}) con il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) calcolato secondo l'espressione (7.8.3) del D.M. 2018. Per gli elementi realizzati in muratura armata, il taglio ultimo resistente (V_{Rd}) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.2 del D.M. 2018 .

- ***Pressoflessione fuori piano***: la verifica, degli elementi in muratura ordinaria, per le combinazioni sismiche, si effettua confrontando il momento agente di calcolo (M_S) con il momento ultimo resistente (M_R), calcolato assumendo un

diagramma delle compressioni rettangolare, con un valore di resistenza pari a $0,85 \times f_d$ e trascurando la resistenza a trazione della muratura. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

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

dove:

M_R è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione;

L è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa);

t è lo spessore della zona compressa della parete;

$\sigma_o = P/(L \cdot t)$ è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione, con P forza assiale agente (positiva se di compressione). $M_R = 0$ se P è di trazione oppure se $(1 - \sigma_o/0,85 \cdot f_d) < 0$;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura.

Per le combinazioni in assenza di sisma, invece, tale verifica viene effettuata secondo quanto indicato al §4.5.6.2 del D.M. 2018, confrontando lo sforzo normale di calcolo (N_S) con lo sforzo normale resistente (N_R). Nel caso di una sezione rettangolare tale sforzo normale resistente può essere calcolato come:

$$N_R = \Phi_t \cdot A \cdot f_d;$$

dove:

$A = L \cdot t$ è l'area della parete;

$f_d = f_k/\gamma_M$ è la resistenza a compressione di calcolo della muratura;

Φ_t è il coefficiente "*trasversale*" di riduzione della resistenza; in particolare:

- per le sezioni di ***testa/piede*** viene calcolato con la relazione (6.4) (EN 1996-1-1:2006):

$$\Phi_t = 1 - 2 \cdot e_i/t; \quad \text{con } e_i = e_{FP} + e_{imp} = M_S/N_S + H/200 \geq 0,05 \cdot t.$$

- per le sezioni di ***mezzeria*** viene calcolato secondo le indicazioni di Annex G EN 1996-1-1:2006

Per gli elementi realizzati in muratura armata, il momento ultimo resistente (M_R) è calcolato secondo quanto indicato al §7.8.3.2.3 del D.M. 2018, ossia adottando un diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

- ***Snellezza***: la verifica si effettua confrontando il valore della snellezza di calcolo con il valore della snellezza limite, al fine di controllare il requisito geometrico delle pareti resistenti al sisma oppure di limitare gli effetti del secondo ordine in caso di calcolo non sismico.

Per le **fasce murarie** (o travi di accoppiamento in muratura), vengono eseguite, qualora siano state incluse nella modellazione strutturale, le seguenti verifiche:

- ***Pressoflessione nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza

può essere assunto non superiore al valore ottenuto dall'espressione (7.8.5) del D.M. 2018:

$$M_R = H_p \cdot h/2 \cdot [1 - H_p/(0{,}85 \cdot f_{hd} \cdot h \cdot t)];$$

dove

H_p: minimo tra la resistenza a trazione dell'elemento teso disposto orizzontalmente ed il valore $0{,}4\ f_{hd} \cdot h \cdot t$;

$f_{hd} = f_{hk}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a compressione della muratura in direzione orizzontale (nel piano della parete).

- ***Taglio nel piano***: la verifica si effettua allo stesso modo di quanto previsto per i pannelli murari verticali (maschi). Nel caso di muratura ordinaria, qualora siano presenti, in prossimità della trave in muratura, elementi orizzontali dotati di resistenza a trazione (catene, cordoli, ecc.), il valore della resistenza può essere assunto non superiore al valore ottenuto dal minimo tra l'espressione (7.8.4) e (7.8.6) del D.M. 2018:

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

dove

h: altezza della sezione della trave;

$f_{vd0} = f_{vk0}/\gamma_M$: resistenza di calcolo a taglio in assenza di compressione;

L: luce libera della trave in muratura.

Negli edifici in muratura esistente, in cui vi è una carenza sistematica di elementi di collegamento tra le pareti a livello degli orizzontamenti, è possibile richiedere una valutazione della vulnerabilità nei riguardi di ***meccanismi locali***, che possono interessare non solo il collasso fuori dal piano di singoli pannelli murari, ma più ampie porzioni dell'edificio (ribaltamento e/o spanciamento di intere pareti mal collegate, ribaltamento e/o spanciamento di pareti sommitali, ecc.). Il modello utilizzato per questo tipo di valutazioni è quello dell'analisi limite dell'equilibrio delle strutture murarie, di cui al par. C8.7.1.2 della Circolare 2019 del D.M. 2018.
Per ogni possibile meccanismo locale, ritenuto significativo per l'edificio, il metodo si articola nei seguenti passi:

- trasformazione di una parte della costruzione in un sistema labile (catena cinematica), attraverso l'individuazione di corpi rigidi, definiti da piani di frattura ipotizzabili per la scarsa resistenza a trazione della muratura, in grado di ruotare o scorrere tra loro (meccanismo di danno e collasso);
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a_0 che comporta l'attivazione del meccanismo (stato limite di danno);
- valutazione dell'evoluzione del moltiplicatore orizzontale dei carichi a al crescere dello spostamento d_k di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse, fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta in curva di capacità, ovvero in accelerazione a^* e spostamento d^* spettrali, con valutazione dello spostamento ultimo per collasso del meccanismo (stato limite ultimo);

- verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità delle resistenze richieste alla struttura (*analisi cinematica lineare*).

Per l'applicazione del metodo di analisi, si ipotizza:

- resistenza nulla a trazione della muratura;
- assenza di scorrimento tra i blocchi;
- resistenza a compressione infinita della muratura.

Nella "*Relazione di calcolo*", per brevità, non potendo riportare una così grossa mole di dati, si riportano le sollecitazioni che hanno dato luogo al minimo coefficiente di sicurezza.

6. Relazione di calcolo

Verifica Solai di copertura in legno

Di seguito si riportano le analisi dei carichi utilizzate per le verifiche e le caratteristiche del legname utilizzato. Nei paragrafi successivi vengono esposte le verifiche per ogni campo di solaio.

DEFINIZIONE DEI CARICHI

G_1=	0,20	kN/m^2	Proprio		
G_2=	**1,90**	kN/m^2	Perm.Portato		
Q_{k1}=	**0,50**	kN/m^2	Azione variabile dominante	**(Accidentale)**	cat H
Q_{k2}=	**0,70**	kN/m^2	Azione variabile secondaria	**(Accidentale)**	Neve
Q_{k3}=	**0,00**	kN/m^2	Azione variabile secondaria	**(Accidentale)**	
E =	**0,00**	kN/m^2	Sisma		
P =	**0,00**	kN/m^2	Pretensione e precompressione		

Combinazione fondamentale (SLU)

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

Coefficienti :

γ_{G1}=	**1,30**				
γ_{G2}=	**1,50**				
γ_{Q1}=	**1,50**				
γ_{Q2}=	**1,50**	→	**P_{TOT}.=**	**3,86**	**kN/m^2**
γ_{Q3}=	**0,00**				
ψ_{02}=	**0,00**				
ψ_{03}=	**0,00**				
γ_P=	**1**				

Combinazione caratteristica (rara) (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02}\cdot Q_{k2} + \psi_{03}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

Coefficienti :

ψ_{02}=	**0,50**	→	**P_{TOT}.=**	**2,95**	**kN/m^2**
ψ_{03}=	**0,00**				

Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

Coefficienti :

ψ_{11}=	**0,00**				
ψ_{22}=	**0,00**	→	**P_{TOT}.=**	**2,10**	**kN/m^2**
ψ_{23}=	**0,00**				

Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}\cdot Q_{k1} + \psi_{22}\cdot Q_{k2} + \psi_{23}\cdot Q_{k3} + \ldots$$

Coefficienti :

ψ_{21}=	**0,00**				
ψ_{22}=	**0,00**	→	**P_{TOT}.=**	**2,10**	**kN/m^2**
ψ_{23}=	**0,00**				

Valori caratteristici delle proprietà del materiale (UNI EN 388:2004)

Tipo di legno utilizzato: **Castagno**

Classe : **S**

Massa volumica

Caratteristica	ρ_k	=	580	daN/m³

Proprietà di resistenza:

Flessione	$f_{m,k}$	=	28,00	N/mm²
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	=	17,00	N/mm²
Traz.perpendicolare	$f_{t,90,k}$	=	0,60	N/mm²
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	=	22,00	N/mm²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	=	7,30	N/mm²
Taglio	$f_{v,k}$	=	4,00	N/mm²

Moduli elastici:

Parallelo medio	$E_{0,m}$	=	12,5	KN/mm²
Parallelo caratteristico	$E_{0,05}$	=	10,50	KN/mm²
Perpendicolare medio	$E_{90,m}$	=	0,83	KN/mm²
Tangenziale medio	G_m	=	0,78	KN/mm²

Valori di calcolo delle proprietà del materiale

Classe di servizio **2**

γ_m = **1,5** Tab. 4.4.III

Proprietà di resistenza:

			FONDAM.	RARA	FREQ.	Q. PERM.	
	K_{mod} =	=	**0,70**	**0,70**	**0,70**	**0,70**	Tab. 4.4.IV
Flessione	$f_{m,d}$	=	13,52	13,52	13,52	13,52	N/mm²
Trazione parallela	$f_{t,0,d}$	=	8,21	8,21	8,21	8,21	N/mm²
Traz.perpendicolare	$f_{t,90,d}$	=	0,29	0,29	0,29	0,29	N/mm²
Compressione parallela	$f_{c,0,d}$	=	10,62	10,62	10,62	10,62	N/mm²
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,d}$	=	3,52	3,52	3,52	3,52	N/mm²
Taglio	$f_{v,d}$	=	1,93	1,93	1,93	1,93	N/mm²

Solaio A

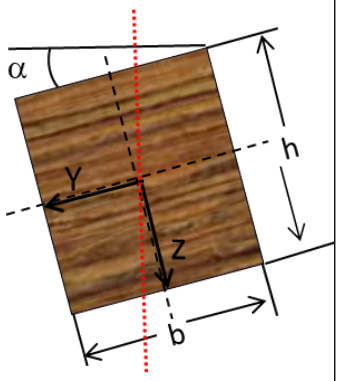
Verifica Terzera

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	430	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	116	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**4,48**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**10,35**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**9,63**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**9,30**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,69**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,36**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,19**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
P_{irara}	**=**	**3,42**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,91	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,94**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
P_{iqperm}	**=**	**2,44**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,52	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,56**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
P_{ifond}	**=**	**2,44**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,65	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,02	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,67**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,94** cm < L/300 = 1,43 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

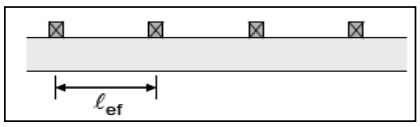
$w_{fin.}$ = **1,50** cm < L/200 = 2,15 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,67** cm < L/300 = 1,43 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	430	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	383,07	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,27		
$K_{crit,m}$	=	1,00		
$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}}$	=	**0,69**	< 1	**Verificato**



Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	14	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	**0,34**	N/mm^2	
$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	=	**0,10**	< 1	**Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**68,80**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**18,69**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**68,80**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**9,76**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{455}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{286}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{640}$	Verificato

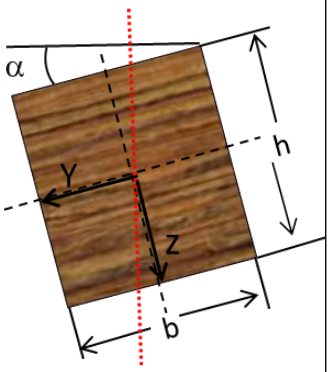
Verifica Travetto secondario

DATI

Dati sezione

b	=	8	cm	Base
h	=	8	cm	Altezza
Wy	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	127	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	32	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,78	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**1,26**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**0,25**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**0,80**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**2,97**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,22**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,19**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,10**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,80	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**0,90**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,07	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,08**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**	
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**	
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale	Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al momento flettente	
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio	
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,05**	cm	Freccia differita totale	

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,05	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,05**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$	=	**0,08**	cm	<	L/300 =	0,42	cm	**OK**

B) Verifica della deformazione finale

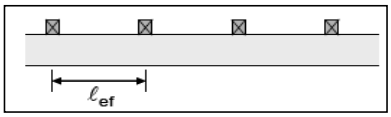
$w_{fin.}$	=	**0,12**	cm	<	L/200 =	0,635	cm	**OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$	=	**0,05**	cm	<	L/300 =	0,42	cm	**OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	127	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	518,80	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,23		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}22 < 1$$ **Verificato**

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	10	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,10	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}03 < 1$$ **Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**21,97**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**9,69**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**21,97**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**2,83**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{1683}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{1053}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{2416}$	Verificato

Solaio B

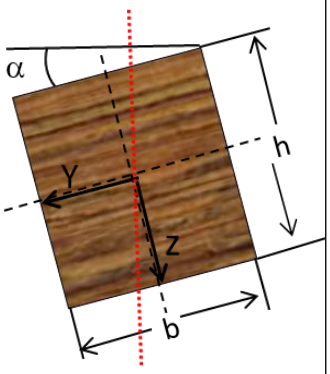
Verifica Puntoni

DATI

Dati sezione

b	=	24	cm	Base
h	=	24	cm	Altezza
Wy	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	360	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	423	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	4,27	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**18,49**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**29,96**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**33,29**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**13,00**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,96**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,87**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,45**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	3,15	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**13,32**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,84	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,06	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,90**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**9,73**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,49	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,08	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,57**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**9,73**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,62	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,66**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,90** cm < L/300 = 1,20 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

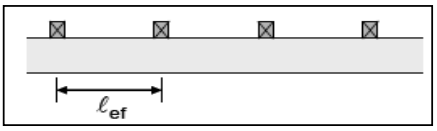
$w_{fin.}$ = **1,47** cm < L/200 = 1,8 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,66** cm < L/300 = 1,20 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	**360**	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	549,06	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,23		
$K_{crit,m}$	=	1,00		
$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}}$	=	**0,96**	< 1	**Verificato**



Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	**25**	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	**0,55**	N/mm^2	
$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	=	**0,16**	< 1	**Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**96,19**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**44,89**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**96,19**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**15,74**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{400}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{245}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{547}$	Verificato

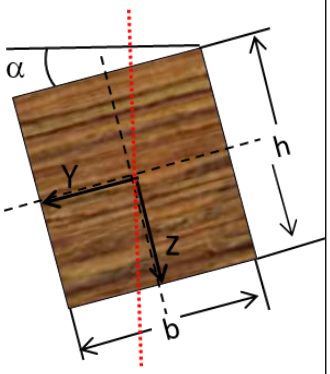
Verifica Terzere

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	425	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	151	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**5,74**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**12,95**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**12,19**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**11,64**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,86**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,46**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,24**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**4,45**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	1,14	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**1,17**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**3,17**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,65	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,05	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,70**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**3,17**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,81	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,84**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **1,17** cm < L/300 = 1,42 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

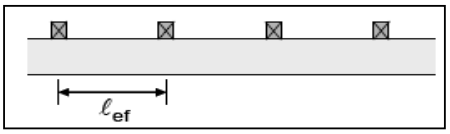
$w_{fin.}$ = **1,87** cm < L/200 = 2,125 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,84** cm < L/300 = 1,42 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	425	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	387,57	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,27		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}86 < 1$$ **Verificato**

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	12	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,51	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}14 < 1$$ **Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**86,13**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**23,68**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**86,13**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**14,42**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{362}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{227}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{509}$	Verificato

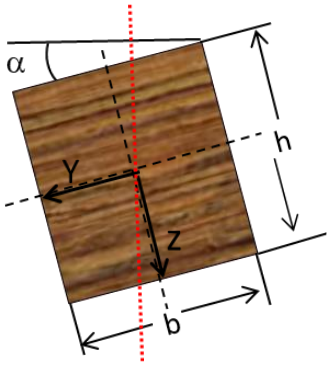
Verifica travetti secondari

DATI

Dati sezione

b	=	8	cm	Base
h	=	8	cm	Altezza
Wy	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	165	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	32	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,78	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**1,26**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**0,43**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**1,04**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**5,01**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,37**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,24**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,13**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,80	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
P_{irara}	**=**	**0,90**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,20	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,21**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
P_{iqperm}	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,11	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,12**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
P_{ifond}	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,14	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,15**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,21** cm < L/300 = 0,55 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

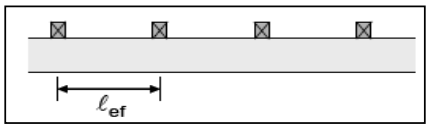
$w_{fin.}$ = **0,33** cm < L/200 = 0,825 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,15** cm < L/300 = 0,55 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	**165**	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	399,32	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,26		
$K_{crit,m}$	=	1,00		
$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}}$	=	**0,37**	< 1	**Verificato**



Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	**10**	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	**0,13**	N/mm^2	
$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}}$	=	**0,04**	< 1	**Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**37,08**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**12,58**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**37,08**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**3,68**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{786}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{497}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{1128}$	Verificato

Solaio C

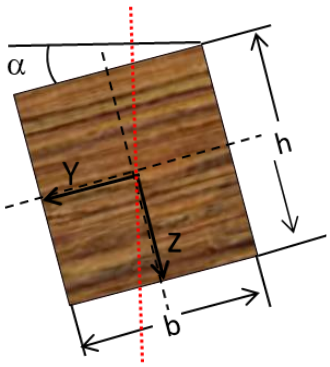
Verifica puntoni

DATI

Dati sezione

b	=	24	cm	Base
h	=	24	cm	Altezza
Wy	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	380	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	355	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	4,27	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**15,59**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**28,14**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**29,62**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$ = **12,21** N/mm^2 $= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,90** < 1 **Verificato**

Verifica a taglio

τ_d = **0,77** N/mm^2

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$ = **0,40** < 1 **Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	3,15	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**11,18**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,88	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,05	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,93**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**8,17**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,51	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,07	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,58**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**8,17**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,64	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,68**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,93** cm < L/300 = 1,27 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

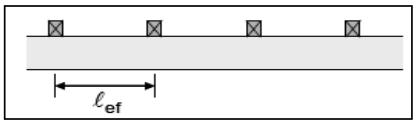
$w_{fin.}$ = **1,52** cm < L/200 = 1,9 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,68** cm < L/300 = 1,27 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	380	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	520,16	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,23		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}90 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	25	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,49	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}14 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**90,35**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**39,95**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**90,35**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**14,01**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{408}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{251}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{558}$	Verificato

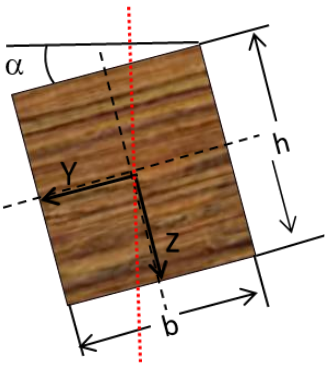
Verifica terzere

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	355	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	144	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**5,49**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**8,64**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**9,74**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**7,77**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,57**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,37**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,19**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**4,25**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,53	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,55**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**3,02**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,30	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,33**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**3,02**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,38	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,02	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,39**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,55** cm < L/300 = 1,18 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

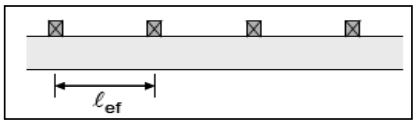
$w_{fin.}$ = **0,89** cm < L/200 = 1,775 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,39** cm < L/300 = 1,18 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	355	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	463,99	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,25		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0,57 \quad < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	12	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,41	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0,12 \quad < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**57,45**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**18,91**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**57,45**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**11,51**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{642}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{401}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{902}$	Verificato

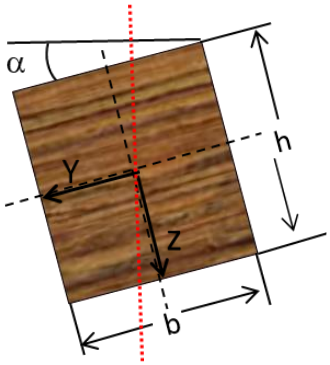
Verifica travetti secondari

DATI

Dati sezione

b	=	8	cm	Base
h	=	8	cm	Altezza
Wy	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	158	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	32	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,78	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**1,26**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**0,39**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**0,99**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**4,60**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,34**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,23**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,12**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,80	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**0,90**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,17	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,18**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,09	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,10**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,12	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,12**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,18** cm < L/300 = 0,53 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

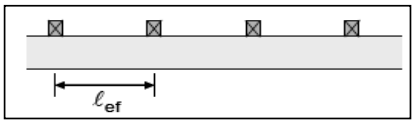
$w_{fin.}$ = **0,28** cm < L/200 = 0,79 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,12** cm < L/300 = 0,53 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	158	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	417,01	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,26		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}34 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	10	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,12	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}04 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**34,00**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**12,05**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**34,00**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**3,52**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{892}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{563}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{1281}$	Verificato

Solaio D

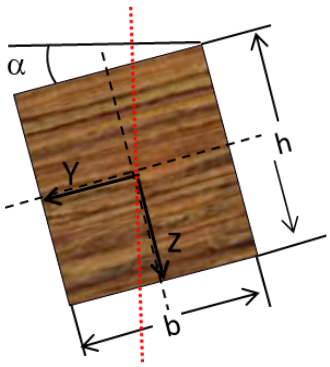
Verifica puntoni

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	433	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	120	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**4,62**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**10,83**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**10,01**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$ = **9,73** N/mm^2 $= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,72** < 1 **Verificato**

Verifica a taglio

τ_d = **0,38** N/mm^2

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$ = **0,19** < 1 **Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**3,54**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,97	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**1,00**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**2,52**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,55	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,59**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**2,52**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,69	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,02	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,71**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **1,00** cm < L/300 = 1,44 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

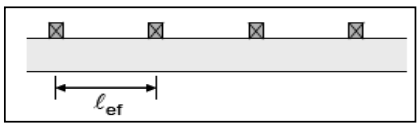
$w_{fin.}$ = **1,60** cm < L/200 = 2,165 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,71** cm < L/300 = 1,44 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	433	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	380,41	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,27		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}72 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	14	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,36	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}10 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**72,01**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**19,43**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**72,01**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**10,14**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{431}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{271}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{606}$	Verificato

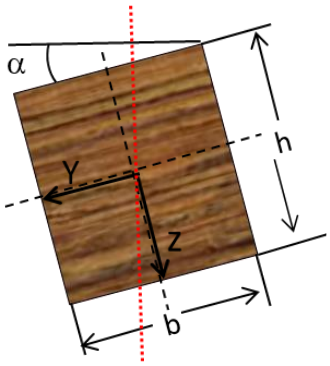
Verifica terzere

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	433	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	120	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**4,62**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**10,83**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**10,01**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$ = **9,73** N/mm^2 $= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,72** < 1 **Verificato**

Verifica a taglio

τ_d = **0,38** N/mm^2

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$ = **0,19** < 1 **Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**3,54**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,97	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**1,00**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**2,52**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,55	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,59**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**2,52**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,69	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,02	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,71**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **1,00** cm < L/300 = 1,44 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

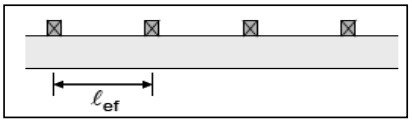
$w_{fin.}$ = **1,60** cm < L/200 = 2,165 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,71** cm < L/300 = 1,44 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	433	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	380,41	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,27		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}72 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	14	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,36	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}10 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**72,01**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**19,43**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**72,01**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**10,14**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{431}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{271}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{606}$	Verificato

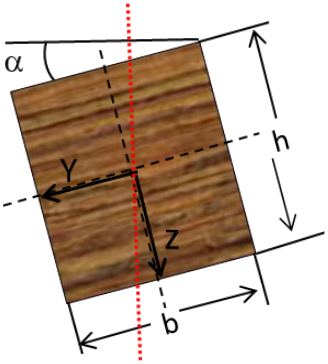
Verifica travetti secondari

DATI

Dati sezione

b	=	8	cm	Base
h	=	8	cm	Altezza
Wy	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	131	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	32	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,78	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**1,26**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**0,27**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**0,82**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**3,16**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,23**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,19**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,10**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,80	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**0,90**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,08	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,09**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,05**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,06	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,06**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,09** cm < L/300 = 0,44 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

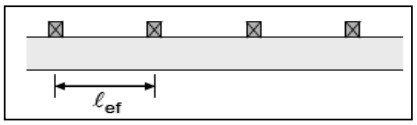
$w_{fin.}$ = **0,14** cm < L/200 = 0,655 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,06** cm < L/300 = 0,44 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	131	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	502,96	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,24		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}23 \quad < 1 \quad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	10	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,10	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}03 \quad < 1 \quad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**23,37**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**9,99**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**23,37**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**2,92**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{1539}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{965}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{2209}$	Verificato

Solaio E

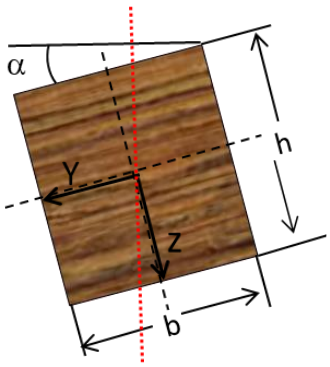
Verifica puntoni

DATI

Dati sezione

b	=	24	cm	Base
h	=	24	cm	Altezza
Wy	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	2304,00	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	27648,00	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	418	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	210	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	4,27	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**9,40**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**20,53**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**19,64**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$ = **8,91** N/mm^2 $= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,66** < 1 **Verificato**

Verifica a taglio

τ_d = **0,51** N/mm^2

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$ = **0,26** < 1 **Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	3,15	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
P_{irara}	**=**	**6,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,76	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,80**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
P_{iqperm}	**=**	**4,83**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,44	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,05	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,50**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,30	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
P_{ifond}	**=**	**4,83**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,56	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,58**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,80** cm < L/300 = 1,39 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

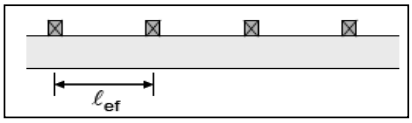
$w_{fin.}$ = **1,29** cm < L/200 = 2,09 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,58** cm < L/300 = 1,39 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	418	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	472,87	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,24		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}66 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	25	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,33	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}09 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**65,92**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**26,49**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**65,92**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**9,29**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{523}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{323}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{716}$	Verificato

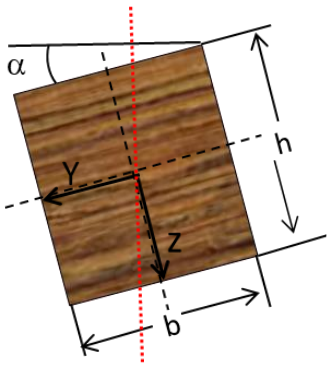
Verifica terzere

DATI

Dati sezione

b	=	20	cm	Base
h	=	20	cm	Altezza
Wy	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	1333,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	13333,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	210	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	117	cm	Interasse travi
β	=	0,00	°	Inclinazione della trave
α	=	24,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,60	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**4,51**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**2,49**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**4,74**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$	=	**2,24**	N/mm^2	$= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$
$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$	=	**0,17**	< 1	**Verificato**

Verifica a taglio

τ_d	=	**0,18**	N/mm^2	
$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$	=	**0,09**	< 1	**Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**3,45**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,05	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,06**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**2,46**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,03	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,04**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	2,10	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**2,46**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,04	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,04**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,06** cm < L/300 = 0,70 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

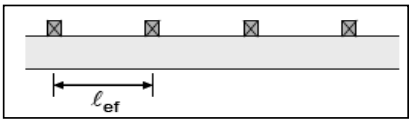
$w_{fin.}$ = **0,10** cm < L/200 = 1,05 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,04** cm < L/300 = 0,70 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	210	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	784,37	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,19		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}17 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	12	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,20	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}06 \quad < 1 \qquad \text{Verificato}$$

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**16,54**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**9,20**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**16,54**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**5,60**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{3514}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{2121}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{4936}$	Verificato

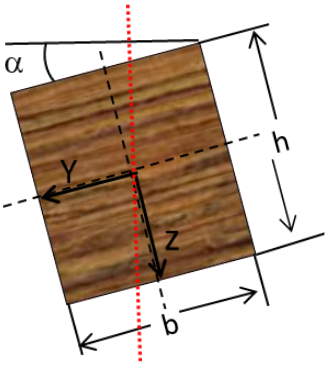
Verifica travetti secondari

DATI

Dati sezione

b	=	8	cm	Base
h	=	8	cm	Altezza
Wy	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto y
Wz	=	85,33	cm^3	Modulo di resistenza rispetto z
Jy	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto y
Jz	=	341,33	cm^4	Momento di inerzia rispetto z

Classe legno = S



Dati schema di carico

Schema statico = **Appoggio/Appoggio**

L	=	128	cm	Luce di calcolo
i_{max}	=	32	cm	Interasse travi
β	=	24,00	°	Inclinazione della trave
α	=	0,00	°	Inclinazione della sezione

VERIFICHE DI RESISTENZA (SLU) (§ Par. 4.4.8.1)

Si considera la combinazione di carico **fondamentale**

Carichi

$P_{TOT.fond}$	=	3,78	kN/m^2	Carico distribuito totale
P_{ifond}	=	**1,26**	kN/m	Carico lineare sull'elemento

Sollecitazioni

M_{max}	=	**0,26**	kNm	Momento sollecitante
T_{max}	=	**0,80**	kN	Taglio sollecitante

Verifica a flessione

$\sigma_{m,d}$ = **3,02** N/mm^2 $= \sigma_{m,y,d} + 0,7\ \sigma_{m,z,d}$

$\frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}}$ = **0,22** < 1 **Verificato**

Verifica a taglio

τ_d = **0,19** N/mm^2

$\frac{\tau_d}{f_{v,d}}$ = **0,10** < 1 **Verificato**

VERIFICHE DI DEFORMAZIONE (SLE)

Calcolo delle frecce:

1) Freccia istantanea (w_{ist})

$P_{TOT.rara}$	=	2,80	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$\mathbf{P_{irara}}$	**=**	**0,90**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **rara**
$w_{ist,M}$	=	0,07	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{ist,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{ist,Tot.}$	=	**0,08**	cm	Freccia istantanea totale

2) Freccia differita ($w_{diff.}$)

$P_{TOT.qperm}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
$\mathbf{P_{iqperm}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **quasi permanente**
K_{def}	=	**0,8**		Coeff.di viscosità del materiale — Tab. 4.4.V
$w_{diff,M}$	=	0,04	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{diff,V}$	=	0,01	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{diff,Tot.}$	=	**0,05**	cm	Freccia differita totale

3) Freccia dovuta ai carichi variabili (w_{var})

$P_{TOT.fond}$	=	1,95	kN/m^2	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
$\mathbf{P_{ifond}}$	**=**	**0,62**	kN/m	Carico lineare per combinazione di carico **frequente variabili**
w_{varM}	=	0,05	cm	Freccia dovuta al momento flettente
$w_{var,V}$	=	0,00	cm	Freccia dovuta al taglio
$w_{var,Tot.}$	=	**0,05**	cm	Freccia istantanea totale

Verifiche *(Valori limite secondo EC5)*

A) Verifica della deformazione istantanea

$w_{ist.}$ = **0,08** cm < L/300 = 0,43 cm **OK**

B) Verifica della deformazione finale

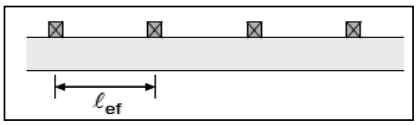
$w_{fin.}$ = **0,12** cm < L/200 = 0,64 cm **OK**

C) Verifica della deformazione dovuta ai carichi variabili

$w_{var.}$ = **0,05** cm < L/300 = 0,43 cm **OK**

Verifica di istabilità allo svergolamento flesso/torzionale

$l_{eff.}$	=	128	cm	distanza tra gli elementi di rinforzo
$\sigma_{m,crit.}$	=	514,74	N/mm^2	
$\lambda_{rel,m}$	=	0,23		
$K_{crit,m}$	=	1,00		



$$\frac{\sigma_{m,d}}{K_{crit,m} * f_{m,d}} = 0{,}22 < 1$$ **Verificato**

Verifica a compressione dell'appoggio

$l_{app.}$	=	10	cm	Lunghezza dell'appoggio
$\sigma_{c,90,d}$	=	0,10	N/mm^2	

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} = 0{,}03 < 1$$ **Verificato**

TABELLA RIASSUNTIVA

Verifiche di resistenza:

Sfruttamento a flessione =	**22,31**	%	Verificato
Sfruttamento a taglio =	**9,76**	%	Verificato
Sfruttamento per instabilità =	**22,31**	%	Verificato
Sfruttamento compr. appoggio =	**2,85**	%	Verificato

Verifiche di deformazione:

Freccia istantanea =	$\frac{L}{1645}$	Verificato
Freccia finale =	$\frac{L}{1030}$	Verificato
Freccia da variabili =	$\frac{L}{2362}$	Verificato

Verifica Solaio plafone in legno

Verifica trave di rinforzo in acciaio IPE220

RELAZIONE DI CALCOLO - TRAVI MISTE ACCIAIO/CALCESTRUZZO CON CONNETTORI TECNARIA

Normativa di riferimento: NTC2018 D.M. 17-01-2018 / EN 1994-1-1:2004
Riferimento per le caratteristiche meccaniche dei connettori:
Valutazioni Tecniche Europee ETA-18/0447 ed ETA-18/0355.
Versione programma: 5.0.0.2

Progetto: Lazzaretto
Progettista: Savelli
Solaio: Rinforzo plafone

Tipologia

Soletta piena
Trave puntellata
Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti
Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:
EN 1994-1-1+NA

Azioni - Permanenti strutturali:	1.30
Azioni - Permanenti non strutturali:	1.30
Azioni - Variabili:	1.50
Materiali - Acciaio:	1.05
Materiali - Calcestruzzo:	1.50
Materiali - Connettori:	1.25
Materiali - Lamiera grecata:	1.10
Materiali - Acciaio per barre:	1.15

Limite all'inflessione delta 2: L / 300
Limite all'inflessione finale: L / 250

Geometria

Luce di calcolo:	690.0 cm
Interasse travi:	292.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	172.5 cm

Profilo:	IPE 220
ha:	220.0 mm
bf:	110.0 mm
tf:	9.2 mm
bfi:	110.0 mm
tfi:	9.2 mm
tw:	5.9 mm

r0: 12.0 mm
r1: 0.0 mm
Area: 3337.0 mm2
Iy: 2772.0 cm4
Wy Sup: 252000.0 mm3
Wy Inf: 252000.0 mm3
W Ply: 285400.0 mm3
Acciaio S275
fy: 275 N/mm2
Es: 210000 N/mm2
Calcestruzzo: Leca CLS 1400
fck: 20 N/mm2
Rck: 22 N/mm2
Densit : 15.50 kN/m3
E cm: 15000 N/mm2

Carichi

Peso proprio: 0.86 kN/m2
Altri p.p.: 0.00 kN/m2
Sottofondo: 0.00 kN/m2
Pavimento: 0.00 kN/m2
Tramezzi: 0.00 kN/m2
Altri perm.: 0.50 kN/m2
Variabili: 0.50 kN/m2

Fase 1+2 - sezione mista - SLU - STATO LIMITE ULTIMO

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 7.37 kN/m
Posizione asse neutro: 9.52 cm
Altezza totale: 27.00 cm
Momento sollecitante - MEd: 43.9 kNm
Momento resistante - MRd: 45.2 kNm
Verifica momento: 0.97
Taglio sollecitante - VEd: 25.4 kNm
Taglio resistente - VRd: 196.3 kN
Verifica taglio: 0.13

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.: 8.2 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ viscosit : 5.1 mm
Delta 2 da ritiro: 7.5 mm

Delta 2 totale: 12.6 mm = L / 547
Delta finale totale: 20.8 mm = L / 332

Asse neutro elastico dall'estradosso: 9.5 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 14.00

Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 6845.2 cm4
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 28.00
Momento di inerzia sezione omog.: 5755.4 cm4
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 6.5 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.0

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Compressione nella soletta in calcestruzzo:
Nc data dai connettori posizionati(kN): 171
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 874
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 327

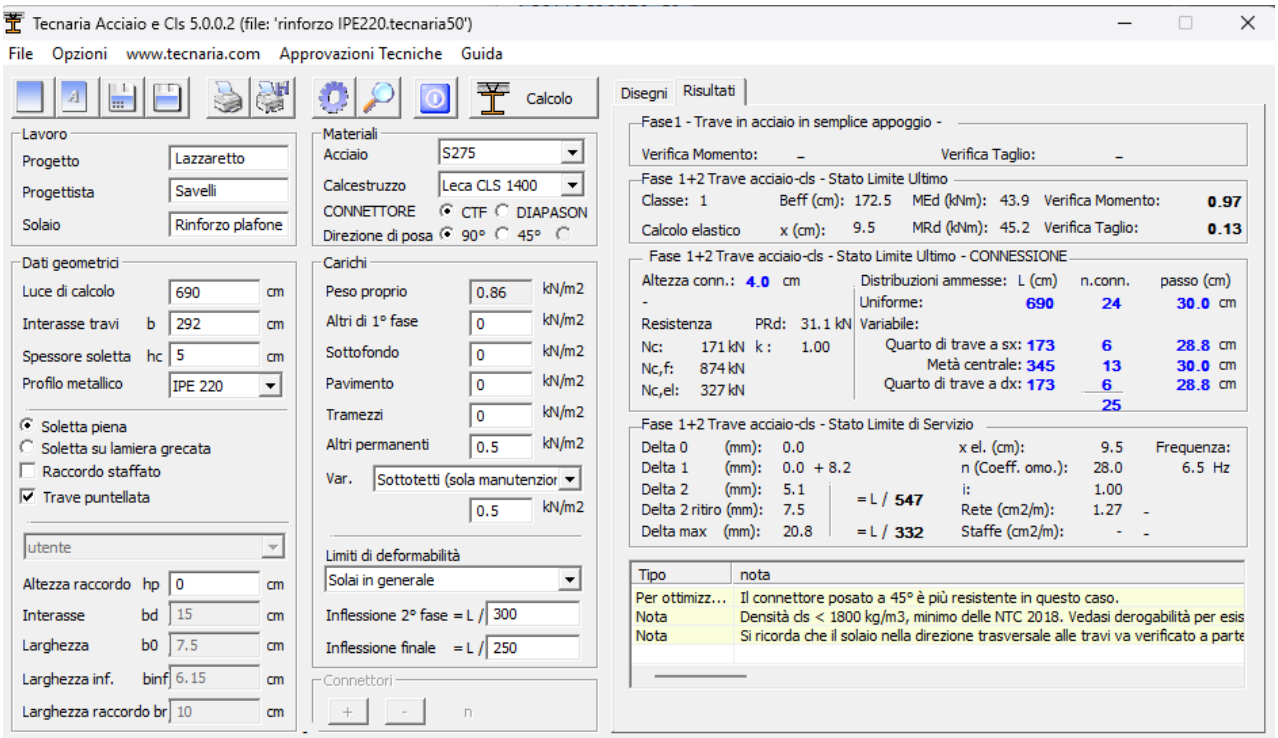
Tipo Connettore: CTF 12/40
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - Prd: 31.10 kN
Resistenza connessione PRd * k: 31.10 kN
Connettore rigido.
Distribuzione connettori elastica variabile

Distribuzione uniforme:
L= 690.0 cm Numero connettori= 24 Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):
Settore a sinistra:
L= 172.5 cm Numero connettori= 6 Passo= 28.8 cm
Settore centrale:
L= 345.0 cm Numero connettori= 13 Passo= 30.0 cm
Settore a destra:
L= 172.5 cm Numero connettori= 6 Passo= 28.8 cm

Fase 1+2 - sezione mista - Armatura trasversale in acciaio B450C

Soletta: 1.3 cm2/m



Verifica travetto in castagno esistente sez. 8x8

Solai misti legno-calcestruzzo con connettori TECNARIA

Verifiche agli Stati Limite in accordo a:

- Norme Tecniche per le Costruzioni DM 17/01/2018
- Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno
- Approvazione Tecnica CSTB connettori Tecnaria
- Valutazione Tecnica Europea ETA-18/0649

Progetto : Solaio misto legno-calcestruzzo
Progettista : Savelli

I risultati di seguito descritti si ottengono esclusivamente con l'utilizzo dei connettori Tecnaria; ogni altro utilizzo del presente calcolo è da ritenersi del tutto inattendibile.

_____ DATI _____

Solaio a semplice orditura con assito continuo
Trave puntellata o tirantata

___ GEOMETRIA ___

- Spessore soletta: 6 cm
  Spessore assito/pianelle/tavelle: 2 cm
  Spessore isolante: 12 cm
- Interasse travi: 50 cm
  Base travi: 8 cm
  Altezza travi: 8 cm
  Luce travi: 292 cm
- Limite freccia istantanea carichi variabili: L/ 500 = 5.84 mm
  Limite freccia attiva: 2: Finiture non fragili = 8.34 mm
  Limite freccia finale comb. quasi perm.: L/ 250 = 11.68 mm

___ CARICHI ___
- Permanenti strutturali: 2.06 kN/m²
  Permanenti non strutturali
   Carico iniziale 1: 0.00 kN/m²
   Carico iniziale 2: 0.40 kN/m²
   1° carico fragile: 0.00 kN/m²
   Carichi successivi: 0.80 kN/m²
  Totale perm. non strutturali: 1.20 kN/m²
  Variabili: 0.50 kN/m²
- Carico SLU a metro lineare: 2.49 kN/m

___ MATERIALI ___
- Legno - Tipo : Castagno Italia S UNI 11035:2010
  Resistenza a flessione caratteristica f_m,k: 28.0 N/mm²
  kh a flessione: 1.13
  Resistenza a trazione caratteristica f_t,0,k: 17.0 N/mm²
  kh a trazione: 1.13
  Resistenza a taglio caratteristica f_v,k: 4.00 N/mm²
  Modulo di elasticità medio E_0,m: 12500 N/mm²
  Peso specifico medio r_m: 5.8 kN/m³
  Coeff. modificazione azioni variabili K_mod: 0.80
  Fattore di deformazione K_def: 0.60
  Riduzione larghezza per verifica a taglio kcr: 0.67
  Coefficiente di sicurezza 1.50
- Classe calcestruzzo: Leca Cls 1400
  Resistenza caratteristica cilindrica f_c,k: 20.0 N/mm²
  Resistenza caratteristica a trazione 5% f_ctk: 1.3 N/mm²
  Modulo elasticità E: 15000 N/mm²
  Peso specifico r: 15.5 kN/m³
  Coefficiente di viscosità F: 2.50
  Coefficiente di sicurezza g_m: 1.50
- Connettore: Tecnaria CTL BASE 12/150 posato su tavolato di 2.00 cm
  Resistenza caratteristica connettore F_k: 8960 N
  Rigidezza connettore in esercizio K_ser: 4000 N/mm
  Rigidezza connettore ultima K_u: 2490 N/mm
  Coefficiente di sicurezza g_mk: 1.50
- Altri parametri
  Peso specifico assito/pianelle/tavelle: 6.40 kN/m³
  Peso specifico isolante: 0.25 kN/m³
  Coefficiente parziale carichi strutturali gG1: 1.30
  Coefficiente parziale perm. non strut. gG2: 1.30
  Coefficiente parziale carichi variabili gQ: 1.50
  Coefficiente psi2 carichi quasi permanenti: 0.60
  Appoggio del tavolato su trave: 2.0 cm
  Resistenza di progetto armatura fyd: 391.3 N/mm²

_____ RISULTATI _____

Connettori Tecnaria BASE 12/150 posati su tavolato continuo
Connettori a spaziatura variabile
- ai quarti estremi della trave: 43.3 cm
- nella metà centrale della trave: 50.0 cm

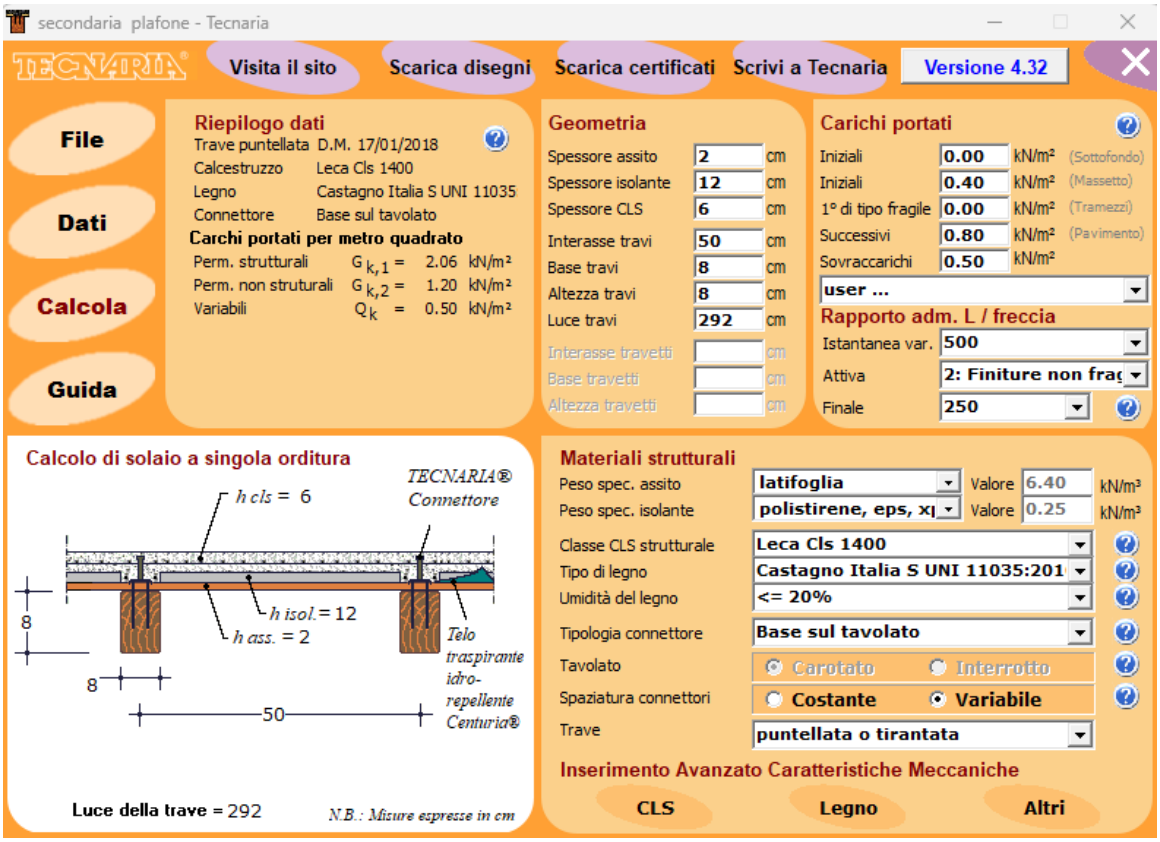
Numero di connettori per trave: 8
Numero di connettori a m²: 5.48
Armatura longitudinale minima nel raccordo: 0.00 cm²/trave nella parte inferiore.
Armatura longitudinale minima nella soletta: 0.53 cm²/trave nella parte inferiore.
Armatura trasversale nella soletta: 0.48 cm²/m

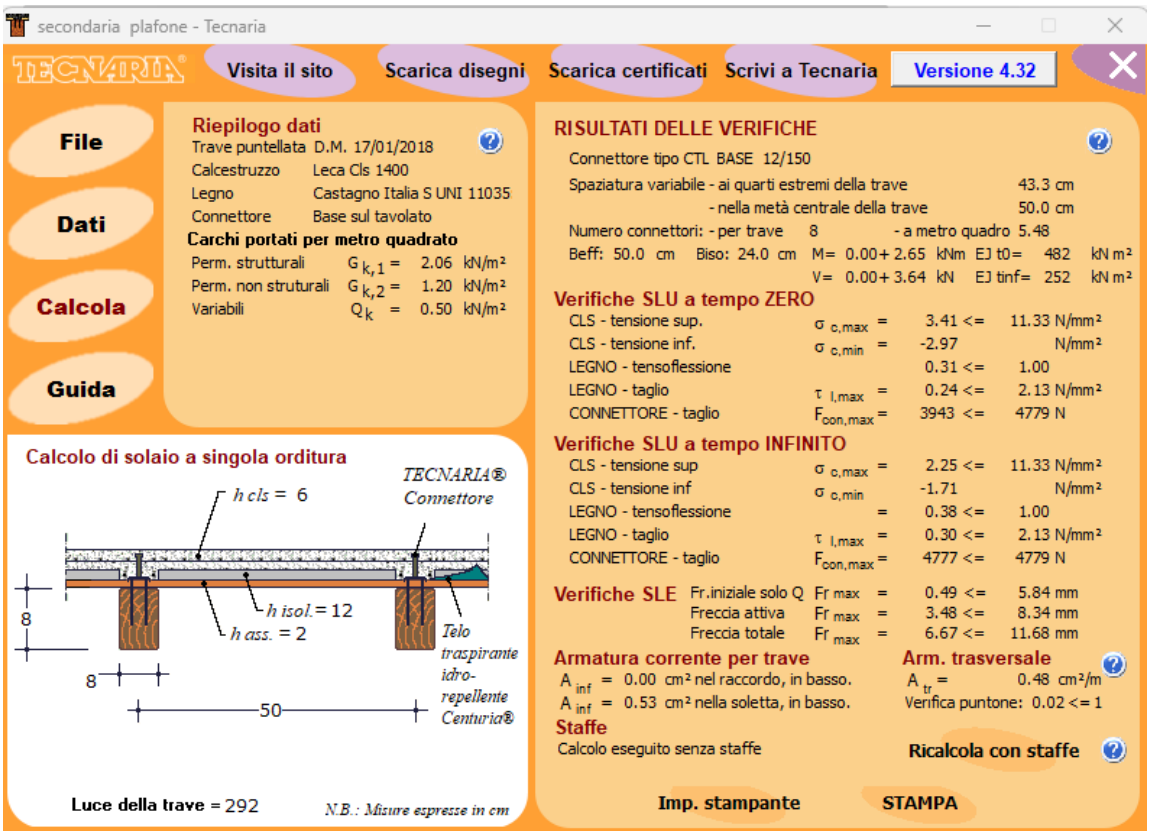
_____ VERIFICHE _____

Larghezza soletta collaborante: 50.0 cm
- Larghezza cordolo tra isolante: 24.0 cm

___ STATO LIMITE ULTIMO ___
- Momento massimo: 2.65 kNm
  Taglio massimo: 3.64 kN
- Verifiche a tempo zero
  CLS - tensione max: 3.41 N/mm² <= 11.33 N/mm²
  CLS - tensione min: -2.97 N/mm²
  LEGNO - tensoflessione: 0.31 <= 1.00
  LEGNO - taglio: 0.24 N/mm² <= 2.13 N/mm²
  CONN. - taglio: 3943 N <= 4779 N
- Verifiche a tempo infinito
  CLS - tensione max: 2.25 N/mm² <= 11.33 N/mm²
  CLS - tensione min: -1.71 N/mm²
  LEGNO - tensoflessione: 0.38 <= 1.00
  LEGNO - taglio: 0.30 N/mm² <= 2.13 N/mm²
  CONN. - taglio: 4777 N <= 4779 N

___ STATO LIMITE DI ESERCIZIO ___
EJ a tempo zero: 482.1 kNm²
EJ a tempo infinito: 252.1 kNm²
Freccia istantanea car. var.: 0.49 mm <= 5.84 mm
Freccia attiva: 3.48 mm <= 8.34 mm
Freccia a tempo infinito: 6.67 mm <= 11.68 mm





Verifica volta navata centrale

VERIFICA ARCHI IN MURATURA EX-ANTE / EX-POST

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE

Freccia dell'arco	f	3,23 m
Luce	2l	6,60 m
Altezza sezione ante/post	t	0,05 / 0,13 m
Larghezza di influenza	L	1,00 m

ANALISI DEI CARICHI EX-ANTE

peso specifico del riempimento	0,00 kN/m³
Altezza del riempimento sulla sezione di chiave	0,00 m
peso specifico del massetto	0,00 kN/m³
Spessore del massetto	0,00 m
peso specifico del pavimento	0,00 kN/m³
Spessore del pavimento	0,00 m
H1-Coperture accessibili per sola manutenzione	0,50 kN/m²

ANALISI DEI CARICHI EX-POST

peso specifico del riempimento	0,00 kN/m³
Altezza del riempimento sulla sezione di chiave	0,00 m
peso specifico del massetto	0,00 kN/m³
Spessore del massetto	0,00 m
peso specifico del pavimento	0,00 kN/m³
Spessore del pavimento	0,00 m
H1-Coperture accessibili per sola manutenzione	0,50 kN/m²

COMBINAZIONE

SLU SFAVOREVOLE

COMB: $\gamma G1*G1 + \gamma G2*G1 + \gamma p*P + \gamma Q1*Qk1 + \gamma Q2*\Psi 02*Qk2 + \gamma Q3*\Psi 03*Qk3 + ...$

VAR PRINCIPALE: FOLLA

§2.6.1 NTC18	COEFFICIENTI PER COMBINAZIONE SLU	γ_{G1} 1,5	γ_{G2} 1,5	γ_{Qi} 1,5
§2.5.3 NTC18	CATEGORIA AZIONE VARIABILE FOLLA:	Ψ_{0j} 0,0	Ψ_{1j} 0,0	Ψ_{2j} 0,0

AZIONE SISMICA	Coef. E	0,00
PERMANENTE STRUTTURALE	Coef. G_1	1,30
PERMANENTE NON STRUTTURALE	Coef. G_2	1,50
VARIABILE PRINCIPALE	Coef. Q_{k1}	1,50

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA DELL'ARCO EX-ANTE (In accordo alla C.7-2019)

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	fm (N/cm²)	τ0 (N/cm²)	fv0 (N/cm2)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	260,00	5,00	13,00	1500,00	500,00	18,00
Malta buona	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ricorsi o listature	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Connessione trasversale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Iniezioni di miscele leganti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Intonaco Armato	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ristilatura armata con connessione dei paramenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Condizione fessurata	1,00	1,00	1,00	0,75	0,75	1,00
Coefficiente Risultante	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**0,75**	**0,75**	**1,00**
Coefficiente massimo applicabile	1,00	1,00	1,00	0,75	0,75	1,00
	260,0 N/cm²	***5,0 N/cm²***	***13,0 N/cm²***	***1125,0 N/mm²***	***375,0 N/mm²***	***18 kN/m³***

Peso specifico della muratura	w	18 kN/m³	1,8 t/m³
Resistenza media a compressione della muratura	f_m	2600,0 kN/m²	2,60 N/mm²
Resistenza media a taglio della muratura	τ_0	50,0 kN/m²	0,05 N/mm²
Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali	fv0	130,00 kN/m²	0,13 N/mm²

Resistenza di calcolo, a compressione della muratura	f_d	962,96 kN/m²	0,96 N/mm²
Resistenza di calcolo, a taglio della muratura	τ_{0d}	18,52 kN/m²	0,02 N/mm²
Resistenza di calcolo a taglio in assenza di tensioni normali	$fv_{0,d}$	48,15 kN/m²	0,05 N/mm²

Valore medio del modulo di elasticità normale	E	1125 N/mm²	1125000 kN/m²
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	375 N/mm²	375000 kN/m²

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Coefficiente di sicurezza	γ_m	2	-

CARATTERISTICHE MECCANICHE DELLA MURATURA DELL'ARCO EX-ANTE (In accordo alla C.7-2019)

Muratura in mattoni pieni e malta di calce	fm (N/cm²)	τ0 (N/cm²)	fv0 (N/cm2)	E (N/mm²)	G (N/mm²)	w (kN/m³)
	260,00	5,00	13,00	1500,00	500,00	18,00
Malta buona	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ricorsi o listature	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Connessione trasversale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Iniezioni di miscele leganti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Intonaco Armato	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Ristilatura armata con connessione dei paramenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Diatoni artificiali o tirantini antiespulsivi	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Condizione fessurata	1,00	1,00	1,00	0,75	0,75	1,00
Coefficiente Risultante	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**0,75**	**0,75**	**1,00**
Coefficiente massimo applicabile	1,00	1,00	1,00	0,75	0,75	1,00
	260,0 N/cm²	*5,0 N/cm²*	*13,0 N/cm²*	*1125,0 N/mm²*	*375,0 N/mm²*	*18 kN/m³*

Peso specifico della muratura	w	18 kN/m³	1,8 t/m³
Resistenza media a compressione della muratura	f_m	2600,0 kN/m²	2,60 N/mm²
Resistenza media a taglio della muratura	τ_0	50,0 kN/m²	0,05 N/mm²
Resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali	fv0	130,00 kN/m²	0,13 N/mm²

Resistenza di calcolo, a compressione della muratura	f_d	962,96 kN/m²	0,96 N/mm²
Resistenza di calcolo, a taglio della muratura	τ_{0d}	18,52 kN/m²	0,02 N/mm²
Resistenza di calcolo a taglio in assenza di tensioni normali	fv0,d	48,15 kN/m²	0,05 N/mm²

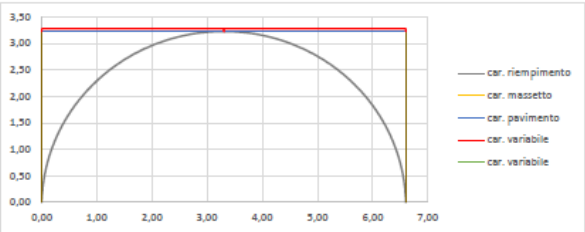
Valore medio del modulo di elasticità normale	E	1125 N/mm²	1125000 kN/m²
Valore medio del modulo di elasticità tangenziale	G	375 N/mm²	375000 kN/m²

Fattore di confidenza	FC	1,35	-
Coefficiente di sicurezza	γ_m	2	-

GEOMETRIA DELL'ARCO EX-ANTE

Freccia media	3,23 m
Angolo di attacco	88,77°
Angolo secante	44,39°
semicorda x	3,30 m
R*= R - f	0,07
Raggio	3,30
Lunghezza arco medio	10,23 m
Altezza terzo medio	0,02 m

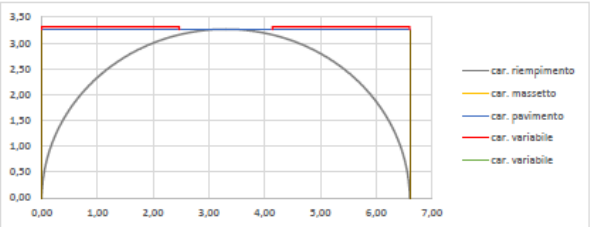
Spinta sull'imposta: S	3,51 kN/m²
Reazione Appoggio: R	8,46 kN/m²
Forza risultante: H	9,16 kN/m²



GEOMETRIA DELL'ARCO EX-POST

Freccia media	3,27 m
Angolo di attacco	89,48°
Angolo secante	44,74°
semicorda x	3,30 m
R*= R - f	0,03
Raggio	3,30
Lunghezza arco medio	10,31 m
Altezza terzo medio	0,04 m

Spinta sull'imposta: S	6,47 kN/m²
Reazione Appoggio: R	17,54 kN/m²
Forza risultante: H	18,70 kN/m²

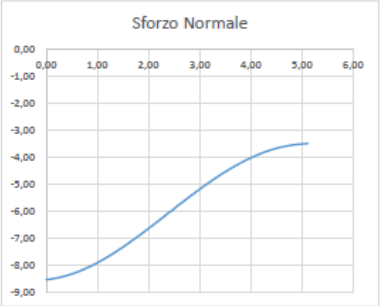


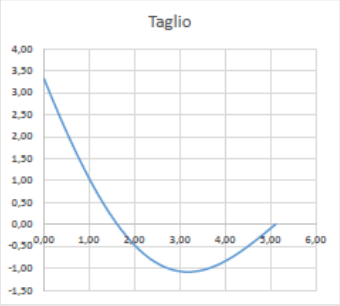
SOLLECITAZIONI DELL'ARCO EX-ANTE

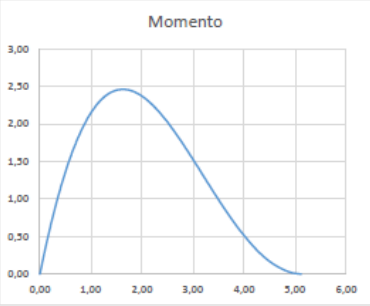
SOLLECITAZIONI CALCOLATE PER LA COMBINAZIONE: *SLU SFAVOREVOLE* **Carico distribuito equivalente 2,56 kN/m²**

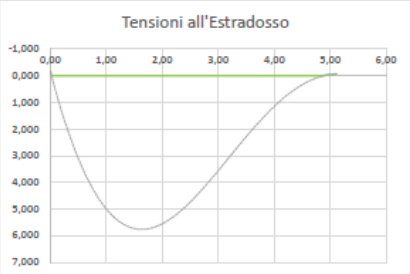
STEP	N	T	M	σ_{sup}	σ_{inf}	e
	kN	kN	kNm	Mpa	Mpa	m
0	-8,53	3,32	0,00	-0,171	-0,171	0,000
10	-8,52	3,22	0,15	0,000	-0,534	-0,018
20	-8,51	3,10	0,30	0,000	-0,885	-0,035
30	-8,49	2,99	0,44	0,000	-1,222	-0,052
40	-8,48	2,87	0,57	0,000	-1,548	-0,068
50	-8,46	2,76	0,70	0,000	-1,861	-0,083
60	-8,44	2,64	0,83	0,000	-2,161	-0,098
70	-8,42	2,53	0,95	0,000	-2,450	-0,113
80	-8,40	2,42	1,07	0,000	-2,726	-0,127
90	-8,37	2,31	1,18	0,000	-2,991	-0,141
100	-8,34	2,20	1,28	0,000	-3,244	-0,154
110	-8,31	2,09	1,38	0,000	-3,485	-0,166
120	-8,28	1,99	1,48	0,000	-3,714	-0,179
130	-8,25	1,88	1,57	0,000	-3,933	-0,190
140	-8,21	1,78	1,66	0,000	-4,140	-0,202
150	-8,18	1,67	1,74	0,000	-4,335	-0,213
160	-8,14	1,57	1,82	0,000	-4,520	-0,223
170	-8,10	1,47	1,89	0,000	-4,693	-0,233
180	-8,05	1,37	1,96	0,000	-4,856	-0,243
190	-8,01	1,27	2,02	0,000	-5,008	-0,252
200	-7,96	1,17	2,08	0,000	-5,149	-0,261
210	-7,92	1,08	2,13	0,000	-5,280	-0,270
220	-7,87	0,98	2,18	0,000	-5,400	-0,278
230	-7,81	0,89	2,23	0,000	-5,509	-0,285
240	-7,76	0,80	2,27	0,000	-5,608	-0,293
250	-7,71	0,71	2,31	0,000	-5,697	-0,300
260	-7,65	0,62	2,34	0,000	-5,776	-0,306

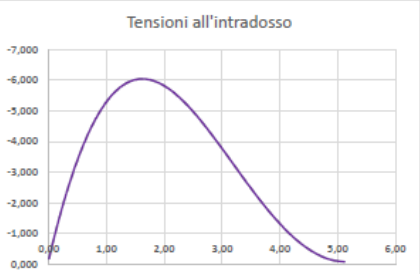
270	-7,59	0,53	2,37	0,000	-5,845	-0,313
280	-7,53	0,45	2,40	0,000	-5,903	-0,318
290	-7,47	0,36	2,42	0,000	-5,952	-0,324
300	-7,40	0,28	2,43	0,000	-5,991	-0,329
310	-7,34	0,20	2,45	0,000	-6,020	-0,334
320	-7,27	0,12	2,46	0,000	-6,039	-0,338
330	-7,20	0,04	2,46	0,000	-6,048	-0,342
340	-7,13	-0,03	2,46	0,000	-6,048	-0,345
350	-7,06	-0,10	2,46	0,000	-6,039	-0,348
360	-6,98	-0,18	2,45	0,000	-6,020	-0,351
370	-6,91	-0,24	2,44	0,000	-5,991	-0,353
380	-6,83	-0,31	2,42	0,000	-5,953	-0,355
390	-6,75	-0,38	2,40	0,000	-5,906	-0,356
400	-6,67	-0,44	2,38	0,000	-5,849	-0,357
410	-6,59	-0,50	2,36	0,000	-5,784	-0,358
420	-6,50	-0,56	2,32	0,000	-5,709	-0,358
430	-6,42	-0,61	2,29	0,000	-5,625	-0,357
440	-6,33	-0,67	2,25	0,000	-5,532	-0,356
450	-6,24	-0,72	2,21	0,000	-5,431	-0,354
460	-6,15	-0,77	2,17	0,000	-5,320	-0,352
470	-6,06	-0,81	2,12	0,000	-5,200	-0,349
480	-5,96	-0,85	2,06	0,000	-5,072	-0,346
490	-5,87	-0,89	2,01	0,000	-4,935	-0,342
500	-5,77	-0,93	1,95	0,000	-4,789	-0,337
510	-5,67	-0,96	1,88	0,000	-4,634	-0,332
520	-5,57	-0,99	1,82	0,000	-4,471	-0,326
530	-5,47	-1,02	1,75	0,000	-4,300	-0,319
540	-5,37	-1,04	1,67	0,000	-4,119	-0,312
550	-5,26	-1,06	1,59	0,000	-3,931	-0,303
560	-5,15	-1,07	1,51	0,000	-3,733	-0,293
570	-5,05	-1,08	1,43	0,000	-3,528	-0,283
580	-4,94	-1,08	1,34	0,000	-3,314	-0,271
590	-4,83	-1,08	1,25	0,000	-3,091	-0,259
600	-4,71	-1,07	1,15	0,000	-2,861	-0,245
610	-4,60	-1,05	1,05	0,000	-2,622	-0,229
620	-4,48	-1,03	0,95	0,000	-2,374	-0,212
630	-4,37	-1,00	0,85	0,000	-2,119	-0,194
640	-4,25	-0,96	0,74	0,000	-1,855	-0,174
650	-4,13	-0,90	0,63	0,000	-1,583	-0,152
660	-4,00	-0,84	0,51	0,000	-1,303	-0,127
670	-3,88	-0,75	0,39	0,000	-1,014	-0,101
680	-3,75	-0,63	0,27	0,000	-0,717	-0,071
690	-3,62	-0,46	0,14	0,000	-0,410	-0,039
700	-3,47	0,00	0,00	-0,069	-0,069	0,000

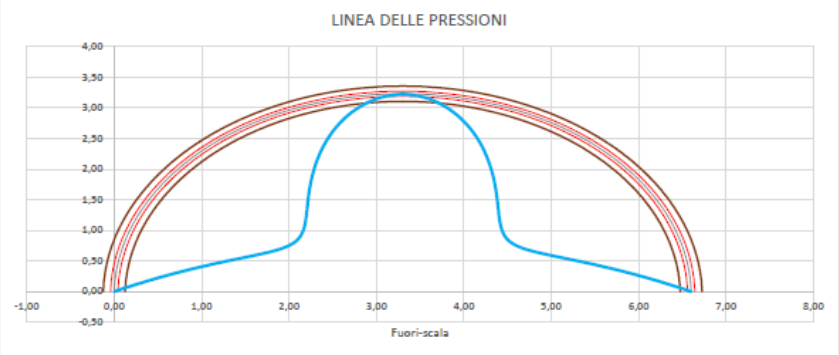








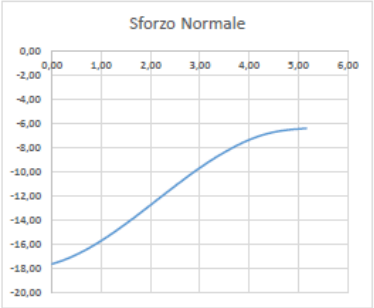


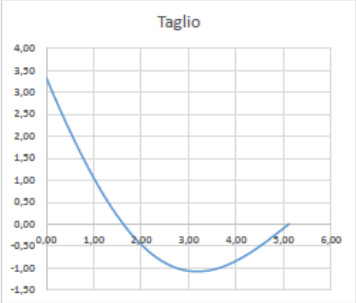


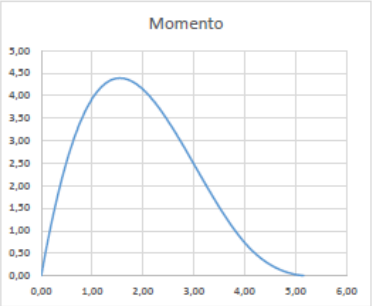
SOLLECITAZIONI DELL'ARCO EX-POST

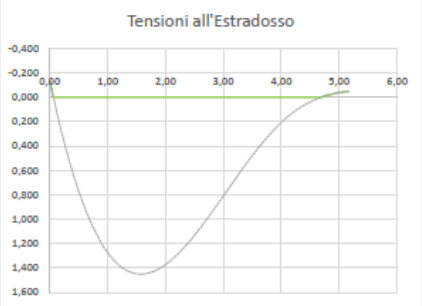
SOLLECITAZIONI CALCOLATE PER LA COMBINAZIONE: *SLU SFAVOREVOLE* Carico distribuito equivalente 5,32 kN/m²

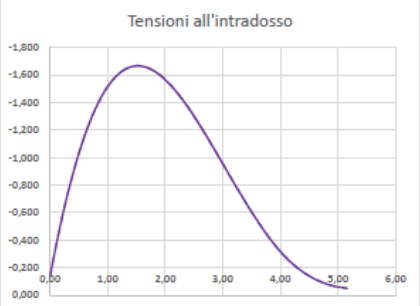
STEP	N	T	M	σ_{sup}	σ_{inf}	e
	kN	kN	kNm	Mpa	Mpa	m
0	-17,60	6,31	0,00	-0,135	-0,135	0,000
10	-17,53	6,09	0,29	-0,032	-0,238	-0,017
20	-17,48	5,85	0,57	0,000	-0,337	-0,033
30	-17,41	5,60	0,84	0,000	-0,432	-0,048
40	-17,35	5,37	1,10	0,000	-0,522	-0,063
50	-17,28	5,13	1,34	0,000	-0,609	-0,078
60	-17,20	4,90	1,58	0,000	-0,692	-0,092
70	-17,13	4,67	1,80	0,000	-0,772	-0,105
80	-17,04	4,44	2,02	0,000	-0,847	-0,118
90	-16,96	4,22	2,22	0,000	-0,919	-0,131
100	-16,87	4,00	2,42	0,000	-0,988	-0,143
110	-16,78	3,78	2,60	0,000	-1,053	-0,155
120	-16,68	3,56	2,78	0,000	-1,114	-0,166
130	-16,58	3,35	2,94	0,000	-1,172	-0,177
140	-16,48	3,14	3,10	0,000	-1,226	-0,188
150	-16,38	2,94	3,24	0,000	-1,277	-0,198
160	-16,27	2,74	3,38	0,000	-1,325	-0,208
170	-16,16	2,54	3,51	0,000	-1,369	-0,217
180	-16,04	2,34	3,62	0,000	-1,410	-0,226
190	-15,92	2,15	3,73	0,000	-1,448	-0,235
200	-15,80	1,96	3,83	0,000	-1,483	-0,243
210	-15,67	1,77	3,93	0,000	-1,515	-0,250
220	-15,55	1,59	4,01	0,000	-1,543	-0,258
230	-15,42	1,41	4,08	0,000	-1,569	-0,265
240	-15,28	1,24	4,15	0,000	-1,591	-0,272
250	-15,14	1,07	4,21	0,000	-1,611	-0,278
260	-15,00	0,90	4,26	0,000	-1,627	-0,284
270	-14,86	0,73	4,30	0,000	-1,641	-0,289
280	-14,71	0,57	4,33	0,000	-1,652	-0,295
290	-14,57	0,42	4,36	0,000	-1,660	-0,299
300	-14,41	0,26	4,38	0,000	-1,665	-0,304
310	-14,26	0,11	4,39	0,000	-1,667	-0,308
320	-14,10	-0,03	4,39	0,000	-1,667	-0,311
330	-13,94	-0,17	4,38	0,000	-1,664	-0,315
340	-13,78	-0,31	4,37	0,000	-1,658	-0,317
350	-13,61	-0,44	4,35	0,000	-1,650	-0,320
360	-13,44	-0,57	4,33	0,000	-1,639	-0,322
370	-13,27	-0,69	4,29	0,000	-1,626	-0,323
380	-13,10	-0,81	4,25	0,000	-1,610	-0,324
390	-12,92	-0,92	4,20	0,000	-1,591	-0,325
400	-12,74	-1,03	4,15	0,000	-1,570	-0,325
410	-12,56	-1,14	4,08	0,000	-1,547	-0,325
420	-12,38	-1,24	4,02	0,000	-1,521	-0,324
430	-12,19	-1,33	3,94	0,000	-1,492	-0,323
440	-12,00	-1,42	3,86	0,000	-1,462	-0,321
450	-11,81	-1,50	3,77	0,000	-1,429	-0,319
460	-11,62	-1,58	3,67	0,000	-1,394	-0,316
470	-11,42	-1,65	3,57	0,000	-1,356	-0,313
480	-11,22	-1,71	3,47	0,000	-1,317	-0,309
490	-11,02	-1,77	3,35	0,000	-1,275	-0,304
500	-10,82	-1,82	3,23	0,000	-1,231	-0,299
510	-10,61	-1,87	3,11	0,000	-1,185	-0,293
520	-10,40	-1,91	2,98	0,000	-1,137	-0,286
530	-10,19	-1,93	2,84	0,000	-1,087	-0,279
540	-9,98	-1,96	2,70	0,000	-1,036	-0,271
550	-9,77	-1,97	2,55	0,000	-0,982	-0,262
560	-9,55	-1,97	2,40	0,000	-0,926	-0,252
570	-9,33	-1,96	2,25	0,000	-0,869	-0,241
580	-9,11	-1,95	2,08	0,000	-0,810	-0,229
590	-8,89	-1,92	1,92	0,000	-0,750	-0,216
600	-8,66	-1,88	1,75	0,000	-0,688	-0,202
610	-8,44	-1,82	1,58	0,000	-0,625	-0,187
620	-8,21	-1,75	1,40	0,000	-0,561	-0,171
630	-7,98	-1,66	1,22	0,000	-0,496	-0,153
640	-7,75	-1,55	1,04	0,000	-0,430	-0,135
650	-7,52	-1,41	0,86	0,000	-0,365	-0,115
660	-7,29	-1,24	0,69	0,000	-0,300	-0,094
670	-7,06	-1,04	0,51	0,000	-0,236	-0,073
680	-6,84	-0,79	0,35	0,000	-0,177	-0,051
690	-6,65	-0,58	0,19	0,000	-0,118	-0,028
700	-6,41	0,01	0,00	-0,049	-0,049	0,000

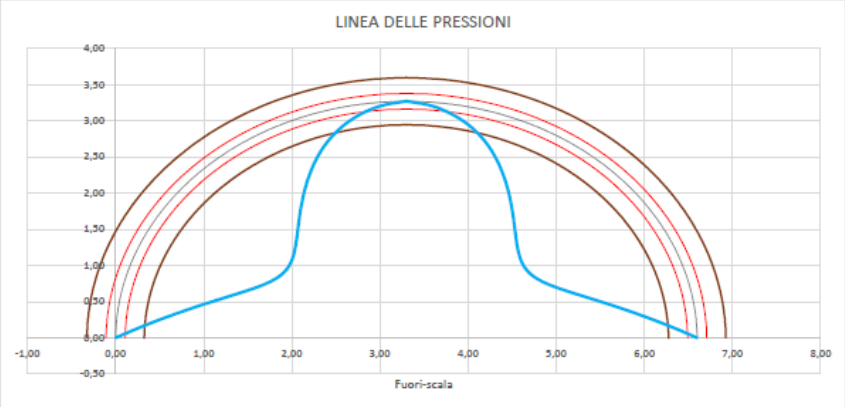






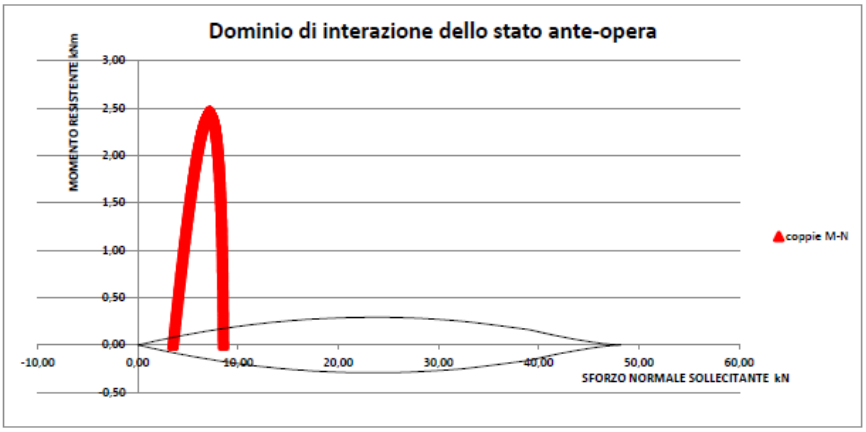






VERIFICHE EX-ANTE

VERIFICA A PRESSOFLESSIONE SU TUTTE LE SEZIONI ANALIZZATE



I valori positivi sull'ascisse si riferiscono alla compressione

Quando le coppie di punti N-M non sono contenute all'interno del dominio la verifica non è soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.16 E VERIFICA DEL LIMITE DI COMPRESSIONE

$$V_{Rd} = l\,t\,\frac{1{,}5\,\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1{,}5\,\tau_{0d}}}$$

SEZIONE: APPOGGIO			
l	1,00 m	N	-8,5 kN
t	0,05 m	V	3,3 kN
		M	0,0 kNm
VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5			
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi		b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura		τ_0	66,5 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale		f_{td}	99,7 kPa
Tensione resistente a taglio		τ_{lim}	2,2 kPa
Resistenza a taglio		Vrd	0,1 kN
Verifica		Verifica	NV!
VERIFICA DI COMPRESSIONE			
Tensione media di compressione		σ_{medio}	-170,6 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura		f_d	963,0 kPa
Verifica		Verifica	verificato

SEZIONE: RENI			
l	1,00 m	N	7,2 kN
t	0,05 m	V	0,0 kN
		M	2,5 kNm
VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5			
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi		b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura		τ_0	0,0 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale		f_{td}	0,0 kPa
Tensione resistente a taglio		τ_{lim}	2,2 kPa
Resistenza a taglio		Vrd	0,1 kN
Verifica		Verifica	verificato
VERIFICA DI COMPRESSIONE			
Tensione media di compressione		σ_{medio}	-170,6 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura		f_d	963,0 kPa
Verifica		Verifica	verificato

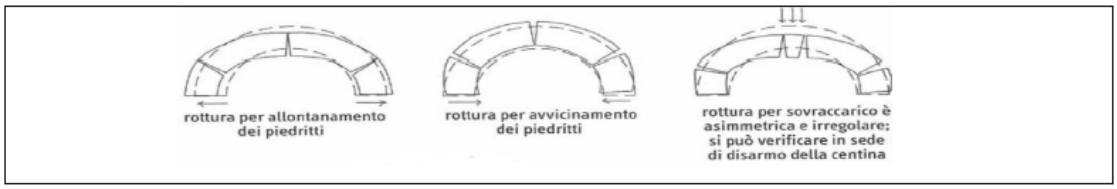
SEZIONE: CHIAVE			
l	1,00 m	N	-3,5 kN
t	0,05 m	V	0,0 kN
		M	0,0 kNm
VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5			
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi		b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura		τ_0	0,1 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale		f_{td}	0,1 kPa
Tensione resistente a taglio		τ_{lim}	1,4 kPa
Resistenza a taglio		Vrd	0,1 kN
Verifica		Verifica	verificato
VERIFICA DI COMPRESSIONE			
Tensione media di compressione		σ_{medio}	-69,4 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura		f_d	963,0 kPa
Verifica		Verifica	verificato

VERIFICHE EX-POST

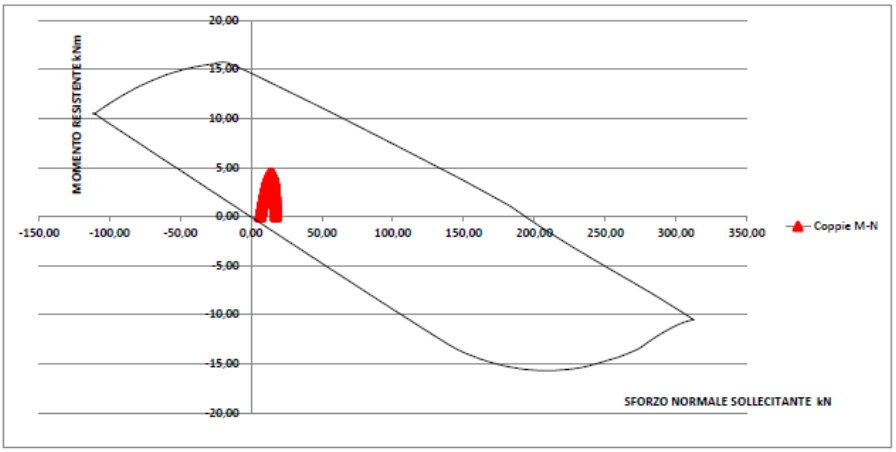
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DEL RINFORZO

tipo di rinforzo		cappa in "coccioforte"
Resistenza di compressione a 7 gg		> 50 MPa
Massima tensione di trazione		> 30 MPa
Resistenza a flessione a 7 gg		6,3 MPa
Modulo tangente a trazione		1760 MPa
Sezione resistente di progetto estradosso	$A_{m,sup}$	282,6 mm²
Sezione resistente di progetto intradosso	$A_{m,inf}$	0,0 mm²
Adesione al supporto		>2,4 MPa
coef. Sicurezza rinforzo	γ	1,15
Spessore della cappa in c.a. realizzata sull'intradosso della volta C25/30	s	80 mm

Si riportano di seguito dei meccanismi tipici, per il collasso di archi e volte



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE SU TUTTE LE SEZIONI ANALIZZATE



Per il materiale composito si considera un legame puramente elastico
I valori positivi sull'ascisse si riferiscono alla compressione
Quando le coppie di punti N-M non sono contenute all'interno del dominio la verifica non è soddisfatta

VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.16 E VERIFICA DEL LIMITE DI COMPRESSIONE

$$V_{Rd} = l\,t\,\frac{1{,}5\,\tau_{0d}}{b}\sqrt{1+\frac{\sigma_0}{1{,}5\,\tau_{0d}}}+\frac{0{,}6d\,A_{s,orizz.}\,f_{yd}}{S_{orizz.}}$$

SEZIONE: APPOGGIO			
l	1,00 m	N	-17,6 kN
t	0,13 m	V	6,3 kN
		M	0,0 kNm

VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5		
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi	b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura	τ_0	48,5 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale	f_{td}	72,8 kPa
Tensione resistente a taglio	τ_{lim}	82,4 kPa
Resistenza a taglio	Vrd	10,7 kN
Verifica	Verifica	verificato
VERIFICA DI COMPRESSIONE		
Tensione media di compressione	σ_{medio}	-135,4 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura	f_d	963,0 kPa
Verifica	Verifica	verificato

SEZIONE: RENI			
l	1,00 m	N	14,1 kN
t	0,13 m	V	0,0 kN
		M	4,4 kNm
VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5			
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi		b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura		τ_0	0,0 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale		f_{td}	0,0 kPa
Tensione resistente a taglio		τ_{lim}	82,4 kPa
Resistenza a taglio		Vrd	10,7 kN
Verifica		Verifica	verificato
VERIFICA DI COMPRESSIONE			
Tensione media di compressione		σ_{medio}	-135,4 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura		f_d	963,0 kPa
Verifica		Verifica	verificato

SEZIONE: CHIAVE			
l	1,00 m	N	-6,4 kN
t	0,13 m	V	0,0 kN
		M	0,0 kNm
VERIFICA A TAGLIO (TURNSEK-CACOVIC) C8.7.1.5			
Coef. Correttivo legato alla distribuzione degli sforzi		b	1,0
Resistenza media a taglio della muratura		τ_0	0,1 kPa
Resistenza di calcolo per fessurazione diagonale		f_{td}	0,1 kPa
Tensione resistente a taglio		τ_{lim}	81,7 kPa
Resistenza a taglio		Vrd	10,6 kN
Verifica		Verifica	verificato
VERIFICA DI COMPRESSIONE			
Tensione media di compressione		σ_{medio}	-49,3 kPa
Resistenza di calcolo, a compressione della muratura		f_d	963,0 kPa
Verifica		Verifica	verificato

VARIAZIONE DI CARICO

EX-ANTE: 2,56 kN/m²
EX-POST: 5,32 kN/m²

VARIAZIONE PERCENTUALE: **+ 107%**