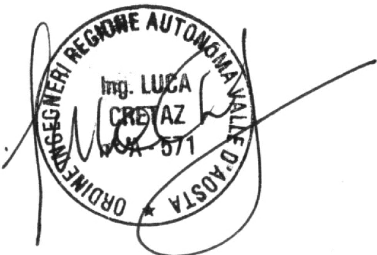




REGIONE PIEMONTE - Provincia di Torino		 Finanziato dall'Unione europea NextGenerationEU	
COMMITTENTE	Amministrazione comunale Tavagnasco		INTERVENTI PER LA RESILIENZA, LA VALORIZZAZIONE DEL TERRITORIO E L'EFFICIENZA ENERGETICA DEI COMUNI PNRR - MISSIONE M2C4 INTERVENTO 2.2
OPERA	Manutenzione straordinaria e messa in sicurezza della Scuola Primaria di Tavagnasco, via Roma n.13 - Riqualificazione energetica e sostituzione copertura		
TITOLO	RELAZIONE CALCOLO STRUTTURE		
PROGETTISTI	RTI MARCO RAO ARCHITETTO & CAPTURE ENERGY		TAVOLA N.
			C
			NON IN SCALA
Arch. Marco RAO (Ordine architetti di Torino n.7109)		Ing. Luca Creataz (Ordine ing. regione autonoma Valle d'Aosta n.A-571)	DATA
LIVELLO PROGETTAZIONE	ESECUTIVO		14/11/2022

Indice

1. Premessa
2. Descrizione opera
3. Riferimenti normativi
4. Sicurezza e prestazioni attese
5. Dati generali
6. Criteri di verifica
7. I materiali
8. Prove di accettazione
9. Caratteristiche di durabilità
10. Metodi di verifica e caratteristiche del codice di calcolo
11. Azioni e carichi della struttura
12. Verifica copertura

1. Premessa

Il presente elaborato costituisce la relazione di calcolo strutturale, comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri generali di analisi e verifica, in accordo con le prescrizioni contenute nel Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Relativamente al progetto in oggetto il documento descrive in particolare le modalità operative di applicazione della normativa vigente.

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte a "regola d'arte" dal progettista, secondo i dettami della scienza e tecnica delle costruzioni. Per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello ed al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato il metodo agli stati limite, rispettando le prescrizioni previste dalle normative di riferimento elencate nel documento. Si riporta di seguito in proposito l'insieme delle verifiche strutturali, atte a garantire la resistenza ed il comportamento della struttura sia in condizioni di esercizio che sotto l'azione di eventi di carico straordinari.

Secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 la relazione di calcolo riporta infine una sezione relativa alle analisi svolte con l'ausilio di codici di calcolo automatico, al fine di facilitare l'interpretazione e la verifica dei calcoli svolti e di consentire elaborazioni indipendenti da parte di soggetti diversi dal redattore del documento.

2. Descrizione dell'opera

Oggetto della presente relazione è la verifica dell'intervento locale riferito al rifacimento della copertura di un edificio adibito a scuola primaria sito in via Roma, 32 nel comune di Tavagnasco (TO).

La copertura ha pianta rettangolare di dimensioni pari a m. 23.00 x 11.00 m, falde inclinate poste a padiglione e struttura portante in legno massiccio. Allo stato attuale si compone di;

- Elementi inclinati di falda che poggiano sulle murature;
- Orditura principale di travi in legno;
- Capriate di sostegno del colmo;
- Travicelli in legno;
- Manto di copertura in elementi di laterizio.

Lo stato conservativo e strutturale dell'impianto di copertura non prevede il suo mantenimento alla luce anche delle soluzioni strutturali utilizzate all'epoca della realizzazione della copertura (appoggi murari non adeguati, assenza completa di cordolature, travi sottodimensionate) e il rilievo fotografico ne dimostra la fatiscenza tecnica ed esecutiva.

Inoltre la non adeguata opera di manutenzione del manto di copertura (tegole) e soprattutto la non presenza di strati di guaina impermeabilizzante, ha causato infiltrazioni di acqua che in assenza di una opportuna ventilazione hanno accelerato il degrado delle strutture lignee.

Si è quindi pensato di riproporre una struttura a padiglione che non snaturasse la concezione di quella esistente sia per forma che per l'entità dei carichi trasmessi alle strutture sottostanti.

Allo stato di progetto la copertura viene così prevista;

- Posa in opera di capriate in legno lamellare GL24h;
- Posa in opera di colmo in legno lamellare GL24h sez. 24 x 48 cm;
- Posa in opera di nuova orditura sez. 12 x 24 cm in legno lamellare GL24h;
- Posa in opera di listelli in legno massiccio C24;
- Posa in opera di tavolato in legno massiccio sp. 2 cm.

A completare il pacchetto vengono posti: barriera a vapore, isolamento termico, guaina impermeabilizzante- traspirante e manto di copertura in elementi in laterizio.

Allo stato modificato viene realizzato un nuovo cordolo in c.a. di altezza massima di 25 cm, armato con 4 D 14, come ferri longitudinali e staffe D 8 /25 cm, che permette il collegamento alle murature dell'ultimo ordine. A detto cordolo verranno ancorate con piastre in acciaio le due capriate per mantenere inalterata la quota di imposta e salvaguardare il cornicione decorativo esistente.

3. Riferimenti normativi

I calcoli della presente relazione fanno riferimento alla normativa vigente ed in particolare:

Normativa nazionale

- *Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018*
"Norme Tecniche per le Costruzioni 2018".
- *Circolare 2 febbraio 2009, n. 617*
"Circolare applicativa delle NTC2008 D.M. 14.01.2008 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)"
- *Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996.*
"Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 10 aprile 1997, n. 65/AA.GG.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996"
- *Decreto Ministeriale 16 Gennaio 1996*
"Carichi e sovraccarichi - Norme tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni, e dei carichi e sovraccarichi'. (G.U. 5-2-1996, N. 29)"
- *Circolare 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996. (G.U. 16-9-1996, n. 217 - supplemento)"
- *Decreto Ministeriale 9 Gennaio 1996*

"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. (Da utilizzarsi nel calcolo col metodo degli stati limite) (G.U. 5-2-1996, N. 29)"

- *Circolare 15 ottobre 1996, n. 252 AA.GG./S.T.C.*
"Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche" di cui al decreto ministeriale 9 gennaio 1996. (G.U. 26-11-1996, n. 277 - suppl.)"
- *Decreto Ministeriale 20 novembre 1987*
"Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento. (Suppl. Ord. alla G.U. 5-12-1987, n. 285)"
- *Decreto Ministeriale dell'11-3-1988*
"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii e delle opere di fondazione"
- *Decreto Ministeriale del 14-2-1992 **
"Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche". (G.U. 18-3-1992, N. 65)

Eurocodici

- *UNI EN 1993-1-1: 2005*
"Eurocodice 3, parte 1-1 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali e regole per gli edifici".
- *UNI EN 1993-1-2: 2005*
"Eurocodice 3, parte 1-2 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Progettazione della resistenza all'incendio".
- *UNI EN 1993-1-3: 2007*
"Eurocodice 3, parte 1-3 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo".
- *UNI ENV 1993-1-4: 2007*
"Eurocodice 3, parte 1-4 - Progettazione delle strutture di acciaio. Regole generali. Criteri supplementari per acciai inossidabili".

4. Sicurezza e prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con precisato livello di sicurezza (definito in termini probabilistici).

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Stato limite e la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU) (capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera);
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) (capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio);
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali (capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti).
- durabilità (definita come conservazione nel tempo delle caratteristiche fisiche e meccaniche dei materiali e delle strutture).

Per tutte le strutture il progetto è conforme al D. Min. Infrastrutture del 17/01/2018 "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"; in particolare il dimensionamento delle strutture viene redatto con riferimento alle azioni sismiche previste dalla normativa; l'edificio ai sensi della DGR. n 6-887 del 30.12.2019 OPCM 3519/2006 ricade in Zona sismica 3.

Le opere citate sono tutte del tipo di costruzione "Opere ordinarie,...." Con vita nominale $V_n \geq 50$ anni, la classe d'uso è la III "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi".

5. Dati generali

In questo paragrafo si riportano le caratteristiche generali relative all'opera, alla località di ubicazione ed i dati anagrafici dei soggetti coinvolti nell'intervento.

5.1 Caratteristiche

Nome Progetto:	Rifacimento copertura		
Tipologia di intervento:	Intervento locale di ristrutturazione		
Normativa di riferimento:	D.M. 17/01/2018		
Tipo di analisi:	Lineare	Classe d'uso dell'edificio:	III

5.2 Località

Descrizione area:

Comune:	Tavagnasco	Provincia:	(TO)
Longitudine:	7,8244 ° E	Latitudine:	45,5459 ° N
Altitudine:	270 m		
Indirizzo:	via Roma, 13		

5.3 Dati per analisi sismica

Vita nominale della struttura: 50 anni	Zona Sismica: 3
---	------------------------

6. Criteri di Verifica

Le fasi di progetto, analisi, calcolo e verifica sono state svolte dal progettista seguendo dettami della scienza e tecnica delle costruzioni, eseguendo le attività di progetto a regola d'arte e nel rispetto della normativa vigente.

Al fine di garantire la sicurezza della costruzione è stato utilizzato, rispettando le prescrizioni previste dalle normative in precedenza elencate, il **metodo agli stati limite** per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello.

Nella fattispecie si è considerato:

STATO LIMITE ULTIMO (SLU): lo stato per cui si perviene a collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio e dissesti gravi, causati da deformazioni eccessive, dal raggiungimento della massima capacità di resistenza per parti della struttura o nel suo insieme, dalla rottura per instabilità degli elementi, ovvero lo stato che può compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera.

STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE): lo stato per cui si giunge alla perdita di una particolare funzionalità, condizionando la prestazione dell'opera a causa di danneggiamenti locali, eccessive deformazioni che limitino l'efficienza della costruzione, di impianti o elementi non strutturali.

7. I materiali

I materiali ed i prodotti ad uso strutturale, utilizzati nelle opere oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni". Questi sono stati identificati univocamente dal produttore, qualificati sotto la sua responsabilità ed accettati dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Sulla base delle verifiche effettuate in sito ed in conformità alle disposizioni normative vigenti si prevede per la realizzazione del progetto in analisi l'adozione dei materiali di seguito descritti.

Calcestruzzo

Nome: **C25/30**

Classe di resistenza: C25/30

Descrizione:

Tipologia del materiale: calcestruzzo

Caratteristiche del calcestruzzo

Densità ρ : 24,525 kN/m³

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} : 24,9 N/mm²

Resistenza media a trazione semplice f_{ctm} : 2,6 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 5% $f_{ctk,5}$: 1,8 N/mm²

Modulo Elastico E_{cm} : 30.045,1 N/mm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 1E-05

Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo γ_c : 1,5

Resistenza a trazione di progetto, frattile 5% $f_{ctd,5}$: 1,2 N/mm²

Resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} : 30,0 N/mm²

Resistenza cilindrica media f_{cm} : 32,9 N/mm²

Resistenza media a flessione f_{ctm} : 3,1 N/mm²

Resistenza caratt. trazione semplice, frattile 95% $f_{ctk,95}$: 3,3 N/mm²

Coefficiente di Poisson ν : 0,20

Coefficiente correttivo per la resistenza a compressione α_{cc} : 0,85

Resistenza a compressione di progetto f_{cd} : 14,1 N/mm²

Resistenza a trazione di progetto, frattile 95% $f_{ctd,95}$: 2,2 N/mm²

Acciaio per cemento armato

Nome: **B450C**

Descrizione:

Tipologia del materiale: acciaio per cemento armato

Caratteristiche dell'acciaio

Tensione caratteristica di snervamento f_{yk} : 450,0 N/mm²

Modulo elastico E_S : 206.000,0 N/mm²

Allungamento sotto carico massimo A_{gt} : 67,5 ‰

Coefficiente di omogeneizzazione n : 15

Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio γ_s : 1,15

Densità ρ : 76,518 kN/m³

Tensione ammissibile σ_s : 260,0 N/mm²

Legno strutturale

Nome: **GL24h**

Tipo: Legno di abete

Descrizione:

Tipologia del materiale: legno

Caratteristiche del legno

Resistenza caratteristica media a flessione f_{mk} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare f_{t90k} : 0,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a compress. perpendicolare f_{c90k} : 2,7 N/mm²

Modulo Elastico parallelo medio E_{0m} : 11.000 N/mm²

Modulo Elastico parallelo caratteristico $E_{0.05}$: 9.400 N/mm²

Densità ρ : 350 kg/m³

Resistenza caratteristica a trazione parallela f_{t0k} : 14 N/mm²

Resistenza caratteristica a compressione parallela f_{c0k} : 24,0 N/mm²

Resistenza caratteristica a taglio f_{vk} : 2,5 N/mm²

Modulo Elastico perpendicolare medio E_{90m} : 350 N/mm²

Modulo Elastico tangenziale medio G_m : 690 N/mm²

Coefficiente di dilatazione termica lineare α_t : 0

8. Prove di accettazione

In questo paragrafo si riportano alcune indicazioni sui materiali impiegati per la realizzazione della costruzione al fine di garantire in fase di progetto la qualità e la resistenza degli stessi con riferimento a quanto richiesto nei capitoli 2 e 11 delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008. Si forniscono in particolare importanti indicazioni in merito alle prove di accettazione del calcestruzzo, fornendo una stima del numero minimo di prelievi da effettuare per rendere attendibile la prova. E' compito del direttore dei lavori, rispetto ai criteri di accettazione dei materiali da costruzione, acquisire e verificare la documentazione di qualificazione e la marcatura CE dei materiali.

Controlli di qualità del calcestruzzo

Prelievo dei campioni

La seguente indicazione è una stima preventiva del numero di prelievi minimi di calcestruzzo da eseguire per attestare le caratteristiche dei materiali in uso; sarà compito del Direttore dei Lavori attestare che il prelievo di calcestruzzo sia effettuato in sua presenza, o in presenza di una persona da lui incaricata, e che siano così preparati i provini necessari in conformità a quanto prescritto dalle norme UNI EN 12390-1: 2002 e UNI EN 12390-2: 2002.

Classe	Quantità [m ³]	n° prelievi	Rck [N/mm ²]
Non presenti			

Controllo di tipo A (§ 11.2.5.1 delle NTC 2018)

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Ne risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Controllo di tipo B (§ 11.2.5.2 delle NTC 2018)

Nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea è obbligatorio il controllo di accettazione di tipo statistico (tipo B). Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³. Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta ed il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R1 dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%.

Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s / R_m con s scarto quadratico medio e R_m resistenza media dei prelievi) superiore a 0,15 occorrono controlli più accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.6 delle NTC 2018. Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera

Al fine di validare, ma non sostituire, le prove di accettazione effettuate vengono riportate le prove previste per il calcestruzzo in opera.

L'analisi e la progettazione dell'opera non hanno alcun riferimento a elementi strutturali in cemento armato esistenti. Pertanto non viene prevista alcuna prova per il calcestruzzo in opera.

Prove complementari

Vengono qui riportate anche le prove eseguite per condizioni particolari di utilizzo e di messa in opera del calcestruzzo.

In fase progettuale non viene definita, né prevista, alcuna prova complementare di resistenza rispetto alle prove di accettazione del calcestruzzo già indicate.

9. Durabilità

Per garantire il requisito di durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si delineano qui di seguito le condizioni ambientali del sito dove sorgerà la costruzione. Tali condizioni possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III delle NTC 2018, con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Prospetto delle classi di esposizione in funzione delle condizioni ambientali (riferimento a UNI EN 206-1)

X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato
XC2	Bagnato, raramente asciutto
XC3	Umidità moderata
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato
XD1	Umidità moderata
XD2	Bagnato, raramente asciutto
XD3	Ciclicamente asciutto e bagnato
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua
XS2	Permanentemente sommerso
XS3	Zone esposte agli spruzzi oppure alla marea
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante
XF2	Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante
XF3	Elevata saturazione d'acqua in assenza di agente disgelante
XF4	Elevata saturazione d'acqua con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare
XA1	Ambiente chimicamente debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA2	Ambiente chimicamente moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1
XA3	Ambiente chimicamente fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della UNI EN 206-1

Facendo riferimento a quanto indicato negli estratti normativi per l'individuazione e la classificazione delle condizioni ambientali, il sito di realizzazione dell'opera è classificabile come XC1.

L'opera infatti non è influenzata da particolari condizioni idrologiche e le parti strutturali in cemento armato risultano sufficientemente schermate in misura delle variazioni termometriche previste.

In termini di protezione contro la corrosione delle armature metalliche l'ambiente è quindi definito come 'Ordinario'.

Copri ferro minimo e regole di maturazione.

In fase di progetto vengono quindi prescritti, ai fini della durabilità dell'opera, i valori di copri ferro minimo e le regole di maturazione del calcestruzzo impiegato.

Eventuali prove di durabilità

Vengono inoltre previste le seguenti prove di penetrazione agli agenti aggressivi e di permeabilità, secondo quanto prescritto dalla norma UNI EN 12390-8: 2002.

In fase progettuale non viene definita alcuna prova specifica di durabilità. La previsione di queste prove e la definizione attuativa delle stesse viene demandata al tecnico eventualmente incaricato di effettuarle, nelle modalità e con la definizione tecnologica più appropriata definibili al momento dell'incarico.

10. Caratteristiche dell'Analisi e del Codice di Calcolo

L'analisi strutturale del progetto e le relative verifiche effettuate sono state condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. In conformità con quanto richiesto dalle NTC 2018 § 10.2 si riportano di seguito le caratteristiche riguardanti la tipologia di analisi svolta ed il codice di calcolo utilizzato.

10.1 Origine e Caratteristiche del Codice di Calcolo

Software	TRAVILOG TITANIUM 3 14
Autore, produttore e distributore	Logical Soft s.r.l – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB)
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas

La licenza di utilizzo del codice di calcolo è concessa da Logical Soft s.r.l a:

ING. PARISIO ELENA IRMA, Codice Cliente: 34980

VIA MONTIGLIE 5, 10010, SETTIMO VITTONO - TO

Numero di serie: 6619 Chiave HARDWARE

Codice di abilitazione: 5YFQ 65VE Q38T R89R GRVG FVRW GX7G 42RA

10.2 Caratteristiche dell'Elaboratore

Sistema Operativo	Sistema Operativo Nome: Microsoft Windows 7 Home Premium Versione: 6.1.7601.65536 RAM: 6118 MByte
Processore	Processore computer Tipo CPU: Intel(R) Core(TM) i5-2320 CPU @ 3.00GHz Intel64 Family 6 Model 42 Stepping 7 Velocità CPU: 3001 MHz
Scheda Video	Scheda grafica Descrizione: NVIDIA GeForce GT 420 Versione Driver: 9.18.13.1106 Modalità video: 1680 x 1050 x 4294967296 colori Processore video: GeForce GT 420 Accelerazione: sconosciuta RAM: 1.024 MByte

(cfr. NTC2018 - § 10.2)

In questo paragrafo si fornisce un inquadramento teorico relativo alle metodologie di calcolo ed all'impostazione generale impiegata nel software di calcolo ad elementi finiti *TRAVILOG TITANIUM 3*, utilizzato nella modellazione della struttura.

Codice di calcolo

Il codice di *TRAVILOG TITANIUM 3* è stato sviluppato da Logical Soft s.r.l. in linguaggio Visual Studio 2008 e .Net Framework 2.0 e non può essere modificato o manipolato dall'utente. In allegato alla relazione si accludono alcuni test effettuati al fine di certificare l'affidabilità del codice di calcolo relativamente ad alcuni semplici casi prova, riportando analisi teorica, soluzione fornita da *TRAVILOG TITANIUM 3* ed altro codice di calcolo di confronto. Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.1, prodotto da Harpaceas s.r.l. La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS s.r.l., produttore di XFinest 8.1. Per maggiori dettagli in merito si consiglia di consultare le specifiche relative al solutore di calcolo.

Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti. Da queste elazioni il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

Caratteristiche del modello

Ogni telaio, realizzato con materiali caratterizzati da comportamento perfettamente elastico, è modellato con 2 tipologie di elemento finito:

- **Tipo asta**, adatto per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento unidirezionale.

L'elemento asta è calcolato mediante funzioni di forma cubiche. Le matrici di rigidezza e di massa associate all'elemento sono costituite sulla base della teoria delle travi snelle, tipo Eulero – Bernoulli. Il programma mostra i diagrammi delle azioni interne discretizzando l'elemento in 17 punti di calcolo.

Se l'asta ha proprietà di suolo elastico, il software valuta le azioni interne e le pressioni sul terreno secondo la teoria delle travi su suolo elastico alla Winkler.

L'elemento finito di XFinest, al cui manuale si rimanda per maggiori dettagli, è l'elemento MBEAM.

- **Tipo shell** (elemento finito tipo QF46) per elementi aventi proprietà riconducibili ad un comportamento bidimensionale.

Il tipo di elemento utilizzato può lavorare in regime membranale e flessionale e, grazie alla linearità del sistema, i due effetti possono essere considerati separatamente.

L'elemento finito QF46 utilizzato è isoparametrico, basato sulla teoria dei gusci secondo Mindlin – Reissner. E' adatto sia per gusci spessi che sottili, non contiene modi spuri, consente di valutare i tagli fuori piano e può degenerare in un triangolo. Tutte le componenti del tensore delle deformazioni sono integrate nel piano medio con ordine di integrazione gaussiana 2 x 2. Per maggiori dettagli si può fare riferimento al manuale di XFinest.

Tipologie di analisi svolte dal software

La scelta del metodo di analisi è effettuata dal progettista a seconda delle prescrizioni previste dalla normativa. Tali prescrizioni dipendono in generale dalla destinazione d'utilizzo della struttura, dalla forma in pianta e dallo sviluppo in altezza della stessa, nonché dalla zona sismica di riferimento. Il software esegue i seguenti metodi di analisi:

- **Analisi statica.** La struttura è soggetta a carichi statici, distribuiti o concentrati, applicati alle aste, ai nodi o agli elementi shell. L'equazione risolvente in tal caso ha la seguente forma:

$$F = K x$$

dove:

F è il vettore dei carichi agenti sulla struttura

K è la matrice di rigidezza

x è il vettore di spostamenti e rotazioni (gradi di libertà del sistema).

- **Analisi sismica statica.** Se la struttura possiede le caratteristiche previste dalla normativa, l'azione del sisma può essere modellata con un sistema di forze di piano equivalenti, valutate e assegnate in funzione della rigidezza degli elementi. La precedente diventa pertanto:

$$F + F_s = K x$$

dove:

F_s è il vettore dei carichi sismici equivalenti agenti sulla struttura, valutati in base alle relative norme di riferimento.

- **Analisi sismica dinamica modale.** In questo caso il programma valuta un comportamento inerziale della struttura, attribuendo un'accelerazione al sistema di riferimento terreno, secondo uno spettro sismico previsto dalla normativa in funzione della classificazione del territorio e altri parametri.

$$M \ddot{x} + K x = - M \ddot{u}$$

dove:

M è la matrice di massa della struttura

K è la matrice di rigidezza

u è il vettore delle accelerazioni imposte

Gli effetti dinamici dovuti al comportamento inerziale della struttura e l'effetto dei carichi statici vengono successivamente combinati, secondo opportuni coefficienti stabiliti dalla norma.

Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'analisi di tipo lineare. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione per piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente. Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale delle struttura.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

Metodi di verifica svolti dal software

TRAVILOG TITANIUM 3 è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito). Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:
 - o **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
 - o **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente.**
 - o **Stato limite di danno.** E' il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti, al fine di garantire la sicurezza della costruzione e stato utilizzato, rispettando le prescrizioni previste dalle normative in precedenza elencate, il metodo agli stati limite per verificare gli elementi strutturali e le sezioni sollecitate dalle azioni di modello.

11. Azioni e Carichi sulla struttura

CARICO NEVE

Il carico della neve viene calcolato mediante la seguente formula:

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

dove:

q_{sk} è il valore del carico della neve al suolo

μ_i è il coefficiente di forma

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Carico Neve al suolo (q_{sk})

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. Il territorio Italiano è stato diviso in quattro zone secondo lo schema seguente:

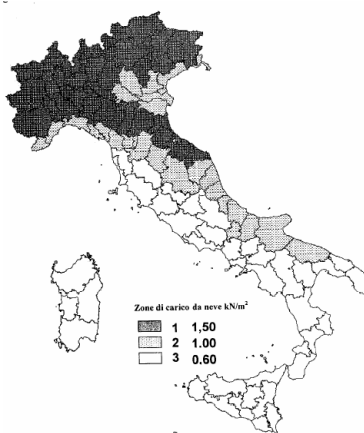


Figura 3.4.1 – Zone di carico da neve

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, **Torino**, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona I – Mediterranea

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

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Zona III

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

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

Coefficiente di esposizione (CE)

Il coefficiente di esposizione CE viene fornito nella seguente tabella:

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

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

Coefficiente termico (Ct)

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione.

Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_t = 1$.

Coefficiente di forma (μ_i)

I valori da utilizzare per il coefficiente di forma per il carico neve sono quelli riportati nelle tabelle di cui appresso ove viene riportato l'angolo α espresso in gradi sessagesimali.

Tabella 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

DATI GENERALI

Zona		I
Quota altimetrica s.l.m.	mt	270
Falde della copertura	n.	4
Angolo falda n. 1	α°	21
Angolo falda n. 2	α°	21
Angolo falda n. 3	α°	21
Angolo falda n. 4	α°	21

COEFFICIENTI

Carico neve al suolo qsk	daN/m2	158
Coefficiente di forma	μi	0.8
Coefficiente di esposizione	Ce	1.00
Coefficiente termico	Ct	1.00

CARICO DELLA NEVE

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t = 128.00 \text{ daN/m}^2$$

CARICO VENTO

La pressione del vento è data dalla seguente formula:

$$q(z) = \frac{1}{2} \rho \cdot v_p(z)^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot [c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)]^2 = \frac{1}{2} \rho \cdot c_e(z) \cdot [v_R(T_R)]^2$$

nella quale ρ è la densità dell'aria, che può essere assunta pari a 1,25 kg/m³, e $c_e(z)$ è il coefficiente di esposizione delle pressioni che risulta pari al quadrato di quello delle velocità: $c_e(z) = c_{ev}(z)^2$, mentre $v_R(T_R)$ indica la velocità di riferimento riferita ad un periodo di ritorno pari a 50 anni.

VELOCITÀ DI RIFERIMENTO

La velocità di riferimento v_{ref} è definita come il valore massimo della velocità media su un intervallo di tempo di 10 minuti del vento, misurata a 10 metri dal suolo, su un terreno di II categoria. Tale velocità corrisponde ad un periodo di ritorno $T_r=50$ anni, ovvero ad una probabilità di essere superata in un anno pari al 2%. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, che tengano conto della scabrezza del sito, della topografia del terreno e della direzione del vento, per località poste a quota inferiore di 1500 m sul livello del mare, tale velocità non dovrà essere assunta minore del valore fornito dall'espressione:

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

$$v_{ref} = v_{ref,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad \text{per} \quad a_s > a_0$$

dove:

$v_{ref,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tabella sottostante e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite nella figura che segue;

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Zona	Descrizione	$v_{ref,0}$ (m/s)	a_0 (m)	k_a (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0.020
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

PERIODI DI RITORNO

Coerentemente con quanto previsto dal Testo Unico sulle norme tecniche per le costruzioni, il Progettista adotta per le strutture di Classe 1 e 2 valori della velocità di riferimento del vento associati ai diversi periodi di ritorno richiesti, in ogni caso non inferiori a 50 anni.

In assenza di specifiche ed adeguate indagini statistiche, la velocità di riferimento del vento $v_R(T_r)$ riferita ad un generico periodo di ritorno T_r data dall'espressione

$$v_R(T_R) = \alpha_R(T_R) \cdot v_{ref}$$

dove:

v_{ref} è la velocità di riferimento del vento associata ad un intervallo di ritorno di 50 anni definita al punto 5.3.1

α_R è un coefficiente ricavabile dall'espressione:

$$\alpha_R = \left\{ \frac{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(1-p)]}{1 - K_1 \cdot \ln[-\ln(0,98)]} \right\}^n$$

dove:

K_1 , n sono parametri che possono essere assunti rispettivamente pari a 0,2 e 0,5;

p è la probabilità annuale di eccedenza della velocità del vento, ovvero $1/T_r$

In questo modo:

per $T_r = 500$ anni, $\alpha_R = 1.122$

per $T_r = 1000$ anni, $\alpha_R = 1.156$

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Il valore della velocità di riferimento del vento va calibrato per tenere conto degli effetti locali del sito dove è posta la costruzione e dell'altezza dal suolo dei componenti della stessa.
Per altezze sul suolo non superiori a 200 m, oltre le quali è necessario sviluppare e documentare studi specifici, occorre calcolare la velocità di picco del vento.
La Velocità di picco del vento $v_p(z)$, tiene conto degli incrementi di velocità relativi a fenomeni di raffica, e si usa per la determinazione della pressione cinetica di picco dalla quale sono calcolate le sollecitazioni statiche equivalenti.

$$v_p(z) = c_{ev}(z) \cdot v_R(T_R)$$

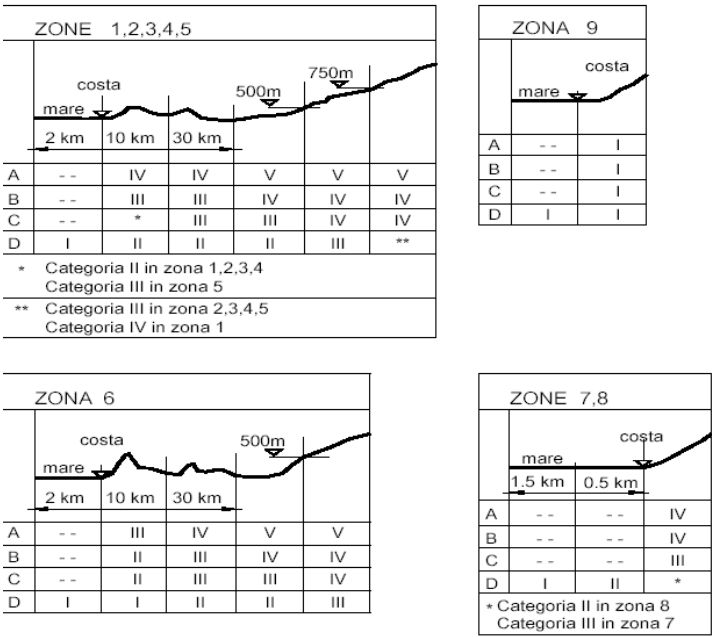
dove il coefficiente di esposizione per le velocità c_{ev} è fornito dall'espressione:

$$c_{ev}(z) = k_r \cdot \sqrt{c_i \cdot \alpha(z) \cdot [7 + c_i \cdot \alpha(z)]}$$
 per $z \geq z_{min}$
$$c_{ev}(z) = c_{ev}(z_{min})$$
 per $z < z_{min}$

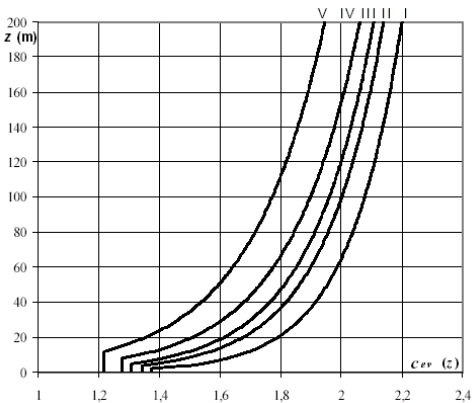
Per il calcolo del coefficiente k_r si fa riferimento alla seguente tabella:

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

In mancanza di analisi specifiche che tengano conto sia della direzione di provenienza del vento sia delle variazioni di rugosità e topografia del terreno, la categoria di esposizione è assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita nella tabella che segue. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa delle zone 1, 2, 3, 4, 5 e 6, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.



Definizione delle categorie di esposizione I, II, III, IV e V, in funzione delle regioni individuate nella macrozonazione



Variabilità con altezza e categoria del coefficiente di esposizione delle velocità c_{ev} quando $\alpha=1$

COEFFICIENTE DI TOPOGRAFIA

Il coefficiente di topografia c_t è posto di regola pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane.

Zona		I
Quota altimetrica s.l.m.	mt	270
Distanza dalla costa	Km	>30
Inclinazione falde	α°	21
Altezza punto più alto struttura	m	11
Categoria di esposizione		IV
Coefficiente di esposizione		1.85

CARICHI PERMANENTI

Con riferimento al paragrafo 2.5.1.3 delle NTC 2018, le azioni che investono la struttura sono classificate in relazione alla durata della loro presenza nell'arco della vita di progetto come:

- *permanenti* (G): azioni con sufficiente approssimazione costanti nel tempo, tra le quali:
 - 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);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- *variabili* (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;
- *sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

Pesi propri strutturali (G1):

Calcestruzzo: 25,00 kN/mc

Legname: 6 kN/mc

Pesi propri non strutturali (G2):

Manto copertura in tegole: 40,00 kN/mq

Listelli: 6 kN/mc

Tavolato: 6 kN/mc

Carichi variabili:

Copertura: 50 kN/mq

Carichi accidentali:

Neve: 1,30 kN/mq

COPERTURA ESISTENTE

Carico permanente strutturale (G1):

Travatura in legno: 0,32 kN/mq

Pesi propri non strutturali (G2):

Tavolato: 0,15 kN/mq

Manto di copertura in tegole: 0,6 kN/mq

TOTALE CARICHI PERMANENTI (G1+G2) = 1,07 kN/mq

Carichi variabili:

Copertura: 0,50 kN/mq

Carichi accidentali:

Neve: 1,30 kN/mq

COPERTURA IN PROGETTO - travi di legno lamellare, tavolato, coibentazione, guaina impermeabile e tegole in laterizio.

Carico permanente strutturale (G1):

Travatura in legno lamellare: 0,23 kN/mq

Cordolo in c.a.: 0,20 kN/mq

Pesi propri non strutturali (G2):

Coibentazione: 0,15 kN/mq

Tavolato: 0,15 kN/mq

Manto di copertura in tegole: 0,4 kN/mq

TOTALE CARICHI PERMANENTI (G1+G2) = 1,13 kN/mq

Carichi variabili:

Copertura: 0,50 kN/mq

Carichi accidentali:

Neve: 1,30 kN/mq

Dall'analisi dei carichi sopra riportata si evince che l'intervento in progetto non comporta un aumento dei carichi né in fondazione né sulle murature d'ambito.

L'effetto delle azioni viene valutato ai fini delle verifiche con l'approccio semiprobabilistico agli stati limite, secondo diverse combinazioni:

- **Combinazione fondamentale SLU** dei carichi, impiegata per gli stati limite ultimi (nei risultati SLU statica)
$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione caratteristica CA rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio irreversibili (nei risultati SLE rara)
$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione frequente FR**, impiegata per gli stati limite di esercizio reversibili (nei risultati SLE frequente)
$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione quasi permanente QP**, impiegata per gli effetti a lungo termine (nei risultati SLE quasi permanente)
$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$
- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (nei risultati SLU sisma)
$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

Dettagli per la combinazione sismica

La valutazione dell'azione sismica E è condotta secondo le specifiche del capitolo 3.2 e in accordo con le prescrizioni del capitolo 7.3.3 delle NTC 2018 per i tipi di analisi sismica lineare sia dinamica che statica.

I risultati così ottenuti per ciascuna direzione, X e Y (eventualmente anche Z), vengono poi combinati secondo le indicazioni del capitolo 7.3.5 delle NTC 2018, ovvero vengono sommati i contributi secondo il seguente criterio:

$$E1 = 1,00 \times Ex + 0,30 \times Ey + 0,30 \times Ez$$

$$E2 = 0,30 \times Ex + 1,00 \times Ey + 0,30 \times Ez$$

$$E3 = 0,30 \times Ex + 0,30 \times Ey + 1,00 \times Ez$$

la rotazione dei coefficienti moltiplicativi permette l'individuazione degli effetti più gravosi, la direzione Z è opzionale in virtù delle prescrizioni al paragrafo 7.2.1 delle NTC 2018.

Nella verifica allo stato limite ultimo si distinguono le combinazioni **EQU**, **STR** e **GEO** (cfr NTC 2018 § 2.6.1), rispettivamente definite come: stato limite di equilibrio EQU, che considera la struttura ed il terreno come corpi rigidi; stato limite di resistenza della struttura STR, da riferimento per tutti gli elementi strutturali, e stato limite di resistenza del terreno GEO.

Nelle verifiche STR e GEO possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali: per l'approccio 1 si considerano due diverse

combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza complessiva, nell'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale.

Coefficienti parziali per le azioni [cfr. NTC 2018 Tabella 2.6.I].

		Coefficiente γ_f	EQU	STR	GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Le Norme Tecniche prescrivono i valori dei coefficienti ψ in dipendenza dalle caratteristiche della funzione di ripartizione di ciascuna azione: si ammette infatti che, assieme alle azioni permanenti, esistano combinazioni di azioni in cui una sola azione è presente al valore caratteristico mentre le altre hanno intensità ridotte $\psi_0 Q_k$.

Le categorie di azioni variabili ed i rispettivi coefficienti di combinazione utilizzati nell'applicazione dei carichi al modello sono riportati nella tabella seguente:

Destinazione d'uso/azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Permanenti	1,00	1,00	1,00
Permanenti non strutturali	1,00	1,00	1,00
Categoria A (domestici e residenziali)	0,70	0,50	0,30
Categoria B (uffici)	0,70	0,50	0,30
Categoria C (aree di congresso)	0,70	0,70	0,60
Categoria D (aree di acquisto)	0,70	0,70	0,60
Categoria E (magazzini, Archivi, scale)	1,00	0,90	0,80
Categoria F (Peso veicoli $\leq 30kN$)	0,70	0,70	0,60
Categoria G (Peso veicoli $\leq 160kN$)	0,70	0,50	0,30
Categoria H (tetti)	0,00	0,00	0,00
Carichi da Neve	0,70	0,50	0,20
Carichi da Neve sotto 1000m	0,50	0,20	0,00
Carichi da Vento	0,60	0,20	0,00
Variazioni Termiche	0,60	0,50	0,00

Dettagli per le combinazioni di calcolo ed il progetto dell'armatura.

Per il progetto e la verifica della armature vengono distinti i risultati dell'analisi in condizione statica da quelli dell'analisi sismica.

Progetto dell'armatura in condizione statica

Il progetto iniziale dell'armatura è condotta considerando i risultati di ciascuna combinazione delle azioni di calcolo in condizione statica, ovvero vengono considerati ed inviluppati i risultati massimi e minimi delle seguenti combinazioni:

- Combinazione fondamentale SLU
- Combinazione SLE caratteristica rara
- Combinazione SLE frequente
- Combinazione SLE quasi permanente

Per ciascuna combinazione elencata vengono valutate le distinte configurazioni di carico distinguendo i diversi gruppi di carico e considerando tutte le possibili varianti secondo i metodi del calcolo combinatorio ottenendo così $2^n + 1$ combinazioni, dove 'n' coincide con il numero di carichi accidentali considerati nell'analisi, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente	P
Carico accidentale residenziale	A

Le combinazioni dedotte sono:

P	solo carico permanente
P A	carico permanente + carico accidentale A

Inoltre per le combinazioni SLU e SLE caratteristica vengono individuate in aggiunta le permutazioni di tali configurazioni aventi di volta in volta un carico accidentale principale differente fra quelli considerati, qui di seguito un esempio esplicativo.

Carico permanente	P
Carico accidentale residenziale	A1
Carico accidentale tipo neve	A2
Carico accidentale tipo vento	A3

Le combinazioni dedotte sono:

P	solo carico permanente
P A1	carico permanente + carico accidentale A1
P A2	carico permanente + carico accidentale A2
P A3	carico permanente + carico accidentale A3
P A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2
P A2 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale)
P A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A3 (principale)
P A2 A3	carico permanente + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A2	carico permanente + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)
P A1 A2 A3	carico permanente + carico accidentale A1 (principale) + carico accidentale A2 + carico accidentale A3
P A2 A1 A3	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 (principale) + carico accidentale A3
P A3 A1 A2	carico permanente + carico accidentale A1 + carico accidentale A2 + carico accidentale A3 (principale)

Le effettive combinazioni generate per i diversi stati limite sono riportate nei paragrafi seguenti.

Per gli elementi trave e pilastro vengono involuppati i risultati di ciascuna combinazione e vengono individuati i valori massimi e minimi dando luogo alle seguenti sollecitazioni:

- massima e minima per l'azione assiale N ,
- massima e minima per le azioni di flessione attorno agli assi principali di inerzia di ciascun elemento M_z e M_y ,
- massima e minima per le azioni taglianti lungo gli assi principali d'inerzia T_z e T_y .

Nella progettazione delle armature di travi e pilastri queste 6 sollecitazioni (N^+ , N^- , M_z^+ , M_z^- , M_y^+ , M_y^-) vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- N^+ , M_z^+ , M_y^+
- N^+ , M_z^+ , M_y^-
- N^+ , M_z^- , M_y^+
- N^+ , M_z^- , M_y^-
- N^- , M_z^+ , M_y^+
- N^- , M_z^+ , M_y^-
- N^- , M_z^- , M_y^+
- N^- , M_z^- , M_y^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (T_z^+ , T_z^- , T_y^+ , T_y^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involupate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involupate in un calcolo sezionale indipendente.

Progetto dell'armatura in condizione sismica

L'armatura progettata in condizione statica è verificata ed integrata con i risultati della combinazione sismica (anche SLU sisma) e secondo le specifiche delle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018.

I risultati dell'azione sismica E danno luogo a sollecitazioni involupate e prive di segno in accordo con la combinazione quadratica completa (CQC, § C7.3.3 della Circolare Ministeriale 617 del 2009) necessarie per considerare le correlazioni tra i massimi contributi modali. La combinazione dei risultati nelle diverse direzioni, attraverso gli opportuni coefficienti di interazione, dà luogo alla combinazione sismica più gravosa ($E1$, $E2$, $E3$).

Per la progettazione di travi e pilastri la componente E della combinazione sismica individuata viene considerata positiva e negativa; la combinazione sismica dà luogo quindi alle sollecitazioni di progetto le quali vengono considerate in condizione di pressoflessione deviata (NE^+ , NE^- , $ME1^+$, $ME1^-$, $ME2^+$, $ME2^-$) e vengono ulteriormente combinate tra di loro in modo da garantire la copertura delle condizioni più gravose, dando luogo alle seguenti 8 combinazioni:

- NE^+ , MEz^+ , MEy^+
- NE^+ , MEz^+ , MEy^-
- NE^+ , MEz^- , MEy^+
- NE^+ , MEz^- , MEy^-
- NE^- , MEz^+ , MEy^+
- NE^- , MEz^+ , MEy^-
- NE^- , MEz^- , MEy^+
- NE^- , MEz^- , MEy^-

Per il progetto delle sezioni a taglio vengono individuati i valori massimi in modulo per ciascuna direzione principale scegliendo tra i valori involuppati di progetto (TEz^+ , TEz^- , TEy^+ , TEy^-).

Per gli elementi shell vengono individuati i seguenti valori di progetto:

- massimi e minimi per le tensioni membranali σ_x e σ_y ,
- massimi e minimi per le tensioni membranali τ_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni flessionali M_x , M_y e M_{xy} ,
- massimi e minimi per le azioni taglianti T_{zx} e T_{zy} .

Il progetto dell'armatura degli elementi shell di tipo piastra è condotto valutando i valori massimi e minimi delle azioni involupate di flessione M_x , M_y e M_{xy} . Gli elementi bidimensionali a comportamento membranale vengono progettati combinando le sollecitazioni involupate in un calcolo sezionale indipendente.

11.1 Combinazioni SLU statica

1,3*Permanenti+1,5*Carichi da Neve sotto 1000m

1*Permanenti+1,5*Carichi da Neve sotto 1000m

1,3*Permanenti

1*Permanenti

11.2 Combinazioni SLE caratteristica

1*Permanenti+1*Carichi da Neve sotto 1000m

1*Permanenti

11.3 Combinazioni SLE frequente

1*Permanenti+0,2*Carichi da Neve sotto 1000m

1*Permanenti

11.4 Combinazioni SLE quasi permanente

1*Permanenti

CORDOLI

Sulla base delle prescrizioni normative riguardo le costruzioni in muratura ed al fine di stabilire non soltanto un opportuno collegamento tra le pareti interessate dalla realizzazione dei solai, ma anche per ottenere un comportamento scatolare della struttura, si rende necessaria l'introduzione di elementi strutturali sul perimetro dell'edificio. Si è pertanto pensato di realizzare dei cordoli in cemento armato che corrano lungo il perimetro di tutte le pareti in muratura esistenti ancorati alla medesima muratura mediante delle barre di collegamento, il cui dimensionamento verrà illustrato in seguito. Il cordolo sarà realizzato a sezione rettangolare di base $b = 30$ cm e di altezza pari a $h = 25$ cm, per quanto riguarda l'armatura si è inserita una armatura longitudinale simmetrica di area complessiva non inferiore a 3,00 cmq superiori e 3,00 cmq inferiori, che verrà soddisfatta mediante quattro barre di acciaio d14 del tipo B450C. Relativamente all'armatura a taglio si prevede l'introduzione di una sezione pari a 5 cmq/m che verrà soddisfatta con staffe a due bracci d8 disposte con interasse costante di cm 25.

Allo scopo di collegare in modo opportuno i nuovi cordoli perimetrali da innestare in compartecipazione con la muratura esistente, si adotterà una soluzione che prevede l'inserimento di un numero di tre barre metalliche a sezione circolare del diametro di 14 mm di acciaio del tipo B450C. Tali barre saranno inserite nella muratura con un angolo di inclinazione di 45° per le barre centrali e di 30° per quelle laterali e dovranno avere una lunghezza effettiva non inferiore a cm 30. Queste saranno inserite in apposite perforazioni d42 mm nelle quali sarà iniettata malta cementizia espansiva anti ritiro. La parte emergente di tali barre sarà sagomata e ancorata in opera all'armatura longitudinale del cordolo in c.a., le barre avranno un interasse di cm 100.

Le verifiche delle barre di collegamento sono state condotte distinguendo il caso in cui sulla barra agisce un carico verticale da quello in cui la barra è soggetta ad una azione assiale di trazione calcolata in condizioni sismiche. Sulla base di questi valori massimi, le verifiche di resistenza sono state condotte seguendo le disposizioni contenute nel punto 4.2 del D.M. 17/01/2018.

Le verifiche sono ritenute soddisfatte qualora si ottengano valori degli indici inferiori all'unità, cosa del resto ottenuta.

12. Verifica copertura

In questo paragrafo viene effettuata la verifica degli elementi della copertura. Nell'ordine:

- Tavolato di spessore 2 cm,
- Falsi puntoni 12 x 24 cm,
- Travi 24 x 48 cm

12.1 Tavolato

Lo schema di calcolo considerato è quello di trave semplicemente appoggiata soggetta a carico uniformemente distribuito.

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm) 20 b

Altezza Trave (cm) 2 h

Interasse Trave (cm) 20 i

Luce di calcolo (cm) 85

Modulo di resistenza (cm³) 30,00 $W_y = b \cdot h^2 / 6$

Modulo di resistenza (cm³) 200,00 $W_z = h \cdot b^2 / 6$

Modulo di inerzia (cm⁴) 45,00 $J_y = b \cdot h^3 / 12$

Sezione (cm²) 40 $A = b \cdot h$

Inclinazione (°) 21

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = 600 daN/m³

spessore tavolato = 2 cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

- Tavolato = 18,00 daN/m²

- Peso proprio travi = 0,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = 18,00 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

- Impermeabilizzante + isolante = 30,00 daN/m²

- Strati di finitura = 0,00 daN/m²

- Pannelli solari (eventuali) = 50,00 daN/m²

- Manto di copertura in laterizio = 50,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = 130,00 daN/m²

CARICO VARIABILE (neve)

(Qa) = 130,00 daN/m²

Dati di carico:

Carico Permanente G1= 0,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G1} 1,30

Carico Permanente G2= 130,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G2} 1,50

Sovracc. Accidentale Qa 130,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_q 1,50

Coeff. Parzializzazione γ_{q1} 0,00

Altro carico variabile Qki 0,00 daN/m²

Coeff. di combinazione ψ_{01} 0,00

Caratteristiche materiali

Tipo di legname: Massiccio

Classe di resistenza C22

$f_{m,k}$ 220 daN/cm²

$f_{v,k}$ 24 daN/cm²

γ_m 1,5

Classe di servizio 1

Tipo di sezione rettangolare

K_m 0,70

l_{eff} 60 cm

$E_{0,mean}$ 100000 daN/cm²

$G_{0,mean}$ 5900 daN/cm²

$E_{0,05}$ 67000 daN/cm²

$\sigma_{m,cr}$ 113615,65 daN/cm²

$l_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,cr})^{0.5} = 0,044$

$K_{crit,m} = 1$

Coefficiente moltiplicativo $K_h = 1,3$

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_g) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{0i})$

Carico Totale Q_t 615,00 daN/m²

Carico sulla trave $Q_{ml} = Q_t \cdot i$ 123,00 daN/m

Carico sulla trave (z) $Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha$ 123,00 daN/m

Carico sulla trave (y) $Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha$ 0,00 daN/m

solo permanente $Q_{ml} = Q_t \cdot i$ 39,00 daN/m

solo permanente (z) $Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha$ 39,00 daN/m

solo permanente (y) $Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha$ 0,00 daN/m

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

$R_a = PL/2 = 36,90$ daN

$R_b = PL/2 = 36,90$ daN

condizione 2: solo permanenti

$R_a = PL/2 = 11,70$ daN

$R_b = PL/2 = 11,70$ daN

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

$M_{max}(z) = p(l^2/8) = 5,54$ daN*m

$M_{max}(y) = p(l^2/8) = 0,00$ daN*m

$T_{max} = R_a = 36,90$ daN

condizione 2: solo permanenti

$M_{max}(z) = p(l^2/8) = 1,76$ daN*m

$M_{max}(y) = p(l^2/8) = 0,00$ daN*m

$T_{max} = R_a = 11,70$ daN

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

condizione 1: permanenti +variabili

Classe durata del carico

corrispondente all' azione di minor durata

(neve): breve

$K_{mod} = K_{def}$ 0,80

$\sigma_{m,d}(y) = M_{max}/W_x = 18,45$ daN/cm²

$\sigma_{m,d}(z) = M_{max}/W_x = 0,00$ daN/cm²

$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot k_h) \gamma_m = 152,53$ daN/cm²

$K_{crit,m} = 1,00$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,12 < 1 \text{ SI}$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,08 < 2 \text{ SI}$$

condizione 2: solo permanenti

Classe durata del carico

corrispondente all' azione (permanente):

permanente

$$K_{mod} = K_{def} = 0,60$$

$$s_{m,d}(y) = M_{max}/W_x = 5,85 \text{ daN/cm}^2$$

$$s_{m,d}(z) = M_{max}/W_x = 0,00 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{mod} \cdot k_h) \gamma_m = 114,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$K_{crit,m} = 1,00$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,05 < 1 \text{ SI}$$

$$s_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,04 < 2 \text{ SI}$$

Verifica a Taglio

condizione 1: permanenti +variabili

$$\tau_{d} = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) = 0,92 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 12,80 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_d < f_{v,d} \text{ SI}$$

condizione 2: solo permanenti

$$\tau_d = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) = 0,29 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 9,60 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_d < f_{v,d} \text{ SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{ist} = 5/384 \cdot [Q_d \cdot L^4] / [E_0 \cdot J_x] + 1/8 \cdot 1.2 \cdot (Q_d \cdot l^2) / (G_0 \cdot A) =$$

carichi permanenti 26 daN/ m

$$u_{1,ist} = 0,010 \text{ cm}$$

carichi variabili 56 daN/ m

$$u_{2,ist} = 0,022 \text{ cm} < L/300$$

$$\text{dove } L/300 = 0,200 \text{ cm SI}$$

Freccia netta finale

$$K_{def} = 0,8$$

carichi permanenti

$$u_{1,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) = 0,01826 \text{ cm}$$

carichi variabili

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot K_{def}) = 0,02 \text{ cm} < L/300$$

$$\text{dove } \psi_2 = 0,00$$

$$\text{dove } L/200 = 0,300 \text{ cm SI}$$

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot K_{def})$$

$$0,040 \text{ cm} < L/250$$

$$\text{dove } L/250 = 0,240 \text{ cm SI}$$

12.2 Travi di colmo

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm) 24 b

Altezza Trave (cm) 48 h

Luce di calcolo (cm) 760 L

Modulo di resistenza (cm³) $1920,00 W_y = b \cdot h^2 / 6$

Modulo di resistenza (cm³) $1600,00 W_z = h \cdot b^2 / 6$

Modulo di inerzia (cm⁴) $23040,00 J_y = b \cdot h^3 / 12$

Sezione (cm²) $1152 A = b \cdot h$

Inclinazione (°) 0α

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = 600 daN/m³

spessore tavolato = 2 cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

- Tavolato = 0,50 daN/m²

- Peso proprio falsi puntoni = 12,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = 12,50 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

- Impermeabilizzante + isolante = 30,00 daN/m²

- Strati di finitura = 0,00 daN/m²

- Pannelli solari (eventuali) = 50,00 daN/m²

- Manto di copertura in laterizio = 50,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = 130,00 daN/m²

CARICO VARIABILE (neve) (Qa) = 130,00 daN/m²

Dati di carico:

Carico Permanente $G_1 = 31,20$ daN/m²

Coeff. Parzializzazione $\gamma_{G1} 1,30$

Carico Permanente $G_2 = 130,00$ daN/m²

Coeff. Parzializzazione $\gamma_{G2} 1,50$

Sovracc. Accidentale $Q_a 130,00$ daN/m²

Coeff. Parzializzazione $\gamma_q 1,50$

Coeff. Parzializzazione $\gamma_{q1} 0,00$

Altro carico variabile $Q_{ki} 0,00$ daN/m²

Coeff. di combinazione $\psi_{01} 0,00$

Caratteristiche materiali

Tipo di legname: Lamellare

Classe di resistenza GL24h

$f_{m,k} 240$ daN/cm²

$f_{v,k} 22$ daN/cm²

$\gamma_m 1,45$

Classe di servizio 1

Tipo di sezione rettangolare

$K_m 0,70$

$l_{eff} 375$ cm

$E_{0,mean} 116000$ daN/cm²

$G_{0,mean} 5900$ daN/cm²

$E_{0,05} 94000$ daN/cm²

$\sigma_{m,cr} 2960,00$ daN/cm²

$I_{rel,m} = (f_{m,k}/\sigma_{m,cr})^{0.5} = 0,28475$

$K_{crit,m} = 1$

Coefficiente moltiplicativo $K_h = 1,0959582$

Verifiche SLU

COMBINAZIONE FONDAMENTALE

$Q_t = (G_1 \cdot \gamma_{G1}) + (G_2 \cdot \gamma_{G2}) + (Q_a \cdot \gamma_g) + (Q_{ki} \cdot \gamma_{Qi} \cdot \gamma_{0i})$

Carico Totale $Q_t 655,56$ daN/m²

Carico sulla trave $Q_{ml} = Q_t \cdot i \cdot 983,34 \text{ daN/m}$

Carico sulla trave (z) $Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha = 983,34 \text{ daN/m}$

Carico sulla trave (y) $Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha = 0,00 \text{ daN/m}$

solo permanente $Q_{ml} = Q_t \cdot i \cdot 353,34 \text{ daN/m}$

solo permanente (z) $Q_{ml} = Q_t \cdot \cos\alpha = 353,34 \text{ daN/m}$

solo permanente (y) $Q_{ml} = Q_t \cdot \sin\alpha = 0,00 \text{ daN/m}$

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

$R_a = PL/2 = 1848,68 \text{ daN}$

$R_b = PL/2 = 1848,68 \text{ daN}$

condizione 2: solo permanenti

$R_a = PL/2 = 664,28 \text{ daN}$

$R_b = PL/2 = 664,28 \text{ daN}$

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

$M_{max}(z) = p(l^2/8) = 1737,76 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{max}(y) = p(l^2/8) = 0,00 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$T_{max} = R_a = 1848,68 \text{ daN}$

condizione 2: solo permanenti

$M_{max}(z) = p(l^2/8) = 624,42 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$M_{max}(y) = p(l^2/8) = 0,00 \text{ daN}\cdot\text{m}$

$T_{max} = R_a = 664,28 \text{ daN}$

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

condizione 1: permanenti +variabili

Classe durata del carico

corrispondente all' azione di minor durata

(neve): breve

$K_{mod} = K_{def} 0,80$

$\sigma_{m,d}(y) = M_{max}/W_x = 90,51 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{m,d}(z) = M_{max}/W_x = 0,00 \text{ daN/cm}^2$

$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot K_{mod} \cdot k_h) \gamma_m = 145,12 \text{ daN/cm}^2$

$K_{crit,m} = 1,00$

$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,62 < 1$ SI $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$

$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,44 < 2$ SI $\sigma_{m,d} < f_{m,d}$

condizione 2: solo permanenti

Classe durata del carico corrispondente all' azione (permanente):

$K_{mod} = K_{def} 0,60$

$\sigma_{m,d}(y) = M_{max}/W_x = 32,52 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_{m,d}(z) = M_{max}/W_x = 0,00 \text{ daN/cm}^2$

$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot K_{mod} \cdot k_h) \gamma_m = 108,84 \text{ daN/cm}^2$

$K_{crit,m} = 1,00$

$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,30 < 1$ **SI**

$\sigma_{m,d} / (K_{crit,m} \cdot f_{m,d}) = 0,21 < 2$ **SI**

Verifica a Taglio

condizione 1: permanenti +variabili

$\tau_d = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) = 5,78 \text{ daN/cm}^2$

$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 12,14 \text{ daN/cm}^2$

$\tau_d < f_{v,d}$ **SI**

condizione 2: solo permanenti

$\tau_d = 3/2 \cdot T_{max} / (b \cdot h) = 2,08 \text{ daN/cm}^2$

$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{mod} / \gamma_m = 9,10 \text{ daN/cm}^2$

$t_d < f_{v,d}$ **SI**

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_d \cdot L^4}{E I_x} + \frac{1}{8} \cdot \frac{Q_d \cdot l^2}{G I_t} =$$

carichi permanenti 241,8 daN/ m

$$u_{1,ist} = 0,254 \text{ cm}$$

carichi variabili 420 daN/ m

$$u_{2,ist} = 0,440 \text{ cm} < L/300$$

dove $L/300 = 1,253 \text{ cm}$ **SI**

Freccia netta finale

$$K_{def} = 0,8$$

carichi permanenti

$$u_{1,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) = 0,45641 \text{ cm}$$

carichi variabili

$$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot K_{def}) = 0,44 \text{ cm} < L/300$$

dove $\psi_{2i} = 0,00$

dove $L/200 = 1,880 \text{ cm}$ **SI**

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot K_{def})$$

$$0,897 \text{ cm} < L/250$$

dove $L/250 = 1,504 \text{ cm}$ **SI**

12.3 Falsi puntoni

Lo schema di calcolo considerato è quello di trave semplicemente appoggiata soggetta a due carichi concentrati (scarichi delle travi principali) a distanza "a" e "c" dagli appoggi.

Travi presso-inflesse

Schema statico considerato

TRAVE su due appoggi CON CARICO UNIFORME SU TUTTA LA TRAVE

Dati Geometrici

Base Trave (cm) 12 b

Altezza Trave (cm) 24 h

Interasse Trave (cm) 94 i

Luce di calcolo (cm) 600 L

Modulo di resistenza (cm³) 6400,00 $W_x = b \cdot h^2 / 6$

Modulo di inerzia asse x (cm⁴) 128000,00 $J_x = b \cdot h^3 / 12$

Modulo di inerzia asse y (cm⁴) 46080,00 $J_y = b \cdot h^3 / 12$

Inclinazione trave (°) 21 α

Sezione resistente (cm²) 288 A

Raggio di inerzia asse x (cm) 11,547005 i_x

Raggio di inerzia asse y (cm) 6,9282032 i_y

Analisi dei carichi

Peso specifico legno = 600 daN/m³

spessore tavolato = 2 cm

I carichi che sono stati presi in considerazione per la struttura sono:

CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

- Peso proprio tavolato = 20,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G1): = 20,00 daN/m²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

- Impermeabilizzante + isolante = 30,00 daN/m²

- Manto di copertura in laterizio = 50,00 daN/m²

- Pannelli solari (eventuali) = 50,00 daN/m²

Tot. Perm. non strutt. (G2): = 130,00 daN/m²

Sovrac. Accidentale (neve) (Qa) = 130,00 daN/m²

Dati di carico

Carico Permanente G1= 77,60 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G1} 1,30

Carico Permanente G2= 130,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_{G1} 1,50

Sovracc. Accidentale Qa 130,00 daN/m²

Coeff. Parzializzazione γ_g 1,50

Coeff. Parzializzazione γ_{q1} 1,50

Altro carico variabile Qki 0,00 daN/m²

Coeff. di combinazione ψ_{01} 0,00

Caratteristiche materiali

Tipo di legname: Lamellare

Classe di resistenza GL24h

$f_{m,k}$ 240 daN/cm²

$f_{v,k}$ 22 daN/cm²

γ_m 1,45

$f_{m,d} = (f_{m,k} * k_{mod} * k_h) / \gamma_m = 137,71$ daN/cm²

$f_{v,d} = (f_{v,k} * k_{mod}) / \gamma_m = 12,14$ daN/cm²

Classe di servizio 1

Classe durata del carico corrispondente all' azione di minor durata (neve): media

k_{mod} 0,80

Tipo di sezione rettangolare

K_m 0,70

l_{eff} 600 cm

E0 116000 daN/cm²

E0.05 94000 daN/cm²

G0mean= 5900 daN/cm²

$f_{c,0k}$ 210 daN/cm²

$\sigma_{m,cr} = 1598,4019$ daN/cm²

$I_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,cr})^{0.5} = 0,39$

$K_{crit} = 1,00$

Coefficiente moltiplicativo $K_h = 1,04$

Verifiche SLU

$P_v = 3696,00$ daN

$P_p = 1328,00$ daN

a= 1,68 m

b= 2,09 m

c= 2,09 m

Reazioni Vincolari

condizione 1: permanenti +variabili

$R_a = P = 3954,59$ daN

$R_b = P = 3437,41$ daN

condizione 2: solo permanenti

$R_a = P = 1420,91$ daN

$R_b = P = 1235,09$ daN

Momento e Taglio Massimo

condizione 1: permanenti +variabili

$M_{max}(y) = p \times a = 7184,18$ daN*m

$$T_{\max} = R_a = 3954,59 \text{ daN}$$

condizione 2: solo permanenti

$$M_{\max}(y) = p \times a = 2581,33 \text{ daN}\cdot\text{m}$$

$$T_{\max} = R_a = 1420,91 \text{ daN}$$

Verifica a flessione semplice (verifica di stabilità)

$$\sigma_{m,d} = M_{\max}/W_x = 112,25 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{m,d} = (f_{m,k} \cdot k_{\text{mod}} \cdot k_h) \gamma_m = 137,71 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_{m,d} < f_{m,d}$$

$$K_{\text{crit},m} = 1,00$$

$$\sigma_{m,d} / (K_{\text{crit},m} \cdot f_{m,d}) = 0,82 < 1 \text{ SI}$$

Verifica a Taglio

$$\tau_d = 3/2 \cdot T_{\max} / (b \cdot h) = 6,18 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{v,d} = f_{v,k} \cdot K_{\text{mod}} / \gamma_m = 12,14 \text{ daN/cm}^2$$

$$\tau_d < f_{v,d} \text{ SI}$$

Verifica a compressione semplice (verifica di stabilità)

$$\sigma_{c,od} = N_d/A = 0,00 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,od} = f_{c,ok} / \gamma_m = 115,8621 \text{ daN/cm}^2$$

$$k_c = 0,495964$$

inflessione intorno all'asse y

$$k_{cy} = 0,495964$$

$$k_y = 1,429129$$

$$\lambda_{\text{rel},y} = 1,302946$$

$$\beta_c = 0,2$$

$$\sigma_{c,\text{crit},y} = 123,699 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_y = 86,60254$$

$$L_{k,y} = 600 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

inflessione intorno all'asse x

$$k_{cx} = 0,890022$$

$$k_x = 0,833757$$

$$\lambda_{\text{rel},x} = 0,781768$$

$$\beta_c = 0,2$$

$$\sigma_{c,\text{crit},x} = 343,6084 \text{ daN/cm}^2$$

$$\lambda_x = 51,96152$$

$$L_{k,x} = 600 \text{ cm}$$

$$\beta = 1$$

$$L = 600 \text{ cm}$$

$$\sigma_{c,od} / (K_c \cdot f_{c,od}) = 0 < 1 \text{ SI}$$

Verifica a presso-flessione (verifica di stabilità)

$$\text{Verifica } 0,82 < 1 \text{ SI}$$

STATI LIMITE ESERCIZIO

Verifica deformazione

Freccia istantanea

$$f_{\text{ist}} = 5/384 \cdot [Q_d L^4] / [E I_x] + 1/8 \cdot 1,2 \cdot (Q_d \cdot l^2) / (G \cdot I_t) =$$

$$\text{carichi permanenti } 199,55793 \text{ daN/ m}$$

$$u_{1,\text{ist}} = 0,256 \text{ cm}$$

$$\text{carichi variabili } 140 \text{ daN/ m}$$

$$u_{2,\text{ist}} = 0,165 \text{ cm} < L/300$$

$$\text{dove } L/300 = 2,000 \text{ cm SI}$$

Freccia netta finale

$K_{def} = 2$

carichi permanenti

$u_{1,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) = 0,76721 \text{ cm}$

carichi variabili

$u_{2,fin} = u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot K_{def}) = 0,16 \text{ cm} < L/250$

dove $\psi_{2i} = 0,00$

dove $L/250 = 2,400 \text{ cm}$ **SI**

$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + K_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_{2i} \cdot K_{def})$

$0,932 \text{ cm} < L/200$

dove $L/200 = 3,000 \text{ cm}$ **SI**

12.4 Collegamenti

ELEMENTO INCLINATO – CORDOLO

CASISTICA

A) Piastre esterne

B) Unione legno-acciaio a due piani di taglio

C) Piastre spesse

Dati

$D = 16 \text{ mm}$ diametro bullone

$\alpha_1 = 0^\circ$ estremità

$\alpha_2 = 90^\circ$ bordo

Geometria del collegamento

$a_1 = 80 \text{ mm}$ interasse parallelo alla fibratura

$a_2 = 64 \text{ mm}$ interasse ortogonale alla fibratura

$a_{3t} = 112 \text{ mm}$ distanza estremità sollecitata

$a_{3c} = 64 \text{ mm}$ distanza estremità scarica

$a_{4t} = 48 \text{ mm}$ distanza bordo sollecitato

$a_{4c} = 48 \text{ mm}$ distanza bordo scarico

Caratteristiche meccaniche legno

$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)p = 40,99 \text{ N/mm}^2$ resistenza a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$

$\rho_k = 500 \text{ Kg/m}^3$ massa volumica

$\alpha = 90^\circ$ angolo direzione sforzo-fibratura

$f_{h,\alpha,k} = f_{h,0,k} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha = 25,78 \text{ N/mm}^2$ resistenza a rifollamento per $\alpha = 0^\circ$

Tipo legno = Legno di conifera

$K_{90} = 1,59$

Caratteristiche meccaniche bullone

classe 8,8

$f_{yk} = 800 \text{ N/mm}^2$ (valore caratt. di rottura)

$f_{tk} = 640 \text{ N/mm}^2$ (valore caratt. di snervamento)

$M_{y,Rk} = 0,08 \cdot f_{t,k} \cdot d^3 = 209715,2 \text{ Nmm}$ (Momento di snervamento)

Grandezze geometriche

$t_1 = 240 \text{ mm}$ Spessore legno

$d = 16 \text{ mm}$ diametro

Resistenze di Johanson

$R_{IB} = f_{h,1,k} \cdot t_1 \cdot d = 49501,51 \text{ N}$ Resistenza a taglio-Rottura IB

$R_{IIIBC} = 2,3(M_{y,Rk} \cdot f_{h,1,k} \cdot d)^{0,5}$

$= 21392,49 \text{ N}$ Resistenza a taglio -Rottura IIIC

Resistenza collegamento

$R_k = 21392,49 \text{ N}$ Resistenza caratteristica minima

$K_{mod} = 1$

$\gamma_k = 1,5$ coeff. di sicurezza per le connessioni

$n_{pt} = 2$ n° piani di taglio

$R_d = R_k \cdot K_{mod} / \gamma_k = 28523,32$ N Resistenza di progetto

$K_{ef} = 0,918$ Fattore riduttivo

a_1 (eff) = 150 Interasse effettivo bulloni

$n = 2$ N° elementi allineati

$n_f = 2$ N° file

$R_{con,d} = K_{ef} \cdot n \cdot R_d = 5237,45$ daN RESISTENZA FILA BULLONI

Verifica

$V_{ed} = 2990$ daN Azione sollecitante in y

$R_{ed} / R_{con,d} = 0,57 < 1$ **SI**

VERIFICA PIASTRA DI COLLEGAMENTO

SOLLECITAZIONI

$V_{ed} = 2990$ daN

$e = 20$ cm

$M_{ed} = 59800$ daNcm

GEOMETRIA

$B = 300$ mm larghezza piastra

$t = 15$ mm spessore piastra

$W = 11250$ mmc modulo di resistenza

irrigidimenti n°2

$n = 1$ n° irrigidimenti

$t = 10$ mm spessore irrigidimento

$h = 100$ mm altezza irrigidimento

$A = 5500$ mmq area

$S_x = 98750$ mmc momento statico

$y_g = 17,95455$ mm coordinata baricentro

$I_x = 6784697$ mm⁴

momento di inerzia

$W_{x1} = 377881,9$ mmc

modulo resistente 1

$W_{x2} = 69913$ mmc

modulo resistente2

VERIFICA

$M_{ed} = 5980000$ Nmm momento sollecitante

$\sigma = 85,53541$ Mpa **OK**