



Firmato
digita
lmente
da DI
GIOIA
MASSI
MO
C: IT



COMUNE DI VICOPISANO
(Provincia di Pisa)

PROGETTO ESECUTIVO DI RESTAURO FUNZIONALE E MESSA IN SICUREZZA DEL CAMMINAMENTO DI RONDA E DELLA TORRE DEL SOCCORSO



~~Dirigente degli
architetti
paesaggisti
e Conservatori~~
Massimo
DI GIOIA
N. 557
PROVINCIA D'ITALIA MC
Sez. A/a
Architetto

PROPRIETA'

Sig. Pietro e Andrea FEHR

Sig.ra Simonetta CORDERO di MONTEZEMOLO

PROMOTORE

Comune di Vicopisano

Via del Pretorio n°1

PROGETTAZIONE ESECUTIVA

ATELIER P95 Srl

Dir. Tecnico Arch. Massimo Di Gioia

Società di Progettazione e Ingegneria Integrata

Via San Paolo 25 PISA - ITALIA Tel.-Fax. 050.49878 - E-mail atelierp95@virgilio.it

(Geom. A. Baroni - Arch. E. De Ranieri - Arch. M. Di Gioia - Ing. M. Balestra - Ing. G. Lorenzi)

(Dott. Ing. C. La Piana - Dott. Ing. A. Beppi - Dott. Arch. Sanaz Nourollahi Catabi)

ATELIER P95 Srl
Team

Collaboratori

Consulenza esterna Arch. Marta Cifaloni

OGGETTO: RELAZIONE SPECIALISTICA STRUTTURALE

3

Allegato

Luglio 2018

RELAZIONE TECNICA

Descrizione generale

La cinta muraria in esame ed in particolare la Torre del Soccorso è ubicata nel Comune di Vicopisano. Attualmente il comune è classificato in zona 3 ai sensi della liberalizzazione di G.R.T. n°421 del 26 Giugno 2014. L'immobile risulta vincolato ai sensi del D.lgs 42/2004 parte II.

Relazione storica

La Torre del Soccorso fa parte integrante delle fortificazioni progettate dal Brunelleschi, e quindi va sempre osservata nella sua funzione di parte di un complesso e non come torre a se stante. Realizzata a ridosso del porto sul fiume Arno, che qui, prima della sua deviazione del XVI secolo, lambiva le mura del castello, vede la sua funzione principale chiaramente riassunta dal suo nome: era la torre che garantiva il controllo del muraglione di accesso alla Rocca, muraglione concepito dal Brunelleschi come via di accesso privilegiata alla fortezza in caso di ribellione del castello di Vico.

Dalla parte bassa della torre, munita di portello di accesso rivolto verso l'esterno ed in comunicazione con una caletta raggiungibile dall'Arno, si poteva risalire sino circa alla metà della torre e raggiungere il muraglione. Da qui si risaliva sino alla Rocca. Ecco che quindi che la Torre del Soccorso permetteva di rifornire in tutta sicurezza i soldati asserragliati nella Rocca, che anche in caso di ribellione potevano essere sempre soccorsi di viveri e di uomini.

Se il nemico fosse riuscito a conquistare la Torre del Soccorso e avesse cercato di accedere alla rocca dal muraglione, si sarebbe trovato esposto al tiro d'infilata proveniente dalla Rocca, ma soprattutto avrebbe trovato interrotto il collegamento fra il muraglione e il cammino di ronda delle cortine della Rocca da un'altro ponte levatoio, che apriva un varco di circa tre metri su uno strapiombo di quindici metri.

Sulla Torre si innestavano i due tratti delle mura castellane del castello, che nel lato Nord sono ancora conservate per un lungo tratto, mentre del lato Sud sono visibili solamente le tracce di ammorsatura delle stesse.



La torre in una foto di Paolo Monti del 1975

Progetto strutturale

L'obiettivo che ci si prefigge con l'intervento proposto, a completamento di altro progetto precedente che ha consentito il restauro della cinta muraria medievale e il consolidamento della parte alta della torre, è quello di intervenire sulla Torre del Soccorso e sul Camminamento di Ronda al fine di ripristinare e rendere percorribile, in condizioni di sicurezza, l'accesso dalla Torre del Soccorso fino alla Torre della Rocca e, quindi al complesso Rocca-Palazzo Pretorio che domina il borgo e ne costituisce la principale attrattiva di visita turistica.

Torre del Soccorso

Sotto il profilo geometrico, la torre ha una struttura unitaria a pianta quadrata a bassa scarpa e si erge per un'altezza pari a circa 24 metri rispetto al piano terreno; le dimensioni esterne in pianta, pari a circa 580x580cm, rimangono pressoché costanti con l'altezza, mentre gli spessori delle pareti si riducono partendo da un massimo di 175cm alla base fino ad un minimo di 100 in sommità.

Internamente la torre è articolata su quattro livelli, con i tre orizzontamenti realizzati in volte a mattoni pieni in cui risultano presenti le aperture dei vecchi collegamenti verticali.

L'ultimo tratto, è costituito dal secondo solaio (h 14.50m circa) da cui era possibile accedere al camminamento di ronda o al solaio di copertura anch'esso dotato di apertura per l'uscita in sommità coronata da merlature. Il terzo solaio, costituito da apparato a sporgere, sostenuto da beccatelli a mensoloni in arenaria progressivamente aggettanti, con sovrastanti archetti pensili ogivali è stato oggetto del precedente intervento di consolidamento (vedasi

relazione a firma dell'Ing. Raffaello Bartelletti) in cui sono state poste in opera nuove catene in parallelo a quelle ammalorate esistenti; le catene sono state realizzate con barre Diwydag diam 26mm e capi chiavi in acciaio inox e poste in opera con un tiro di 12t. L'intervento ha inoltre riguardato il consolidamento dei beccatelli della torre eseguito con perforazioni armate con barre ad aderenza migliorata in acciaio inox, una per ogni elemento lapideo costituente le mensole, oltre la ricostruzione del parapetto merlato con mattoni pieni di recupero. Ai livelli sottostanti sono visibili altre catene sfalsate inserite nelle pareti perimetrali, in parte con capochiave esterno ed in parte ammorsato nella muratura. All'interno sono conservate solo le volte ai vari livelli mentre le scale originali ed i pianerottoli lignei e sono andati perduti, lasciando come unica testimonianza gli alloggiamenti nelle murature. L'intervento prevede le opere di restauro e consolidamento all'interno della torre e la realizzazione di un sistema di collegamento interno fino all'uscita sul camminamento posto al terzo livello. Il collegamento sarà realizzato con un sistema di scale in acciaio e legno riproponendo l'andamento emerso dallo studio degli alloggiamenti delle mensole degli originari pianerottoli. Il collegamento verticale è, pertanto, costituito da una scala composta da sette rampe e diversi pianerottoli e passerelle ad ogni cambio di rampa. Nello specifico, la scala è composta da cosciali in acciaio, composti da piatti imbottiti, al cui interno saranno inseriti i gradini in legno. Le passerelle a collegamento delle varie rampe saranno costituite da traversi in acciaio, a prosecuzione dei cosciali delle rampe, e doghe in legno. Queste ultime risultano funzionali all'osservazione ravvicinata della compagine muraria interna della Torre, consentono l'affaccio verso l'esterno a diverse altezze e, non da ultimo, offrono la possibilità di allestire esposizioni temporanee. Le travi principali delle rampe, grazie agli agganci puntuali previsti, hanno il compito di collaborare con i meccanismi di cerchiatura perimetrale svolgendo un importante ruolo di confinamento delle murature.

Camminamento

Durante il precedente intervento si è proceduto al consolidamento dei beccatelli e dei relativi archetti del camminamento tramite inserimento di profili metallici e barre metalliche inox a sostegno delle mensole dei beccatelli e degli elementi lapidei.

L'intervento prevede il completamento delle opere di consolidamento e di restauro del camminamento lungo circa settanta metri attraverso la ricostruzione filologica della gradonata, le cui tracce sono state rilevate e documentate durante i lavori del primo lotto ed il ripristino del collegamento del complesso con la Rocca Brunelleschiana attraverso la realizzazione di una passerella. Per il collegamento, la proposta progettuale dovrà essere verificata in fase di esecuzione, in quanto le condizioni di sicurezza hanno permesso il rilievo solo del primo tratto fino alla Torre di San Simone.

Considerazioni geotecniche sulle fondazioni

Da un'analisi dello stato attuale non si sono rilevati fenomeni inattesi o singolarità nel comportamento del terreno di fondazione. Non sono previste nuove opere di fondazione se non il rifacimento del solaio al piano terra di accesso alla torre. La totalità degli interventi sono limitati alle murature in elevazione, senza interessare le sottostanti fondazioni.

Trattandosi di interventi di restauro e consolidamento che non realizzano incrementi di carico significativi, dal punto di vista delle tensioni in fondazioni non sono previste variazioni di rilievo rispetto al regime tenzionale dello stato preesistente.

NORMATIVA

-D.M. 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni";

-C.M. 02/02/2009 n.617 - "Istruzioni per l'applicazione nuove Norme Tecniche Costruzioni"

-CNR DT200 R1_2013 - "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati"

-Legge quadro 5 novembre 1971 n° 1086 "norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

-Legge 2 Febbraio 1974 n°64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"

-Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 9 Febbraio 2011 - Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008
(pubblicata nella G.U. n. 47 del 26/02/2011 - suppl. ord. 54)

CRITERI DI PROGETTAZIONE E VALUTAZIONE DEL LIVELLO DI SICUREZZA

Gli interventi di progetto si intendono "riparazione o intervento locale" ai sensi del punto **8.4.3. del D.M. 14.01.2008**.

In accordo con quanto stabilito al punto **2.2** della **Direttiva sulla valutazione del rischio Sismico**, in considerazione degli interventi previsti di tipo locale (LV2) (riparazione o intervento locale) - valutazione da adottare in presenza di interventi locali su zone limitate del manufatto, che non alterino in modo significativo il comportamento strutturale accertato, per le quali sono suggeriti metodi di analisi locale - la valutazione complessiva della sicurezza, trattandosi di beni tutelati, sarà effettuata in forma semplificata tenendo conto delle possibili vulnerabilità in accordo col punto **5.3.2 della Direttiva**.

La valutazione della sicurezza sarà limitata a singole porzioni di manufatto, tenendo conto dei sottosistemi (meccanismi locali) così come indicato al punto **C.8.7.1.1 della Circolare 617** in modo da verificare che non siano peggiorate le condizioni di sicurezza preesistenti e certificare il maggior grado di sicurezza rispetto alle condizioni attuali. Come indicato nello stesso punto, la valutazione della sicurezza richiede la verifica agli stati limite opportuni. Nel caso in oggetto, facendo riferimento anche alla Direttiva del PCM che specifica "la valutazione nei riguardi dello SLV è richiesta per ciascun manufatto tutelato, anche se non soggetto ad uso, in quanto garantisce non solo la salvaguardia degli occupanti, ma anche la conservazione stessa del manufatto", la valutazione della risposta sismica sarà eseguita allo Stato limite di Salvaguardia della Vita. Tutto ciò in accordo con il punto **8.3 NTC** in cui si evidenzia che le verifiche sulle costruzioni esistenti possono essere eseguite in riferimento ai soli SLU, ed in particolare rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) esplicitando i livelli di sicurezza attuali e raggiunti con l'intervento.

Obiettivo dell'intervento è stato la realizzazione, tramite i nuovi elementi in acciaio, di "collegamenti", senza aggravi significativi di peso, che mirano a migliorare il mutuo collegamento con le pareti portanti. Tramite la nuova scala si procederà alla realizzazione di vincoli capaci di contrastare eventuali deformazioni flessionali delle murature longitudinali. Nel progetto di conservazione e valorizzazione dell'esistente, la scelta dei materiali deriva in primo luogo dalla valutazione della compatibilità tra la materia nuova e quella storica, senza trascurare gli aspetti della leggerezza, l'estetica e la manutenibilità..

In tal senso gli interventi di consolidamento previsti rispettano alcuni importanti principi:

il minimo intervento: bisogna "intervenire per necessità comprovata", limitando le trasformazioni allo stretto necessario;

- la tutela del valore storico del fabbricato;
- la specificità e la compatibilità delle soluzioni tecnologiche adottate con la materia autentica;
- la riconoscibilità e la reversibilità dell'intervento;
- il monitoraggio in progress e la manutenibilità; bisogna stabilire un programma di manutenzione dell'edificio nel tempo.

Negli interventi di recupero conservativo, l'acciaio ha giocato un ruolo fondamentale.

L'acciaio rispecchia in pieno i principi fondamentali dell'approccio critico-conservativo adottato.

Esso infatti, può offrire numerosi vantaggi, tra cui:

- la riconoscibilità dell'intervento;
- la durabilità;
- la reversibilità (in quanto gli elementi metallici sono facilmente rimovibili);
- la manutenibilità

Gli elementi metallici sono stati affiancati agli elementi in legno, per sostituirne la funzione strutturale o per collaborare con essi ai fini di garantire la resistenza meccanica richiesta.

MODELLO DI VALUTAZIONE di VULNERABILITA' SISMICA - LV2 (Meccanismi Locali)

Il livello LV2 consiste nella valutazione dell'accelerazione che porta al raggiungimento dello stato limite considerato mediante l'analisi cinematica riferita a porzioni strutturalmente autonome della costruzione (macroelementi). L'analisi è sviluppata con le classiche ipotesi di materiale non resistente a trazione, con resistenza a compressione infinita e perfetto ingranamento tra gli elementi della catena cinematica. Le pareti murarie sono così considerate come corpi rigidi che ammettono atti di moto ruotando intorno a cerniere, di solito a sviluppo lineare.

Applicando il teorema cinematico dell'analisi limite è possibile determinare il moltiplicatore del carico sismico che porta all'attivazione del cinematismo di collasso analizzato.

Nell'analisi dei meccanismi inoltre è stata considerata la presenza delle mura e del camminamento che sul tratto nord ed ovest costituiscono un vincolo per le direzioni di azioni del sisma, mentre a favore di sicurezza non sono state valutate le catene originali, la cui integrità non è stata possibile verificare, perché inserite nella mura perimetrali. Nel caso in esame, si sono considerati quali meccanismi locali significativi quelli che riguardano gli elementi spesso rivelatisi particolarmente vulnerabili in caso di azione sismica e che sono di seguito descritti:

M1ovest - M1sud: Ribaltamento semplice dell'intera parete e delle porzioni superiori delle facciate (Ovest - Sud) con formazione della cerniera plastica a quota scarpa e a quota solai in corrispondenza del punto più esterno della parete

M1est - M1nord: Ribaltamento semplice delle porzioni superiori delle facciate (Est - Nord) con formazione

della cerniera plastica a quota mura di cinta in corrispondenza del punto più esterno della parete

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di intere facciate o porzioni di pareti rispetto ad cerniere in prevalenza orizzontali alla base di esse e che percorrono la struttura muraria sollecitata da azioni fuori dal piano. E' frequente negli edifici che presentano solai solo appoggiati con assenza di cordoli o catene ai piani e di vincolo in sommità.

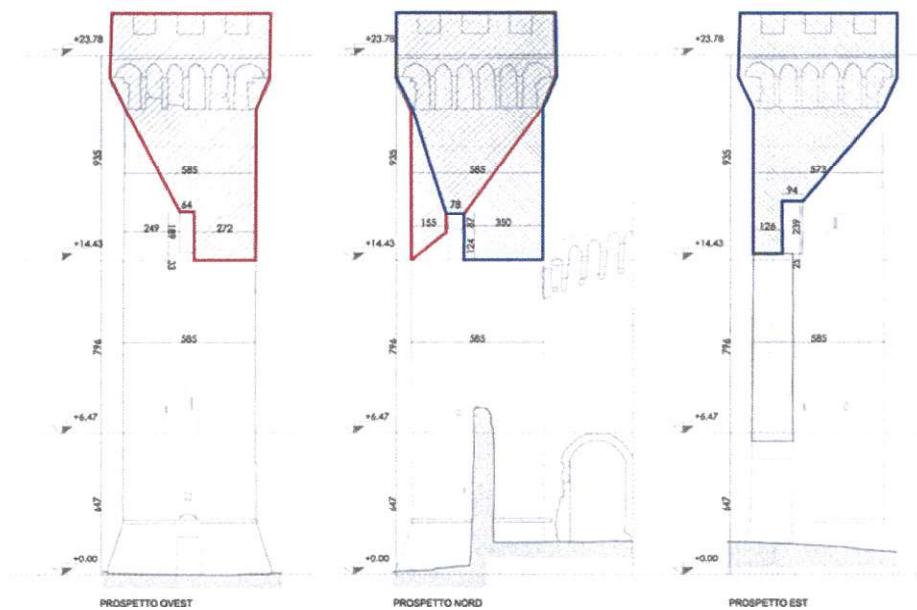
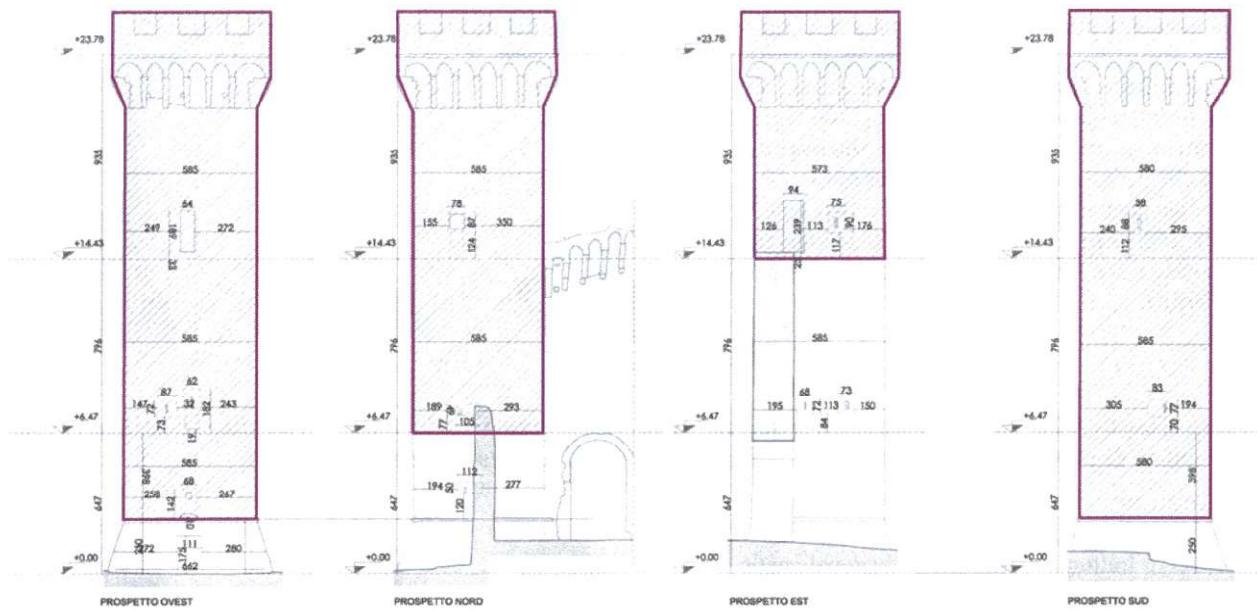


M2nordovest - M2nordest: Ribaltamento dei cantonali delle porzioni delle facciate (nordovest - nordest) con formazione di piani di rottura inclinati dovuti alla presenza di aperture nelle pareti.

Il meccanismo si manifesta attraverso la rotazione rigida di un cuneo di distacco, delimitato da superfici di frattura ad andamento diagonale nelle pareti concorrenti nelle angolate libere, rispetto ad una cerniera posta alla base dello stesso. Meccanismi di questo tipo sono frequenti in edifici che presentano spinte concentrate in testa ai cantonali. Si suppone che il ribaltamento avvenga nella direzione di spinta della bisettrice dell'intersezione muraria e che il cinematismo sia definito dalla rotazione del macroelemento individuato intorno ad un asse perpendicolare al piano verticale che forma un angolo di 45° con le pareti convergenti nell'angolata e passante per la cerniera suddetta



Di seguito sono rappresentate le porzioni di muratura analizzate



METODOLOGIA UTILIZZATA PER IL CALCOLO DEL CINEMATISMO

Il metodo di verifica adottato e formalizzato nella **Circolare 617 al C.8A.4.1** è l'analisi cinematica lineare. Per ottenere il moltiplicatore orizzontale α_0 dei carichi che porta all'attivazione del meccanismo locale di danno si applicano ai blocchi rigidi che compongono la catena cinematica le seguenti forze: i pesi propri dei blocchi, applicati nel loro baricentro; i carichi verticali portati dagli stessi (pesi propri e sovraccarichi dei solai e della copertura, altri elementi murari non considerati nel modello strutturale); un sistema di forze orizzontali proporzionali ai carichi verticali portati, se queste non sono efficacemente trasmesse ad altre parti dell'edificio; eventuali forze esterne (ad esempio quelle trasmesse da catene metalliche); eventuali forze interne (ad esempio le azioni legate all'ingranamento tra i conci murari). Assegnata una rotazione virtuale θ_k al generico blocco k , è possibile determinare in funzione di questa e della geometria della struttura, gli spostamenti delle diverse forze applicate nella rispettiva direzione. Il moltiplicatore α_0 si ottiene applicando il Principio dei Lavori Virtuali, in termini di spostamenti, uguagliando il lavoro totale eseguito dalle forze esterne ed interne applicate al sistema in corrispondenza dell'atto di moto virtuale:

$$\alpha_0 \left(\sum_{i=1}^n P_i \delta_{x,i} + \sum_{j=n+1}^{n+m} P_j \delta_{x,j} \right) - \sum_{i=1}^n P_i \delta_{y,i} - \sum_{h=1}^o F_h \delta_h = L_f \quad (\text{C8A.4.1})$$

I cinematicismi sono stati calcolati utilizzando il foglio di calcolo C.I.N.E. Condizioni d'Instabilità Negli Edifici (Ver. 1.0.4 del Settembre 2009) - Applicativo per le verifiche sismiche dei Meccanismi di Collasso Locali fuori piano negli

edifici esistenti in muratura mediante Analisi Cinematica Lineare, realizzato nell'ambito di un progetto di ricerca nazionale coordinato dal consorzio "ReLuis" (Rete di Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica). Il software restituisce l'accellerazione di picco al suolo rigido che determina il raggiungimento dello SLV relativamente al cinematismo considerato in base alla minima accellerazione spettrale relativa alle seguenti disuguaglianze:

- nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque poggiata a terra

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{V_R})S}{q} \quad (\text{C8A.4.9})$$

- nel caso in cui la verifica riguardi una porzione posta ad una certa quota

$$a_0^* \geq \frac{S_s(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q} \quad (\text{C8A.4.10})$$

PARAMETRI CARATTERISTICI DELL'OPERA

Per i beni di interesse culturale esposti ad azioni sismiche, è opportuno definire un livello di sicurezza di riferimento, differenziato in funzione delle caratteristiche proprie dei manufatti e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico.

A tal scopo si definisce:

Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_n è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purchè soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usta per lo scopo al quale è destinata. Nella tabella di seguito riportata sono presenti le diverse tipologie di opere.

Tabella 2.4.I – Vita nominale V_n per diversi tipi di opere

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_n (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

La vita nominale è il periodo nel quale la struttura può essere considerata sicura, nel senso che è in grado di sopportare l'azione sismica che ha una fissata probabilità di occorrenza nel periodo di riferimento ad essa collegato. Dato che la struttura ricade tra le opere ordinarie, risulta che:

$$V_n := 50$$

Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise i classi d'uso così definite:

Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso Cu è definito al variare della classe d'uso, come mostrato nella tabella seguente

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso Cu

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE Cu	0,7	1,0	1,5	2,0

Se $V_R \leq 35$ anni si pone comunque $V_R = 35$ anni.

Per quanto riguarda la classe d'uso considerando che la struttura preveda al suo interno presenza solo occasionale di persone può essere considerata di Classe I. A favore di sicurezza, pensando all'eventuale crollo della torre come un rischio "esterno" per il traffico veicolare sottostante, si assumerà la Classe d'Uso II.

$$C_u := 1$$

Periodo di riferimento

Le azioni sismiche sulla costruzione verranno quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento Vr pari a:

$$V_r := V_n \cdot C_u$$

$$V_r = 50$$

VALUTAZIONE LIVELLO DI SICUREZZA

Per ciascun bene tutelato, in relazione al periodo di riferimento Vr ed allo stato limite considerato, cui è associata una probabilità di superamento Pvr nel periodo di riferimento, può essere valutato il periodo di ritorno di riferimento dell'azione sismica Tr

la **probabilità di superamento** per gli SLU relativamente allo **SLV** è pari al 10%

$$P_{vr} := 0.10$$

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} al variare dello stato limite considerato

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

$$T_{Rslv} := \frac{-V_r}{\ln(1 - P_{vr})} \quad T_{Rslv} = 474.561$$

In particolare è possibile definire un indice di sicurezza sismica, dato dal rapporto tra il periodo di ritorno Tsl dell'azione sismica che porta al generico stato limite ed il corrispondente periodo di ritorno di riferimento Trsl. In particolare per interventi su edifici esistenti, l'indice di sicurezza sismica riferito allo SLV è pari a:

$$I_{sslv} := \frac{T_{slv}}{T_{Rslv}}$$

Nel caso di progettazione per LV2, come nel nostro caso, piuttosto che all'indice di sicurezza, è opportuno in accordo con il punto 2.4 della **Direttiva sulla valutazione del rischio Sismico** riferirsi direttamente alla vita nominale, ovvero valutare la vita nominale corrispondente allo stato attuale e quella ottenibile a seguito dell'intervento.

$$V_n := \frac{T_{sl} \cdot \ln(1 - P_{vr})}{C_u}$$

dove Tsl è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite valutato prima e dopo l'intervento e Pvr è la probabilità di superamento relativa allo stato limite considerato

Analogamente all'indice di sicurezza, è possibile definire un fattore di accelerazione definito dal rapporto tra

l'accellerazione al suolo che porta al raggiungimento dello SLV e quella corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite alla categoria di sottosuolo A

$$f_{aslv} := \frac{a_{slv}}{a_{gslv}}$$

Tale fattore considera uno dei parametri che definiscono l'azione sismica spettrale, ma ha il pregio di fornire un'indicazione quantitativa del deficit in termini di resistenza.

VALUTAZIONE AZIONE SISMICA

In assenza di una specifica relazione geologica, basandoci sui dati provenienti da indagini limitrofe ed in particolare sulla relazione geologica a firma del dott. Luca Pignatelli riguardante "Progetto di riqualificazione di tettoia annessa al circolo L'Ortaccio", eseguita a circa 200m dalla Torre, è stato possibile risalire alla tipologia di sottosuolo. Con i risultati ottenuti dall' indagine sismica MASW effettuata è stato possibile classificare il suolo nella categoria **tipo C**



Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
C	<i>Depositii di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
D	<i>Depositii di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).</i>
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).</i>

Spettro di risposta elastico in accellerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno

smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di ag variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento Pvr.

Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento Pvr considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti Ss e Cc valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti Ss e Cc possono essere calcolati, in funzione dei valori di Fo e Tc° relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella seguente, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Tabella 3.2.V – Espressioni di Ss e di Cc

Categoria sottosuolo	Ss	Cc
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico St riportati nella tabella seguente, in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento

Tabella 3.2.VI – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica St

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	St
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Il prodotto dei coefficienti Ss e St, fornisce il coefficiente S che è un coefficiente che tiene conto sia della categoria del sottosuolo che delle condizioni topografiche

Riepilogo parametri sito

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_g	0.119 g
F_o	2.518
T_c^*	0.282 s
S_s	1.500
C_c	1.594
S_t	1.000
q	1.000

Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.178
0.150	0.449
0.450	0.449
0.527	0.383
0.805	0.334
0.882	0.296
0.759	0.286
0.837	0.241
0.914	0.221
0.992	0.204
1.069	0.189
1.146	0.176
1.224	0.165
1.301	0.155
1.379	0.146
1.456	0.139
1.533	0.132
1.611	0.125
1.688	0.120
1.766	0.114
1.843	0.110
1.921	0.105
1.998	0.101
2.075	0.097
2.167	0.089
2.259	0.082
2.350	0.076
2.442	0.070
2.534	0.065
2.625	0.061
2.717	0.057
2.809	0.053
2.900	0.050
2.992	0.047
3.083	0.044
3.175	0.042
3.267	0.039
3.358	0.037
3.450	0.035
3.542	0.033
3.633	0.032
3.725	0.030
3.817	0.029
3.908	0.027
4.000	0.026

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_a	0.150 s
T_c	0.450 s
T_D	2.075 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_t \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{1/(3+q)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, § 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3$$

$$(\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c^*$$

$$(\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4.0 \cdot a_g / g + 1.6$$

$$(\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T - T_B}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

stato limite di riferimento - SLV

Accelerazione orizzontale massima al sito

$$a_{g\text{slv}} := 0.119$$

Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

$$F_o := 2.518$$

Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

$$T_c^* := 0.282$$

Coefficiente di amplificazione topografica St

Categoria topografica T1, superficie pianeggiante

fattore topografico

$$S_t := 1$$

Coefficiente per categoria di sottosuolo e delle condizioni topografica

$$S_{\text{sw}} := 1.5$$

I punti dello spettro di risposta risultano per l'intervallo di interesse:

Periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante

$$T_B := 0.150$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

$$T_C := 0.450$$

Periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro

$$T_D := 2.075$$

Fattore di smorzamento

$$\eta := 1$$

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

• Calcestruzzo per fondazione

Le norme UNI 11104 e UNI EN 206-1 consentono di individuare la corretta combinazione di classi di esposizione dell'opera e di ogni sua componente, in funzione dei singoli meccanismi di degrado dell'ambiente sulle strutture.

Cemento: conforme alla norma UNI EN 197/1

Aggregati: obbligo di marcatura CE conforme a UNI EN 12620

Acqua di impasto: conforme a UNI EN 1008

Additivi: conforme a UNI EN 934-2

La classe di esposizione per elementi di fondazione è XC2.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza della tab 4.1.I

Per quanto riguarda la resistenza caratteristica a 28 giorni, questa è definita, in relazione ai requisti di durabilità e ai valori delle resistenze adottate, nel valore di C25/30.

Confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce esente da cloruri e da solfati. Per quanto riguarda i requisti di durabilità ed esposizione dovranno essere garantiti, per tutti i tipi di calcestruzzo, un dosaggio di cemento non inferiore a 300kg/mc, un rapporto acqua/cemento non superiore a 0,6.

Ai fini della lavorabilità e della messa in opera si richiede la classe di consistenza almeno S4 (slump - abbassamento da 160 a 210mm); tali classi di consistenza sono ottenibili con additivi fluidificanti, non dannosi per la durabilità del calcestruzzo e per la corrosione delle armature, ma non con aggiunta di acqua che faccia superare il limite del rapporto acqua/cemento indicato; il diametro massimo nominale dell'aggregato non deve essere superiore a 32mm.

$$R_{ck} := 30 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

resistenza caratteristica cubica

$$f_{ck} := 0.83 \cdot R_{ck}$$

$$f_{ck} = 24.9 N \cdot mm^{-2}$$

resistenza caratteristica cilindrica

$$f_{cm} := f_{ck} + 8 \frac{N}{mm^2}$$

$$f_{cm} = 32.9 \frac{N}{mm^2}$$

resistenza caratteristica media

$$f_{ctm} := 0.3 \frac{N}{mm^2} \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\frac{N}{mm^2}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctm} = 2.558 \frac{N}{mm^2}$$

resistenza a trazione

$$E_{cls} := 22000 \frac{N}{mm^2} \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10 \frac{N}{mm^2}} \right)^{0.3}$$

$$E_{cls} = 31447.161 \frac{N}{mm^2}$$

modulo elastico

$$\gamma_{cls} := 25 \frac{KN}{m^3}$$

peso massetto collaborante in cls

tensioni di calcolo

$$\gamma_c := 1.5$$

coefficiente di sicurezza per il cls

$$f_{cd} := \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$f_{cd} = 14.11 N \cdot mm^{-2}$$

resistenza di progetto a compressione

$$f_{ctd} := 0.7 \cdot \frac{f_{ctm}}{\gamma_c}$$

$$f_{ctd} = 1.194 \frac{N}{mm^2}$$

resistenza di progetto a trazione

Acciaio da armatura

barre tonde ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C, avente le caratteristiche meccaniche di cui al **p.11.3.2 del NTC2008**

Acciaio in reti elettrosaldate, aventi i requisiti di cui al **p. 11.3.2.5 del NTC2008**

$f_{v,nom}$	450 N/mm ²
$f_{t,nom}$	540 N/mm ²

$$f_{ykb} := 450 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

resistenza caratteristica di snervamento

$$E_s := 205000 \cdot N \cdot mm^{-2}$$

modulo di Young

$$\gamma_s := 1.15$$

coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio da cls

$$f_{ydb} := \frac{f_{ykb}}{\gamma_s}$$

$$f_{ydb} = 391.304 \frac{N}{mm^2}$$

Tabella 21.1 – L'acciaio per cemento armato laminato a caldo B450C

Caratteristiche	
Tensione caratteristica di snervamento f_{sk}	$\geq f_{v,nom}$ [N/mm ²]
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t,nom}$ [N/mm ²]
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,13$ $\leq 1,35$
$(f_t/f_{y,nom})_k$	$\leq 1,25$
Allungamento (A_{pl}) _k	$\geq 7\%$
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	
$\emptyset < 12 \text{ mm}$	4 Ø
$12 \leq \emptyset \leq 16 \text{ mm}$	5 Ø
per $16 < \emptyset \leq 25 \text{ mm}$	8 Ø
per $25 < \emptyset \leq 50 \text{ mm}$	10 Ø

• Acciaio da carpenteria

Caratteristiche elementi strutturali in acciaio

I profilati da usare saranno di tipo S275JR secondo **UNI-EN 10025** (per i laminati), **UNI-EN 10210** (per i tubi senza saldatura) e **UNI-EN10219-1** (per i tubi saldati), recanti la marcature CE, zincato, senza difetti superficiali, saldabile, e comunque secondo le modalità riportate nel **C. 11.3.4.1** delle **NTC**

Per la realizzazione delle strutture composte si dovranno utilizzare acciai conformi alle norme armonizzate della serie EN 1090-1; "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti"

Tabella 11.3.IX – Laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

$$f_{yk} := 275 \cdot \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

resistenza caratteristica di snervamento

$$f_{tk} := 430 \cdot \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

resistenza ultima dell'acciaio

Per le verifiche di resistenza e di stabilità si utilizzano i coefficienti di sicurezza indicati nella seguente tabella

Tabella 4.2.V Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M2} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M3} = 1,25$

$$\gamma_{m0} := 1,05$$

coefficiente di sicurezza sezioni classe 1-2-3-4.

$$\gamma_{m1} := 1,05$$

coefficiente di sicurezza instabilità

$$\gamma_{m2} := 1,25$$

coefficiente di sicurezza sezioni sezioni tese indebolite dai fori

$$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_{m0}}$$

$$f_{yd} = 261.905 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

tensione di calcolo

$$E_a := 206000 \text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

$$\gamma_a := 7850 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

peso specifico acciaio

Bulloni

Dovranno recare la marcatura CE secondo quanto stabilito al cap. 11.3.4.6.1 NTC

Le caratteristiche dei bulloni dovranno essere conformi alle norme **UNI EN ISO 4016:2002** e **UNI 5592:1968** ed essi debbono appartenere alle sotto classi della norma **UNI EN ISO 898-1:2001** associate nel modo indicato nella seguente tabella:

	Normali			Ad alta resistenza	
VITE	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
DADO	4	5	6	8	10

le tensioni di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} delle viti appartenenti alle classi indicate nella tabella soprastante sono riportate nella tabella che segue:

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} [N/mm ²]	240	300	480	649	900
F_{tb} [N/mm ²]	400	500	600	800	1000

Si prevede l'utilizzo di bulloni **classe 10.9**

$$f_{yb} := 900 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$f_{tb} := 1000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

Saldature

La saldatura degli acciai dovrà avvenire con uno dei procedimenti all'arco elettrico codificati secondo la norma **UNI EN ISO 4063:2001** e comunque nel rispetto di quanto prescritto nel capitolo **11.3.4.5** delle NTC.

In relazione alla tipologia dei manufatti realizzati mediante giunzioni saldate, il costruttore deve essere dotato di un sistema di gestione del processo saldatura in accordo con la norma **UNI EN ISO 3834:2006**

Classe di Esecuzione EXC

L'attività di produzione viene identificata in quattro diverse classi di esposizione **EXC**, che dipendono da

- Classe di Conseguenza **CC**, definita in base alle conseguenze di un collasso in termini di perdita di vite umane e danni economici

Classe di conseguenze	Descrizione	Esempi di edifici e opere di ingegneria civile
CC3 = ALTA	Gravi conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali molto rilevanti	Gradinate, edifici accessibili al pubblico dove le conseguenze di danno sono alte (sala concerti)
CC2 = NORMALE	Considerabili conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali considerabili	Edifici residenziali e ad uso ufficio dove le conseguenze di danno sono medie (edifici per uffici)
CC1 = BASSA	Irrilevanti conseguenze in termini di perdita di vite umane o conseguenze economiche, sociali o ambientali irrilevanti	Edifici agricoli dove normalmente le persone non entrano (edifici di magazzino, serra, ...)

- Categoria di Servizio **SC**, riguarda fattori che derivano dalle azioni a cui la struttura e le sue parti possono essere esposti durante il montaggio e l'uso e il livello di stress dei componenti in relazione alla loro resistenza

Categorie	Criteri
SC1	<ul style="list-style-type: none"> • Strutture e componenti progettati solo per azioni quasi statiche (ad esempio edifici) • Strutture e componenti progettati per azioni sismiche nelle regioni a bassa attività sismica e in DCL • Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru e carroponti (classe So) **
SC2	<ul style="list-style-type: none"> • Strutture e componenti progettati per la resistenza a fatica in accordo alla EN 1993 (ad esempio strade, ferrovie e carriporte (classi da S1 a S9)**, strutture soggette a vibrazioni indotte dal vento, folla o macchinari in rotazione) • Strutture e componenti progettati per azioni sismiche nelle regioni a media o alta attività sismica e in DCM* & DCH*
* DCL, DCM, DCH: classi di duttilità secondo la EN 1988-1	
** per la classificazione di fatica delle gru. Vedi norme EN 1991-3 e 13001-1	

- Categoria di Produzione PC, riguarda fattori di produzione derivanti dalla complessità dell'esecuzione della struttura e dei suoi componenti.

Categorie	Criteri
PC1	<ul style="list-style-type: none"> • Componenti non saldati fabbricati con qualsiasi classe di acciaio • Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio inferiore alla S355
PC2	<ul style="list-style-type: none"> • Componenti saldati fabbricati con classe di acciaio superiore alla S355 e oltre • Componenti essenziali per l'integrità strutturale che sono saldati in situ • Componenti forgiati a caldo o soggetti a trattamento termico in fabbricazione • Componenti di travature reticolari richiedenti tagli finali dei profilati

In base alla complessità dei prodotti da realizzare ed al loro impiego, si prescrive una Classe di Esecuzione EXC3

Classe di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categoria di Servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categoria di Prodotto	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

La scelta della ISO 3834 dipende dalla classe di esecuzione dichiarata del componente ed i requisiti si possono riassumere nella seguente tabella

EXC1	EXC2	EXC3	EXC4
ISO 3834-4	ISO 3834-3	ISO 3834-2	ISO 3834-2

• Legno

Caratteristiche del legno massiccio - D24 latifoglie

Il **legno massiccio** per uso strutturale deve rispondere ai requisiti dei punti A B C del cap 11.1 e comunque deve essere: *identificato* univocamente a cura del produttore, *qualificato* sotto la responsabilità del produttore, *accettato* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione.

Gli elementi strutturali in legno massiccio dovranno essere costituiti dai seguenti materiali nel rispetto di quanto indicato al cap. 11.7 delle NTC e della norma europea armonizzata UNI EN 14081 e recare la marcatura CE.

Qualora non sia applicabile la marcatura CE, gli elementi devono essere qualificati secondo quanto specificato al punto B del cap 11.1

I valori caratteristici del legno nuovo, si riferiscono a legnami classificati D24, secondo la norma UNI 338:2009 per legno di provenienza estera ed UNI 11035:2003 per il legno di provenienza italiana.

$$f_{mk} := 24 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

tensione di rottura a flessione

$$f_{t0k} := 14 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

tensione di rottura a trazione parallela

$$f_{vk} := 4 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

tensione di rottura a taglio

$$f_{c0k} := 21 \text{ N} \cdot \text{mm}^{-2}$$

compressione parallela

$$\gamma_1 := 750 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-3}$$

peso specifico

$$E_{0\text{mean}} := 10 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

modulo elasticità medio parallela

$$E_{0.05} := 8.5 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2}$$

modulo elasticità caratteristico parallelo

RESISTENZA DI CALCOLO DEL LEGNO

La resistenza di calcolo viene calcolata mediante la relazione:

$$\sigma_d := \frac{X_k \cdot k_{\text{mod}}}{\gamma_m}$$

X_k valore caratteristico delle proprietà del materiale

k_{mod} coefficiente che tiene conto della classe di durata del carico e della classe di servizio

γ_m coefficiente parziale di sicurezza relativo al tipo di materiale

Classe di durata

Per la struttura in oggetto, trattandosi di carichi variabili degli edifici, è accettabile una classe di durata **media del carico**.

Classe di servizio

Le classi di servizio sono legate alle condizioni termoigrometriche dell'ambiente in cui è inserito un elemento strutturale a base di legno e sono quindi legate al contenuto di acqua all'interno del materiale.

Tabella 4.4.II -Classi di servizio

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

CLASSE 1: Elementi protetti contro le intemperie come quelli posti all'interno degli edifici in ambienti condizionati.

CLASSE 2: Elementi posti all'esterno degli edifici ma protetti, almeno parzialmente, dalle intemperie e dall'irraggiamento solare diretto.

CLASSE 3: Elementi posti all'esterno degli edifici direttamente esposti alle intemperie.

Trattandosi di interventi interni, protetti dalle intemperie si adotterà la **classe di servizio 2**.

Determinazione kmod e kdef

Per tener conto della correlazione esistente tra il tempo di permanenza dell'azione sulla struttura, la classe di servizio e le caratteristiche di resistenza e di deformabilità del legno, si utilizzano i coefficienti riduttivi delle resistenze, k_{mod} (**Tab. 4.4.IV NTC 2008**), e dei moduli elastici, $1/(1+k_{\text{def}})$ (**Tab. 4.4.V, NTC 2008**), indicati in normativa in funzione della durata del carico.

Tabella 4.4.IV -Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico			
			Permanente	Lunga	Media	Breve
Legno massiccio Legno lamellare incollato	EN 14081-1 EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90
		2	0,60	0,70	0,80	0,90
		3	0,50	0,55	0,65	0,70
						0,90

La normativa per il calcolo della resistenza prescrive sempre l'utilizzo del k_{mod} relativo alla classe di durata del carico più breve. Si terrà tuttavia conto di tutte le possibili combinazioni di carico (ovvero sia permanente+accidentale con il k_{mod} relativo ai carichi accidentali, che quella con i soli carichi permanenti). E' senz'altro possibile che risulti determinante la combinazione con i soli permanenti, perché determina un valore k_{mod} più piccolo.

Saranno pertanto effettuate le verifiche tenendo conto delle seguenti classi di durata del carico:

$k_{modp} := 0,6$ coefficiente per i carichi di durata permanente

$k_{modm} := 0,8$ coefficiente per i carichi di media durata

Il coefficiente k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale sono riportati nella seguente tabella

Tabella 4.4.V -Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00

$k_{def} := 0,8$ coefficiente per i carichi di durata permanente

Determinazione γ_m

Il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, è tabellato nella seguente tabella

Tabella 4.4.III -Coefficients parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	γ_M
- combinazioni fondamentali	
legno massiccio	1,50
legno lamellare incollato	1,45
pannelli di particelle o di fibre	1,50
compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40
unioni	1,50
- combinazioni eccezionali	
	1,00

$\gamma_m := 1,50$ coefficiente di sicurezza parziale per il legno massiccio

CARATTERISTICHE MURATURA ESISTENTE

Livello di conoscenza e Fattore di confidenza

Il livello di conoscenza della struttura è individuato attraverso i seguenti parametri, emersi da verifiche in situ limitate:

-geometria degli elementi strutturali e dettagli costruttivi

-proprietà dei materiali: si è proceduto alla individuazione delle caratteristiche di materiali impiegati nella costruzione attraverso un'analisi visiva in considerazione della assenza di intonaci nel sottotetto, interessato dall'intervento. In relazione a tali parametri si ricava:

livello di conoscenza **LC1**

a cui corrisponde un fattore di confidenza

$$f_c := 1.35$$

Tale valore coincide con quanto calcolato dall'assegnazione dei diversi fattori parziali di confidenza parziali riportati nella seguente tabella del punto **4.2 della Direttiva**

Tabella 4.1 – Definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza.

Rilievo geometrico	rilevo geometrico completo rilevo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi	$F_{C1} = 0.05$ $F_{C1} = 0$
Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.12$
	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)	$F_{C2} = 0.06$
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esauriente rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)	$F_{C2} = 0$
Proprietà meccaniche dei materiali	parametri meccanici desunti da dati già disponibili limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali estese indagini sui parametri meccanici dei materiali	$F_{C3} = 0.12$ $F_{C3} = 0.06$ $F_{C3} = 0$
Terreno e fondazioni	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0.06$ $F_{C4} = 0.03$
	estese o esauritive indagini sul terreno e le fondazioni	$F_{C4} = 0$

$$F_c := 1 + F_{c1} + F_{c2} + F_{c3} + F_{c4}$$

$$F_{c1} := 0.05$$

$$F_{c2} := 0.12$$

$$F_{c3} := 0.12$$

$$F_{c4} := 0.06$$

$$F_c = 1.35$$

Parametri meccanici esistente C8A.1.A.4

Per le murature esistenti, in considerazione della nota intepretativa della Regione Toscana del 28.09.2009 circa gli interventi locali, si adotteranno i valori medi delle resistenze e dei moduli elastici riportati nella **Tabella C8A.2.1**.

Ai valori proposti si applicherà il coefficiente FC

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	t_o (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei quadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

La torre del Soccorso è realizzata con muratura di buona qualità in pietra e mattoni, costituita da due paramenti (esterno interno) separati da un nucleo secondo la tipologia a sacco. La malta risulta in buono stato di conservazione. I cantonali risultano realizzati con blocchi lapidei quadrati di elevata qualità

Nel caso in esame adotteremo i seguenti parametri:

resistenza a compressione

$$f_m := 250 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

resistenza a taglio

$$t_o := 4,3 \frac{\text{N}}{\text{cm}^2}$$

peso specifico muratura

$$w_m := 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$$

modulo di elasticità tangenziale

$$G_m := 410 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

modulo di elasticità normale

$$E_m := 1230 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

i valori di E e G, opportunamente ridotti del 50%, tenendo conto della fessurazione secondo quanto indicato nel **cap. 7.8.1.5.2 NTC** risultano

modulo di elasticità tangenziale fessurata

$$G_{fess} := 0.5 \cdot G_m \quad G_{fess} = 205 \frac{N}{mm^2}$$

modulo di elasticità normale fessurata

$$E_{fess} := 0.5 \cdot E_m \quad E_{fess} = 615 \frac{N}{mm^2}$$

E infatti necessario dimezzare le rigidezze, poiché le strutture portanti, durante l'azione sismica reagiranno in condizioni fessurate.

Per le murature esistenti possono adottarsi seguenti coefficienti correttivi dei parametri meccanici

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo sedente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbizzarriti, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Nel nostro caso in presenza di malta di buone caratteristiche e connessioni trasversali adotteremo il seguente coefficiente migliorativo sia per i parametri di resistenza che per i moduli elastici

coefficiente migliorativo in presenza di buona malta

$$\gamma_{mc} := 1.4$$

coefficiente migliorativo in presenza di connessioni trasversali

$$\gamma_{mt} := 1.5$$

Inoltre è applicato il coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze per analisi elastiche lineari in accordo con quanto stabilito al punto C8.7.1.5 NTC e p.7.8.1.1 NTC

coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_{mu} := 2$$

I valori così ricavati presentano un grado di affidabilità minore rispetto a quelli ricavabili in situ. Di questo si tiene conto dividendo i valori sopra indicati per il **Fattore di Confidenza** e per il **coefficiente parziale di sicurezza**. Si ottengono così i valori di calcolo da utilizzare nelle verifiche di resistenza

resistenza di calcolo muratura a compressione

$$f_{dm} := \frac{\gamma_{mc} \cdot \gamma_{mt}}{f_c \cdot \gamma_{mu}} \cdot f_m$$

$$f_{dm} = 194.444 \frac{N}{cm^2}$$

resistenza di calcolo muratura a taglio

$$t_{dm} := \frac{\gamma_{mc} \cdot \gamma_{mt}}{f_c \cdot \gamma_{mu}} \cdot t_o$$

$$t_{dm} = 3.344 \frac{N}{cm^2}$$

modulo di elasticità tangenziale fessurata

$$G_{dfess} := \frac{\gamma_{mc} \cdot \gamma_{mt}}{f_c} \cdot G_{fess}$$

$$G_{dfess} = 318.889 \frac{N}{mm^2} *$$

modulo di elasticità normale fessurata

$$E_{dfess} := \frac{\gamma_{mc} \cdot \gamma_{mt}}{f_c} \cdot E_{fess}$$

$$E_{dfess} = 956.667 \frac{N}{mm^2} *$$

resistenza media a trazione della muratura

$$f_{ctm} := 1.5 \cdot t_{dm}$$

Gli impalcati sono composti da volte a crociera in mattoni pieni.

Nel caso in esame adotteremo i seguenti parametri:

resistenza a compressione

$$f_{mv} := 320 \frac{N}{cm^2}$$

resistenza a taglio

$$t_{ov} := 7.6 \frac{N}{cm^2}$$

peso specifico muratura

$$w_{mv} := 18 \frac{KN}{m^3}$$

modulo di elasticità tangenziale

$$G_{mv} := 500 \frac{N}{mm^2}$$

modulo di elasticità normale

$$E_{mv} := 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Per le murature esistenti possono adottarsi seguenti coefficienti correttivi dei parametri meccanici

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessione trasversale	Nucleo sedente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbizzarriti, con paramento di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei quadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

Nel nostro caso trattandosi di malta di buone caratteristiche e adotteremo il seguente coefficiente migliorativo sia per i parametri di resistenza che per i moduli elastici

coefficiente migliorativo in presenza di buona malta

$$\gamma_{mc} := 1,5$$

Inoltre è applicato il coefficiente parziale di sicurezza per le resistenze per analisi elastiche lineari in accordo con quanto stabilito al punto **C8.7.1.5 NTC**. A favore di sicurezza si utilizzerà per i carichi verticali il seguente coefficiente di sicurezza

coefficiente parziale di sicurezza

$$\gamma_{muv} := 3$$

I valori così ricavati presentano un grado di affidabilità minore rispetto a quelli ricavabili in situ. Di questo si tiene conto dividendo i valori sopra indicati per il **Fattore di Confidenza** e per il **coefficiente parziale di sicurezza**. Si ottengono così i valori di calcolo da utilizzare nelle verifiche di resistenza

resistenza di calcolo muratura a compressione $f_{dmv} := \frac{\gamma_{mc} \cdot f_{mv}}{f_c \cdot \gamma_{muv}}$

$$f_{dmv} = 118.519 \frac{N}{cm^2}$$

resistenza di calcolo muratura a taglio $t_{dmv} := \frac{\gamma_{mc} \cdot t_{ov}}{f_c \cdot \gamma_{muv}}$

$$t_{dmv} = 2.815 \frac{N}{cm^2}$$

modulo di elasticità tangenziale fessurata $G_{dmv} := \frac{\gamma_{mc} \cdot G_{mv}}{f_c}$

$$G_{dmv} = 555.556 \frac{N}{mm^2}*$$

modulo di elasticità normale fessurata $E_{dmv} := \frac{\gamma_{mc} \cdot E_{mv}}{f_c}$

$$E_{dmv} = 1666.667 \frac{N}{mm^2}*$$

COMBINAZIONI DEI CARICHI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

I coefficienti parziali di sicurezza sono definiti nella seguente tabella

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

I valori dei coefficienti di combinazione sono riportati nella tabella seguente

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
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 $\leq 30 \text{ kN}$)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30 \text{ kN}$)	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 $\leq 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Verifica agli SLU - SLV

In analisi statica per la verifica di resistenza, le travi saranno schematizzate come semplicemente appoggiate, tenendo conto delle seguenti combinazioni di carico di cui al **p. 2.5.3 D.M. 14.01.2008**:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_j (\gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj})$$

Coefficienti sullo SLU-(SLV)

$$\gamma_{1g} := 1.3$$

$$\gamma_{2g} := 1.5$$

$$\gamma_q := 1.5$$

Per la verifica della deformabilità, si fa riferimento alla combinazione caratteristica rara, considerando i carichi permanenti nella loro totalità.

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_j (\psi_{0j} \cdot Q_{kj})$$

Le verifiche allo stato limite in considerazione, devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni fornita dall'**eq. 3.2.16 del D.M. 14.01.08**.

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (**eq. 3.2.17 D.M. 14.01.08**)

$$G_1 + G_2 + \sum_j (\psi_{2j} \cdot Q_{kj})$$

i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nella tabella 2.5.1. del D.M. 14.01.08 e nel presente caso valgono per categoria A

$$\psi_{2j} := 0.3$$

per i solai di interpiano

$$\psi_{2i} := 0.2$$

per le neve a quota $> 1000 \text{ m s.l.m.}$

$$\psi_{2l} := 0.0$$

per le neve a quota $< 1000 \text{ m s.l.m.}$

L'edificio è sito in Vicopisano, che presenta un'escursione altimetrica pari a circa 700m. Pertanto il carico neve non sarà preso in esame per le verifiche in condizioni sismiche.

ANALISI DEI CARICHI

Carichi permanenti strutturali - G1

-carico proprio della trave/travicello

$$G_1 := G_p$$

-peso volte

$$G_V := 450 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

-peso passerelle in legno

$$G_S := 100 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2}$$

Carichi permanenti non strutturali - G2

-tavolato/gradini in legno

$$G_2 := 25 \text{ kg m}^{-2}$$

-peso specifico riempimento

$$G_{\text{riemp}} := 1000 \text{ kg m}^{-3}$$

Carichi variabili - Q

In considerazione della presenza solo occasionale di persone viene imposta la seguente limitazione ai carichi variabili

-per i carichi distribuiti:

$$Q_a := 2 \text{ KN m}^{-2}$$

-per i carichi concentrati si pone

$$q_a := 2 \text{ KN}$$

-il carico orizzontale è invece posto pari a:

$$H_k := 1 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

FASCICOLO DEI CALCOLI

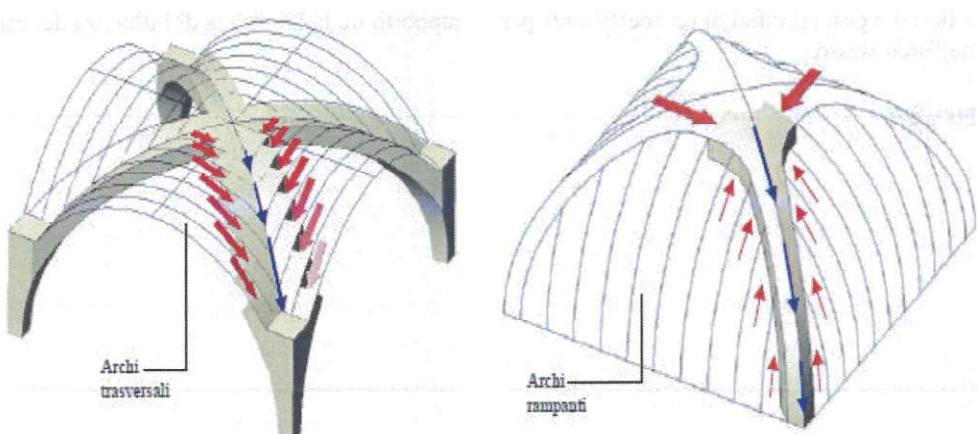
Verifica statica volta

Per la verifica statica della volta a crociera si è utilizzato il seguente modello semplificato:

- sugli archi diagonali si appoggiano i quattro spicchi di volte a botte, come una successione di archi via via più piccoli, mano a mano che si procede dal perimetro esterno verso il centro.
- i due archi diagonali che costituiscono la struttura portante, hanno il compito di trasferire i carichi ricevuti ai quattro piloni posti ai vertici

L'equilibrio degli archi diagonali è assicurato da uno sforzo assiale che cresce progressivamente dalla chiave (scarica fino all'imposta, dove raggiunge il valore massimo. In definitiva l'arco diagonale sarà sollecitato da un sistema di forze orizzontali e da un sistema di forze verticali.

Sono stati pertanto valutati gli archi che si impostano sulle pareti affidandogli anche i carichi delle zone delle unghie in modo da considerare i carichi derivanti da tutte le superfici della volta stessa. Inoltre sono stati anche valutati gli archi laterali perimetrali che risultano essere quelli più sollecitati dell'unghia.



Sono state compiute le verifiche statiche delle volte 1-2 nelle condizioni peggiori. La verifica viene eseguita allo SLU. Ai fini di ottenere la combinazione più gravosa dal punto di vista delle sollecitazioni sono state indagate sia la situazione con tutta la volta caricata dal carico variabile (carico simmetrico), sia la volta parzialmente caricata dal carico variabile (carico asimmetrico).

Il software utilizzato per le verifiche è il programma "Arco.exe" versione 1.2 in distribuzione gratuita del prof. Piero Gelfi dell'Università di Brescia basato sul teorema statico agli stati limite. L'applicazione delle idee alla base del calcolo limite alle strutture in muratura risale agli studi di Hyman, secondo cui un arco in muratura è sicuro se esiste una linea delle pressioni, in equilibrio con i carichi esterni e giacente internamente nello spessore dell'arco, e se le tensioni corrispondenti sono sufficientemente basse. Il programma attraverso un metodo iterativo individua, tra tutte le curve di pressione possibili, quella che minimizza lo spessore dell'arco fittizio, individuando quindi, un fattore di sicurezza geometrico minimo. Il criterio di sicurezza "geometrico", come definito da Heyman, è ricavato dal rapporto tra il vero spessore dell'arco e quello di un ipotetico arco, interno al precedente, del minimo spessore necessario a contenere interamente la curva delle pressioni relativa ai carichi esterni che insistono sull'arco.

Il rinfianco è considerato un mero sovraccarico verticale, ignorando l'effetto delle pressioni passive orizzontali a favore di sicurezza.

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

La situazione peggiorativa risulta essere quella asimmetrica con i seguenti coefficienti di amplificazione dei carichi

$\gamma_{1g} := 1$	coefficiente per i carichi permanenti - in quanto stabilizzante
$\gamma_{2g} := 1.5$	coefficiente per i carichi permanenti non strutturali
$\gamma_{q1} := 1.5$	coefficiente per i carichi variabili

La situazione è ragionevolmente attribuibile alla mancanza dell'azione passiva di "contenimento" che il carico di riempimento può esercitare per equilibrare il carico asimmetrico.

Il carico agente è calcolato in base alla seguente combinazione di carico:

$$Q_1 := \gamma_{1g} \cdot G_v + \gamma_{2g} \cdot Q_{riemp} + \gamma_{q1} \cdot Q_a$$

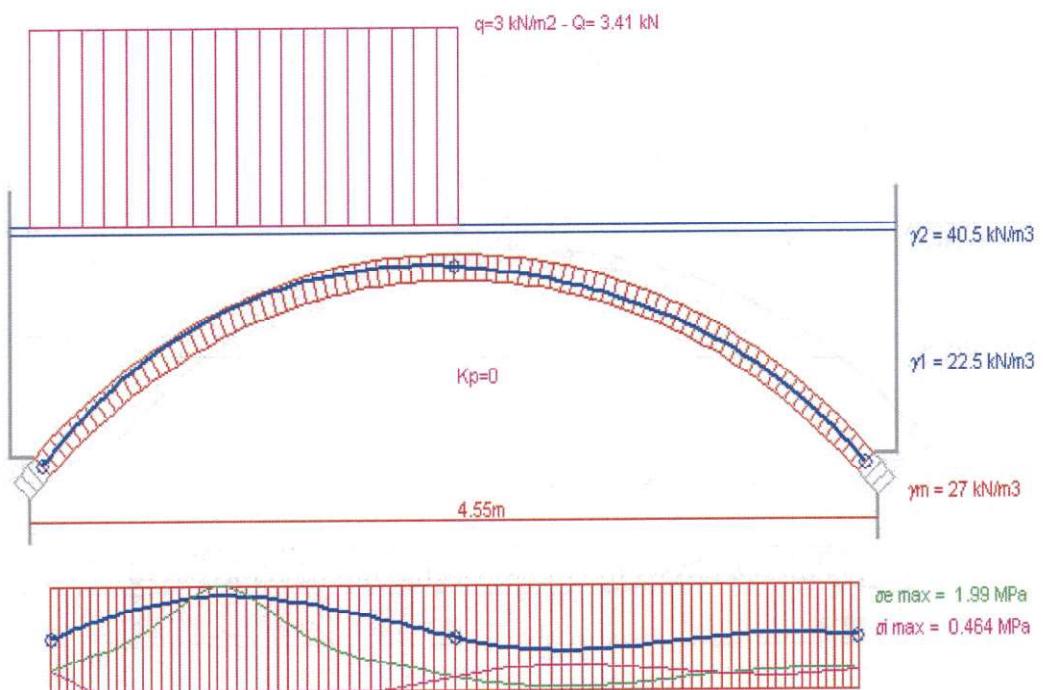
di seguito si riportano di seguito l'output grafico del programma con la linea delle pressioni dell'arco (evidenziata in blu). Si precisa che lo spessore della sezione resistente dell'arco riportato nella parte inferiore dell'immagine è solamente indicativo. Sono anche tracciati i diagrammi delle tensioni massime in ciascuna sezione all'estradosso (curva verde) e all'intradosso (curva magenta). In condizione di equilibrio lo sforzo normale di compressione deve egualizzare la reazione dell'area resistente. I valori delle tensioni sono calcolati secondo la teoria elastica classica per materiali non reagenti a trazione.

$$\sigma_{max} = \frac{2N}{3u}$$

volta primo piano

Per considerare l'incremento di sollecitazione lungo gli archi principali dovuto alla presenza delle unghie, sono stati amplificati i valori dei pesi specifici di un coefficiente pari al rapporto tra la larghezza di influenza dei carichi sull'arco e la larghezza dell'arco stesso.

carico asimmetrico

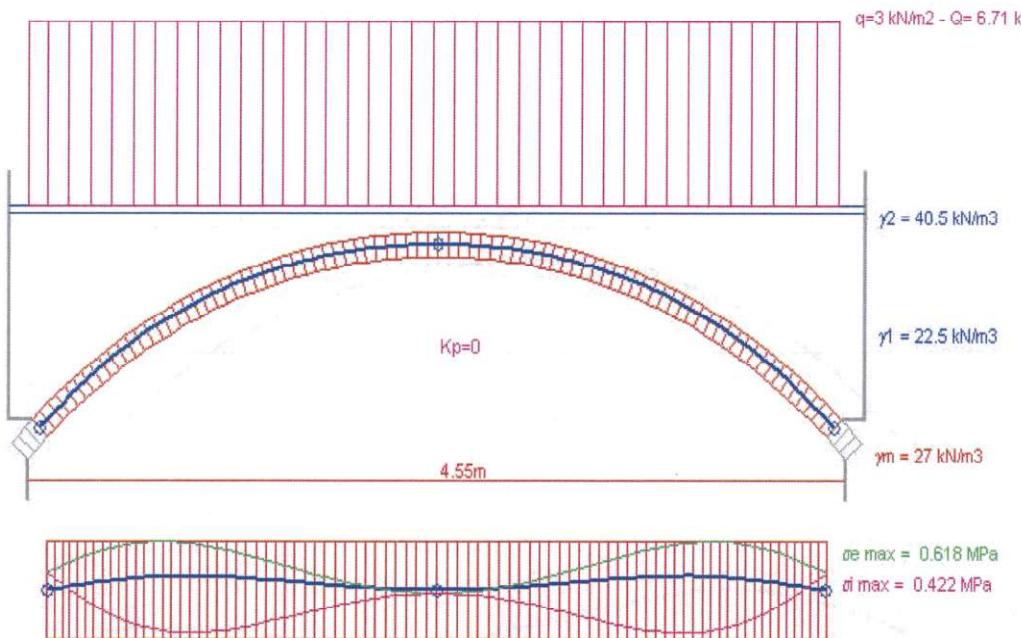


Nella seguente tabella sono riportati i valori di calcolo ottenuti dall'analisi eseguita

Worst values		Sec.N°	
σ_e [MPa]	1.99	20	
σ_i [MPa]	0.464	54	
%comp	28.1	21	
Reduce			
Optimal eccentricities [mm]			
Left springing	ec		
Crown	ec		
Right springing	ec		
Get as start values			
Sect.	$\sigma_{e,i}$ [MPa]	$\sigma_{i,e}$ [MPa]	%comp
1	0.389	0.389	100.0
2	0.449	0.313	100.0
3	0.507	0.238	100.0
4	0.563	0.167	100.0
5	0.617	0.0986	100.0
6	0.667	0.0338	100.0
7	0.716	0	96.1
8	0.770	0	87.6
9	0.834	0	79.4
10	0.907	0	71.7
11	0.992	0	64.4
12	1.09	0	57.7
13	1.20	0	51.5
14	1.32	0	46.0

Reactions at springings		Walls reactions	
HI	15.36	Hr	15.36
VI	17.67	Vr	15.95
Tie thrust	15.36		
MI	0	Mr	0

carico simmetrico



Nella seguente tabella sono riportati i valori di calcolo ottenuti dall'analisi eseguita

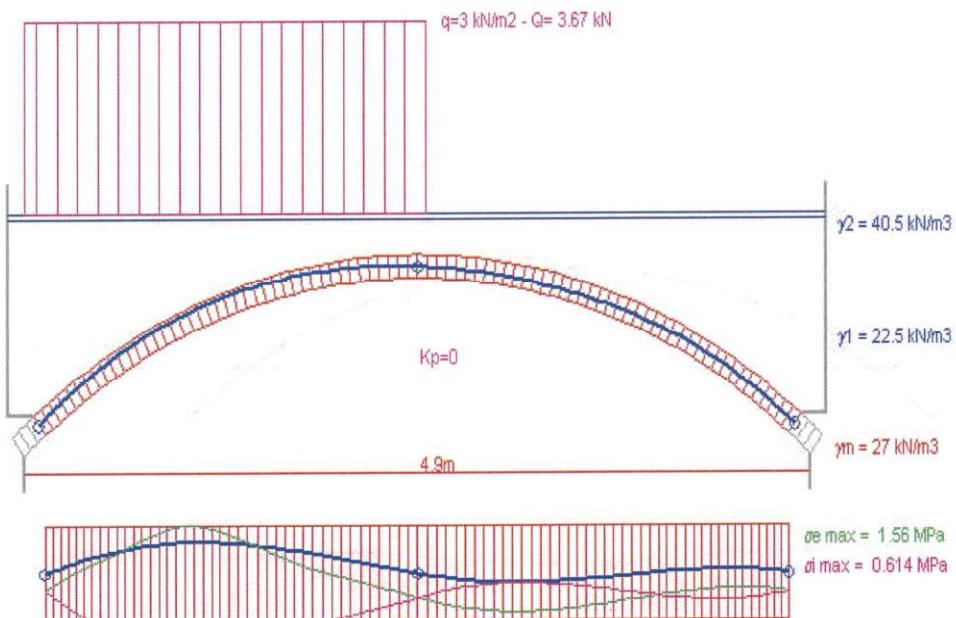
Worst values		Sec.N°			
σ_e [MPa]	0.618	71	σ_i [MPa]	0.422	ζ_{comp}
σ_e [MPa]	0.422	1	σ_i [MPa]	0.422	100.0
ζ_{comp}	100.0	1			
Reduce					
Optimal eccentricities [mm]					
Left springing e_l			Crown e_c		
Right sping. e_r					
Set as start values					
Reactions at springings					
HI	17.33	Hr	17.33		
VI	18.48	Vr	18.45		
Tie thrust					
17.33					
Walls reactions					
HI	0	Hr	0		
MI	0	Mr	0		

E' evidente come sia peggiorativa dal punto di vista delle sollecitazioni nella struttura della volta la prima situazione di carico mentre dal punto di vista delle spinte orizzontali della stessa sia la situazione di carico simmetrica ad esprimere il valore massimo.

volta secondo piano

Per considerare l'incremento di sollecitazione lungo gli archi principali dovuto alla presenza delle unghie, sono stati amplificati i valori dei pesi specifici di un coefficiente pari al rapporto tra la larghezza di influenza dei carichi sull'arco e la larghezza dell'arco stesso.

carico asimmetrico



Nella seguente tabella sono riportati i valori di calcolo ottenuti dall'analisi eseguita

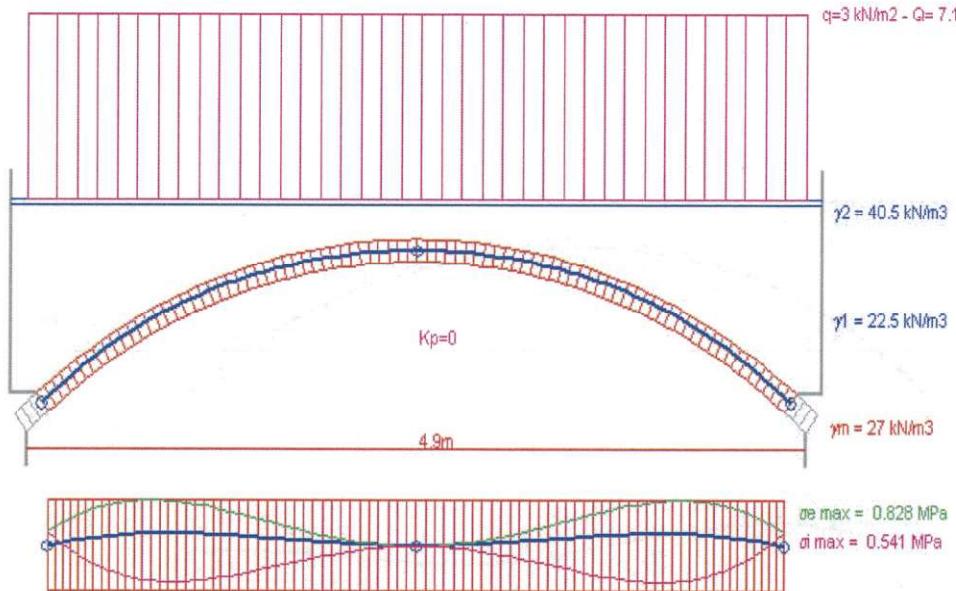
Worst values		Sec.N°	
σ_e [MPa]	1.56	19	
σ_i [MPa]	0.614	54	
%comp	51.2	19	
<input type="button" value="Reduce"/>			
Optimal eccentricities [mm]			
Left springing e_l	0		
Crown e_c	0		
Right spring. e_r	0		
<input type="button" value="Set as start values"/>			
Sect.	σ_e [MPa]	σ_i [MPa]	%comp
1	0.500	0.500	100.0
2	0.584	0.399	100.0
3	0.663	0.305	100.0
4	0.737	0.216	100.0
5	0.805	0.134	100.0
6	0.868	0.0571	100.0
7	0.926	0	98.5
8	0.984	0	91.4
9	1.05	0	84.8
10	1.11	0	78.7
11	1.18	0	73.2
12	1.25	0	68.3
13	1.32	0	64.0
14	1.39	0	60.3

Reactions at springings		Walls reactions	
HI	22.29	Hr	22.29
VI	20.18	Vr	18.36
Tie thrust		22.29	
HI	0	Hr	0
MI	0	Mr	0

$$\sigma_{2e} := 1.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2i} := 0.614 \text{ MPa}$$

carico simmetrico



Nella seguente tabella sono riportati i valori di calcolo ottenuti dall'analisi eseguita

Worst values		Sec.N°	Sect.	σ_e [MPa]	σ_i [MPa]	%comp
σ_e [MPa]	0.828	14	1	0.541	0.541	100.0
σ_i [MPa]	0.541	85	2	0.584	0.483	100.0
%comp	100.0	1	3	0.623	0.428	100.0
			4	0.659	0.377	100.0
			5	0.692	0.330	100.0
			6	0.722	0.288	100.0
			7	0.747	0.249	100.0
			8	0.770	0.215	100.0
			9	0.788	0.185	100.0
			10	0.803	0.159	100.0
			11	0.814	0.138	100.0
			12	0.822	0.120	100.0
			13	0.827	0.106	100.0
			14	0.828	0.0960	100.0
			15			

Optimal eccentricities [mm]

Left springing: e_l []

Crown: e_c []

Right spring: e_r []

Set as start values

Reactions at springings

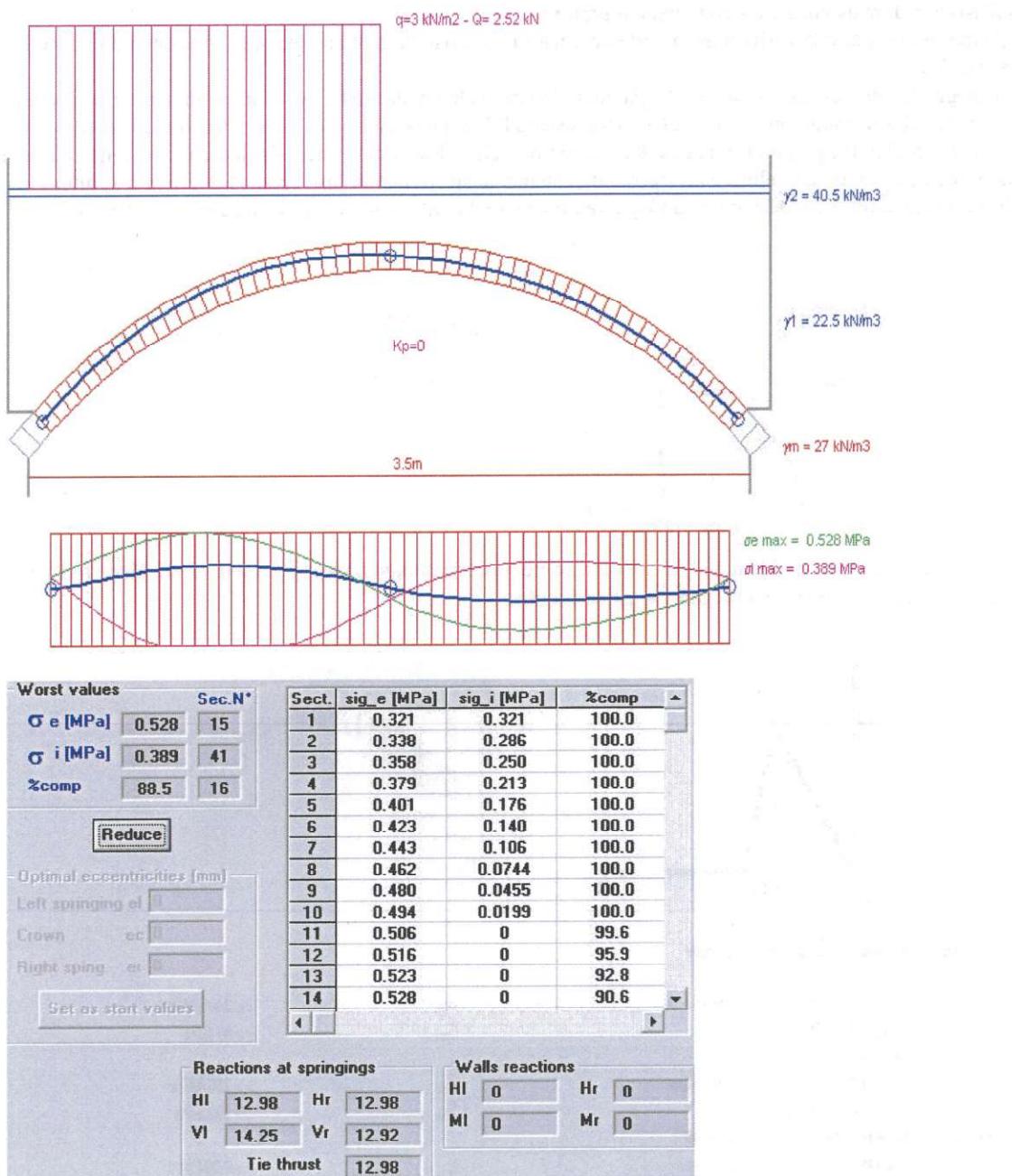
HI	24.76	Hr	24.76
VI	21.03	Vr	21.03
Tie thrust	24.76		

Walls reactions

HI	0	Hr	0
MI	0	Mr	0

E' evidente come sia peggiorativa dal punto di vista delle sollecitazioni nella struttura della volta la prima situazione di carico mentre dal punto di vista delle spinte orizzontali della stessa sia la situazione di carico simmetrica ad esprimere il valore massimo

Di seguito si riporta anche la verifica condotta sull'arco perimetrale che risulta il più sollecitato dell'unghia. L'arco presenta le stesse caratteristiche sia per la volta al primo che al secondo piano.



La linea delle pressioni giace interamente nello spessore dell'arco e le tensioni sono sufficientemente piccole se confrontate con la resistenza di progetto della muratura allo stato ultimo

Conclusioni verifiche statiche volte

Dalle analisi eseguite le volte non risultano verificate nelle condizioni più gravose.

$$\max(\sigma_{1e}, \sigma_{1i}, \sigma_{2e}, \sigma_{2i}) \leq f_{dmv} = 0$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

In accordo con quanto stabilito al p. 5.5 CNR DT 200R1/2013, si prevede il consolidamento delle volte tramite rinforzo estradossale con rete in fibra di basalto e acciaio e malta a base di calce idraulica naturale. Il consolidamento sarà esteso su tutta la superficie estradossale, avendo l'accortezza di aumentare lo spessore della cappa in corrispondenza delle imposte e di ben vincolare l'armatura alle spalle, realizzando così un collegamento con connettori alle murature perimetrali su cui si imposta la volta.

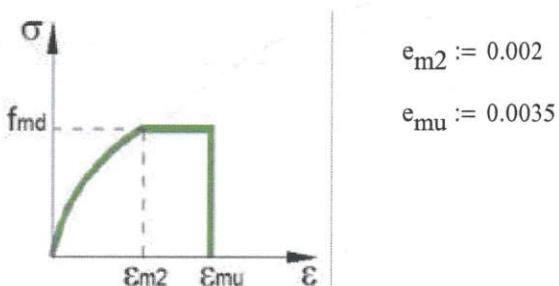
L'applicazione delle fibre consente di migliorare notevolmente il comportamento delle volte sfruttandone appieno la capacità sino a rottura per schiacciamento del materiale e non per generazione di una singola cerniera dovuta

all'assenza di resistenza a trazione della muratura.

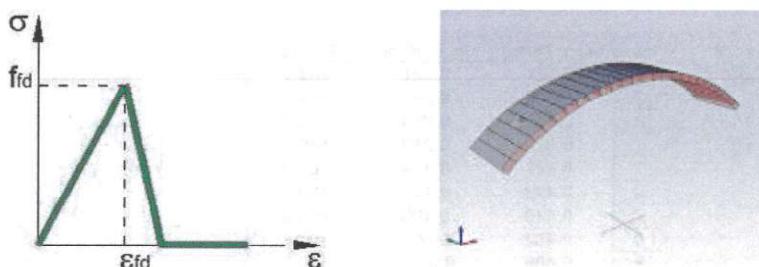
Si riporta di seguito la verifica della volta del piano I° che risulta la più sollecitata, considerando anche la presenza delle fibre.

Si esegue la verifica utilizzando il programma Geoforce One della ASDEA srl appositamente realizzato per i materiali prodotti dalla Kerakoll, ma i cui risultati sono estendibili a qualsiasi tipo di materiale avente le medesime caratteristiche. Il calcolo effettuato si basa su un modello FEM delle volte e degli archi cui viene condotta un'analisi non lineare in modo da valutare la risposta dell'elemento strutturale in fase elastica, plastica e a rottura.

Il materiale muratura è definito da un legame tipo parabola rettangolo aventi le seguenti deformazioni



il valore di f_{md} corrisponde ai valori calcolati come precedentemente indicato. La trazione viene trascurata. Per il rinforzo viene considerato un legame elastico fragile



Dati tecnici dei materiali costituenti la rete

Basalto:

- tensione caratteristica a trazione
 - modulo elastico
- σ_{Rd} $\approx 3000 \text{ MPa}$
- E_R $\approx 87 \text{ GPa}$

Acciaio Inox AISI 304:

- tensione caratteristica a trazione
 - modulo elastico
- σ_{Rd} $> 750 \text{ MPa}$
- E_R $> 200 \text{ GPa}$

Dati tecnici caratteristici della rete ($0^\circ - 90^\circ$)

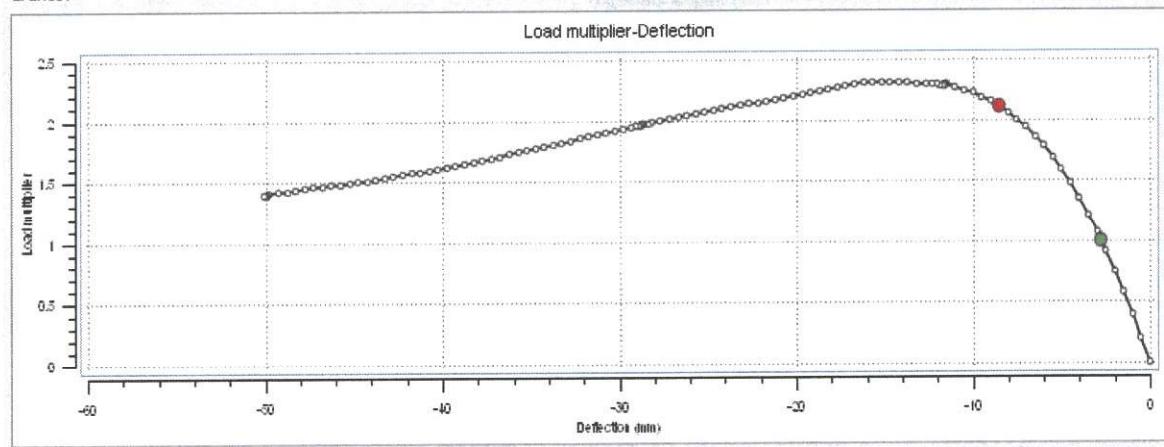
- spessore equivalente della rete
 - carico a trazione per unità di larghezza
 - deformazione a rottura della rete
 - resistenza a trazione
 - modulo elastico
- t_r $\approx 0,064 \text{ mm}$
- F_{re} $\approx 110 \text{ kN/m}$
- ϵ_r $> 1,90\%$
- σ_r $\approx 1700 \text{ MPa}$
- E_r $> 70 \text{ GPa}$

Si riporta nel seguito il risultato dell'analisi eseguita sulla volta tenendo conto delle fibre nella condizione di carico asimmetrico e simmetrico

Info sull'analisi incrementale:

Increment	Time	Δ Time	λ	Iterations	res(F)	res(M)	res(U)	res(R)
434	1.98478	0.01	1.4141	3	2.14414e-11	1.39013e-10	1.01939e-07	1.62455e-07
435	1.99478	0.01	1.40168	3	8.00548e-11	2.8445e-10	3.26432e-06	6.5926e-06
436	1.9979	0.003125	1.39726	3	7.88011e-11	2.12011e-10	2.75725e-09	5.0947e-09
437	1.99953	0.0016276	1.39469	4	1.41233e-10	4.20648e-10	2.80308e-09	3.29533e-09
438	2	0.00046921	1.38833	4	1.02625e-10	4.29122e-10	1.31336e-07	2.10944e-07

Grafico:

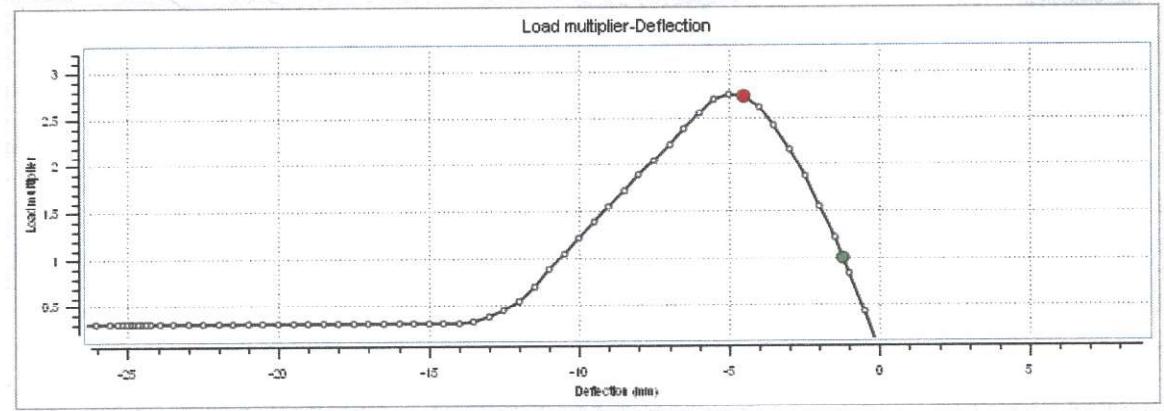


moltiplicatore di carico/spostamento - carico asimmetrico arco diagonale

Info sull'analisi incrementale:

Increment	Time	Δ Time	λ	Iterations	res(F)	res(M)	res(U)	res(R)
262	1.79232	3.38813e-07	0.308806	8	5.82808e-05	0.000778262	0.00015591	0.000872355
263	1.79232	2.11758e-07	0.308806	7	2.68643e-05	0.000620343	0.000290774	0.00209654
264	1.79232	1.51256e-07	0.308807	7	6.75961e-05	0.000237462	0.000294113	0.00172537
265	1.79232	1.0804e-07	0.308807	10	7.12113e-05	0.000269302	9.50981e-05	0.0005901
266	1.79232	5.402e-08	0.308807	15	7.86218e-05	9.69569e-05	4.51299e-05	0.000276464

Grafico:



moltiplicatore di carico/spostamento - carico simmetrico arco diagonale

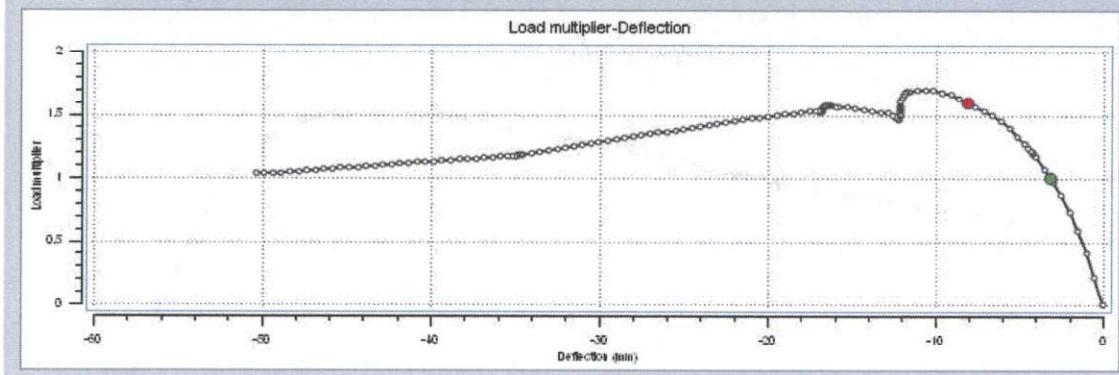
Infine si riporta la verifica per carico puntuale pari a 6 KN, dovuto alla presenza della scala con un massimo di tre

utenti

Info sull'analisi incrementale:

Increment	Time	ΔTime	λ	Iterations	res(F)	res(M)	res(U)	res(R)
65	1.32377	0.00520833	1.56997	3	1.88372e-11	2.14219e-11	8.42222e-09	1.28435e-08
66	1.32648	0.00271267	1.57116	3	4.8528e-11	4.5376e-11	6.67201e-10	1.01586e-09
67	1.3279	0.00141285	1.57235	3	8.89644e-11	1.05943e-10	5.16797e-05	0.000100598
68	1.32863	0.00073586	1.57274	3	1.7256e-10	1.24316e-10	8.58969e-11	9.3904e-11
69	1.32902	0.00038326	1.57293	2	2.62363e-10	2.89448e-10	1.4853e-05	3.4879e-05

Grafico:



moltiplicatore di carico/spostamento - carico puntuale arco diagonale

Dal grafico si comprende visivamente se l'elemento sia in grado o meno di sopportare l'azione inserita. Il pallino verde indica lo step in cui il moltiplicatore=1 e quindi è stato raggiunto il carico previsto. Il pallino rosso indica il moltiplicatore di collasso. L'analisi qui mostrata mette in evidenza il miglioramento introdotto dal posizionamento della fibra in termini di ridistribuzione delle azioni: le situazioni di carico portano nel tratto iniziale ad un comportamento simile e sovrapponibile seppur con moltiplicatori differenti.

Nel caso di carico asimmetrico si ottengono miglioramenti in termini di prestazioni pari a circa 2.2 volte quelli previsti, inferiori a quelli previsti per carico simmetrico pari a circa 2.8. In presenza della scala, la verifica è soddisfatta ed il moltiplicatore risulta pari a 1.6.

I risultati ottenuti, estensibili a tutte le altre volte, sono inoltre avallati da studi svolti. In particolare si può fare riferimento al lavoro svolto presso l'università di Padova da Paolo Girardello, Francesca da Porto e Claudio Modena presentato nell'articolo "comportamento sperimentale di volte in muratura rinforzate co materiali compositi a matrice inorganica.

Verifica gradini/passerella in legno

- caratteristiche

$$h := 3.5\text{cm}$$

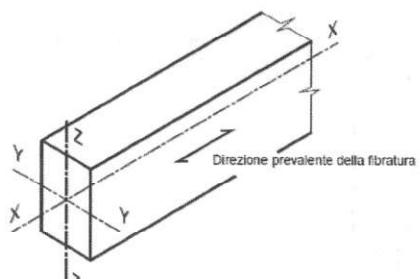
altezza trave

$$b := 25\text{cm}$$

base trave

$$l := 60\text{cm}$$

luce trave



$$A_t := b \cdot h$$

$$A_t = 87.5 \text{ cm}^2$$

$$W_y := b \cdot \frac{h^2}{6}$$

$$W_y = 51.042 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$W_z := h \cdot \frac{b^2}{6}$$

$$W_z = 364.583 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$J_y := b \cdot \frac{h^3}{12}$$

$$J_y = 89.323 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$J_z := h \cdot \frac{b^3}{12}$$

$$J_z = 4557.292 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

-Peso proprio trave

$$G_p := \gamma_1 \cdot A_t$$

$$G_p = 6.563 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$$

Schema di calcolo

si esegue la verifica del gradino, con un carico concentrato in mezzeria pari a 2KN. La passerella, costituita da tavole dello stesso spessore e luce risulta di conseguenza verificata con un carico distribuito pari a 2KN/mq.

11 	Reazioni $R_A = R_B = \frac{P}{2}$ $H_A = 0$ Taglio $V_A = V_X = \frac{P}{2}$ $V_B = V_Y = -\frac{P}{2}$ Momenti flettenti $M_A = M_B = 0$ $M_1 = M_{\max} = \frac{1}{4} \cdot P \cdot l$ Rotazioni massime $\alpha = \beta = \frac{P \cdot l^2}{16 \cdot E \cdot I}$ Freccia massima $f_{\frac{l}{2}} = \frac{P \cdot l^3}{48 \cdot E \cdot I}$
---------------	--

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

- **prima combinazione di carico - carichi media durata - kmodm=0.8**

$$\gamma_{1g} := 1.3$$

coefficiente per i carichi permanenti

$$\gamma_{2g} := 1.5$$

coefficiente per i carichi permanenti non strutturali

$$\gamma_{q1} := 1.5$$

coefficiente per i carichi variabili

Il carico agente a ml in base alla prima combinazione di carico è dato da:

$$Q_1 := \gamma_{1g} \cdot G_p \cdot l + \gamma_{q1} \cdot q_a$$

$$Q_1 = 310.929 \text{ kg}$$

- **seconda combinazione di carico - carichi durata permanente - kmodp=0.6**

$$\gamma_{1g} := 1.3$$

coefficiente per i carichi permanenti

$$\gamma_{2g} := 1.5$$

coefficiente per i carichi permanenti non strutturali

$$\gamma_{q2} := 0$$

coefficiente per i carichi variabili

Il carico agente a ml in base alla seconda combinazione di carico è dato da:

$$Q_2 := \gamma_{1g} \cdot G_p \cdot l + \gamma_{q2} \cdot q_a$$

$$Q_2 = 5.119 \text{ kg}$$

- **prima combinazione di carico**

Verifica di resistenza a flessione - p. 4.4.8.1.6 NTC

la resistenza di calcolo a flessione è

$$f_{md1} := \frac{f_{mk} \cdot k_{modm}}{\gamma_m} \quad f_{md1} = 12.8 \frac{N}{mm^2}$$

Angolo di inclinazione per il calcolo della flessione deviata:

$$\alpha := 0 \text{deg}$$

$$\text{Componente di carico lungo } y \quad Q_y := Q_1 \cdot \cos(\alpha) \quad Q_y = 310.93 \text{ kg}$$

$$\text{Componente di carico lungo } z \quad Q_z := Q_1 \cdot \sin(\alpha) \quad Q_z = 0 \text{ kg}$$

Il momento risulta essere

$$M_y := Q_y \cdot \frac{1}{4} \quad M_y = 0.458 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Il momento risulta essere

$$M_z := Q_z \cdot \frac{1}{4} \quad M_z = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La tensione massima lungo y sarà dato da:

$$\sigma_y := \frac{M_y}{W_y} \quad \sigma_y = 8.964 \frac{N}{mm^2}$$

La tensione massima lungo z sarà data da:

$$\sigma_z := \frac{M_z}{W_z} \quad \sigma_z = 0 \frac{N}{mm^2}$$

I valori da adottare per il coefficiente k_m , che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

$$k_m := \begin{cases} 0.7 & \text{if } b \neq h \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{per sezioni trasversali rettangolari} \\ \text{per altre sezioni trasversali} \end{array}$$

$$k_m = 0.7$$

A favore di sicurezza si considera il coefficiente che tiene conto delle dimensioni trasversali della sezione come definito al **p.11.7.1.1 NTC**

$$k_h := 1$$

devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti

$$\sigma := \frac{\sigma_y}{k_h \cdot f_{md1}} + \frac{k_m \cdot \sigma_z}{k_h \cdot f_{md1}} \quad \sigma = 0.7$$

$$\boxed{\sigma \leq 1 = 1} \quad \underline{\text{1 - verifica soddisfatta}}$$

0 - verifica non soddisfatta

$$\sigma := \frac{k_m \cdot \sigma_y}{k_h \cdot f_{md1}} + \frac{\sigma_z}{k_h \cdot f_{md1}} \quad \sigma = 0.49$$

$$\boxed{\sigma \leq 1 = 1} \quad \underline{\text{1 - verifica soddisfatta}}$$

0 - verifica non soddisfatta

Verifica a taglio - p. 4.4.8.1.9 NTC

la resistenza di calcolo a taglio è

$$f_{vd1} := \frac{f_{vk} \cdot k_{modm}}{\gamma_m}$$

$$f_{vd1} = 2.133 \frac{N}{mm^2}$$

il taglio massimo sarà pari a

$$T_z := \frac{Q_1}{2}$$

$$T_z = 1.525 \text{ KN}$$

tensione massima nella sezione di appoggio è.

$$\tau := \frac{3}{2} \cdot \frac{T_z}{b \cdot h}$$

$$\tau = 0.26 \frac{N}{mm^2}$$

$$\tau \leq f_{vd1} = 1$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

- **seconda combinazione di carico**

Verifica di resistenza a flessione - p. 4.4.8.1.6 NTC

la resistenza di calcolo a flessione è

$$f_{md2} := \frac{f_{mk} \cdot k_{modp}}{\gamma_m}$$

$$f_{md2} = 9.6 \frac{N}{mm^2}$$

Le travi di copertura sono soggette a flessione deviata, le cui componenti sono

Componente di carico lungo y

$$Q_y := Q_2 \cdot \cos(\alpha)$$

$$Q_y = 5.12 \text{ m} \frac{kg}{m}$$

Componente di carico lungo z

$$Q_z := Q_2 \cdot \sin(\alpha)$$

$$Q_z = 0 \text{ m} \frac{kg}{m}$$

Il momento risulta essere

$$M_y := Q_y \cdot \frac{1}{4}$$

$$M_y = 0.008 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Il momento risulta essere

$$M_z := Q_z \cdot \frac{1}{4}$$

$$M_z = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

La tensione massima lungo y sarà dato da:

$$\sigma_y := \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma_y = 0.148 \frac{N}{mm^2}$$

La tensione massima lungo z sarà data da:

$$\sigma_z := \frac{M_z}{W_z}$$

$$\sigma_z = 0 \frac{N}{mm^2}$$

I valori da adottare per il coefficiente km, che tiene conto convenzionalmente della ridistribuzione delle tensioni e della disomogeneità del materiale nella sezione trasversale, sono:

$$k_m := \begin{cases} 0.7 & \text{if } b \neq h \\ 1 & \text{otherwise} \end{cases}$$

per sezioni trasversali rettangolari

per altre sezioni trasversali

$$k_m = 0.7$$

A favore di sicurezza si considera il coefficiente che tiene conto delle dimensioni trasversali della sezione come definito al **p.11.7.1.1 NTC**

$$k_h := 1$$

devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti

$$\sigma := \frac{\sigma_y}{k_h \cdot f_{md2}} + \frac{k_m \cdot \sigma_z}{k_h \cdot f_{md2}} \quad \sigma = 0.015$$

$$\boxed{\sigma \leq 1 = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

$$\sigma := \frac{k_m \cdot \sigma_y}{k_h \cdot f_{md2}} + \frac{\sigma_z}{k_h \cdot f_{md2}} \quad \sigma = 0.011$$

$$\boxed{\sigma \leq 1 = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica a taglio - p. 4.4.8.1.9 NTC

la resistenza di calcolo a taglio è

$$f_{vd2} := \frac{f_{vk} \cdot k_{modp}}{\gamma_m} \quad f_{vd2} = 1.6 \frac{N}{mm^2}$$

il taglio massimo sarà pari a

$$T_z := \frac{Q_2}{2}$$

$$\boxed{T_z = 0.025 \text{ KN}}$$

tensione massima nella sezione di appoggio è.

$$\tau := \frac{3}{2} \cdot \frac{T_z}{b \cdot h} \quad \tau = 0 \frac{N}{mm^2}$$

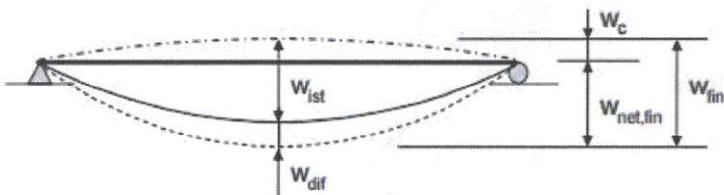
$$\boxed{\tau \leq f_{vd2} = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

La freccia è data dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla



limite freccia istantanea

$$u_{istlim} := \frac{1}{300} \quad \boxed{u_{istlim} = 2 \text{ mm}}$$

limite freccia differita

$$u_{finlim} := \frac{1}{200} \quad \boxed{u_{finlim} = 3 \text{ mm}}$$

la freccia per carichi permanenti è

$$u_{diff} := \frac{5}{384} \cdot \frac{G_p \cdot l^4}{E_0 \text{mean} \cdot \left(\frac{1}{1 + k_{def}} \right) \cdot J_y}$$

$$\boxed{u_{diff} = 0.022 \text{ mm}}$$

spostamento elastico dovuto ai soli carichi permanenti

la freccia istantanea per carichi variabili nella combinazione di carico rara è

$$u_{ist} := \frac{1}{48} \cdot \frac{q_a \cdot l^3}{E_{0mean} \cdot \left[\left(\frac{1}{1 + k_{def}} \right) \cdot J_y \right]}$$

$u_{ist} = 1.814 \text{ mm}$ spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

$$u_{fin} := u_{ist} + u_{diff}$$

$u_{fin} = 1.836 \text{ mm}$ spostamento totale nello stato finale

dovranno essere soddisfatte le seguenti verifiche

$$u_{ist} \leq u_{istlim} = 1$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

$$u_{fin} \leq u_{finlim} = 1$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica cosciali in acciaio - Rampa 5

- caratteristiche

$$h := 15 \text{ cm}$$

altezza trave

$$b := 8 \text{ mm}$$

basc trave

$$l := 350 \text{ cm}$$

luce trave

$$l_i := 30 \text{ cm}$$

interasse di competenza

$$\alpha := 43 \text{ deg}$$

angolo inclinazione cosciale

$$A_t := b \cdot h$$

$$A_t = 12 \text{ cm}^2$$

$$W_y := b \cdot \frac{h^2}{6}$$

$$W_y = 30 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$W_z := h \cdot \frac{b^2}{6}$$

$$W_z = 1.6 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$J_y := b \cdot \frac{h^3}{12}$$

$$J_y = 225 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$J_z := h \cdot \frac{b^3}{12}$$

$$J_z = 0.64 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$W_{pl} := \frac{b \cdot h^2}{4}$$

$$W_{pl} = 45 \text{ cm}^3$$

calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

<p>16</p>	<p>Reazioni</p> $q_1 = q / \cos \alpha$ $q_x = q \cdot \sin \alpha$ $q_y = q \cdot \cos \alpha$ $R_A = R_B = \frac{q_y \cdot l}{2}$ <p>Taglio</p> $V_A = -V_B = \frac{q_y \cdot l}{2}$ <p>Momenti flettenti</p> $M_A = M_B = 0$ $M_{\frac{l}{2}} = M_{\max} = \frac{q_y \cdot l^2}{8}$ <p>Sforzo normale</p> <p>[1] <i>A</i> = cerniera <i>B</i> = appoggio semplice</p> $N_A = -q_x \cdot l$ $N_B = 0$ <p>[2] <i>A</i> = appoggio semplice <i>B</i> = cerniera</p> $N_A = 0$ $N_B = +q_x \cdot l$ <p>[3] <i>A</i> = <i>B</i> = cerniera</p> $N_A = -N_B = -\frac{q_x \cdot l}{2}$
------------------	--

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$$\gamma_{1g} := 1.3$$

coefficiente per i carichi permanenti

$$\gamma_{2g} := 1.5$$

coefficiente per i carichi permanenti non strutturali

$$\gamma_{q1} := 1.5$$

coefficiente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$$G_p := \gamma_a \cdot A_t$$

$$G_p = 9.42 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$$

Il carico agente a ml in proiezione orizzontale è dato da:

$$Q := \gamma_{1g} \cdot G_p + \gamma_{2g} \cdot G_2 \cdot l_i + \gamma_{q1} \cdot Q_a \cdot l_i$$

$$Q = 115.239 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

componente parallela all'asse della trave

$$Q_x := Q \cdot \sin(\alpha)$$

$$Q_x = 78.593 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

componente perpendicolare all'asse della trave

$$Q_y := Q \cdot \cos(\alpha)$$

$$Q_y = 84.281 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Verifica flessione monoassiale (retta) - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il momento risulta essere, considerando tutto il carico a favore di sicurezza,

$$M_{ed} := Q \cdot \frac{l^2}{8}$$

$$M_{ed} = 1.731 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y k}{\gamma_{m0}} = 1$$

1 - verifica soddisfatta
0 - verifica non soddisfatta

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il taglio risulta essere, considerando tutto il carico a favore di sicurezza,

$$V_{ed} := Q \cdot \frac{1}{2}$$

$$V_{ed} = 1.978 \text{ KN}$$

$$V_{crd} := \frac{h \cdot b \cdot f_y k}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}}$$

$$V_{crd} = 181.453 \text{ KN}$$

$$V_{ed} \leq V_{crd} = 1$$

1 - verifica soddisfatta
0 - verifica non soddisfatta

Verifica tenoflessione assiale - p. 4.2.4.1.2 NTC

per le sezioni generiche la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto

$$n := \frac{Q_x \cdot 1}{b \cdot h \cdot f_y k}$$

$$n = 0.009$$

tasso di lavoro per solo sforzo normale (sforzo normale adimensionato)

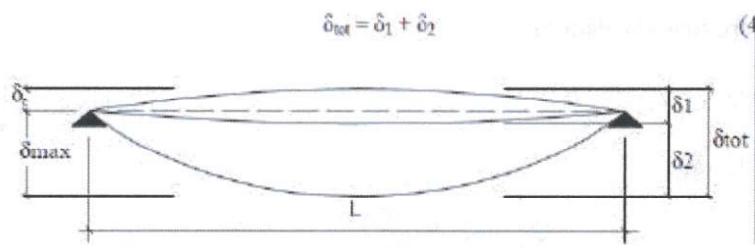
$$M_{ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y k}{\gamma_{m0}} \cdot (1 - n^2) = 1$$

1 - verifica soddisfatta
0 - verifica non soddisfatta

La scala risulta verificata per il cosciale composto da un solo piatto

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfreccia che nel nostro caso risulta nulla



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_p + G_2 \cdot l_i \cdot \cos(\alpha)) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y} \quad \boxed{\delta_1 = 0.062 \text{ cm}}$$

spostamento elastico dovuto ai soli carichi permanenti

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l^4}{E_s \cdot J_y} \quad \boxed{\delta_2 = 0.35 \text{ cm}}$$

spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_{\text{tot}} := \delta_1 + \delta_2 \quad \boxed{\delta_{\text{tot}} = 0.412 \text{ cm}}$$

spostamento totale nello stato finale

$$\delta_2 \leq \frac{1}{400} = 1$$

1 - verifica soddisfatta

$$\delta_{\text{tot}} \leq \frac{1}{500} = 1$$

0 - verifica non soddisfatta

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica cosciali in acciaio - Rampa 3

- caratteristiche

$$h := 15 \text{ cm}$$

altezza trave

$$b := 8 \text{ mm}$$

base trave

$$l := 350 \text{ cm}$$

luce trave

$$l_i := 30 \text{ cm}$$

interasse di competenza

$$\alpha := 63 \text{ deg}$$

angolo inclinazione cosciale

$$A_t := b \cdot h$$

$$A_t = 12 \text{ cm}^2$$

$$W_y := b \cdot \frac{h^2}{6}$$

$$W_y = 30 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$W_z := h \cdot \frac{b^2}{6}$$

$$W_z = 1.6 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$J_y := b \cdot \frac{h^3}{12}$$

$$J_y = 225 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$J_z := h \cdot \frac{b^3}{12}$$

$$J_z = 0.64 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

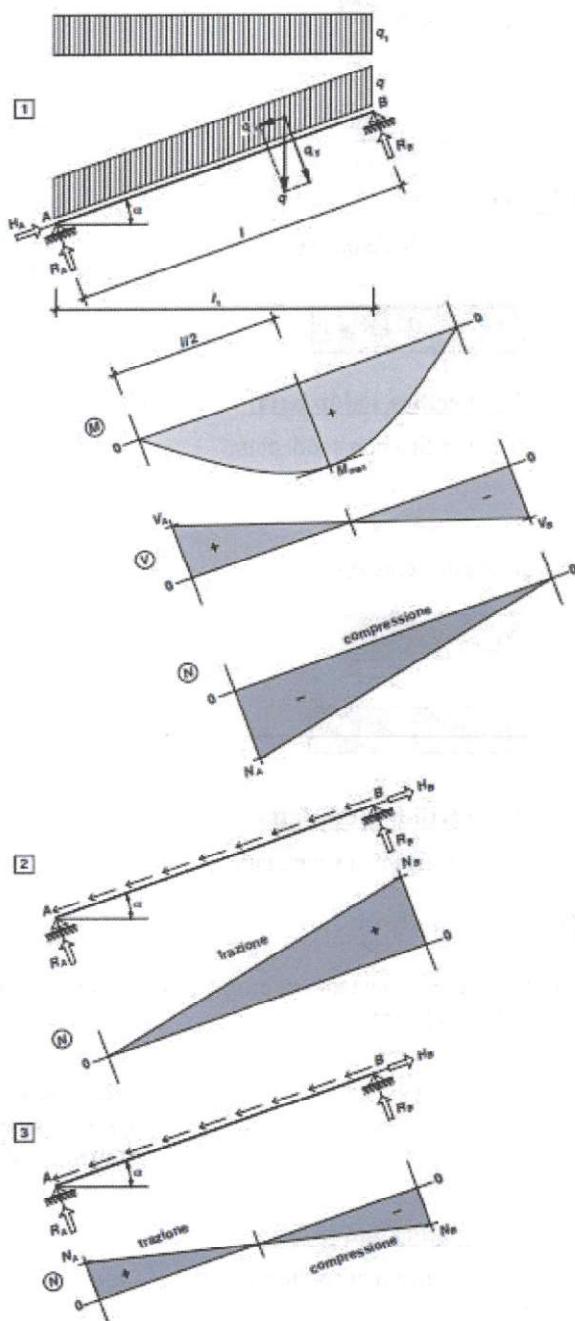
$$W_{pl} := \frac{b \cdot h^2}{4}$$

$$W_{pl} = 45 \text{ cm}^3$$

calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

16



Reazioni

$$q_1 = q / \cos \alpha$$

$$q_x = q \cdot \sin \alpha$$

$$q_y = q \cdot \cos \alpha$$

$$R_A = R_B = \frac{q_y \cdot l}{2}$$

Taglio

$$V_A = -V_B = \frac{q_y \cdot l}{2}$$

Momenti flettenti

$$M_A = M_B = 0$$

$$M_{\frac{l}{2}} = M_{\max} = \frac{q_y \cdot l^2}{8}$$

Sforzo normale

- [1] A = cerniera
 B = appoggio semplice

$$N_A = -q_x \cdot l$$

$$N_B = 0$$

- [2] A = appoggio semplice
 B = cerniera

$$N_A = 0$$

$$N_B = +q_x \cdot l$$

- [3] $A = B = \text{cerniera}$

$$N_A = -N_B = -\frac{q_x \cdot l}{2}$$

Valutazione della sicurezza SLU - Combinazione di calcolo

$$\gamma_{1g} := 1.3$$

coefficiente per i carichi permanenti

$$\gamma_{2g} := 1.5$$

coefficiente per i carichi permanenti non strutturali

$$\gamma_{q1} := 1.5$$

coefficiente per i carichi variabili

-Peso proprio trave

$$G_p := \gamma_a \cdot A_t$$

$$G_p = 9.42 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-1}$$

Il carico agente a ml in proiezione orizzontale è dato da:

$$Q := \gamma_{1g} \cdot G_p + \gamma_{2g} \cdot G_2 \cdot l_i + \gamma_{q1} \cdot Q_a \cdot l_i$$

$$Q = 115.239 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

componente parallela all'asse della trave

$$Q_x := Q \cdot \sin(\alpha) \quad Q_x = 102.679 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

componente perpendicolare all'asse della trave

$$Q_y := Q \cdot \cos(\alpha) \quad Q_y = 52.317 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Verifica flessione monoassiale (retta) - p 4.2.4.1.2 NTC

Il momento risulta essere, considerando tutto il carico a favore di sicurezza,

$$M_{ed} := Q \cdot \frac{l^2}{8} \quad M_{ed} = 1.731 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} = 1 \quad \begin{array}{l} 1 - \text{verifica soddisfatta} \\ 0 - \text{verifica non soddisfatta} \end{array}$$

Verifica resistenza a taglio - p. 4.2.4.1.2 NTC

Il taglio risulta essere, considerando tutto il carico a favore di sicurezza,

$$V_{ed} := Q \cdot \frac{1}{2} \quad V_{ed} = 1.978 \text{ KN}$$

$$V_{crd} := \frac{h \cdot b \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0} \cdot \sqrt{3}} \quad V_{crd} = 181.453 \text{ KN}$$

$$V_{ed} \leq V_{crd} = 1 \quad \begin{array}{l} 1 - \text{verifica soddisfatta} \\ 0 - \text{verifica non soddisfatta} \end{array}$$

Verifica tensoflessione assiale - p. 4.2.4.1.2 NTC

per le sezioni generiche la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto

$$n := \frac{Q_x \cdot 1}{b \cdot h \cdot f_{yk}} \quad n = 0.011 \quad \begin{array}{l} \text{tasso di lavoro per solo sforzo} \\ \text{normale (sforzo normale} \\ \text{adimensionato)} \end{array}$$

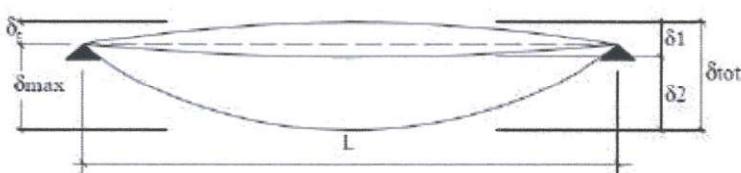
$$M_{ed} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{m0}} \cdot (1 - n^2) = 1 \quad \begin{array}{l} 1 - \text{verifica soddisfatta} \\ 0 - \text{verifica non soddisfatta} \end{array}$$

La scala risulta verificata per il cosciale composto da un solo piatto

Valutazione della sicurezza SLE - Combinazione di calcolo

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento è dato dalla somma della freccia dovuta ai soli carichi permanenti, della freccia dovuta ai soli carichi variabili, dedotta dalla eventuale controfrecce che nel nostro caso risulta nulla

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$



La freccia teorica valutata un base ai carichi ed alla sezione completamente reagente è pari a

$$\delta_1 := \frac{5}{384} \cdot \frac{(G_p + G_2 \cdot l_i \cdot \cos(\alpha)) \cdot l^4}{E_s \cdot J_y} \quad \boxed{\delta_1 = 0.053 \text{ cm}}$$

spostamento elastico dovuto ai soli carichi permanenti

$$\delta_2 := \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l^4}{E_s \cdot J_y} \quad \boxed{\delta_2 = 0.217 \text{ cm}}$$

spostamento elastico dovuto ai soli carichi variabili

$$\delta_{\text{tot}} := \delta_1 + \delta_2 \quad \boxed{\delta_{\text{tot}} = 0.271 \text{ cm}}$$

spostamento totale nello stato finale

$$\boxed{\delta_2 \leq \frac{1}{400} = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

$$\boxed{\delta_{\text{tot}} \leq \frac{1}{500} = 1}$$

1 - verifica soddisfatta

0 - verifica non soddisfatta

Verifica passerella in acciaio - Passerella 2

A favore di sicurezza si verifica la passerella per l'intera lunghezza a verifica della passerella 3 e per un interasse di competenza pari al doppio a verifica della passerella 2.

• caratteristiche

$$h := 15 \text{ cm}$$

altezza trave

$$b := 8 \text{ mm}$$

base trave

$$l := 350 \text{ cm}$$

luce trave

$$l_i := 60 \text{ cm}$$

interasse di competenza

$$A_t := b \cdot h$$

$$A_t = 12 \text{ cm}^2$$

$$W_y := b \cdot \frac{h^2}{6}$$

$$W_y = 30 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$W_z := h \cdot \frac{b^2}{6}$$

$$W_z = 1.6 \text{ cm}^3$$

modulo di resistenza

$$J_y := b \cdot \frac{h^3}{12}$$

$$J_y = 225 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$J_z := h \cdot \frac{b^3}{12}$$

$$J_z = 0.64 \text{ cm}^4$$

momento d'inerzia

$$W_{pl} := \frac{b \cdot h^2}{4}$$

$$W_{pl} = 45 \text{ cm}^3$$

calcolo modulo di resistenza plastico

Schema di calcolo

Carico distribuito al mq