



**COMUNE DI
NAPOLI**

SERVIZIO VALORIZZAZIONE
DELLA CITTÀ STORICA

RUP: Arch. Luca D'Angelo



Progetto Esecutivo

COMPLESSO DI SAN LORENZO MAGGIORE

"GRANDE PROGETTO CENTRO STORICO DI NAPOLI - VALORIZZAZIONE DEL SITO UNESCO"

PROGETTAZIONE

AECODE srl - (Capogruppo)

R.O.M.A. Consorzio

Arch. Rosa Porricelli

Ing. Gaetano Sagliocca

Dott. Geol. Fabio De Vincentiis

Arch. Dario De Angelis

CONTATTI: AECODE SRL - VIA R. MORCHEN 92, NAPOLI - 081 18638242 - INFO@AECODE.IT

Codice elaborato

Titolo

Scala

ESE_SP_03a_Rev.02

RELAZIONE TECNICA ASPETTI STRUTTURALI

Data

12 | 2022

1201

CAPITOLO I. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

I.1. DESCRIZIONE DELL'IMPIANTO STRUTTURALE

Il complesso di San Lorenzo Maggiore occupa la parte nord dell'insula che va da via San Gregorio Armeno a vico Maiorani in adiacenza con via dei Tribunali.

L'intervento strutturale riguarda i locali dell'Archivio Storico Comunale con gli ambienti contigui di proprietà comunale.

L'area dell'archivio storico comunale occupa la parte orientale del complesso con accesso da vico Maiorani. In particolare, il salone dell'archivio, a doppia altezza, è ubicato nella parte terminale dell'antico dormitorio dei frati in corrispondenza della Sala Sisto V, in adiacenza alla biblioteca Landolfo Caracciolo. I locali oggetto di intervento, facenti parte del sistema archivio, occupano il corpo di fabbrica a sud del salone, per due livelli corrispondenti all'altezza del salone, e affacciano sul cortile interno di accesso.

Il corpo di fabbrica dell'Archivio Storico Comunale si presenta planimetricamente come un corpo di forma rettangolare allungata di dimensioni 42 x 16 mt e un'altezza dal piano stradale di circa 24mt.

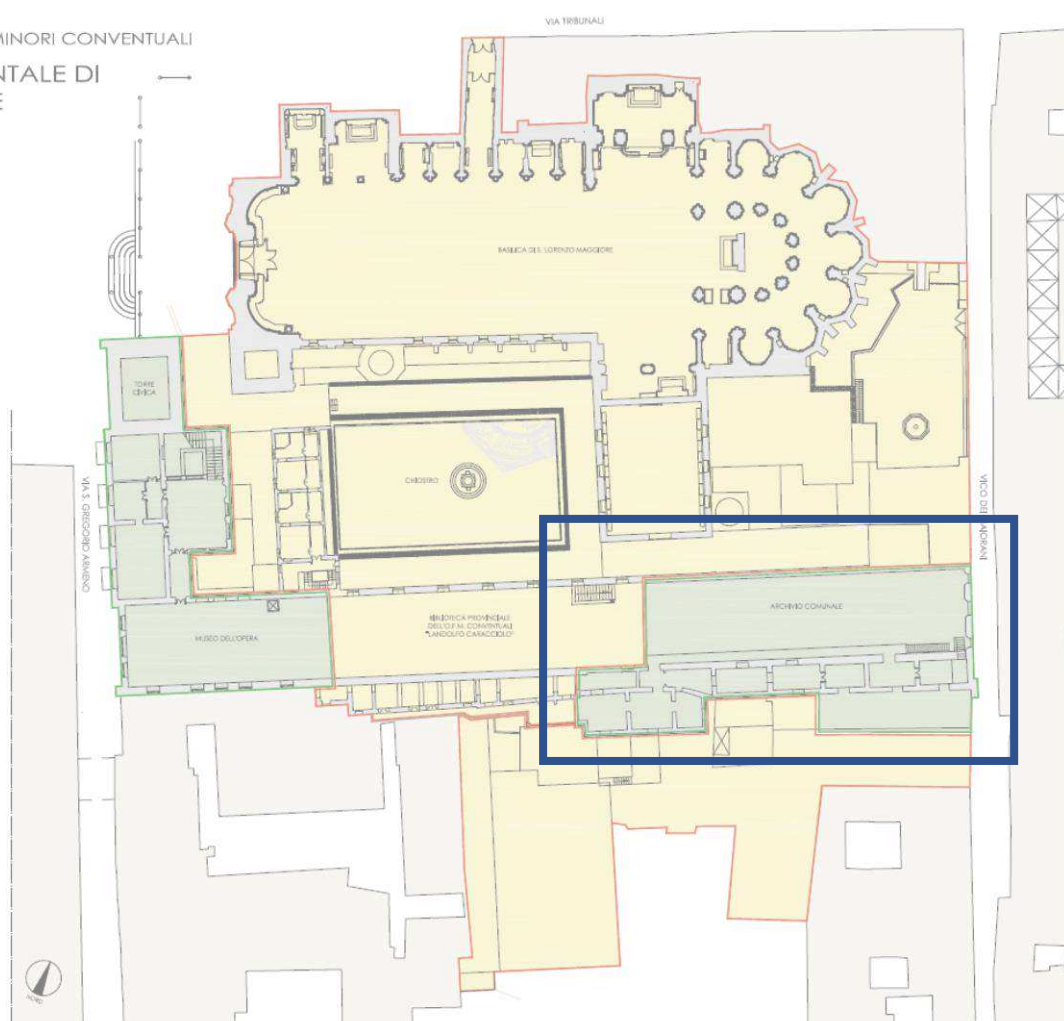
La struttura portante è costituita da setti in muratura di tufo napoletano di spessore variabile, rinforzati con contrafforti ai piani bassi per contrastare le spinte delle volte impostate alle quote +6.27m e +15.75m (volta affrescata della sala Sisto V). I vani di passaggio e le finestre sono realizzate con piattabande in legno o sono presenti archi in muratura.

Gli orizzontamenti piani degli ambienti prospicienti il cortile interno sono in putrelle di acciaio e tavelloni, tranne due campi di solaio posti a ovest che sono costituiti da travi lignee su cui sono poggiati *panconcelli* in legno che sostengono il masso concreto superiore.

La copertura dell'Archivio è costituita da capriate in acciaio impostate su una cordolatura in cemento armato. La scaletta posta sul lato verso vico Majorani è del tipo a voltine in blocchetti di tufo e si sviluppa tra due contrafforti della struttura: sia sui contrafforti che sulle voltine della scala e dei pianerottoli sono visibili interventi di consolidamento con perforazioni armate iniettate con boiacca cementizia.

PROVINCIA RELIGIOSA DEI FRATI MINORI CONVENTUALI
COMPLESSO MONUMENTALE DI
S. LORENZO MAGGIORE

- PROPRIETÀ
ORDINE DEI FRATI MINORI CONVENTUALI
- PROPRIETÀ
COMUNE DI NAPOLI



I.2. RICERCA STORICA

Il complesso conventuale di San Lorenzo, nella sua estensione attuale, occupa quelle che in origine erano tre insule distinte: insula del convento di San Gennaro all'Olmo, quella del monastero di San Pantaleone con il Macellum e annesse botteghe, e la terza dovrebbe essere quella della Basilica Romana.

Durante il vescovato di Giovanni II, dal 533 d.c. al 555 d.c., fu realizzata la costruzione della basilica paleocristiana dedicata al protomartire Lorenzo.

Le fonti documentarie testimoniano uno sviluppo sempre crescente della struttura conventuale, motivato dalla crescita numerica dei frati che vi abitavano. La grossa parte di ampliamenti e trasformazioni sono quelle intervenute sotto i regni di Carlo I, Carlo II e Roberto d'Angiò (1266-1343).

Alla prima metà del 300 risale la costruzione del refettorio (oggi Sala Sisto V) che per le notevoli dimensioni (circa metri 44 x 9) costituisce elemento utile a determinare il numero di frati o, comunque, di frequentanti fissi del convento (oltre 150).

Una descrizione abbastanza dettagliata del convento di San Lorenzo Maggiore ci viene data dal Filangieri che parla di un unico grandioso dormitorio dei frati che si distendeva per l'intera insula da vico Maiorani sino a via San Gregorio Armeno.

Per lungo tempo, poi, non vi furono interventi edilizi di portata tale da incidere sulla conformazione urbanistica dell'area; solo tra il 1487 e il 1507 fu innalzato il nuovo campanile in sostituzione del vecchio elevato al tempo di Carlo II d'Angiò e posto a breve distanza della facciata Trecentesca; con l'occasione furono sistemati al contorno alcuni spazi a servizio della città, come il grande locale armeria.

Con la dinastia aragonese la sala Sala Sisto V perde la sua funzione di refettorio per ospitare le riunioni dei Parlamenti Generali del Regno: Alfonso d'Aragona volle allestire nel grande salone del refettorio dei frati la fastosa cerimonia nella quale conferiva al figlio naturale Ferdinando il titolo di suo successore. Da quel

momento l'ambiente, insieme alla sala Capitolare avranno funzione politica e civile, mentre il refettorio del convento viene spostato nei locali dell'attuale Arciconfraternita di Sant'Antonio.

Le grosse trasformazioni seguirono le vicende del 1860-61 quando il convento passò al Comune di Napoli per le leggi soppressive, il dormitorio dei frati fu frazionato in tre ambienti di cui attualmente il primo ospita il museo dell'opera, il secondo la biblioteca Landolfo Caracciolo e il terzo l'archivio storico comunale, precedentemente dormitorio delle guardie municipali.

In tempi recenti, probabilmente negli anni '80 (non è stata trovata traccia dell'intervento nelle ricerche d'archivio effettuate), a causa della vetustà l'antica copertura in legno fu sostituita con una copertura provvisoria in capriate ribassate in ferro e copertura in lamiera metallica.

I.2.1. Il noviziato e il dormitorio dei frati

La struttura del noviziato originariamente si trovava sul lato occidentale del chiostro, intorno al piccolo cortile porticato, e riusciva ad ospitare fino a 20 persone. La sua posizione al di sotto del Tribunale degli eletti, era considerata insostenibile da molti soprattutto per la frammistione delle funzioni e per la vetustà degli ambienti.

Secondo il Filangieri nel 1629 P. Gennaro Rocco fece ristrutturare il noviziato, ricostruendolo ex novo e collocandolo al di sotto della biblioteca (sempre nell'ala occidentale del chiostro). Questa nuova ubicazione garantì vita regolare fino al 1688 quando un disastroso terremoto danneggiò la chiesa e il convento, con numerose lesioni nelle celle del noviziato. Le necessità economiche del convento costrinsero al trasferimento del noviziato nell'ala opposta del chiostro e cedere i locali per ampliare il Tribunale. Da Carlo Celano in *Notizie del bello, dell'antico e del curioso della Città di Napoli* apprendiamo che i frati aprirono un forno in vico Maiorani, al di sopra del quale venne posto il noviziato. Nel 1735, il forno venne chiuso perché i fumi e il vociare delle persone che vi si recavano apportavano una serie di fastidi alla vita del noviziato, e si effettuarono una serie di lavori di ristrutturazione della fabbrica a opera dell'ingegnere Vinaccia¹.

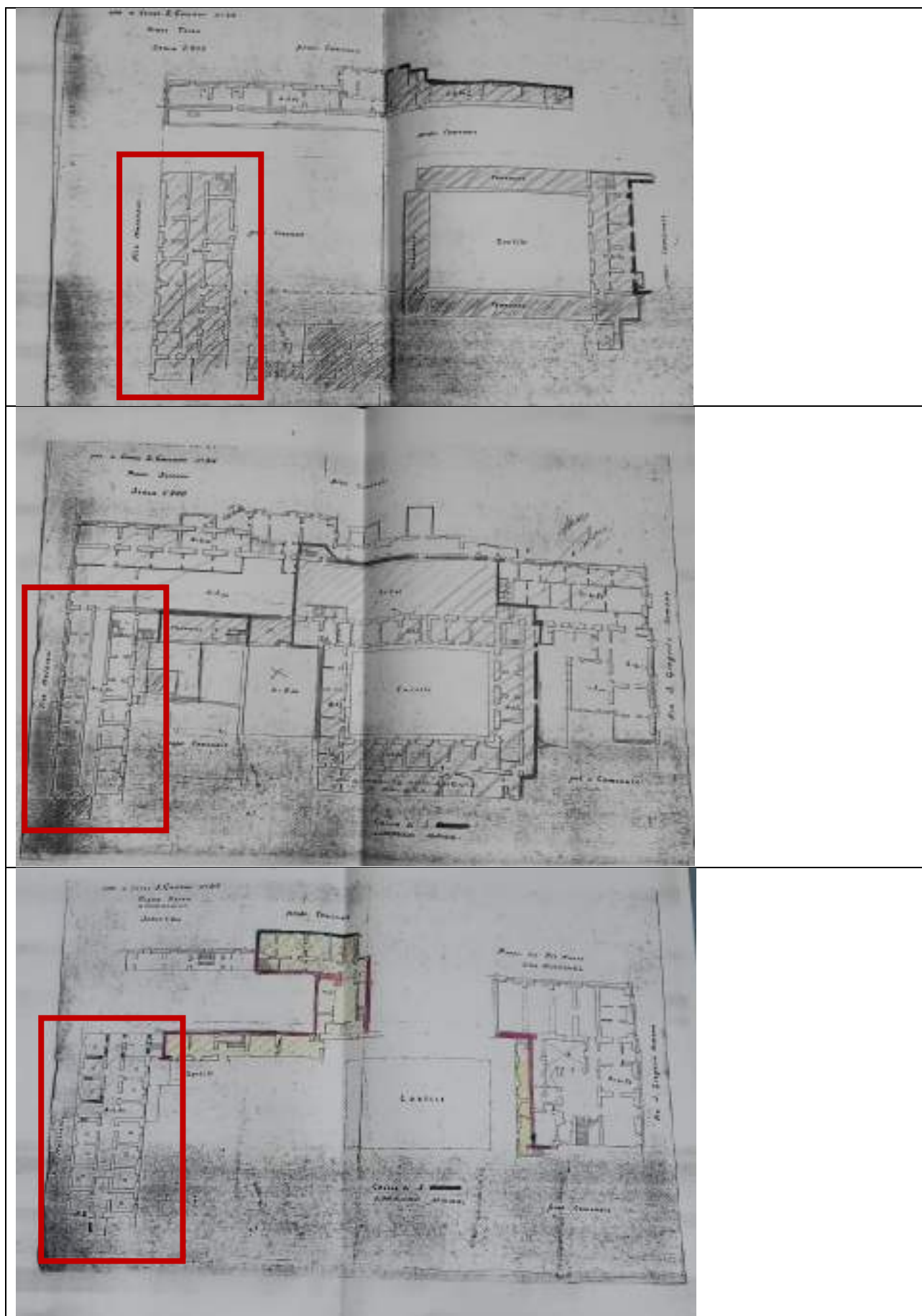
Il Catalani ci descrive il percorso per arrivare ai locali del noviziato nuovo: *superando il vestibolo che precede il refettorio, attraverso una scala interna si arrivava ad un corridoio dove il visitatore era subito colpito da una tavola antica della Beata Vergine con San Giovanni e Sant'Antonio, risalente al XV secolo*. Il Filangieri, nella descrizione degli ambienti del convento, dice che proseguendo per il corridoio si incontrava la cappella dei novizi nella quale vi erano una tela raffigurante San Giuseppe da Copertino ed un'altra la Vergine con Bambino tra le braccia. Quest'ultima tela, a detta del Filangieri, fu ubicata nel braccio della Chiesa nella Cappella dedicata alla "Gloriosa Madre di Dio", detta anche "della greca", e agli inizi del XVIII secolo fu riportata nella cappella del noviziato.

Un'altra utile descrizione del noviziato ci è offerta dal materiale d'archivio. Infatti, è detto che al lato destro della cappella ubicata nella sala capitolare, vi è una porta che introduceva al noviziato. Dalla porta partiva un corridoio che riceveva luce da tre grandi arcate ubicate nel lato sinistro. In fondo si giungeva al piano superiore *umido e senza ventilazione*. Questo piano era costituito da un corridoio con 15 celle a destra e a sinistra, otto delle quali affacciavano su vico Maiorani. Infine, sullo stesso piano c'era una cappella con due finestre che davano sul cortile. Il noviziato continuò ad essere operativo fino al 1860-61, quando fu chiuso per le leggi soppressive.

Da alcune planimetrie del 1942 ritrovate nel fondo dell'archivio della Soprintendenza Archeologia Belle Arti e Paesaggio di Napoli, è stato possibile identificare i locali del noviziato (contorno rosso nelle planimetrie successive) con i volumi che occupavano l'area retrostante l'abside della chiesa, demoliti solo alla fine degli anni '70².

¹ ARCHIVIO STORICO DELLA DIOCESI DI NAPOLI, *Acta Apostolica*, lit. L, Fasc. 6, n.27

² ARCHIVIO STORICO MUNICIPALE (AsMun), fondo Patrimonio e demanio, Fasc. A I 86



Le planimetrie di cui sopra sono utili anche per la ricostruzione delle trasformazioni subite dal lungo dormitorio dei frati, che, come riportato dal Filangieri, si distendeva per l'intera insula da vico Maiorani sino

a via San Gregorio Armeno:

Il solo grandioso dormitorio, dell'incavallatura del cui tetto, unitamente all'intempiatura, parla il terzo documento a p. 11-15 del citato Vol. II del Filangieri, al sol vederlo ti comprende l'animo di un giusto sentimento di ammirazione per la sua ampiezza, per vero poco comune.»³

Il citato III documento nel volume II alla nota precedente è un compromesso per lavori da eseguirsi nel tetto del convento del maestro carpentiere Francesco de Ancona, datato 1483-1484 in cui il Ministro dell'Ordine dei Minori commissiona il rifacimento del tetto del dormitorio del Convento, composto di circa 50 capriate, da realizzarsi come quelle della chiesa di san Lorenzo, ovvero *ad uno monaco ac etiam intemplare (controsoffittare) ictum dormitorium prout est intemplata ecclesia predicta*⁴.

Lo stato di conservazione in cui si trova il fabbricato all'epoca in cui scrive il Filangieri (1883) è già fortemente compromesso: *suddiviso in varie camerette ad uso agli ufficiali delle guardie municipali e parte a dormitorio delle guardie stesse*.⁵

Per quanto riguarda la serie di piccoli locali che oggi ritroviamo addossati al corpo dell'ex dormitorio conventuale, la ricostruzione storica è ancora più complicata per la frammentarietà delle fonti archivistiche.

La prima notizia reperita, di un secondo accesso al convento da vico Majorani, la ritroviamo nella descrizione di un fatto storico del 600: alcuni rivoltosi asserragliatisi nella torre civica, riescono a scappare dalla pressione Mediante un'uscita verso vico Majorani.

Probabilmente gli ambienti dovevano essere utilizzati come servizi annessi al convento, cucine, depositi e così via.

Da una copia del Registro di Ruolo del Catasto Provvisorio, conservata all'archivio storico del Comune di Napoli, leggiamo la descrizione delle proprietà del Comune all'interno del Complesso di San Lorenzo dopo la soppressione degli ordini religiosi: le proprietà comunali sono divise in due gruppi una corrispondente ai corpi di fabbrica su via San Gregorio Armeno, l'altra, su cui ci soffermeremo, su vico Maiorani, e sono "intercomunicanti tra loro soltanto a mezzo di un corridoio al secondo piano". Il gruppo di locali su vico Maiorani è direttamente accessibile da vano-ingresso al n. 45/a di detto vico, è costituito da proprietà su 4 livelli più il piano terra.

«Due scale, una a destra dell'ingresso e l'altra di fronte, conducono ai piani superiori. La scala a destra conduce direttamente al III piano e con riposo nel salone sito allo stesso piano, si accede tramite una tesa di gradini, al IV piano ove trovasi i seguenti locali accessibili da balconata pensile sul salone citato: 3 camere e l'abitazione del custode composta da 4 vani ed accessori. Sulla balconata citata, in fondo, una scaletta in ferro conduce in soffitta. Nella penultima rampa della scala a destra trovasi un piccolo ambiente (ripostiglio)»

Il percorso descritto coincide con quello attuale per raggiungere l'archivio (salone sito al III piano), la balconata pensile sul salone è la passerella di servizio ai locali all'ultimo livello. La scaletta in ferro che conduce in soffitta, oggi non è più esistente ma ci suggerisce la possibilità che all'epoca del registro esistesse ancora una copertura a tetto ligneo.

³ Gaetano Filangieri junior, Chiesa e convento di S. Lorenzo maggiore in Napoli: descrizione storica ed artistica, Napoli, 1883.

⁴ Estr. da: Documenti per la storia le arti e le industrie delle provincie napoletane, v. 3. Nel commento alla nota, G. Filangieri traduce la descrizione delle capriate come "quelle che noi diciamo semplici, sorreggenti la solita orditura di assi e travicelli del coerto".

⁵ Op. cit. p. 143

«la scala di fronte conduce al 1° al 2° e 3° piano. A destra, nella metà della prima rampa di questa scala, trovasi un ambiente.

PRIMO PIANO: largo pianerottolo di sbarco, vasto salone con uscita nel Chiostro, 3 ambienti vari

SECONDO PIANO: quattro ambienti vari, di cui uno più piccolo

SECONDO PIANO: complesso di locali descritti nello stesso Gruppo e Categoria (Locali a Vico Maiorani n. 45)

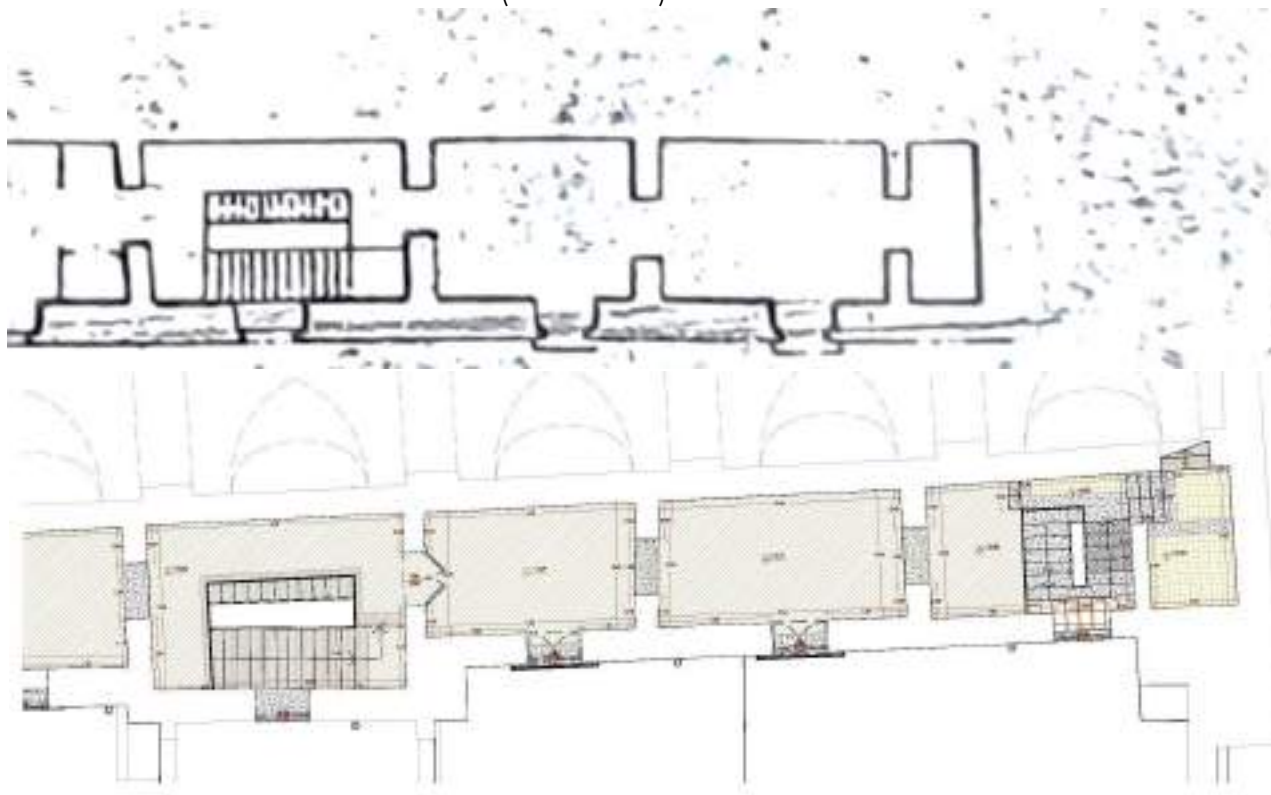
TERZO PIANO: corridoio di disimpegno, 1 rep. di W.C. (1 W.C. con 1 lavandino), grande salone in cui è stato ricavato 1 ambiente più piccolo, 4 piccole terrazze, 25 ambienti vari.

QUARTO PIANO: Complesso di locali descritti nello stesso gruppo e categoria (Locali a Vico Maiorani n. 45).

Sono inoltre di proprietà comunale la Torre ed i locali dei lastrici annessi ai quali si accede attraverso la scala secondaria del Convento. Il Comune ha diritto di passaggio attraverso la predetta scala mentre è riservato ai monaci analogo diritto di passaggio attraverso i locali del Comune per accedere alla Torre Campanaria.»

Il vasto salone al primo piano è la sala Sisto V, mentre i 3 locali vari potrebbero essere i vani in prospetto sotto le arcate. I locali al secondo piano, divisi in due righe in questa descrizione potrebbero effettivamente coincidere con l'attuale piano a quota 12.51 m dove l'ambiente "più piccolo" potrebbe essere effettivamente l'ultimo ambiente dove attualmente sbarca la prima scala con un pianerottolo palesemente modificato. In effetti la pianta del 1942 non riporta il disegno della scala delimitando il confine dell'ambiente proprio in adiacenza alle rampe.

Piante a confronto del livello 12.51 m (1942-2020)



Lo sbarco della scala in muratura sembra aver subito delle modifiche proprio sulla parte sinistra, dove è stato aggiunto un gradino di raccordo. In effetti dal confronto con la planimetria del 1942 e con la descrizione del Registro di Ruolo, sembra che il collegamento non servisse il piano, ma piuttosto al raggiungimento del salone.



Durante gli eventi bellici (1940-1945) l'episodio che causò il maggiore numero di danni per il complesso di San Lorenzo fu lo scoppio della nave carica di munizioni nel porto. Il boato ed il conseguente violento spostamento d'aria provocarono ingenti danni in tutta la città, nonché a San Lorenzo con la rottura dei vetri nella chiesa, la comparsa di lesioni murarie nelle strutture del convento, e il danno, ancora oggi evidente, del notevole strapiombo che si creò alle murature perimetrali longitudinali della chiesa e del convento. Inoltre, due ore dopo lo scoppio, crollò il soffitto del grande corridoio⁶.

La guerra per la città di Napoli si concluse con l'ingresso della città di Napoli, ma le truppe tedesche in ritirata bombardarono la città ed un colpo di cannone colpì la copertura della biblioteca del convento (attuale sede dell'archivio Brancaccio). Dal momento che i lavori di ripristino non furono intrapresi immediatamente, si registrarono danni agli affreschi della volta della sala capitolare.

⁶ Archivio della Provincia Napoletana dei Frati Minori Conventuali, ACP, 1943-1944; Convento di San Lorenzo Maggiore (1915-1965), *Lettera del P. Giuseppe De Falco al Ministro generale P. Beda Hess*, 28 marzo 1943

CAPITOLO II. ANALISI DELLE CRITICITA', INDAGINI DIAGNOSTICHE SULLE STRUTTURE E LIVELLO DI CONOSCENZA

II.1. RILIEVO DELLE STRUTTURE

Per quanto riguarda l'ambito dell'archivio Comunale, l'attività del gruppo di progettazione è partita dall'esecuzione di rilievi metrici, geometrici e materici/tecnologici di intere porzioni non rappresentate nel rilievo allegato al progetto definitivo, che comunque è stata assunta come base nella quale si è inserita l'attività di dettaglio e di rettifica delle parti non coerenti con lo stato.

È il caso delle piante ai livelli intermedi tra il piano terra, di accesso dal vico Maiorani, e il piano a quota 12.51 metri, essenziali per la chiara comprensione dei complessi collegamenti tra il cortile e i locali destinati ad archivio comunale, ovvero le scale storiche da restaurare.

Sono state effettuate, inoltre, verifiche metriche puntuali sugli ambienti e sulle quote altimetriche dei livelli di intervento e degli interpiani, che hanno fornito come risultato gli elaborati grafici, riportati nelle tavole da ESE_RI_02 a ESE_RI_09, che presentano alcune discordanze dagli elaborati di rilievo del progetto definitivo. Sono stati rilevati ed aggiornati i notevoli fuori squadra delle murature a doppia altezza del salone, nonché le aperture in alto sul lato nord, alcune delle quali tamponate.

Fanno parte dell'ambito di intervento, ma attualmente sono inaccessibili il locale L13 a quota 15.75 m. ed i locali L10 e L11 a quota 19.56 m.

Anche il rilievo materico/tecnologico ha messo in evidenza divergenze dal rilievo del progetto definitivo:

- I pavimenti al piano terra nella scala in muratura verso vico Maiorani sono in pietra e non in cotto, quelli al piano a q. 12.51 sono in linoleum con soglie in pietra lavica e non in ceramica, così come quello del salone archivio, e quello del ballatoio a quota 19.56 m;
- I solai di copertura degli ambienti prospicienti il cortile interno sono in putrelle e laterizio, non in legno, a meno di quello di copertura dell'ambiente L11 del piano a quota 15.75 m.

L'approfondimento della conoscenza dell'edificio è stato incanalato nel solco della recente Circolare C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019 "Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 e dalle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni" del 2011. Per perseguire gli obiettivi fissati dal progetto definitivo dell'Amministrazione della rifunzionalizzazione del Complesso di san Lorenzo Maggiore è stato necessario procedere alla esecuzione di indagini conoscitive sulle strutture del fabbricato.

Le indagini sono state finalizzate alla determinazione delle proprietà meccaniche delle murature di tufo e alla conoscenza dei dettagli costruttivi attraverso indagini di tipo non distruttivo. In particolare, sono stati eseguiti:

- saggi di rilievo con endoscopio per stabilire la composizione degli strati più profondi della muratura del contrafforte interessato dalla realizzazione del vano corsa ascensore (con individuazione di eventuali vuoti e cavità) e dell'orizzontamento voltato di calpestio del piano primo;
- prove su murature consistenti nel prelievo di carote (con prova di schiacciamento in laboratorio) e prove penetrometriche sui giunti di malta;
- martinetto piatto singolo e doppio sul contrafforte interessato dalla realizzazione del vano corsa ascensore;
- Prospezioni georadar nella zona del cortile e nel locale dove è prevista l'installazione del nuovo ascensore.

Le indagini condotte sono state finalizzate alla caratterizzazione dei materiali costitutivi, in particolare delle murature, generalmente in tufo, caotica per i contrafforti esterni alla facciata, piuttosto regolari per tutte le altre stratigrafie indagate.

Le risultanze hanno portato all'identificazione tecnologica riportata negli elaborati di rilievo.

In particolare le immagini che seguono testimoniano i rilievi effettuati sulla volta a copertura della sala Sisto V (grazie ai saggi effettuati dal Comune sulla chiave della volta e sui rinfianchi), nonché i rilievi effettuati sulla copertura della sala Archivio dove è stata individuata la catena delle originarie capriate lignee di copertura.



Saggi eseguiti in chiave e sull'imposta della volta a copertura della sala Sisto V





La foto mostra quello che resta dell'originaria catena lignea della capriate di copertura.

II.2. CRITICITÀ RILEVATE

Le criticità dell'edificio si connettono alla vetustà dell'impianto costruttivo: sia in ordine agli aspetti materici, che a quelli legati alle modalità costruttive tipiche dell'epoca e alle trasformazioni e agli interventi (anche recenti) realizzati nella fabbrica.

Le evidenze riscontrate nel corso dei sopralluoghi e la documentazione fotografica forniscono un quadro sufficientemente chiaro ed esauriente della situazione di degrado e, in generale, delle criticità riscontrate, che, sinteticamente, di seguito vengono esposte:

1. Quadro lesionativo presente sui setti murari perpendicolari alla facciata su vico Majorani: le lesioni hanno andamento subverticale e inclinato e si sviluppano anche lungo la direttrice della volta della Sala Sisto V. Il quadro lesionativo continua alla quota della sala Archivio fino alla copertura; Il quadro lesionativo sembrerebbe legato a un dissesto alle strutture fondali del corpo di fabbrica a causa di infiltrazioni fognarie (poi riparate) che portò alla realizzazione di un intervento di rinforzo su un pilastro in muratura e su archi presenti sulla stessa verticale nel piano terra (piano degli scavi archeologici).

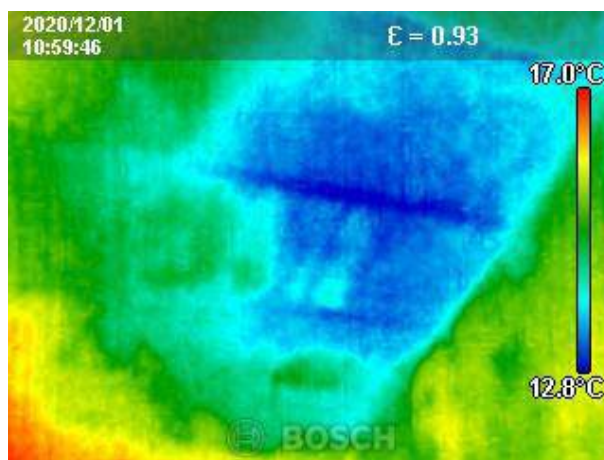


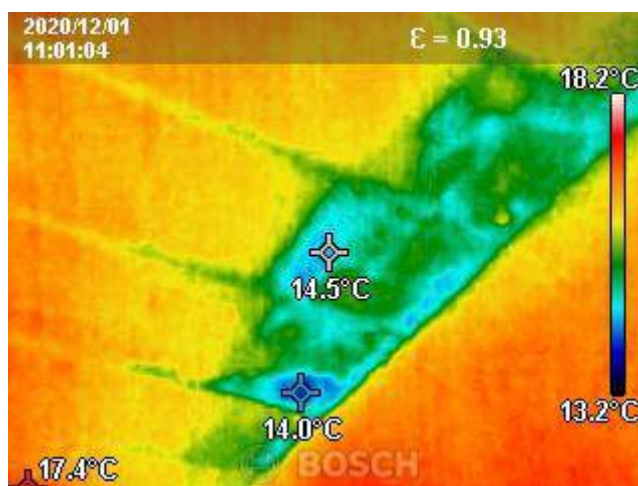
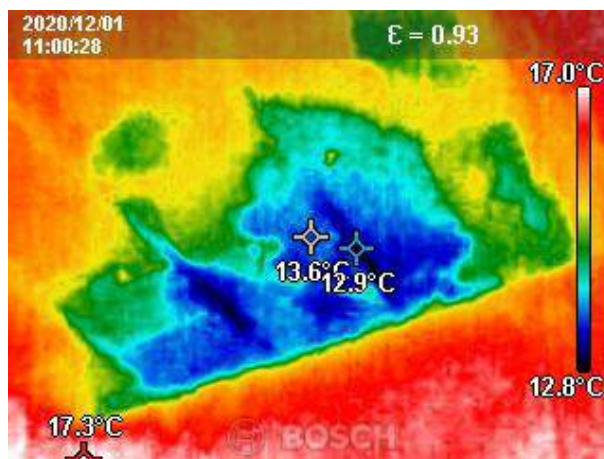


Le foto mostrano le lesioni hanno andamento subverticale e inclinato e si sviluppano anche lungo la direttrice della volta della Sala Sisto V. Il quadro lesionativo continua alla quota della sala Archivio fino alla copertura; Il quadro lesionativo sembrerebbe legato a un dissesto alle strutture fondali del corpo di fabbrica a causa di infiltrazioni fognarie (poi riparate) che portò alla realizzazione di un intervento di rinforzo su un pilastro in muratura e su archi presenti sulla stessa verticale nel piano terra (piano degli scavi archeologici).

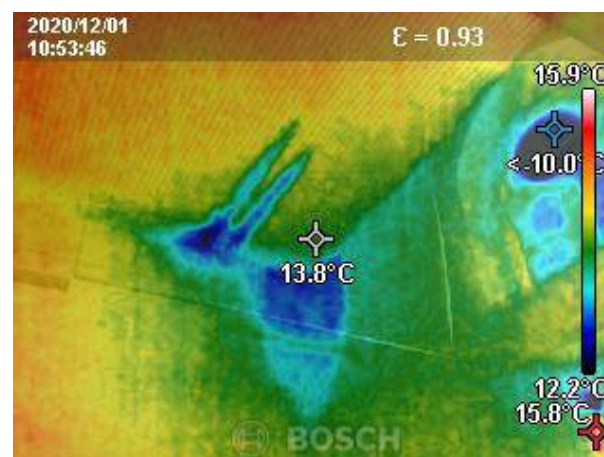


2. Fenomeni infiltrativi nei solai di copertura che hanno comportato l'ossidazione delle putrelle dei solai: le indagini termografiche hanno confermato che le infiltrazioni sono ancora in atto.





1. Fenomeni infiltrativi nella copertura a falde in acciaio sulla sala Archivio: le indagini termografiche hanno confermato che le infiltrazioni sono ancora in atto.



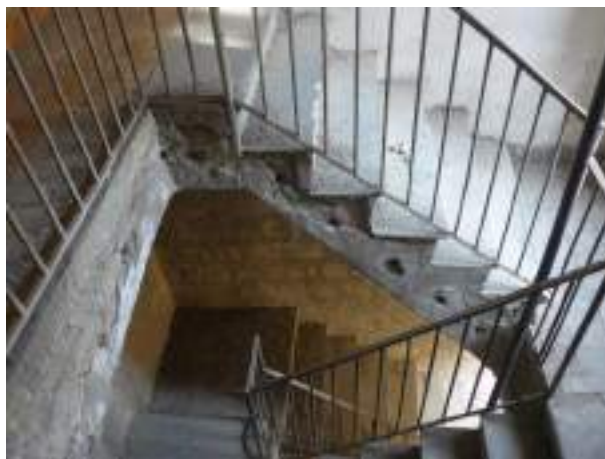
2. Imbarcamento per eccessiva freccia dei solai in legno posti negli ambienti L11 e L09/L10 a quota +19.56m



3. Pronunciato quadro lesionativo sulle piattabande dei vani posti sul corpo adiacente il cortile interno



4. Fenomeni di ossidazione delle armature di rinforzo delle voltine a sbalzo delle rampe della scala verso il vico Majorani.



II.3. INDAGINI DIAGNOSTICHE SULLE STRUTTURE E LIVELLO DI CONOSCENZA

Sulla base della documentazione in possesso, appare fondamentale prima di predisporre la progettazione definitiva, programmare una campagna di indagini finalizzata alla più completa conoscenza dei terreni fondali e delle strutture del corpo di fabbrica dell'Archivio e dei locali adiacenti. Il Piano delle indagini è stato finalizzato al raggiungimento di un livello di conoscenza adeguato LC2.

Per conseguire tale finalità, trattandosi di edificio con struttura in muratura, la pianificazione della campagna di indagini e prove ha fatto riferimento al par. C8.5.3.1 della Circolare n. 7/2019 - Istruzioni per l'applicazione

dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

La Circolare 7/2019 definisce i livelli di conoscenza in funzione delle informazioni disponibili: in linea di massima nel caso in cui sia disponibile il progetto esecutivo originario e i certificati di collaudo, è possibile limitare la quantità complessiva delle indagini per la verifica dei dettagli strutturali e per la definizione delle caratteristiche meccaniche dei materiali.

Trattandosi di patrimonio tutelato il riferimento normativo è rappresentato dalla Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 *“Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.”* (pubblicata nella G.U. n. 47 del 26/02/2011 - suppl. ord. n. 54), che si affianca al par. C8.5.3.1 della Circolare n. 7/2019.

La metodologia proposta per l'individuazione e la preparazione delle operazioni di rilievo ed indagine, incluse quelle geologiche, geotecniche e sismiche ed archeologiche è stata ottimizzata sulla base delle esperienze maturate nello svolgimento di servizi analoghi in aree limitrofe a quelle oggetto di gara e sulle caratteristiche del contesto.

Il processo della conoscenza dell'edificio viene incanalato nel solco chiaramente tracciato dalla recente Circolare C.S.LL.PP. n.7 del 21/01/2019 *“Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»* di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018 e dalle *“Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove Norme tecniche per le costruzioni”* del 2011.

Per perseguire gli obiettivi fissati dal progetto definitivo dell'Amministrazione della rifunzionalizzazione del Complesso di san Lorenzo Maggiore è stato necessario procedere alla esecuzione di indagini conoscitive sulle strutture del fabbricato.

Le indagini sono state finalizzate alla determinazione delle proprietà meccaniche delle murature di tufo e alla conoscenza dei dettagli costruttivi attraverso indagini di tipo non distruttivo. In particolare, sono stati eseguiti:

1. n. 4 carotaggi (UNI EN 12504-1 UNI EN 12390/3) nella muratura consistenti nel prelievo di carote (con prova di schiacciamento in laboratorio) e 3 prove penetrometriche sui giunti di malta;
5. n. 1 Prova ai Martinetti Piatti Doppi e singolo nelle murature (ASTM C 1197-04 e ASTM 1196-04);
2. n. 9 perforazioni in muratura e analisi della muratura mediante endoscopia per stabilire la composizione degli strati più profondi delle murature;
3. n.1 saggio sulla muratura
4. Prospezione georadar (GPR) nella zona del cortile e nel locale dove è prevista l'installazione del nuovo ascensore.
5. rilievi a campione con termocamera al fine di individuare preventivamente la presenza di soluzioni di continuità nella compagine indagata (quali distacchi di intonaco, vuoti ed inclusioni, discontinuità e disgregazione del paramento murario) e rilevare la presenza di umidità, ricercare perdite e anomalie;

La Direttiva accetta che *“il numero di prove che si potrà eseguire su materiale omogeneo sarà generalmente molto limitato, e non consentirà una trattazione statistica dei risultati significativa in relazione a procedure formali di verifica della sicurezza basate su metodi probabilistici o semi-probabilistici. La programmazione delle indagini e la interpretazione dei risultati va pertanto inquadrata in procedure di carattere più complessivo, nelle quali possa assumere significato anche l'impiego di un solo dato sperimentale.”* [par. 4.1.7]

Il fattore di confidenza è assunto pari a

$$F_c = 1 + \sum_{k=1}^n F_{ck}$$

dove F_{ck} sono fattori di confidenza parziali.

Con riferimento alla definizione del livello di conoscenza (par. 4.2 della Direttiva) viene riportata in tabella 4.1 la definizione dei livelli di approfondimento delle indagini sui diversi aspetti della conoscenza e relativi fattori parziali di confidenza. Nel caso in esame si assume:

- $F_{c1} = 0.05$ per rilievo geometrico completo;
- $F_{c2} = 0.06$ riguarda la identificazione delle specificità storiche e costruttive attraverso il rilievo materico e degli elementi costruttivi;

- $F_{c3} = 0.06$ riguarda la definizione delle proprietà meccaniche dei materiali attraverso l'esecuzione di estese indagini sui parametri meccanici dei materiali;
- $F_{c4} = 0.03$ per l'esecuzione di estese indagini su terreno e fondazioni.

Si ricava dunque che $F_c = 1.20$ (equivalente al livello di conoscenza **LC2** della Circ. 7/2019, cui corrisponde un fattore di confidenza **FC=1.20**).

II.4. RISULTANZE DELLE PROVE SUI MATERIALI

II.4.1. Prove sulla muratura di tufo

La prova con martinetto piatto singolo permette la misura dello stato tensionale nella zona della parete muraria oggetto di prova. Tale conoscenza costituisce un'importante informazione per la verifica delle condizioni attuali, e quindi, della sicurezza dell'edificio.

La prova con martinetti piatti doppi permette la misura della resistenza a compressione della muratura oggetto di indagine.

I dati derivanti dai cicli di carico eseguiti durante la determinazione della tensione di rottura vengono inoltre utilizzati per determinare i valori del modulo di deformabilità E ai diversi livelli di carico, il coefficiente di Poisson ν ed il modulo di elasticità tangenziale G .

Sono state effettuate tre prove su setti murari realizzati in muratura di tufo giallo napoletano con blocchi squadriati. Nel prospetto che segue si riportano i risultati:

martinetto piatto						
data	PIANO	$f_{k,mart}$ (Mpa)	E (Mpa)	G (Mpa)	γ (daNm ⁻³)	ν
MD1	15,75	1,80	1698	720	1600	0,18

I valori delle prove con martinetto hanno restituito risultati in media leggermente superiori a quelli minimi riportati nella tabella C.8.5.I della Circ. n.7/2019.

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

Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_u (N/mm ²)	f_{vu} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	-	690-1050	210-350	19
Muratura a conci sbocciati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	-	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	-	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	-	900-1260	300-420	13 - 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi tipo pioli squadriati	3,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-5300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

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

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

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

CAPITOLO I. CRITERI GENERALI DI VERIFICA E MODELLAZIONE

Nel seguente capitolo verrà analizzato il comportamento strutturale del fabbricato con riferimento in due diversi momenti che corrispondono alle due diverse configurazioni strutturali assunte:

- Analisi strutturale dello stato attuale, per valutare la vulnerabilità sismica del fabbricato e le eventuali criticità strutturali;
- Analisi strutturale dello stato *post intervento*, inserendo gli interventi previsti nella presente offerta tecnica.

I.1. DEFINIZIONE DEL MODELLO DI RIFERIMENTO PER LE ANALISI

Al fine di poterne stimare il comportamento strutturale, il fabbricato viene schematizzato con un modello spaziale agli elementi finiti, assumendo il comportamento elastico lineare del materiale.

Le masse corrispondenti ai carichi variabili sui solai, nelle combinazioni sismiche, vengono definite maniera automatica. Il progetto e la verifica degli elementi strutturali vengono effettuati secondo la teoria degli Stati Limite. Le analisi sono state condotte mediante l'ausilio del software **Sismicad ver. 12.18**.

I.1.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC.

Nel caso in esame, trattandosi di *opere ordinarie di importanza normale*, si assume $V_N = 50$ anni.

I.1.2. Classi 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 in classi d'uso così come definite al §2.4.2 delle NTC.

Nel caso in esame, trattandosi di edificio destinato ad archivio e attività di ufficio, il cui uso pubblico preveda affollamenti significativi, si considera la *classe III*.

I.1.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U .

Il valore del coefficiente d'uso C_U si assume pari a 1,5, per cui

$$V_R = 50 \times 1,5 = 75 \text{ anni}$$

In particolare si è assunto che la struttura sia progettata per conseguire una *classe di duttilità media CD'B*.

Con riferimento al §7.8 delle NTC 2018 le strutture sismo-resistenti in muratura sono del tipo **in muratura ordinaria**.

Il fattore di comportamento q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica orizzontale è calcolato come riportato nel § 7.3.1 e nella tabella 7.3.II. delle NTC 2018.

I.2. METODI DI ANALISI ADOTTATI

Si procede quindi a verificare la risposta del fabbricato alle azioni non sismiche e, ove rilevante, ai meccanismi

di dissesto locale per azioni sismiche, in particolare quelli per rotazioni fuori dal piano medio della singola parete.

Successivamente, si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidezza dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; per la rigidezza dei solai si è fatto riferimento a due situazioni:

- solai con rigidezza trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).
- solai modellabili come infinitamente rigidi;

I primi sono stati utilizzati per la modellazione dell'edificio *ante operam* e per la schematizzazione delle coperture a falde (sia nel modello *ante operam* che in quello *post operam*).

I secondi sono stati utilizzati per la schematizzazione degli impalcati consolidati nel modello *post operam*.

1.2.1. Analisi dinamica modale con fattore di comportamento q

Per l'analisi delle strutture soggette ad azione sismica è stato utilizzato il metodo di tipo lineare per l'analisi dell'edificio sotto le azioni verticali e le azioni sismiche. Gli effetti delle azioni sismiche sono stati calcolati riferendosi allo spettro di progetto ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (vedi §3.2.3.5 delle NTC).

Nel caso in esame, trattandosi di una costruzione esistente in c.a., si è fatto riferimento al § C8.7.2.2.2 della Circolare 7/2019, adottando il metodo di **analisi dinamica modale con fattore di comportamento q**.

Con riferimento al § 7.2.2 delle NTC 2018 la struttura è stata analizzata in accordo al *comportamento strutturale dissipativo*, ipotizzando che nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. La capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3 delle NTC 2018).

Il metodo d'analisi lineare utilizzato per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "**analisi lineare dinamica**". In essa l'equilibrio è trattato dinamicamente e l'azione sismica è modellata direttamente attraverso lo spettro di progetto definito al § 3.2.3.5 delle NTC (struttura dissipativa).

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale),
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

Sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione

$$E = \left(\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j \right)^{1/2}$$

con:

- E_j valore dell'effetto relativo al modo j;
- ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j, calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_k = \frac{8\sqrt{\xi_i - \xi_j} \cdot (\beta_{ij} - \xi_i + \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{1/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

- ξ smorzamento viscoso dei modi i e j ;
- β_{ij} è il rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = T_j/T_i$).

Per gli edifici, gli effetti della eccentricità accidentale del centro di massa sono stati determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano, determinata con riferimento al § 7.3.3.2 delle NTC, moltiplicata per l'eccentricità accidentale del baricentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in § 7.2.6. delle NTC.

1.2.2. Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare viene condotta utilizzando per la muratura un modello tridimensionale nel quale le murature sono modellate con diversi tipi di elementi finiti costituiti di materiali a comportamento non lineare con legame elastico-perfettamente plastico con resistenza equivalente al limite elastico e spostamenti al limite elastico ed ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale e a taglio.

La valutazione della sicurezza delle costruzioni esistenti di muratura richiede la verifica degli stati limite definiti al § 3.2.1 delle NTC, con le precisazioni riportate al § 8.3 delle NTC e nel seguito; in particolare, le verifiche possono essere eseguite, in alternativa, nei confronti dello SLV o dello SLC.

Si procede alla verifica della risposta globale dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali sismiche che complessivamente possono agire su di esso, considerando il comportamento delle pareti per azioni nel proprio piano medio.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidezza dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature; nel caso in esame si fa riferimento a solai modellabili con rigidezza finita (in grado di vincolare le pareti e di ripartire le sollecitazioni sismiche).

Secondo il §7.3.4.2 del D.M. 17-01-18 si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,

distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a 1,3 TC.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;

b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura. (non implementata nel programma);

c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi. (non implementata nel programma).

La procedura utilizzata può essere così sintetizzata:

L'edificio viene rappresentato con una modellazione tridimensionale ad inelasticità diffusa.

Vengono valutate le forme delle distribuzioni delle forze orizzontali da applicare con valori monotonamente

crescenti.

Viene fissato il punto di cui monitorare gli spostamenti (punto di controllo).

Per ciascuna combinazione di carico sismica e per ciascuna distribuzione di forze (gruppo1 e gruppo2) l'edificio viene portato al collasso per labilità assegnando al punto di controllo spostamenti crescenti in corrispondenza dei quali il programma valuta il taglio necessario a produrli sulla base della forma di applicazione delle forze. Viene così generata la curva di capacità rappresentata da un diagramma che riporta in ordinate il taglio alla base ed in ascisse lo spostamento del punto di controllo. Le curve di capacità sono quindi in numero di due per ciascuna combinazione di carico: una ottenuta con una delle distribuzioni del gruppo1 ed l'altra con la distribuzione uniforme di forze del gruppo 2.

Da ciascuna curva di capacità si può ricavare:

α_u / α_1 (rapporto tra la forza che produce la labilità e la forza che produce la prima cerniera plastica).

Gli spostamenti di risposta cioè le domande di spostamento del sisma per il punto di controllo per i vari stati limite.

I massimi spostamenti del punto di controllo ottenuto senza attingere ai vari stati limite cioè le capacità in termini di spostamento relative ai vari stati limite.

Le vulnerabilità relative ai vari stati limite e quindi i relativi indicatori di rischio sismico.

1.2.2.1. La modellazione per l'analisi statica non lineare

L'analisi pushover è stata svolta applicando un modello capace di gestire autonomamente le leggi costitutive non-lineari dei materiali. A questo scopo viene utilizzato un solutore in grado di accompagnare al collasso la struttura col progredire della penetrazione nel campo inelastico.

La curva di capacità viene creata basando le proprietà degli elementi sui valori medi delle proprietà dei materiali.

Per la muratura nel caso di edifici esistenti vengono assunti i valori di resistenza f_{medio} e τ_{medio} assegnati nel database del materiale (valori medi rilevati con le prove in situ).

L'analisi statica non lineare prevede un **modello tridimensionale della struttura con elementi ad inelasticità diffusa** per quel che riguarda le aste in cemento armato, in acciaio e legno, per gli elementi bidimensionali in cemento armato e per la muratura se modellata con elementi bidimensionali o con aste inelastiche. Per gli elementi in muratura è disponibile una modellazione con aste elastiche ed elementi cerniera a plasticità concentrata a comportamento bilineare elastico perfettamente plastico secondo quanto prescritto dal D.M. 17-01-18 §7.8.1.5.4.

1.2.2.2. Modellazione di elementi in muratura ordinaria - modello ad aste.

Gli elementi finiti utilizzati sono:

- ROLLER-HINGE per la modellazione ad aste elastiche e cerniere di estremità
- SBAR per modellazione ad aste inelastiche modellate a fibre

I metodi di analisi elastica previsti nella norma ipotizzano un comportamento elastico dei maschi murari, caratterizzato da valori di resistenza ultima a taglio e pressoflessione.

In una analisi elastica il primo raggiungimento della resistenza ultima a taglio o pressoflessione in un maschio individua di fatto il livello di azione sismica assorbita dall'edificio. In analisi statica non lineare il raggiungimento della resistenza ultima a taglio o pressoflessione in un maschio determina semplicemente l'ingresso del maschio in campo plastico. Il valore della sollecitazione ultima a taglio (dipendente da sforzo normale e momento flettente) e a pressoflessione (dipendente dallo sforzo normale) viene mantenuto all'aumentare della deformazione sino a valori limite dello spostamento relativo tra le basi della parte deformabile del pannello il cui raggiungimento determina la perdita dello sforzo di taglio e/o flessione, ma non dello sforzo normale. I predetti limiti sono definiti al netto degli spostamenti dovuti ad un eventuale moto rigido.

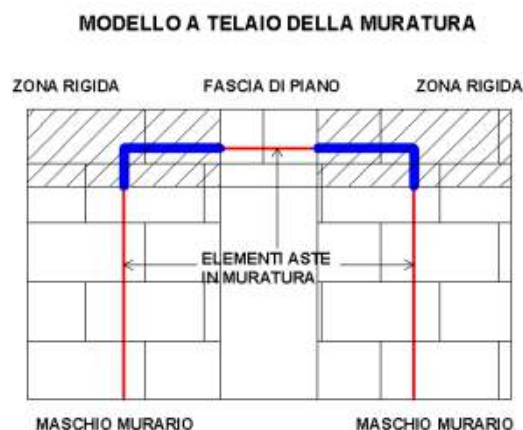
I moduli di elasticità longitudinale e tangenziale, del materiale muratura, utilizzate per l'analisi statica non lineare sono quelli indicati con le voci E_{medio} e G_{medio} per edifici esistenti.

Come si può osservare dalla figura si possono individuare tre tipi di elementi:

- elementi fascia;
- elementi maschi;
- zone rigide.

Gli elementi maschio (ad asse verticale) e gli elementi fascia (ad asse orizzontale) vengono modellati con elementi monodimensionali elastici (aste) e con cerniere a comportamento bilineare elastico perfettamente plastico mentre le zone rigide vengono modellate come aste infinitamente rigide.

A seconda della geometria iniziale della struttura si possono presentare differenti situazioni, in particolare per la possibile presenza di cordoli in c.a. al di sopra della muratura.



1.2.2.3. Tipologie di comportamento a taglio per la muratura ordinaria con modellazione discretizzata

La normativa prevede per la muratura ordinaria tipologie di comportamento a taglio, rottura per scorrimento o rottura per fessurazione diagonale, pensate per una modellazione ad aste.

1.2.2.4. Rottura per fessurazione diagonale.

Nel caso di muratura con rottura per fessurazione diagonale si impongono una limitazione di σ alla resistenza a compressione e l'annullamento degli sforzi di trazione.

Il taglio resistente valutato per ogni singolo elemento viene assunto pari a $\tau_{rd} = f_{ct}/b \cdot \sigma/f_{ct}$. Anche in tale caso la direzione di valutazione di σ è verticale nel caso di maschio murario, e orizzontale nel caso di fascia di piano. Gli sforzi di compressione e di taglio resistenti (se raggiunti) vengono rilasciati rispettivamente al raggiungimento degli spostamenti dalle norme. Anche in questo caso il comportamento resta di tipo lineare elastico in direzione orizzontale nel caso di maschio murario e in direzione verticale nel caso di fascia di piano.

1.2.2.5. Considerazioni circa la presenza di diaframmi orizzontali.

Nell'analisi globale dell'edificio la ripartizione delle azioni orizzontali tra le diverse pareti dipende dalla rigidità dei solai nel proprio piano e dall'efficacia dei loro collegamenti con le murature. Data la natura dell'edificio e l'incertezza sulla realizzazione o meno di una soletta rigida sugli impalcati, si è preferito modellare i solai con rigidità trascurabile (inadeguati a ridistribuire le azioni orizzontali tra le pareti).

Nel caso di solai di rigidità trascurabile ciascuna parete può essere verificata per le azioni che le competono direttamente per aree di influenza dei solai a essa vincolati, tenendo conto, sempre per area di influenza, di quelle ad essa trasmesse dalle pareti investite ortogonalmente al proprio piano.

1.2.3. Meccanismi locali - metodi di analisi della risposta sismica e criteri di verifica

Negli edifici in muratura, per effetto dello scuotimento sismico, possono avvenire collassi parziali per perdita di equilibrio di porzioni murarie. I meccanismi locali nelle pareti si attivano, prevalentemente, per azioni perpendicolari al loro piano medio, ma anche per azioni nel loro piano medio. Fanno parte dei meccanismi locali, ad esempio, le criticità connesse a rotazioni delle pareti fuori dal proprio piano e alla presenza di elementi spingenti (come archi, volte o puntoni), ma anche alla sconnessione di orizzontamenti e coperture e alla fuoriuscita delle travi dalle sedi di appoggio.

L'identificazione dei meccanismi locali può essere ottenuta attraverso modellazioni specifiche, ad esempio con elementi continui o discreti, o prefigurata dal progettista sulla base della conoscenza storica del manufatto o del comportamento sismico di strutture analoghe, oppure in base al rilievo degli stati fessurativi già presenti, anche di origine non sismica.

Devono essere considerate la qualità della tessitura muraria (anche in termini di ingranamento nello spessore), degli ammorsamenti tra le pareti e delle connessioni tra le pareti e gli orizzontamenti, la presenza di catene o altri elementi atti ad assorbire spinte (speroni e contrafforti) e le interazioni con altri elementi appartenenti alla costruzione o agli edifici adiacenti.

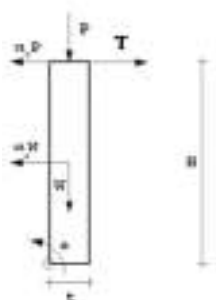
La verifica della maggior parte dei suddetti meccanismi può essere eseguita attraverso l'analisi dei cinematismi di corpo rigido, illustrata ai punti seguenti, utilizzabile anche per la verifica a pressoflessione fuori dal piano di pannelli murari in edifici esistenti, come possibile alternativa alla procedura indicata al § 7.8.1.6

delle NTC. In particolare occorre eseguire la verifica dei meccanismi locali di pressoflessione fuori dal piano individuando accuratamente gli elementi ritenuti vulnerabili per posizione e snellezza.

La verifica di questo tipo di meccanismo è svolta mediante l'analisi limite dell'equilibrio secondo l'approccio cinematico che si basa sulla scelta del meccanismo di collasso e la valutazione dell'azione orizzontale che attiva tale meccanismo. La muratura viene considerata caratterizzata da una resistenza a trazione nulla, una resistenza a compressione infinita e dall'assenza di scorrimento tra i blocchi.

Il moltiplicatore di attivazione del meccanismo di collasso α_0 delle forze peso le cui masse producono, per effetto dell'azione sismica, una forza orizzontale si ottiene applicando il principio dei lavori virtuali.

E' stato considerato il seguente schema di calcolo:



La verifica di sicurezza nei confronti dello SLU è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza (C8A.4.10)

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \frac{Z}{H} \cdot \frac{3N}{2N+1}}{q}$$

dove $q=2$ rappresenta il fattore di struttura, Z è l'altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali e H è l'altezza della struttura rispetto allo zero sismico.

1.2.3.1. Analisi dei meccanismi locali di corpo rigido

Le ipotesi tradizionalmente adottate per modellare questo tipo di meccanismi locali sono le seguenti: resistenza della muratura a trazione, nulla;

- scorrimento tra i blocchi, assente;
- resistenza a compressione della muratura, infinita.

In particolare, la verifica attraverso i metodi dell'analisi limite con approccio cinematico si articola nei seguenti passi:

- individuazione del meccanismo di dissesto;
- valutazione del moltiplicatore orizzontale dei carichi 0 che comporta l'attivazione del meccanismo;
- determinazione della curva α -dC (essendo dC lo spostamento di un punto di controllo della catena cinematica, usualmente scelto in prossimità del baricentro delle masse) fino all'annullamento della forza sismica orizzontale;
- trasformazione della curva così ottenuta nella curva di capacità che esprime l'accelerazione spettrale a in funzione dello spostamento spettrale d di un oscillatore non lineare equivalente a un grado di libertà;
- esecuzione delle verifiche di sicurezza, attraverso il controllo della compatibilità degli spostamenti e/o delle resistenze richiesti alla struttura.

L'approccio cinematico lineare si basa sulla valutazione dell'azione orizzontale che è in grado di attivare il cinematisismo; la verifica consiste nel confronto tra l'accelerazione necessaria per attivare il cinematisismo e la massima accelerazione al suolo corrispondente allo stato limite di interesse, opportunamente ridotta, nel caso di verifica allo SLV, attraverso il fattore di comportamento q .

1.3. REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti è stato verificato che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III delle NTC2018 per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) sono state eseguite, come sintetizzato nella tabella 7.3.III delle NTC2018, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidità (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III delle NTC2018, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

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

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ¹⁾
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ²⁾			DUT ²⁾		

¹⁾ Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

²⁾ Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

I.4. CRITERI DI VERIFICA PER GLI ELEMENTI STRUTTURALI

I.4.1. Verifiche di rigidezza (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla CU considerati siano inferiori ai limiti indicati dalle NTC.

I.4.2. Verifiche di resistenza (RES)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo SLV.

Per le strutture a comportamento non dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico, come definito di volta in volta nei paragrafi delle NTC2018.

I.4.3. Verifiche di duttilità (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità, nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3 delle NTC2018.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel capitolo 7 delle NTC2018 per le diverse tipologie costruttive.

I.5. GLI INDICATORI DI RISCHIO SISMICO

Nell'OPCM 3728 del 29 Dicembre 2008 "Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'articolo 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326, ed incrementato con la legge 24 dicembre 2007, n. 244. (Ordinanza n. 3728)" vengono fornite indicazioni sulla valutazione degli indicatori di rischio sismico.

Nell'Allegato 2 della succitata Ordinanza vengono esposti i metodi di calcolo di tali indicatori di rischio sismico, in particolare l'indice di rischio viene espresso come rapporto tra capacità e domanda

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{\alpha}$$

dove la capacità è espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite secondo il D.M.17-01-18.

Si definiscono due tipi di indicatori di rischio:

il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA

il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica.

Per trovare la capacità in termini di accelerazione si adotta un processo iterativo per cui una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche α che attiva un dato stato limite, deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

dove

- $T_{R,D}$ è il periodo di ritorno di riferimento per il dato stato limite (SLO, SLD e SLV);
- T_1 è il periodo proprio del sistema derivante dall'analisi;
- q è il fattore di struttura;
- α è il moltiplicatore che attiva la "modalità di rottura" oggetto della verifica,
- $T_{R,C}$ è il periodo di ritorno ricercato che è l'incognita della disequazione precedente.

Si procede variando per tentativi $T_{R,C}$ tra un valore minimo pari a $T_r=0$ ed un valore massimo di 2475 anni fino al soddisfacimento della disequazione. La valutazione della accelerazione spettrale per tempi di ritorno minori di 30 anni viene effettuata supponendo una variazione lineare di ag/g tra 0 ed il valore relativo a 30 anni adottando i valori di F_0 e T_c^* relativi a 30 anni (nel caso di ricerca degli indicatori in analisi statica non lineare).

Si ponga attenzione che l'accelerazione spettrale $S_e(T_{R,D}, T_1, q)$ è univocamente definita dal sito, dalla categoria del suolo e dal periodo di riferimento mentre nel calcolo di $S_e(T_{R,C}, T_1, q)$ variano anche i parametri ag/g , F_0 e T_c^* che definiscono lo spettro al variare di $T_{R,C}$.

I parametri ag/g , F_0 e T_c^* si calcolano con la seguente interpolazione logaritmica (al variare del periodo di ritorno T_R preso in esame

$$\ln(P) = \ln(P_1) + \ln\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \ln\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\ln\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

A partire dalla disequazione sotto riportata identica alla precedente in cui è esplicitata la dipendenza di α dai parametri topografici e di suolo

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha(S_T, S_S(T_{R,D})) \times S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

si ricerca l'accelerazione di aggancio dello spettro relativa al periodo di ritorno calcolato $T_{R,C}$ entrando nelle equazioni degli spettri con $T = 0$.

Gli indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione, per lo stato limite di salvaguardia della vita e per lo stato limite di danno sono quindi dati da:

$$\frac{PGA(T_{R,C})}{PGA \text{ RIF SLV}} = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha(S_T, S_S(T_{R,D}))), 0, q)}{S_e(T_{R,D}, 0, q) \times S_T \times S_S(T_{R,D})}$$

$$\frac{PGA(T_{R,C})}{PGA \text{ RIF SLD}} = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha(S_T, S_S(T_{R,D}))), 0)}{S_e(T_{R,D}, 0) \times S_T \times S_S(T_{R,D})}$$

La necessità di individuare l'indicatore di rischio come rapporto tra parametri omogenei impone di valutare il tempo di ritorno $T_{R,C}$ indipendentemente dai parametri topografici e del suolo.

$T_{R,C}$ viene quindi valutato per tentativi tra gli intervalli $T_r=0$ e $T_r=2475$ individuando il periodo che individua una accelerazione di aggancio dello spettro pari al valore della $PGA(T_{R,C})$ prima calcolato diviso per i parametri topografici e del suolo.

$$R_{CD} = \left(\frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right)^{0.41}$$

I.5.1. Ricerca degli indicatori di rischio sismico a seguito di analisi elastica lineare per edifici in muratura

Per tutti gli elementi strutturali, per gli spostamenti di interpiano, e per le fondazioni si effettua una ricerca del moltiplicatore dei coefficienti di combinazione sismici per individuare il moltiplicatore che fornisce per la verifica considerata (pressoflessione, taglio, nodo, resistenze delle fondazioni) un coefficiente di sicurezza unitario.

Se la verifica non è raggiunta sotto l'azione dei soli carichi gravitazionali sismici il moltiplicatore è ovviamente nullo.

La ricerca viene effettuata in tutte le sezioni in cui vengono normalmente svolte le verifiche di resistenza. Nei pilastri le verifiche a pressoflessione sono condotte solo nelle sezioni a estradosso ed intradosso solai. Nelle travi non vengono controllate le sezioni all'interno degli appoggi.

Operando con D.M. 17-01-18 è necessario individuare il minore tra i moltiplicatori relativi alle singole verifiche. Per individuare il tempo di ritorno T_r corrispondente ad un dato moltiplicatore della azione sismica si procede con valori di tentativo di T_r valutando la corrispondente accelerazione spettrale sino alla uguaglianza:

$$S_{e,T_r}(T_1,q) = S_{e,T_r,rif}(T_1,q) \cdot \text{moltiplicatore}$$

Dove:

- $S_{e,T_r}(T_1,q)$ è la accelerazione spettrale corrispondente a T_r per il periodo T_1 e fattore di struttura q
- $S_{e,T_r,rif}(T_1,q)$ è la accelerazione spettrale corrispondente a T_r,rif per il periodo T_1 e fattore di struttura q

I.6. CODICI DI CALCOLO E CRITERI DI VERIFICA

I.6.1. Descrizione del programma Sismicad

I calcoli sono stati eseguiti tramite software Sismicad 12.18 in dotazione a questo studio. Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

I.6.2. Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo delle sollecitazioni

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidità finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie

concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità:

- travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione.
- le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito;
- le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati;
- nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.

La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio.

I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.

Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche. Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.

I.7. AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Concrete ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Il software è peraltro dotato di filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi.

In particolare il software è dotato dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri per la congruenza geometrica del modello di calcolo generato;
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate;
- Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento.
- Controlli sulla verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

I.8. VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULL'ACCETTABILITÀ

Come previsto al punto 10.2 delle norme tecniche di cui al D.M. 17.01.2018 l'affidabilità del codice utilizzato è stata verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza

geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati di cui è nota la soluzione in forma chiusa nell'ambito della Scienza delle Costruzioni.

Si è inoltre controllato che le reazioni vincolari diano valori in equilibrio con i carichi applicati, in particolare per i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche si è provveduto a confrontarli con valori ottenuti da modelli semplificati.

Le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono stati confrontati con semplici schemi a trave continua.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

CAPITOLO II. IL PROGETTO DELLE STRUTTURE

II.1. FINALITÀ E CRITERI DI SCELTA DEGLI INTERVENTI STRUTTURALI

Il progetto strutturale è uniformato alle finalità ed ai criteri propri degli interventi sugli edifici esistenti e alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 17.01.2018 (NTC 2018) e alla Circolare del 21/01/2019 n° 7/ C.S.L.L.PP. – *“Istruzioni per l’applicazione dell’”Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*. Per gli interventi finalizzati alla riduzione della vulnerabilità sismica sui beni del patrimonio culturale vincolato, un opportuno riferimento sarà costituito dalla *“Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9 febbraio 2011 “Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008.” (pubblicata nella G.U. n. 47 del 26/02/2011 - suppl. ord. n. 54).*

In questa fase sono stati fissati dei principi generali di intervento che mirano prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione, tenendo sempre presente che trattasi di un edificio tutelato e di valore storico artistico.

Alla luce di tali considerazioni trattandosi di un bene di interesse culturale ricadente in zona dichiarata a rischio sismico, ai sensi del comma 4 dell’art. 29 del DLgs 22 gennaio 2004, n. 42 “Codice dei beni culturali e del paesaggio”, è possibile limitarsi ad **interventi di miglioramento**, ovvero interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere i livelli di sicurezza fissati al § 8.4.3 delle NTC2018.

Il progetto degli interventi garantisce la conservazione dell’architettura in tutte le sue declinazioni, ed è proporzionato agli obiettivi di sicurezza e durabilità, contenendo gli interventi in modo tale da produrre il minimo impatto sul manufatto storico. In particolare l’obiettivo principale dell’intervento strutturale è quello di **riportare la struttura alla configurazione originaria di progetto**, eliminando tutte quelle trasformazioni e modifiche che si sono succedute nel corso degli anni.

In linea generale gli interventi, anche non sismici, sono primariamente finalizzati alla **eliminazione o riduzione significativa di carenze gravi legate ad errori di progetto e di esecuzione, a degrado, a danni, a trasformazioni**, etc. per poi prevedere l’eventuale rafforzamento della struttura esistente, anche in relazione

ad un mutato impegno strutturale. Si evidenzia che, così come indicato chiaramente nelle NTC2018, la scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della fase di valutazione dell'edificio allo stato attuale, dovendo mirare prioritariamente a contrastare lo sviluppo di meccanismi locali e/o di meccanismi fragili e, quindi, a migliorare il comportamento globale della costruzione.

La scelta delle tecniche d'intervento è stata improntata la preferenza a quelle **meno invasive e maggiormente compatibili con i criteri della conservazione**, tenendo conto dei requisiti di sicurezza e durabilità. Dovranno essere privilegiati gli **interventi di tipo reversibile** in grado di trasformare in modo non permanente l'edificio ed i nuovi materiali, risultanti dall'innovazione tecnologica, sono stati valutati alla luce dei criteri di compatibilità e durabilità nel tempo, in relazione alla materia storica.

II.2. INTERVENTI STRUTTURALI E COSTRUTTIVI

Tenuto conto degli obiettivi del progetto architettonico e impiantistico, volto al miglioramento della fruibilità dell'immobile, gli interventi sulle strutture comprendono:

- Interventi volti ad incrementare la resistenza e duttilità nei maschi murari mediante:
 - Sostituzione di parti in muratura mancante o degradata - intervento di scuci e cucì e sarcitura delle lesioni;
 - posa in opera di sistema di rinforzo a matrice inorganica costituito da nastri in trefoli di acciaio galvanizzato ad alta resistenza;
 - intonaco armato CRM con rete in fibra di vetro
- Consolidamento delle travi di collegamento in muratura tra i setti murari mediante:
 - Realizzazione di nuove piattabande in acciaio;
 - Consolidamento degli archi dei vani di passaggio;
- Realizzazione di incatenamenti tra i setti murari mediante:
 - Posa in opera di catene in acciaio inox;
 - Realizzazione di fasce di piano mediante posa di nastri di tessuto in fibra di acciaio galvanizzato e geomalta a base di calce idraulica naturale NHL3.5;
- Sostituzione o rinforzo dei solai esistenti;
- Intervento di consolidamento della volta a q.(+15.75m) di copertura della Sala Sisto V;
- Consolidamento delle rampe della scala B esistente;
- Realizzazione della nuova copertura in capriate lignee sulla sala Archivio;
- Realizzazione dei nuovi collegamenti verticali:
 - Nuove rampe scala A da quota +12.28 m a q.+19.56m;
 - Nuovo ascensore nel cortile interno.

Gli interventi sulle strutture previsti, volti a ridurre la vulnerabilità sismica, sono stati valutati nel quadro generale della conservazione della costruzione. L'obiettivo principale resta sempre la conservazione non solo della materia ma anche del funzionamento strutturale accertato.

L'intervento strutturale ricade nella categoria degli interventi di miglioramento (par. 8.4.2 delle NTC2018), finalizzati a conseguire un aumento della sicurezza della costruzione. In questa categoria ricadono tutti gli interventi che possono determinare modifiche, anche significative, del comportamento strutturale locale o globale operando o variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa di singoli elementi o di porzioni della struttura, o introducendo nuovi elementi strutturali.

Come specificato nel § 8.3 delle NTC, per questa categoria di interventi la valutazione della sicurezza è obbligatoria e finalizzata a determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, cui la struttura può resistere con il grado di sicurezza richiesto. Essa riguarderà necessariamente, oltre ai possibili meccanismi locali, la struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di ζ_{EE} definito dalle NTC e introdotto al § C.8.3 può essere minore dell'unità; in particolare, per le costruzioni tutelate di interesse storico il valore di ζ_{EE} a seguito degli interventi di miglioramento deve essere comunque non minore di 0,1.

Occorre segnalare che un approfondimento andrà fatto sulle strutture voltate della sala Sisto V: all'intradosso è visibile un quadro lesionativo che interessa principalmente il lato verso vico Majorani con lesioni aventi giacitura perpendicolare alla generatrice della volta stessa. Il Comune di Napoli ha difatti eseguito due saggi

puntuali di tipo diretto (all'imposta e in chiave alla volta) per la messa a giorno dell'estradosso della volta stessa. Non è stato possibile effettuare indagini all'intradosso, poiché la Sala Sisto V ricade in altra proprietà. Per avere un quadro completo dello stato di conservazione della struttura sarà dunque necessario effettuare, prima dell'esecuzione dell'intervento di consolidamento previsto in progetto, degli ulteriori approfondimenti estendendo le indagini all'intera struttura una volta che questa sarà messa in sicurezza con una idonea puntellatura e con la rimozione dei riempimenti.

II.2.1. Interventi volti ad incrementare la resistenza e duttilità nei maschi murari

Gli interventi di rinforzo delle murature sono mirati al risanamento e riparazione di murature deteriorate e danneggiate ed al miglioramento delle proprietà meccaniche della muratura. Si tratta di interventi puntuali sulle murature di tufo che utilizzeranno materiali con caratteristiche fisicochimiche e meccaniche analoghe e, comunque, il più possibile compatibili con quelle dei materiali in opera.

L'intervento mira a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidezza, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti. A seconda dei casi si procederà:

- a riparazioni localizzate di parti lesionate o degradate;
- a migliorare le caratteristiche di murature particolarmente scadenti per tipo di apparecchiatura e/o di composto legante tramite esecuzione di intonaco armato con rete CRM;
- posa in opera di nastri costituiti da trefoli di acciaio galvanizzato ad alta resistenza con matrice inorganica

L'intervento deve mirare a far recuperare alla parete una resistenza sostanzialmente uniforme e una continuità nella rigidezza, anche realizzando gli opportuni ammorsamenti, qualora mancanti.

II.2.1.1. Sostituzione di parti in muratura mancante o degradata - intervento di scuci e cucì e sarcitura delle lesioni

L'intervento di scuci e cucì è finalizzato al ripristino della continuità muraria lungo le linee di fessurazione ed al risanamento di porzioni di muratura tagliate per la realizzazione degli interventi di rinforzo su travi e pilastri dell'ala A dell'edificio. Si utilizzeranno, per quanto possibile, materiali simili a quelli originari per forma, dimensioni, rigidezza e resistenza, collegando i nuovi elementi alla muratura esistente con adeguate ammorsature nel piano del paramento murario e se possibile anche trasversalmente al paramento stesso, in modo da conseguire la massima omogeneità e monoliticità della parete riparata. Tale intervento può essere utilizzato anche per la chiusura di nicchie, canne fumarie e per la riduzione dei vuoti, in particolare nel caso in cui la nicchia/apertura/cavità sia posizionata a ridosso di angolate o martelli murari.

L'intervento interessa le murature in tufo esistenti e comprende le seguenti fasi:

- Scucitura della muratura interessata mediante l'asportazione dei suoi elementi (laterizi e/o pietrame) degradati e/o lesionati, ivi compresa la malta di allettamento esistente e tutto quanto possa pregiudicare le applicazioni successive.
- Ricostruzione delle parti rimosse impiegando mattoni pieni ammorsati alla vecchia muratura in ambo i lati, lasciando tra la vecchia e la nuova muratura, lo spazio necessario all'inserimento forzato di appositi cunei in legno. I suddetti mattoni saranno posati con una malta realizzata mediante l'impiego di legante, costituito da calce idraulica naturale NHL rafforzata con pozzolana da impastare in cantiere con acqua potabile ed inerti lavati di granulometria 0-5 mm con un dosaggio di 500 kg/m³.
- Ad avvenuto ritiro della malta, si procederà a realizzare il collegamento tra la vecchia e nuova muratura, rimuovendo i suddetti cunei in legno ed inserendo al loro posto, mattoni pieni, eventualmente sagomati in funzione degli spazi da riempire, posati con la malta di cui sopra.
- Stilatura dei giunti della muratura realizzata, eseguita con malta confezionata con l'impiego di legante, costituito da calce idraulica naturale NHL rafforzata con pozzolana, da impastare in cantiere con acqua potabile ed inerti lavati di granulometria 0-5 mm. con un dosaggio di 500 kg/m³. Il legante dovrà avere un basso tenore di sali idrosolubili ed essere compatibile fisicamente e chimicamente con i componenti utilizzati anticamente nelle murature.

II.2.1.2. Miglioramento delle caratteristiche di murature applicazione di nastri in acciaio FRCC

Si tratta dell'applicazione di rinforzi per azioni nel piano e fuori dal piano di maschi murari mediante placcaggio della muratura con l'utilizzo di sistema composito a matrice inorganica, provvisto di Valutazione

Tecnica Europea (ETA) ai sensi dell'art.26 del Regolamento UE n.305/2011 o di certificazione internazionale di comprovata validità, realizzato con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza di larghezza 15cm, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, del peso netto di fibra di circa 670 g/m².

L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- a) eventuale preparazione delle superfici interessate dagli incatenamenti mediante eventuale rimozione dell'intonaco se presente e bonifica del supporto (da contabilizzare a parte),
- b) esecuzione dei fori per il passaggio dei connettori di collegamento (un connettore ogni 50cm);
- c) stesura di un primo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm;
- d) con malta ancora fresca, procedere alla posa del tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto alla matrice o al supporto;
- e) taglio del nastro in prossimità del foro di iniezione;
- f) installazione dei connettori-diatoni di collegamento e inserimento degli appositi connettori-iniettori;
- g) esecuzione del secondo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm al fine di inglobare totalmente il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;
- h) inghisaggio dei diatoni mediante iniezione di malta a bassa pressione e chiusura del foro con apposito tappo fornito con il sistema;
- i) inserimento del tessuto sfioccato per l'ancoraggio terminale e incatenamento delle fasce per realizzare l'ammorsamento fra la parete ribaltante e quella di spina su cui è installata la fascia posta a cerchiatura dell'edificio, previa: realizzazione del foro d'ingresso, avente dimensioni idonee alla successiva connessione, confezionamento del connettore metallico mediante taglio, "sfioccettatura", e arrotolamento finale del tessuto in fibra d'acciaio, inserimento del connettore all'interno del foro e bloccaggio dello stesso mediante tassello in polipropilene e fibra di vetro, attraverso il quale realizzare la successiva iniezione a bassa pressione finale di malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità, iperfluida, ad elevata ritenzione d'acqua a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante minerale, provvista di marcatura CE - caratteristiche tecniche certificate: alta efficacia nel ridurre gli inquinanti interni, non permette lo sviluppo batterico (Classe B+) e fungino (Classe F+) misurazione con metodo CSTB, certificato a bassissime emissioni di VOC con conformità EC 1-R Plus GEV-Emicode, emissione di CO₂ ≤ 250 g/kg, contenuto di materiali riciclati ≥ 30%. La geomalta® naturale è provvista di marcatura CE, classe della malta G/M15 (EN 998/2), reazione al fuoco classe A1 (EN 13501-1), permeabilità al vapore acqueo da 15 a 35 (EN 1745), resistenza a compressione a 28 gg ≥ 15 N/mm² (EN 1015-11), modulo elastico 9,5 GPa (EN 13412), tensione di aderenza della barra inghisata ≥ 3,5 MPa (RILEM-CEB-FIPRC6-78); fissaggio dei trefoli "sfioccettati" con la stessa malta impiegata come matrice del placcaggio di rinforzo.

Le caratteristiche tecniche certificate del nastro considerate nelle verifiche strutturali sono:

- resistenza a trazione valore caratteristico > 3000 MPa;
- modulo elastico > 190 GPa;
- deformazione ultima a rottura > 2%;
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili) = 0,538 mm²;
- n° trefoli per cm = 1,57 con avvolgimento dei fili ad elevato angolo di torsione conforme alla norma ISO/DIS 17832;
- spessore equivalente del nastro = 0,084 mm.

Per l'allettamento delle fasce di tessuto si prevede l'applicazione di malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e legante minerale, inerti di sabbia silicea e calcare in curva granulometrica 0-1,4 mm. La malta naturale è provvista di marcatura CE e ha le seguenti caratteristiche:

- classe della malta G/M15 (EN 998/2),
- classe di resistenza R1 PCC (EN 1504-3),
- reazione al fuoco classe A1 (EN 13501-1),
- permeabilità al vapore acqueo da 15 a 35 (EN 1745),
- resistenza a compressione a 28 gg ≥ 15 N/mm² (EN 1015-11),

- modulo elastico 9 GPa (EN 13412),
- adesione al supporto a $28 \text{ gg} > 1,0 \text{ N/mm}^2$ - FB: B (EN 1015-12).

II.2.1.3. Miglioramento delle caratteristiche di murature tramite intonaco armato CRM con rete in fibra di vetro

Si tratta del miglioramento delle caratteristiche meccaniche delle murature perimetrali dell'edificio. La lavorazione comprenderà le seguenti fasi:

- Rimozione dell'intonaco esistente e delle parti ammalorate e scarifica di circa $10 \pm 15 \text{ mm}$ dei giunti di allettamento per favorire l'aderenza della malta. Lavare i paramenti esterni utilizzando un'idropulitrice di adeguata potenza. Rimuovere completamente la patina di polvere ancora presente sulla superficie della muratura. Eventuale ricostruzione di parti di murature mancanti o particolarmente danneggiate. Qualora vi sia la presenza di fenomeni di carbonatazione ed ossidazione delle armature, sui paramenti in calcestruzzo, risulta necessario effettuare un intervento preliminare di protezione delle armature con idoneo prodotto.
- Prima della posa dell'intonaco bagnare a rifiuto la muratura, il supporto dovrà risultare saturo ma senza ristagni superficiali di acqua.
- In certe condizioni può rendersi necessario applicare a completa copertura del supporto uno strato di rinzafo dello spessore di 5-10 mm. Attendere almeno 24 ore di maturazione del rinzafo per procedere con le operazioni successive.
- Esecuzione di fori passanti del diametro di 12 mm per l'inserimento dei connettori trasversali. Pulizia dei fori mediante un getto con aria compressa.
- Iniezione di resina nei fori appena praticati e precedentemente puliti mediante getto di aria compressa.
- Messa in opera della rete in fibra di vetro sulla faccia destinata all'inserimento dei connettori "lunghi" e fissaggio provvisorio della rete alla muratura con chiodi da carpenteria per permettere il corretto posizionamento e il taglio della rete in corrispondenza delle aperture.
- Inserimento dei connettori in VTR di lunghezza pari allo spessore della muratura e posizionamento dei fazzoletti di ripartizione.
- Posa della rete in fibra di vetro sull'altro lato del paramento murario.
- Procedere con l'iniezione di resina vinilestere e/o epossidica nella porzione allargata dei fori per solidarizzare i due elementi
- A completo indurimento della resina dei connettori procedere con l'applicazione dell'intonaco di malta classe M15 di spessore minimo pari a circa 30 mm per lato. La rete deve essere posizionata in mezzzeria dello spessore di malta.

II.2.2. Consolidamento delle travi di collegamento in muratura tra i setti murari mediante

II.2.2.1. Realizzazione di nuove piattabande in acciaio

Trattasi della sostituzione di piattabande corrose e/o fatiscenti con altre nuove di tipo misto (travi in acciaio e conglomerato) – piattabande tipo P. L'intervento comprende le seguenti fasi lavorative:

- FASE 1: Esecuzione di tracce nella muratura per l'alloggiamento della nuova e formazione di incassi per la realizzazione dei cuscinetti di appoggio.
- FASE 2: Realizzazione di cuscinetti di appoggio con mattoni pieni UNI, avendo cura di ammorsare i mattoni nella muratura preesistente.
- FASE 3: Disposizione dei profilati metallici (IPE) nelle apposite tracce; bullonatura e tirantatura dei profilati; esecuzione del getto di boiaccia di riempimento.

II.2.2.2. Consolidamento degli archi dei vani di passaggio

Si tratta del rinforzo e consolidamento di archi, mediante confinamento puntuale e cucitura a secco intradossale con barre elicoidali diametro 12 certificate EN845-1 2008 in acciaio Inox AISI 316 provviste di marcatura CE, in apposito foro pilota nell'elemento strutturale, previo eventuale trattamento di ripristino delle superfici ammalorate. L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- eventuale trattamento di ripristino e preparazione delle superfici ammalorate (da contabilizzare a parte);
- realizzazione del foro pilota di diametro opportuno in funzione della lunghezza della barra e della natura del materiale di supporto;

- installazione della barra all'interno del foro (numero, profondità di ancoraggio, interassi a cura di tecnico abilitato) mediante apposito mandrino;
- stuccatura del foro mediante malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e legante minerale, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0-1,4 mm.

Le caratteristiche tecniche certificate delle barre elicoidali utilizzate sono:

- carico di rottura a trazione > 28,3 kN;
- carico di rottura a taglio > 17 kN;
- modulo elastico > 150 GPa;
- deformazione ultima a rottura 3%;
- area nominale 29,8 mm

II.2.3. Realizzazione di incatenamenti tra i setti murari

Il progetto strutturale è finalizzato al risanamento e consolidamento delle strutture dell'edificio attraverso il ripristino delle connessioni delle pareti tra loro e ai diaframmi di piano. Tali connessioni hanno il compito di ridurre la snellezza delle pareti, rispettivamente nei riguardi della flessione orizzontale e verticale. Ciò ha il duplice effetto di:

- 1) limitare gli spostamenti fuori dal piano a livello degli orizzontamenti
- 2) limitare l'ampiezza della porzione di parete muraria potenzialmente interessata da meccanismi fuori dal piano, riducendo la vulnerabilità nei riguardi di cinematismi locali.

II.2.4. Posa in opera di catene in acciaio inox

Il progetto prevede il rinforzo strutturale di murature mediante applicazione di ancoraggi ad iniezione controllata con calza per la realizzazione di cuciture e incatenamenti di strutture da applicarsi previa perforazione del substrato in muratura. Tali presidi sono particolarmente efficaci come elementi di collegamento tra pareti opposte atti a impedirne le rotazioni verso l'esterno e ad assicurare il funzionamento scatolare della costruzione.



Gli incatenamenti saranno realizzati mediante la fornitura di ancoraggi costituiti da barre in acciaio inossidabile ad alta resistenza (tensione di rottura a trazione 750 N/mm², tensione di snervamento 650 N/mm²), AISI 304 (A2), diametro 27 mm, con filettatura adeguata all'utilizzo con calza, continua su tutta la lunghezza, o parziale, ottenuta tramite processo di rullatura;

Gli ancoraggi saranno assemblati completi di calza per il controllo dell'iniezione della malta e relativi manicotti di giunzione in acciaio inossidabile AISI 316 (A4), necessari per lunghezze superiori ai 6,00 metri.

Il sistema sarà completato mediante iniezione della malta specifica per iniezioni con calza in perforo diam.90 mm; l'assemblaggio e inserimento degli ancoraggi nei perfori, previa introduzione di appositi tubi di protezione in pvc, di adeguato diametro, in modo da evitare l'ostruzione dei perfori e facilitare l'inserimento degli ancoraggi; i tubi di protezione dovranno essere estratti e recuperati prima dell'iniezione; la preparazione

della miscela fluida di malta e la successiva iniezione da effettuarsi a bassa pressione, tramite apposita pompa boiaccia, fino a completa saturazione, in modo tale da rendere solidale l'elemento di rinforzo con la muratura; l'eventuale controllo del quantitativo di malta iniettato mediante dispositivo per la misura in linea del peso del serbatoio in caso di iniezioni non ispezionabili.

Dovranno essere eseguite preventivamente prove di estrazione in situ su ancoraggi campione iniettati con calza effettuate in fase preliminare per acquisizione di dati utili per la progettazione costruttiva (as build) e il dimensionamento finale degli ancoraggi iniettati con calza. Per la realizzazione delle prove si prevede:

- esecuzione di perforazioni perfettamente rettilinee con carotatrice attrezzata con sonda diamantata, con funzionamento a sola rotazione e con raffreddamento ad acqua, raccolta e conservazione delle carote in apposite cassette catalogatrici;
- fornitura degli ancoraggi campione iniettati con calza e della relativa malta;
- posa degli ancoraggi campione e iniezioni di specifica malta;
- confezionamento mezzo cubiere in poliuretano di provini cubici 100×100×100 [mm] e relative prove di compressione;
- test ad infissione su malta di allettamento effettuata con sclerometro adattato per prove penetrometriche al fine di stimare la resistenza a compressione della malta;
- esecuzione di prove di estrazione su ancoraggi campione, 28 gg dopo aver completato le iniezioni di specifica malta, con specifiche attrezzature e strumentazione di prova;
- relazione tecnica di prova, illustrativa delle modalità di prova e dei risultati ottenuti con diagrammi carico-spostamento sulla base delle letture continue del carico e degli spostamenti all'estremità della barra, corredata di documentazione fotografica.

II.2.4.1. Realizzazione di fasce di piano mediante posa di nastri di tessuto in fibra di acciaio galvanizzato e geomalta a base di calce idraulica naturale NHL3.5

Per limitare i fenomeni di ribaltamento delle facciate fuori del piano saranno realizzate fasce di piano mediante posa di nastri di tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza di larghezza 15cm, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, del peso netto di fibra di circa 670 g/m².

L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- a) eventuale preparazione delle superfici interessate dagli incatenamenti mediante eventuale rimozione dell'intonaco se presente e bonifica del supporto (da contabilizzare a parte),
- b) esecuzione dei fori per il passaggio dei connettori di collegamento (un connettore ogni 50cm);
- c) stesura di un primo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm;
- d) con malta ancora fresca, procedere alla posa del tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto alla matrice o al supporto;
- e) taglio del nastro in prossimità del foro di iniezione;
- f) installazione dei connettori-diatoni di collegamento e inserimento degli appositi connettori-iniettori;
- g) esecuzione del secondo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm al fine di inglobare totalmente il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;
- h) inghisaggio dei diatoni mediante iniezione di malta a bassa pressione e chiusura del foro con apposito tappo fornito con il sistema;
- i) inserimento del tessuto sfioccato per l'ancoraggio terminale e incatenamento delle fasce per realizzare l'ammorsamento fra la parete ribaltante e quella di spina su cui è installata la fascia posta a cerchiatura dell'edificio, previa: realizzazione del foro d'ingresso, avente dimensioni idonee alla successiva connessione, confezionamento del connettore metallico mediante taglio, "sfiocchettatura", e arrotolamento finale del tessuto in fibra d'acciaio, inserimento del connettore all'interno del foro e bloccaggio dello stesso mediante tassello in polipropilene e fibra di vetro, attraverso il quale realizzare la successiva iniezione a bassa pressione finale di malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità, iperfluida, ad elevata ritenzione d'acqua a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante minerale, provvista di marcatura CE - caratteristiche tecniche certificate: alta efficacia nel ridurre gli inquinanti interni, non permette lo sviluppo batterico (Classe B+) e fungino (Classe F+) misurazione con metodo CSTB, certificato a bassissime emissioni di VOC con conformità

EC 1-R Plus GEV-Emicode, emissione di CO₂ ≤ 250 g/kg, contenuto di materiali riciclati ≥ 30%. La geomalta naturale è provvista di marcatura CE, classe della malta G/M15 (EN 998/2), reazione al fuoco classe A1 (EN 13501-1), permeabilità al vapore acqueo da 15 a 35 (EN 1745), resistenza a compressione a 28 gg ≥ 15 N/mm² (EN 1015-11), modulo elastico 9,5 GPa (EN 13412), tensione di aderenza della barra inghisata ≥ 3,5 MPa (RILEM-CEB-FIPRC6-78); fissaggio dei trefoli “sfiochettati con la stessa malta impiegata come matrice del placcaggio di rinforzo.

Le caratteristiche tecniche certificate del nastro considerate nelle verifiche strutturali sono:

- resistenza a trazione valore caratteristico > 3000 MPa;
- modulo elastico > 190 GPa;
- deformazione ultima a rottura > 2%;
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili) = 0,538 mm²;
- n° trefoli per cm = 1,57 con avvolgimento dei fili ad elevato angolo di torsione conforme alla norma ISO/DIS 17832;
- spessore equivalente del nastro = 0,084 mm.

Per l'allettamento delle fasce di tessuto si prevede l'applicazione di malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 e legante minerale, inerti di sabbia silicea e calcare in curva granulometrica 0-1,4 mm. La malta naturale è provvista di marcatura CE e ha le seguenti caratteristiche:

- classe della malta G/M15 (EN 998/2),
- classe di resistenza R1 PCC (EN 1504-3),
- reazione al fuoco classe A1 (EN 13501-1),
- permeabilità al vapore acqueo da 15 a 35 (EN 1745),
- resistenza a compressione a 28 gg ≥ 15 N/mm² (EN 1015-11),
- modulo elastico 9 GPa (EN 13412),
- adesione al supporto a 28 gg > 1,0 N/mm² - FB: B (EN 1015-12).

II.2.5. Nuovi impalcati e rinforzo di solai esistenti

Trattasi di un intervento volto a ridurre l'eccessiva deformabilità dei solai.

Una delle principali fonti di vulnerabilità degli edifici in muratura privi di catene o cordoli perimetrali è associata ai meccanismi di collasso locale (risposta fuori dal piano dei maschi murari); adeguando le connessioni tra gli elementi, attraverso la formazione di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale armato interconnessa al solaio e alle murature perimetrali, è possibile migliorare il comportamento sismico dell'intero edificio. Per il miglioramento sismico risulta di particolare importanza la formazione del diaframma di piano in grado di trasferire le azioni orizzontali del sisma alle pareti resistenti a taglio.

La proposta progettuale prevede il consolidamento dei solai in putrelle e tavelloni intervenendo sul solaio esistente per migliorarne alcune funzioni:

- la capacità a supportare carichi maggiori,
- la diminuzione della eccessiva deformabilità flessionale,
- l'aumento della rigidezza nel proprio piano,
- la funzione di incatenamento delle pareti perimetrali.

II.2.5.1. Nuovo solaio tipo S1

Il progetto prevede la sostituzione dei solai negli ambienti L01 e L05 a q. +19.50 ormai irrimediabilmente compromesso nelle caratteristiche meccaniche con nuovi solai tipo S1.

Il nuovo solaio tipo S1 sarà costituito da putrelle in acciaio S275 in profili IPE160 poste a interasse 80cm e poggiate sulle sottostanti murature. L'impalcato è completato da doppio tavellone in laterizio posti tra le IPE160 di spessore 6cm, l'impalcato sarà completato con un getto in magrone alleggerito fino all'ala superiore della trave. Superiormente viene gettata una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata φ8/20"x20".

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito

tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

II.2.5.1. Nuovo solaio tipo S2

Il progetto prevede la sostituzione del solaio ligneo a q. +19.50 nelle stanze L09/L10 e L11 ormai irrimediabilmente compromesso nelle caratteristiche meccaniche con nuovi solai tipo S2 di luce massima pari a 4.80m.

Il nuovo solaio tipo S2 sarà costituito da putrelle in acciaio S275 in profili IPE200 poste a interasse 80cm e poggiate sulle sottostanti murature. L'impalcato è completato da doppio tavellone in laterizio posti tra le IPE200 di spessore 6cm, l'impalcato sarà completato con un getto in magrone alleggerito fino all'ala superiore della trave. Superiormente viene gettata una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

II.2.5.1. Rinforzo tipo S3 di solai in putrelle esistenti

Il progetto prevede il rinforzo dei solai esistenti per adeguarli ai nuovi carichi accidentali previsti in progetto.

Il rinforzo tipo S3 sarà realizzato con il getto di una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

II.2.5.2. Rinforzo di solaio ligneo tipo L1

Il progetto prevede il rinforzo del solaio in legno esistente nell'ambiente L07 a q.+12.51 per adeguarlo ai nuovi carichi accidentali previsti in progetto.

Il rinforzo tipo L1 sarà realizzato con il getto di una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$ sul tavolato in panconcelli esistente.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

II.2.6. Intervento di consolidamento della volta a q.(+15.75m) di copertura della Sala Sisto V

La verifica effettuata sulla volta nella condizione *ante operam* evidenzia una condizione di instabilità (con coeff. 0.961) per eccessivo carico all'estradosso della struttura anche in condizioni statiche. Per tale motivo l'intervento progettuale ha interessato l'intera superficie estradosso della volta per raggiungere un duplice obiettivo: da un lato alleggerire i rinfianchi della volta con materiale leggero in modo da ridurre i pesi (e quindi le masse) con vantaggi sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche, dall'altro la possibilità di rinforzare la struttura mediante l'utilizzo di nastri in acciaio galvanico su matrice inorganica.

Nel pieno rispetto delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove "Norme tecniche per le costruzioni", l'intervento di rinforzo della volta affrescata della sala Sisto V prevede l'utilizzo di nastri formati da microtrefoli di acciaio galvanizzato impregnati con una matrice inorganica di malta minerale a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 a basso contenuto di sali idrosolubili, da applicarsi direttamente all'estradosso della volta da rinforzare (Vedi Figura 1). Dal punto di vista normativo l'applicazione di fasce in matrice inorganica è perfettamente compatibile con le Linee Guida del MIBAC che predilige l'uso dell'acciaio a quello di altri materiali (caldane in cemento armato, betoncini,

resine varie e/o poliuretani). Il rinforzo in fibra di acciaio proposto unisce i vantaggi dei materiali compositi (altissimo rapporto resistenza/peso), ai vantaggi tipici dell'acciaio ad alta resistenza: possibilità di ancoraggio e pretensionamento, elevata resistenza a trazione e a taglio, elevata resistenza alle alte temperature e traspirabilità se impiegato con matrici a base di leganti idraulici. Il sistema si caratterizza per essere: un presidio attivo; un composito che resiste alle alte temperature; un composito traspirante. Il sistema, potendo essere impiegato con una matrice a base di leganti idraulici, si caratterizza per l'elevata permeabilità. La sua applicazione non altera in nessun modo il comportamento originale della struttura ed è in grado di mantenere i contenuti d'acqua nella parete all'interno dei naturali limiti di variabilità della struttura. Inoltre ha il vantaggio di essere completamente reversibile: tutto il sistema è posizionato senza alterare con fitti ancoraggi l'integrità della volta e può essere rimosso tramite trattamento termico. L'intervento è inoltre adatto in presenza di intradossi affrescati come nel caso in oggetto, in quanto si opera con materiali compatibili con quelli di cui è costituita la volta che non alterano le caratteristiche fisiche e la traspirabilità del sistema.

La disposizione delle fasce e le specifiche di intervento sono riportate nella tavola St_10 di progetto. In fase realizzativa dei lavori, una volta rimosso il materiale di riempimento e messo in luce l'estradosso della volta, sarà necessario procedere al rilievo delle strutture e alla definitiva disposizione dei presidi di rinforzo e delle fasce in acciaio. Inoltre prima della realizzazione del sistema di rinforzo, sarà necessario eseguire le prove di accettazione sui materiali previste dalla *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*, relativamente al tipo e alle modalità delle prove per la caratterizzazione del comportamento meccanico dei sistemi.



Figura 1 - Fasi lavorative di posa in opera dei tessuti in fibra di acciaio

Il rinforzo di volta verrà realizzato con placcaggio estradosale con fasce di fibra in acciaio galvanizzato, con l'utilizzo di sistema composito a matrice inorganica, provvisto di Valutazione Tecnica Europea (ETA) ai sensi dell'art.26 del Regolamento UE n.305/2011 o di certificazione internazionale di comprovata validità, realizzato con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, del peso netto di fibra di circa 670 g/m². L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- svuotamento e alleggerimento degli strati sovrastanti la volta, eventuali lesioni presenti sia nella parte estradosale sia in quella intradosale verranno sigillate e rincocciate con scaglie di materiale idoneo allettate con la geomalta (da contabilizzare a parte);
- pulizia della superficie di estradosso sino alla messa a nudo degli elementi strutturali e posa di fissativo consolidante corticale;
- stesura di un primo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm;
- con malta ancora fresca, procedere alla posa del tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto alla matrice o al supporto;
- esecuzione del secondo strato di malta, di spessore di circa 2 - 5 mm al fine di inglobare totalmente il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;
- eventuale ripetizione delle fasi (d), e (e) per tutti gli strati successivi di rinforzo previsti da progetto;

- g) ancoraggio delle estremità del tessuto in fibra d'acciaio all'interno del supporto (da contabilizzare a parte), procedendo alla preventiva foratura dei supporti, arrotolamento delle estremità del tessuto in acciaio al fine di inserire tali code all'interno dei fori precedentemente realizzati con colatura finale di una malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità, iperfluida, ad elevata ritenzione d'acqua a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante minerale.

II.2.7. Consolidamento delle rampe della scala B

Anche per le voltine delle rampe della scala B e per i pianerottoli è previsto il consolidamento attraverso l'utilizzo di nastri formati da microtrefoli di acciaio galvanizzato impregnati con una matrice inorganica di malta minerale a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 a basso contenuto di sali idrosolubili, da applicarsi direttamente all'estradosso e all'intradosso della volta da rinforzare.

Le specifiche di applicazione sono le stesse già riportate nel paragrafo precedente.

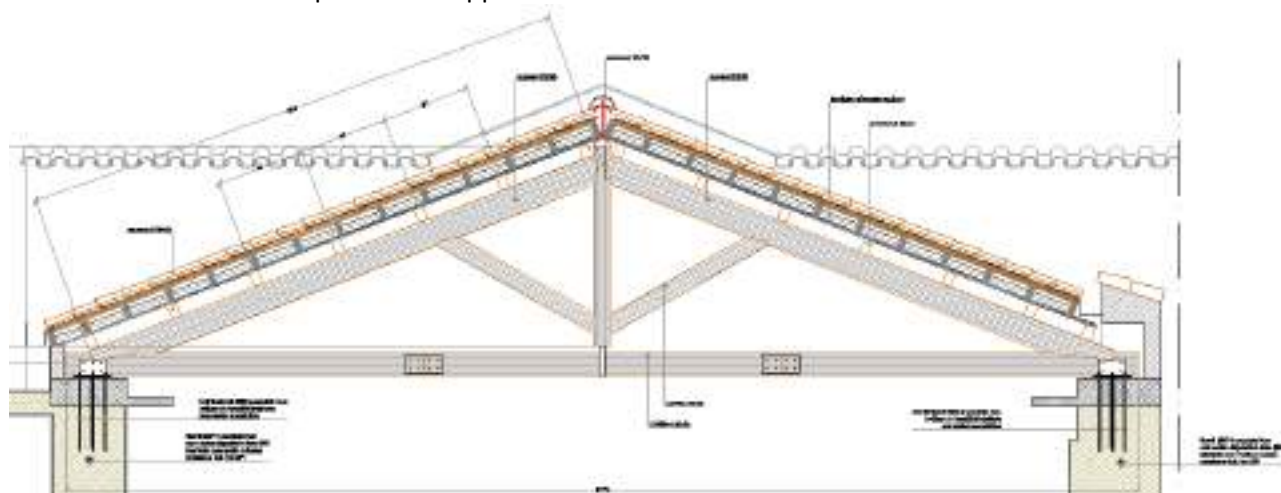
II.2.8. Realizzazione della nuova copertura in capriate lignee sulla sala Archivio

Il progetto prevede la riproposizione della originaria copertura in capriate di legno in luogo della copertura 'provvisoria' in acciaio attualmente esistente sulla Sala Archivio.

La nuova copertura sarà costituita da capriate in legno lamellare di abete poggiate mediante piastre di acciaio inghisate nel cordolo in c.a. esistente.

Le capriate del tipo palladiano di luce pari a circa 11.10 m, saranno disposte ad interasse 220 cm e saranno costituite da due puntoni di dimensioni 20x30cm, saette e monaco di dimensioni 20x20cm, e catena inferiore di dimensione 20x20cm.

Al di sopra delle capriate verranno posati arcarecci in abete di dimensione 10x16 cm e un tavolato ligneo con incastri maschio-femmina, al di sopra del quale sarà posato il pacchetto di copertura costituito da un pannello isolante e dal manto di copertura in coppi.



Le capriate saranno realizzate in legno lamellare di abete. La scelta del materiale porta diversi vantaggi esigenza:

- il legno lamellare è un materiale stabile (più stabile del legno massello): la lavorazione infatti elimina la naturale espansione/contrazione e distorsione del legno per dar vita a pezzi altamente performanti, che vengono venduti e utilizzati in versione esclusivamente piallata. Ha inoltre meno fessurazioni da essiccazione (quasi inesistenti);
- considerate le sezioni (e le quantità) degli elementi strutturali, il legno lamellare risulta più adatto nel caso in esame in quanto non ha vincoli di dimensione e non è legato alla dimensione del tronco ed è facilmente reperibile sul mercato;
- considerate le difficoltà logistiche del cantiere gli elementi dovranno essere giuntati (sono previste giunzioni con piastre a scomparsa come indicato nella tavola di progetto) e il legno lamellare meglio si adatta a tale evenienza;
- per quanto riguarda le certificazioni il legno lamellare, per la sua intrinseca natura, è sempre certificato ad **uso strutturale**.

II.2.9. Realizzazione dei nuovi collegamenti verticali:

II.2.9.1. Nuove rampe scala A da quota +12.28 m a q+19.56m

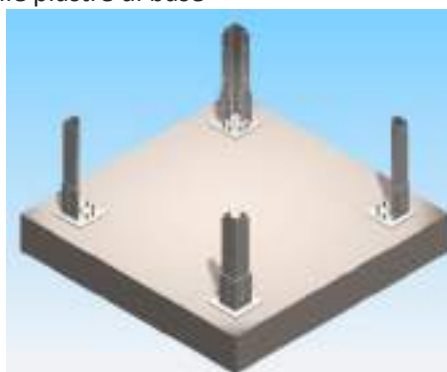
Il progetto prevede la realizzazione di nuove rampe di scale in acciaio in corrispondenza della scala centrale esistente di collegamento ai piani a quota 15.75 metri e 19.56 metri, e di conservare tutte le aperture ad arco esistenti.

La scala di collegamento verrà realizzata con putrelle in acciaio S275 in profili HEA140 su cui saranno poggiati i gradini in lamiera stirata che verranno poi rivestiti.

II.2.9.2. Nuovo ascensore nel cortile interno

Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo castelletto metallico prefabbricato costituito da montanti in lamiera pressopiegata collegati tramite anelli di chiusura, anch'essi in lamiera pressopiegata. La struttura del castelletto è caratterizzata, nella realizzazione della partenza, da:

- Piedini regolabili
- Fissaggio delle partenze dei montanti lateralmente alle piastre di base



La fondazione del castelletto sarà realizzata con una platea di spessore pari a 50cm e dimensioni 240x235cm, fondata su 10 micropali di diametro f180mm e lunghezza 12 mt. armati con tubo EN10219 diametro 114.3 e spessore 6mm.

Per la realizzazione del primo tratto della canna dell'ascensore tra la quota -4.81m (fondo fossa) e la q.+1.00 (quota cortile) verranno realizzate delle paretine in c.a. di spessore 25cm. La realizzazione di tali paretine dovrà avvenire per tratti procedendo all'allargamento della bocca di lupo esistente secondo le modalità riportate nella tavola S10.

Il collegamento tra i montanti avviene con una piastra unica sagomata collegata con bulloni f12, in maniera tale da mantenere il corretto allineamento tra un tratto ed un altro di montante e irrigidire il montante creando una sezione chiusa.

La connessione degli anelli orizzontali e il montante nei nodi dove concorrono due anelli da due lati viene realizzata con perni e bulloni M12 posti nei fori del montante e nei due fori della piastra di chiusura dell'anello.

Il nodo viene poi irrigidito posizionando la piastra angolare di irrigidimento nodo, con due perni M12 ed i relativi dadi dietro le contropiastre di irrigidimento stringere, impedendo la rotazione della contropiastra.





In alcuni nodi, come quelli laterali ai lati porte, non vi è continuità tra gli anelli. Tale nodo differisce quindi nella piastra di irrigidimento. In tal caso il nodo verrà irrigidito utilizzando la piastra di irrigidimento nodo a "Z" come indicato in figura. Per quanto riguarda le coppie di serraggio si fa riferimento alla seguente tabella.



NORMA DIN 267		nuova →		8.8	
		vecchia →		8G	
Ø vite ↓	esagono mm	Passo		Passo	
		grosso mm	fine mm	grosso Nm	fine Nm
M6	10	1,0	-	8,5 10	-
M10	17	1,5	1,25	40 50	42 53
M12	19	1,75	1,5	69 85	72 89
M16	24	2,0	1,5	128 212	180 226

In caso di dadi o ghieri autobloccanti, generalmente previsti, le coppie indicate vanno incrementate di un 15% circa.

Il castelletto sarà collegato ad ogni piano dell'edificio tramite staffe metalliche, per impedirne gli spostamenti nel piano orizzontale.

Per quanto non riportato nella presente relazione si faccia riferimento alle schede tecniche, ai manuali di montaggio e alla documentazione tecnica del produttore.

Si rimanda all'elaborato ESE_SP_04d e ESE_SP_04e per i relativi calcoli delle strutture e per le verifiche geotecniche.

CAPITOLO III. MODELLAZIONE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali utilizzati sono le seguenti (salvo ove diversamente specificato negli elaborati grafici)

III.1. STRUTTURE IN MURATURA DI TUFO

III.1.1. Murature esistenti

III.1.2. Prove sulla muratura di tufo

La prova con martinetto piatto singolo permette la misura dello stato tensionale nella zona della parete muraria oggetto di prova. Tale conoscenza costituisce un'importante informazione per la verifica delle condizioni attuali, e quindi, della sicurezza dell'edificio.

La prova con martinetti piatti doppi permette la misura della resistenza a compressione della muratura oggetto di indagine.

I dati derivanti dai cicli di carico eseguiti durante la determinazione della tensione di rottura vengono inoltre utilizzati per determinare i valori del modulo di deformabilità E ai diversi livelli di carico, il coefficiente di Poisson ν ed il modulo di elasticità tangenziale G .

Sono state effettuate tre prove su setti murari realizzati in muratura di tufo giallo napoletano con blocchi squadriati. Nel prospetto che segue si riportano i risultati:

martinetto piatto						
data	PIANO	$f_{k,mart}$ (Mpa)	E (Mpa)	G (Mpa)	γ (daNm ⁻³)	ν
MD1	15,75	1,80	1698	720	1600	0,18

I valori delle prove con martinetto hanno restituito risultati in media leggermente superiori a quelli minimi riportati nella tabella C.8.5.I della Circ. n.7/2019.

Per LC2 il §C8.5.3.1 della Circolare n.7/2019 prevede che:

- *Resistenze*: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione;
- *Moduli elastici*: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta.

I valori delle caratteristiche meccaniche delle murature che devono essere utilizzati nelle verifiche di resistenza agli stati limite sono definiti a partire dai valori di riferimento forniti dalla tabella C8A.5.I della Circolare n. 7/2019 considerando i valori corrispondenti alle tipologie di muratura presenti.

Nel caso specifico, sulla base di quanto riportato nel report, trattandosi di una muratura della tipologia in tufo si è optato per la "Muratura irregolare di pietra tenera di tufo".

Come si nota i valori riscontrati nel corso delle indagini sono inferiori ai valori riportati nella Tabella C8A.5.I della Circ. 7/2019 in cui per la muratura di tufo vengono riportati i seguenti valori minimi e massimi:

Tabella C8.5.1 -Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, f_{tg} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{vs} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

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

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

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

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

Pertanto le caratteristiche meccaniche sono quelle riportate nella tabella seguente ($R_k = R_{tabellare}$):

Descrizione	f medio	f_{tg} medio	f_{vs} medio	μ	η	E medio	G medio	Tessitura	Tipologia	Miglioramento
Articolo C8.5.1 Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) M2.1	Default (2,0)	Default (0,04)	Default (0,10)	Default (0,137)	Default (0,747)	Default (1420)	Default (450)	Regolare	Muratura a conci regolari di pietra tenera	Normale

III.2. STRUTTURE IN MURATURA DI MATTONI PIENI

Sono costituite dai cuscinetti in mattoni pieni per realizzare l'appoggio di travi per solai e piattabande, chiusure di vani, etc. Le strutture murarie nuove saranno costituite da elementi resistenti artificiali in laterizio normale (elementi pieni mattoni forti) e malta a prestazione garantita di classe M5. Esse saranno per dimensioni colori tessitura degli elementi (artificiali e naturali e della malta del tutto simili a quelle esistenti).

III.2.1. Stima della resistenza a compressione e a taglio

In conformità al punto 11.10.3.1.2 delle NTC 2018 in sede di progetto, per le murature formate da elementi naturali il valore di f_k può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi e dalla classe di appartenenza della malta tramite la Tabella 11.10.VI.

Considerando mattoni in muratura aventi resistenza media a compressione degli elementi in pietra squadrata f_{bm} pari a 34,07 N/mm², per cui si assume convenzionalmente la resistenza caratteristica a compressione dell'elemento f_{bk} pari a:

$$f_{bk} = 0,75 \cdot 34,07 = 25,55 \text{ Nmm}^{-2}$$

Utilizzando malta a prestazione garantita di **classe M15**, la Tabella 11.10.VI restituisce il seguente valore della resistenza caratteristica a compressione della muratura pari a:

$$f_k = 13,39 \text{ Nmm}^{-2}$$

Il valore della resistenza caratteristica a taglio della muratura f_{vk0} può essere dedotto dalla resistenza a compressione degli elementi tramite la Tabella 11.10.VII. Nel caso specifico considerando mattoni in muratura aventi resistenza caratteristica a compressione f_{bk} pari a 7,5N/mm², utilizzando malta a prestazione garantita di **classe M15**, si ha:

$$f_{vk0} = 0,30 \text{ Nmm}^{-2}$$

Il modulo di elasticità normale secante si assume pari a $E = 1000 f_k = 13390 \text{ daNmm}^{-2}$.

Il modulo di elasticità tangenziale secante si assume pari a $G = 0.4 E = 5356 \text{ daNmm}^{-2}$

III.2.2. Esecuzione

La costruzione delle murature deve iniziarsi e proseguire uniformemente, assicurando il perfetto collegamento sia con le murature esistenti, sia fra le parti di esse.

I mattoni, prima del loro impiego, dovranno essere bagnati fino a saturazione per immersione prolungata in appositi bagnaroli e mai per aspersione.

Essi dovranno mettersi in opera con i giunti alternati ed in corsi ben regolari e normali alla superficie esterna: saranno posati sopra un abbondante strato di malta e premuti sopra di esso in modo che la malta rifluisca all'ingiro e riempi tutte le connessure. La larghezza dei giunti non dovrà essere maggiore di 8 né minore di 5 mm. I giunti non verranno rabboccati durante la costruzione per dare maggiore presa all'intonaco o alla stuccatura col ferro. Le malte da impiegarsi per l'esecuzione delle murature dovranno essere passate al setaccio per evitare che i giunti fra i mattoni riescano superiori al limite di tolleranza fissato. Le murature di rivestimento saranno fatte a corsi bene allineati e dovranno essere opportunamente collegate con la parte interna.

Se la muratura dovesse eseguirsi con paramento a vista (cortina) si dovrà avere cura di scegliere per le facce esterne i mattoni di migliore cottura, meglio formati e di colore più uniforme, disponendoli con perfetta regolarità e ricorrenza nelle connessure orizzontali, alternando con precisione i giunti verticali.

In questo genere di paramento i giunti non dovranno avere larghezza maggiore di 5 mm e, previa loro raschiatura e pulitura, dovranno essere profilati con malta idraulica o di cemento, diligentemente compressa e lisciata con apposito ferro, senza sbavatura.

Le sordine, gli archi, le piattabande e le volte dovranno essere costruite in modo che i mattoni siano sempre disposti in direzione normale alla curva dell'intradosso e la larghezza dei giunti non dovrà mai eccedere i 5 mm all'intradosso e 10 mm all'estradosso. All'innesto con muri da costruirsi in tempo successivo dovranno essere lasciate opportune ammorsature in relazione al materiale impiegato. I lavori di muratura, qualunque sia il sistema costruttivo adottato, debbono essere sospesi nei periodi di gelo, durante i quali la temperatura si mantenga, per molte ore, al disotto di zero gradi centigradi.

Quando il gelo si verifichi solo per alcune ore della notte, le opere in muratura ordinaria possono essere eseguite nelle ore meno fredde del giorno, purché al distacco del lavoro vengano adottati opportuni provvedimenti per difendere le murature dal gelo notturno.

La Direzione dei lavori stessa potrà ordinare che sulle aperture di vani di porte e finestre siano collocati degli architravi (cemento armato, acciaio) delle dimensioni che saranno fissate in relazione alla luce dei vani, allo spessore del muro e al sovraccarico.

Nel punto di passaggio fra le fondazioni entro terra e la parte fuori terra sarà eseguito un opportuno strato (impermeabile drenante, ecc.) che impedisca la risalita per capillarità.

III.3. SISTEMA DI RINFORZO DELLE MURATURE CON INTONACO CRM

Si procederà al rinforzo delle murature con la tecnica Composite Reinforced Mortar (Malta Rinforzata con materiale Composito), tecnica riconducibile a quella del tradizionale intonaco armato su murature esistenti, che prevede l'utilizzo di un'armatura di rinforzo costituita da reti ed angolari preformati in fibre di vetro (GFRP) o carbonio (CFRP) annegati in una malta strutturale a base di calce o cementizia. La tecnica prevede che reti e angolari debbano essere collegati attraverso connettori in composito preformati o anche semi impregnati e solidarizzati agli elementi della muratura attraverso ancoranti chimici.

Le fasi lavorative saranno:

1. Rimozione dell'intonaco esistente e delle parti ammalorate e scarifica di circa 10 ± 15 mm dei giunti di allettamento per favorire l'aderenza della malta. Lavare i paramenti esterni utilizzando un'idropulitrice di adeguata potenza. Rimuovere completamente la patina di polvere ancora presente sulla superficie della muratura. Eventuale ricostruzione di parti di murature mancanti o particolarmente danneggiate. Qualora vi sia la presenza di fenomeni di carbonatazione ed ossidazione delle armature, sui paramenti in calcestruzzo, risulta necessario effettuare un intervento preliminare di protezione delle armature con idoneo prodotto.

1. Prima della posa dell'intonaco bagnare a rifiuto la muratura, il supporto dovrà risultare saturo ma senza ristagni superficiali di acqua.
2. In certe condizioni può rendersi necessario applicare a completa copertura del supporto uno strato di rinzafo dello spessore di 5-10 mm. Attendere almeno 24 ore di maturazione del rinzafo per procedere con le operazioni successive.
3. Esecuzione di fori passanti del diametro di 12 mm per l'inserimento dei connettori trasversali FBCON_L "lunghi" (è sufficiente che il foro non sia passante laddove si prevede il rinforzo solo su un lato della muratura). Allargare il diametro del foro di circa due volte sull'altra faccia del paramento dove andranno inseriti i connettori trasversali "corti". La lunghezza del secondo foro dovrà garantire nella fase successiva la sovrapposizione di almeno 10 – 15 cm tra i due connettori trasversali. Eseguire i fori con trapano del tipo a rotoperussione (per murature molto ammalorate procedere con la perforazione mediante semplice rotazione). Pulizia dei fori mediante un getto con aria compressa.
4. Esecuzione di fori per realizzare collegamenti e riprese dell'intonaco armato sui solai tramite barre preformate PB-D_ o PB-D_AM in GFRP nel numero previsto da progetto. Eseguire i fori con trapano del tipo a rotoperussione. Eseguire un foro del diametro pari a quello della barra aumentato di 2 mm. La perforazione deve garantire una lunghezza di ancoraggio di almeno 50 volte la dimensione massima della sezione del connettore. È consigliato uno spaziamento variabile tra una barra e l'altra da 1 m a 0,67 m (corrispondente a n°1 barra ogni metro oppure n°3 barre ogni 2 m).
5. Iniezione di resina nei fori appena praticati e precedentemente puliti mediante getto di aria compressa. L'iniezione deve garantire l'arrivo della resina nella parte più profonda della perforazione. Inserimento delle barre preformate PB-D_ o PB-D_AM imprimendo una rotazione intorno al proprio asse in modo che avvenga una perfetta distribuzione della resina all'interno del proprio foro. Il corretto riempimento della cavità viene assicurato quando, con l'inserimento del connettore, si ottiene la fuoriuscita di un certo quantitativo di resina in superficie.
6. Messa in opera della rete FBMesh sulla faccia destinata all'inserimento dei connettori "lunghi" e fissaggio provvisorio della rete alla muratura con chiodi da carpenteria per permettere il corretto posizionamento e il taglio della rete in corrispondenza delle aperture. Il taglio della rete viene realizzato per mezzo di cesoie e/o tronchesi da cantiere o con smerigliatrice angolare. Sovrapporre le fasce di rete per circa 15 cm al fine di garantire la continuità meccanica. Non piegare la rete ad angolo vivo per evitare l'eventuale rottura delle fibre. Montaggio degli angolari FBANG in corrispondenza degli spigoli sovrapponendoli alla rete per minimo 15 cm.
7. Inserimento dei connettori FBCON_L di lunghezza pari allo spessore della muratura. Se necessario, taglio della parte eccedente del connettore. Ove previsto, l'inserimento del connettore deve essere preceduto dal posizionamento del fazzoletto di ripartizione FBFAZ.
8. Eventuale posa della rete FBMesh e degli angolari FBANG sull'altro lato del paramento murario.
9. Procedere con l'iniezione di resina vinilestere e/o epossidica nella porzione allargata dei fori per solidarizzare i due elementi. Inserimento nel foro del secondo connettore FBCON_L, creando una sovrapposizione di almeno 10 – 15 cm. Ove previsto, l'inserimento del connettore deve essere preceduto dal posizionamento del fazzoletto di ripartizione FBFAZ.
10. A completo indurimento della resina dei connettori procedere con l'applicazione dell'intonaco di malta con le caratteristiche di progetto, di spessore minimo pari a circa 25 mm per lato (spessore definito da progetto).

L'intonaco può essere applicato in un unico strato (situazione normale per spessori fino a 30 mm) o in due o più strati successivi.

La rete deve essere posizionata in mezz'aria dello spessore di malta. Garantire una maturazione umida dell'intonaco evitando insolazione o ventilazione intense e bagnando almeno 2 volte al giorno per 7 giorni, cominciare da 24 - 48 ore dalla posa. Attendere almeno 10 giorni prima di posare eventuali rasanti di finitura. Pitture o rivestimenti colorati potranno essere applicati solo ad avvenuta stagionatura dell'intonaco e comunque non prima di 28 gg dalla posa.

Il rinforzo o consolidamento di pareti avverrà mediante applicazione di rete preformata in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. (Glass Fiber Reinforced Polymer), costituita da fibra di vetro AR (Alcalino Resistente) e resina termoindurente di tipo vinilestere-epossidico, con contenuto di zirconio pari o superiore al 16%, rapporto in peso fibra/resina pari a 65/35%, modulo elastico a trazione medio 23.000 N/mm²,

rigidezza assiale media EA 230 kN e allungamento a rottura 1,5%, resistenza caratteristica a strappo del nodo $\geq 0,20$ KN e durabilità in ambiente alcalino ph 12 per 1000 ore $\geq 85\%$. Sono inoltre compresi: la pulitura degli elementi murari; l'abbondante lavaggio della superficie muraria; l'esecuzione di perfori in numero di 4/m² e la fornitura ed inserimento di connettori preformati ad "L" in G.F.R.P. aventi sezioni 10 x 7 mm compensati a parte, applicati alla parete con inserimento per almeno 2/3 dello spessore murario (per l'intervento su due lati, sovrapposizione tra gli stessi di almeno 10 cm) e solidarizzati tramite ancorante chimico vinilestere; rinforzi d'angolo in materiale composito fibrorinforzato G.F.R.P. (Glass Fiber Reinforced Polymer), dimensione delle maglie conforme alla rete di rinforzo compensati a parte, applicazione di intonaco strutturale di spessore di almeno 3-4 cm avente resistenza a compressione 8-15 MPa, modulo elastico 8000-12000 MPa, con finitura a frattazzo.

III.4. CALCESTRUZZO LEGGERO STRUTTURALE PER SOLETTE IN C.A. DEGLI IMPALCATI

LC30/33

$$R_{ck} \geq 33 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{peso per unità di volume} \quad 1600 \text{ Kg/m}^3$$

Per cui si ha:

$$f_{cd} = 0,80 \cdot 300 / 1,5 = 160 \text{ daNcm}^{-2}$$

In assenza di sperimentazione diretta, la stima del modulo elastico secante a compressione a 28 giorni è ottenuta dall'espressione:

$$E_{cm} = 22000 [f_{cm} / 10]^{0,3}$$

essendo f_{cm} il valor medio della resistenza caratteristica ovvero

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ [Nmm}^{-2}\text{]}$$

Per cui si assume

LC30/33

$$f_{cm} = 38 \text{ Nmm}^{-2}$$

$$E_{cm} = 32837 \text{ Nmm}^{-2}$$

III.5. ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO

In barre per armature

B450C

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

dove:

S_y è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

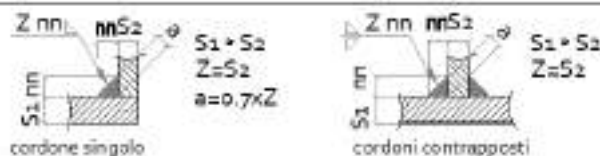
f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (v. § 11.3.2)

III.6. STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Nel prospetto che segue si riportano le caratteristiche degli elementi in carpenteria metallica:

STRUTTURE METALLICHE			
LE SALDATURE SARANNO DEL TIPO MANUALI AD ARCO CON ELETTRODI RIVESTITI O A COMPLETA PENETRAZIONE			
PROFILI LAMINATI	PIASTRE E LAMIERE	ELETTRODI SALDATURE	
S275	S235	par. 11.3.4.5 delle NTC 2018	
BULLONI	VITE	DADI	RONDELLE
	CLASSE 8.8	CLASSE 8	durezza 300HV

CORDONE DI SALDATURA TIPICO Eccetto diversa indicazione



FORI BULLONI E COPPIE DI SERRAGGIO (Nm)

Si deve far riferimento alle coppie di serraggio riportate sulle targhette delle confezioni. Nel caso il momento di serraggio non sia riportato sulle targhette delle confezioni, ma compaia il solo fattore k secondo la classe funzionale, si può fare riferimento alle Tabelle 4.2.XVI e 4.2.XVII delle NTC2018, che si riferiscono rispettivamente alle viti di classe 8.8 e 10.9.

Tabella 4.2.XVI – Coppie di serraggio per i bulloni 8.8						
Viti 8.8 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.18$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{t,0.9}$ [kN]	$A_{t,0.9}$ [mm ²]
M12	56.8	48.0	79.3	90.6	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	64.4	113
M16	141	149	197	225	107.9	157
M18	194	232	271	310	148.1	192
M20	274	329	384	439	187	245
M22	373	448	523	597	271	300
M24	474	569	664	759	368	393
M27	694	833	972	1111	557	499
M30	945	1131	1319	1508	734	663
M36	1687	1876	2206	2635	1157	1017

Tabella 4.2.XVII – Coppie di serraggio per bulloni 10.9						
Viti 10.9 – Momento di serraggio M [N m]						
Vite	$k=0.18$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$F_{t,0.9}$ [kN]	$A_{t,0.9}$ [mm ²]
M12	70.8	58.0	99.1	113	56.0	84.3
M14	115	135	158	180	80.5	113
M16	176	211	246	283	130	157
M18	242	290	339	387	174	192
M20	345	412	480	548	272	245
M22	467	560	655	747	372	300
M24	593	712	830	948	477	393
M27	868	1041	1213	1388	677	499
M30	1178	1414	1649	1885	883	663
M36	2059	2471	2882	3294	1322	1017

III.6.1. Lavorazione in officina

Il taglio delle travi dovrà essere a perfetta squadratura; la lunghezza dovrà essere esatta nei limiti di tolleranza stabiliti dalle Norme UNI.

Le superfici dei materiali dovranno essere pulite, dritte e spianate.

L'eventuale raddrizzamento o spianamento dovranno essere effettuati con dispositivi meccanici agenti per pressione (ad esempio presse, cilindri e simili) o con riscaldamenti locali, tali perciò da non provocare eccessive tensioni e deformazioni locali.

Il taglio del materiale sarà effettuato con macchina utensili ed alla fiamma, preferibilmente con guida meccanica eliminando eventuali scorie mediante molatura.

Le superfici destinate al mutuo contatto per trasmettere forze di compressione devono assicurarne il combaciamento.

I fori per i chiodi e bulloni di membrature principali saranno di norma eseguiti al trapano; qualora il materiale lo consenta, con punzone di diametro inferiore al foro definitivo di almeno 3 mm, da allargare successivamente al trapano ed all'alesatore.

Per le membrature secondarie ammessa la punzonatura al trapano definitivo, senza successivo allargamento per acciai di qualità Fe 37 B (il cui impiego permesso solo per le lamiere grecate), con spessori non superiori a 10 mm.

È rigorosamente vietato l'uso della fiamma per l'esecuzione di fori per chiodi e bulloni.

I fori per i chiodi e bulloni dovranno presentarsi cilindrici, con superficie interna liscia e priva di screpolature e cricche, per le giunzioni con bulloni normali e con bulloni ad A.R. le eventuali sbavature sul perimetro del foro dovranno essere asportate con molatura. I pezzi da saldare dovranno essere opportunamente preparati in particolare i lembi smussati dovranno essere ottenuti a macchina, oppure con la fiamma. In questo secondo caso dovranno essere corrispondenti a quanto indicato nel disegno. Nei casi non indicati nel disegno si deve intendere che le saldature dovranno ricostruire la completa sezione resistente. I pezzi finiti dovranno presentare una tolleranza in lunghezza di 1 mm al massimo. Si raccomanda la massima precisione nel disporre le flange ortogonali alla trave. A tale scopo si raccomanda l'uso di opportune dime.

III.6.2. Montaggio

Il montaggio in opera di tutte le strutture costituenti il manufatto, dovrà essere effettuato in conformità a quanto, a tal riguardo, sarà indicato nel progetto.

Durante il carico, lo scarico, il trasporto, il deposito ed il montaggio si dovrà porre la massima cura per evitare che le murature siano deformate e sovrassollecitate.

Le parti a contatto con funi ed altri organi di sollevamento saranno opportunamente protette.

Il montaggio sarà eseguito in modo che la struttura raggiunga la configurazione geometrica di progetto.

Durante le operazioni di montaggio si effettueranno controlli del posizionamento degli elementi strutturali e dovranno essere adottati tutti quegli accorgimenti necessari a garantire la stabilità delle strutture stesse nel

corso delle operazioni di movimentazione e tiro in alto dei manufatti.

III.7. TESSUTI IN ACCIAIO GALVANICO

Il tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad alta resistenza è un tessuto unidirezionale formato da micro-trefoli di acciaio ad alta resistenza galvanizzati, fissati su una microrete in fibra di vetro che ne facilita le fasi d'installazione, applicabile con matrice inorganica.

Il tessuto può essere tagliato, in direzione ortogonale ai trefoli, mediante cesoie manuali o elettriche; in direzione parallela ai trefoli, mediante normale taglierino. Il tessuto tagliato in strisce di larghezza anche di pochi cm e diversi metri di lunghezza garantisce perfetta stabilità senza compromettere in alcun modo la lavorabilità del tessuto e la sua applicazione.

Filo			
- tensione caratteristica a trazione	σ_{fil}		> 2900 MPa
- modulo elastico	E_{fil}		> 205 GPa
- area	A_{fil}		0,1076 mm ²
Nastro secco/Trefolo			
Trefolo 3x2 ottenuto unendo fra loro 5 filamenti, di cui 3 rettilinei e 2 in avvolgimento con elevato angolo di torsione			
- area effettiva di un trefolo 3x2 (5 fili)	A_{trefolo}		0,538 mm ²
- n° trefoli/cm			1,57 trefoli/cm
- massa (comprensivo di termosaldatura)			≈ 670 g/m ²
- spessore equivalente del nastro	t_{nastro}		≈ 0,084 mm
- carico di rottura a trazione di un trefolo			> 1500 N
- resistenza a trazione del nastro	σ_{nastro}		> 2800 MPa
- resistenza a trazione per unità di lunghezza	σ_{nastro}		> 2,35 kN/cm
- modulo di elasticità normale del nastro	E_{nastro}		> 190 GPa
- deformazione a rottura del nastro	ϵ_{nastro}		> 1,50%

III.8. MALTE PER USO STRUTTURALE

Verrà utilizzata GeoCalce® F Antisismico che è una geomalta® con classe di resistenza M15 secondo EN 9 98-2 e R1 secondo EN 15 0 4-3, per interventi su murature altamente traspiranti e manufatti in calcestruzzo, Contiene solo materie prime di origine rigorosamente naturale e minerali riciclati. A ridotte emissioni di CO2 a bassissime emissioni di sostanze organiche volatili. A ventilazione naturale attiva nella diluizione degli inquinanti indoor, bat teriostatico e fungistatico naturale. Riciclabile come inerte a fine vita.

Il rinforzo con placcaggio diffuso o a fasce di elementi in muratura, l'allettamento, la stilatura o la realizzazione del betoncino strutturale saranno realizzate con una geomalta® ad altissima igroscopicità e traspirabilità per muri interni ed esterni a base di pura calce naturale NHL 3.5 e Geolegante®, inerti di sabbia silicea e calcare dolomitico in curva granulometrica 0 – 1,4 mm, GreenBuilding Rating® Bio 5 (tipo GeoCalce® F Antisismico di Kerakoll Spa). La geomalta® naturale dovrà soddisfare anche i requisiti della norma EN 998-2 – G/ M15 e EN 1504-3 – R1 PCC, reazione al fuoco classe A1. La geomalta® avrà uno spessore non superiore ai 15 mm, fasce di livello, finitura a rustico sotto staggia, riquadratura di spigoli e angoli sporgenti, esclusi oneri per ponteggi fissi. L'applicazione sarà da eseguire a mano o con intonacatrice.

Aspetto	polvere	
Natura mineralogica aggregato	silicatica-carbonatica	
Intervallo granulometrico	0 – 1,4 mm	
Conservazione	≈ 12 mesi nella confezione originale in luogo asciutto	
Confezione	sacchi 25 kg	
Acqua d'impasto	≈ 5,3 l / 1 sacco 25 kg	
Massa volumica apparente della malta fresca	≈ 1,73 kg/dm ³	EN 1015-8
Massa volumica apparente della malta indurita essiccata	≈ 1,58 kg/dm ³	EN 1015-10
Temperature limite d'applicazione	da +5 °C a +35 °C	
Spessore max per strato	≈ 1,5 cm	
Resa	≈ 14 kg/m ² per cm di spessore	

HIGH-TECH EN 998-2

Resistenza a compressione a 28 gg	categoria M15	EN 998-2
Permeabilità al vapore acqueo (μ)	da 15 a 35 (valore tabulato)	EN 1745
Assorbimento idrico capillare	$\approx 0,3 \text{ kg/(m}^2 \cdot \text{min}^{0,5})$	EN 1015-18
Resistenza a taglio	$> 1 \text{ N/mm}^2$	EN 1052-3
Adesione al supporto a 28 gg	$> 1 \text{ N/mm}^2$ - FP: B	EN 1015-12
Conducibilità termica ($\lambda_{10, dry}$)	0,67 W/(m K) (valore tabulato)	EN 1745
Modulo elastico statico	9 GPa	EN 998-2
Conformità	classe di resistenza M15	EN 998-2

HIGH-TECH EN 1504-3

Resistenza a compressione	$> 15 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 12190
Resistenza a trazione per flessione	$> 5 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 196/1
Legame di aderenza	$> 0,8 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1542
Adesione su laterizio	$> 1 \text{ MPa}$ (28 gg)	EN 1015-1
Modulo elastico a compressione	9 GPa (28 gg)	EN 13412
Compatibilità termica ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti	ispezione visiva superata	EN 13687-1
Contenuto ioni cloruro (Determinato sul prodotto in polvere)	$< 0,05\%$	EN 1015-17
Reazione al fuoco	Euroclasse A1	EN 13501-1

III.9. CARATTERISTICHE DEL SISTEMA DI ANCORAGGI CON BARRE IN ACCIAIO INOX CON CALZA

		Tensione di snervamento		Tensione di rottura	Allungamento	Durezza
EN	ASTM	Rp0.2 MPa	Rp1.0 MPa	Rm MPa	A5%	HB
1.4301	304	290/300	330/330	600/600	55/55	165/175

III.9.1. Catene in acciaio inox AISI 304



GBOS

Barre in acciaio inossidabile ad alta resistenza con filettatura continua.



CODICE	ARTICOLO	MATERIALE	DIMETRO (Ø) [mm]	AREA	PESSO LINEARE LINEARE	LUNGHEZZA [mm]	TENSIONE DI ROTTURA A TRAZIONE (Valore nominale)	TENSIONE DI SNERVAMENTO (Valore nominale)	CARICO MIN. DI ROTTURA A TRAZIONE	CARICO MIN. DI SNERVAMENTO A TRAZIONE MIN. YIELD-LOAD
	GBOS	inox AISI 304	d _{nom} [mm]	S [mm²]	[kg/m]	[mm]	f _{max} [N/mm²]	f _{max} [N/mm²]	N _{max} [kN]	N _{max} [kN]
981120	GBOS 20/304	inox AISI 304	20	261	2,10	6000	750	650	196	170

III.9.2. Piastre capochiave in acciaio inox AISI 304 e bulloneria

BA-PLATE

Piastre nervate in inox



CODICE	ARTICOLO	MATERIALE	DIMETRO PIASTRA	DIMETRO BARRA	DIMETRO FORO	SPESORE
	BA-PLATE		[mm]	d [mm]	D [mm]	T [mm]
983930	BA-PLATE	inox AISI 304	300	d	d+2 mm	25



CODICE	ARTICOLO	MATERIALE	DIAMETRO FILETTATURA	DIAMETRO CILINDRO	LUNGHEZZA	PIÙ
	C-GBOS		d (mm)	D (mm)	L (mm)	(kg)
983020	C-GBOS 20/316	inox AISI 316	20	30	71	0,23



CODICE	ARTICOLO	MATERIALE	DIAMETRO FILETTATURA	LARGHEZZA	ALTEZZA	PIÙ
	LN-GBOS		d (mm)	A/P (mm)	H (mm)	(kg)
983320	LN-GBOS 20/316	inox AISI 316	20	30	32	0,12

III.9.3. Boiaccia per iniezione

Trattasi di una boiaccia premiscelata resistente ai solfati tipo *Presstec* che è un malta minerale, a base cementizia, composta da leganti idraulici che uniti ad aggregati selezionati di opportuna granulometria e additivi, consente di ottenere, dopo l'impasto con acqua, una miscela con elevata fluidità e iniettabilità, a ritiro controllato e con elevate resistenze meccaniche.

La particolare formulazione, specificatamente studiata per l'impiego in manufatti in muratura storica e la ridotta porosità della malta indurita, dovuta principalmente al basso rapporto acqua/legante (0,24 %) e alla modalità di iniezione in pressione all'interno della calza, garantiscono una più che buona capacità di resistere all'attacco solfatico, come attesta l'esito al Saggio di Anstett.

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche della malta:

PROPRIETÀ MECCANICHE E FISICHE				
CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI			METODO DI PROVA	NORMA DI RIFERIMENTO
Massa volumica malta fresca (kg/m³)	28 gg	2.070	UNI EN 1015-6	UNI EN 998-2
Resistenza a compressione (MPa)	3 gg	21,20	UNI EN 1015-11	UNI EN 998-2
	7 gg	37,20		
	28 gg	51,50		
Resistenza a trazione per flessione (MPa)	3 gg	2,50	UNI EN 1015-11	UNI EN 998-2
	7 gg	3,50		
	28 gg	4,50		
Modulo elastico a compressione (MPa)	28 gg	28.000	UNI EN 1015-11	UNI EN 998-2

PROPRIETÀ CHIMICHE			
CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI	PRESSTEC	METODO DI PROVA	NORMA DI RIFERIMENTO
Resistenza ai solfati	Espansione al saggio di Anstett inferiore all' 1,6% dopo 28 gg	saggio di Anstett	-

III.10. CUCITURA E STILATURA A SECCO DI PARAMENTI MURARI CON BARRE ELICOIDALI IN ACCIAIO INOX

Fornitura e posa in opera di barre elicoidali in acciaio inox AISI 316 inserite a secco, senza l'utilizzo di adesivi di fissaggio, per la cucitura e per la stilatura armata di murature, tufo, calcestruzzo.

Le barre elicoidali saranno conformi alla norma EN 845-1: 2003+A1:2008 e avranno le seguenti caratteristiche tecniche:

acciaio inox AISI 316, diametro nominale Ø 4,5-6-8-10-12 mm, tensione di rottura a trazione 1100 MPa, modulo di elasticità della barra 200 GPa, tensione a trazione in campo elastico ($\epsilon = 0,2\%$) >750 MPa, allungamento a rottura >5 %, carico di rottura della barra Ø 4,5 mm $\sigma > 8$ kN, Ø 6 mm $\sigma > 9$ kN, Ø 8 mm $\sigma > 12$ kN, Ø 10 mm $\sigma > 15$ kN, Ø 12 mm $\sigma > 17$ kN.

Per la cucitura muraria inserire a secco con apposito trapano e mandrino la barra elicoidale Ø 8-10-12 mm dopo aver realizzato un foro pilota di diametro inferiore. Successivamente inserire la barra a forza a mezzo avvitamento. La verifica di aderenza verrà realizzata a mezzo idoneo test di pull off.

Per la stilatura armata delle murature inserire la barra elicoidale Ø 4,5-6 mm all'interno dei giunti orizzontali della muratura secondo progetto, dopo scarifica della malta di allettamento per una profondità di 5-6 cm e idonea pulizia del giunto, e ristilare successivamente con malte speciali in calce e pozzolana.

III.11. STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE E IN LEGNO DI CASTAGNO

Trattasi delle strutture in legno lamellare delle coperture.

Per quanto riguarda il lamellare, le lamelle costituenti gli elementi incollati saranno prodotte da conifera europea e avranno qualità e caratteristiche tali da essere classificate e certificate quale legno lamellare incollato omogeneo classe GL24h (Rif. Norma Europea EN 338). Le caratteristiche meccaniche sono consegnate nella tabella seguente.

STRUTTURE IN LEGNO LAMELLARE				
LEGNO LAMELLARE INCOLLATO OMOGENEO CLASSE GL24h Le classi di resistenza e i profili caratteristici del legno lamellare sono conformi alla norma UNI EN 14080: 2013, mentre quelli del legno massiccio alla norma UNI EN 338: 2018.	TENSIONI CARATTERISTICHE (N/mm ²)	flessione	$f_{m,k} =$	CLASSE DI SERVIZIO 1
		compressione	fibre o°	$f_{c0,k} =$
			fibre 90°	$f_{c90,k} =$
		trazione	fibre o°	$f_{t0,k} =$
			fibre 90°	$f_{t90,k} =$
		tangenziale	long.	$f_{tk} =$

CAPITOLO IV. AZIONI SULLA COSTRUZIONE

IV.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Un'accurata valutazione dei carichi è un requisito imprescindibile di una corretta progettazione, in particolare per le costruzioni realizzate in zona sismica.

Essa, infatti, è fondamentale ai fini della determinazione delle forze sismiche, in quanto incide sulla valutazione delle masse e dei periodi propri della struttura dai quali dipendono i valori delle accelerazioni (ordinate degli spettri di progetto).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

In generale le azioni vengono classificate in:

permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione (P);
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

variabili (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

Le azioni agenti (azioni dirette – forze) possono essere così elencate:

- carichi verticali;
- carichi da neve;
- azioni termiche;

IV.2. ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Nel seguito si riporta la valutazione dei carichi agenti sui solai dei diversi corpi di fabbrica in cui è possibile suddividere, mediante la realizzazione di giunti sismici, la struttura dell'intero complesso scolastico. Le azioni verticali considerate nella valutazione dello stato di sollecitazione sono quelle dovute al peso proprio degli elementi strutturali, al peso degli elementi portati ed ai carichi variabili previsti dalla Normativa. Questi ultimi, ipotizzati uniformemente distribuiti, si differenziano in base alle destinazioni funzionali degli ambienti interessati.

Solaio in putrelle e tavelloni h=20cm	peso al mq	Volte Sala Sisto V a q.(+15,75)	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>		<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq	volta in tufo	384 daN/mq
IPE 160	20 daN/mq	incidenza rinfranchi alleggeriti	VAR. daN/mq
riempimento	160 daN/mq	<i>totale strutturali</i>	<i>384 daN/mq</i>
tavellone	48 daN/mq	<i>sovraccarichi permanenti</i>	
<i>totale strutturali</i>	<i>308 daN/mq</i>	masso di sottofondo	480 daN/mq
<i>sovraccarichi permanenti</i>		pavimento	80 daN/mq
Massetto e pavimento	120 daN/mq	incidenza tramezzi	160 daN/mq
incidenza tramezzi	160 daN/mq	intonaco	40 daN/mq
intonaco	30 daN/mq	<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>760 daN/mq</i>
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>310 daN/mq</i>	<i>sovraccarichi accidentali</i>	
<i>sovraccarichi accidentali</i>		categoria C2 - aree aperte al pubblico (aule, sale)	400 daN/mq
categoria C2 - aree aperte al pubblico (aule, sale)	400 daN/mq	categoria E1 (Solo fascia di 0,50 m lungo il perimetro)	600 daN/mq
categoria E - Archivi	600 daN/mq		
Solaio in legno	peso al mq	lastrico in putrelle	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>		<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq	Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
panconcelli	28 daN/mq	IPE 160	20 daN/mq
tavolato ligneo	21 daN/mq	riempimento	160 daN/mq
travi in legno	20 daN/mq	tavellone	48 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>149 daN/mq</i>	<i>totale strutturali</i>	<i>308 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi permanenti</i>		<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	80 daN/mq	Massetto delle pendenze e impermeabilizzazione	180 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>80 daN/mq</i>	intonaco	30 daN/mq
<i>sovraccarichi accidentali</i>		<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>210 daN/mq</i>
categoria C2 - aree aperte al pubblico (aule, sale)	400 daN/mq	<i>sovraccarichi accidentali</i>	
		categoria H	50 daN/mq
Copertura lignea	peso al mq	Scala in putrelle - rampe	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>		<i>pesi strutturali</i>	
arcarecci (incidenza)	11	2HEA140	21 daN/mq
doppio tavolato	18 daN/mq	lamiera piegata gradini (sp.3mm)	36 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>29 daN/mq</i>	telaio	67 daN/mq
<i>sovraccarichi permanenti</i>		<i>totale strutturali</i>	<i>123 daN/mq</i>
pannello isolante	20 daN/mq	<i>sovraccarichi permanenti</i>	
orditura secondaria	25 daN/mq	rivestimento gradini	124 daN/mq
coppi	60 daN/mq	ringhiera	58 daN/mq

<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>105 daN/mq</i>	<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>183 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria H</i>	<i>50 daN/mq</i>	<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria C2 – scale</i>	<i>400 daN/mq</i>

Scala a voltine - rampa	peso al mq	Nuovo impalcato a q(+3,91)m	
<i>pesi strutturali</i>		<i>pesi strutturali</i>	
volta in tufo	192 daN/mq	soletta c.a.	191 daN/mq
incidenza rinfianchi alleggeriti (1000daN/mc)	300 daN/mq	lamiera tipo EGB210 sp.0,7mm	10 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>492 daN/mq</i>	<i>totale strutturali</i>	<i>201 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi permanenti</i>		<i>sovraccarichi permanenti portati</i>	
gradino riportato	128 daN/mq	Massetto e pavimento	120 daN/mq
Pavimento	124 daN/mq	Controsoffitto	50 daN/mq
intonaco	40 daN/mq		
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>292 daN/mq</i>	<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>170 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria C2 – scale</i>	<i>400 daN/mq</i>	<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria C2</i>	<i>400 daN/mq</i>

Solaio tipo S1	peso al mq	Solaio tipo S2	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>		<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq	Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
IPE 160	20 daN/mq	IPE 200	28 daN/mq
riempimento in materiale alleggerito	50 daN/mq	riempimento in materiale alleggerito	100 daN/mq
doppio tavellone	96 daN/mq	doppio tavellone	96 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>246 daN/mq</i>	<i>totale strutturali</i>	<i>304 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi permanenti</i>		<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	120 daN/mq	Massetto e pavimento	120 daN/mq
incidenza tramezzi	160 daN/mq	incidenza tramezzi	160 daN/mq
intonaco	30 daN/mq	intonaco	30 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>310 daN/mq</i>	<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>310 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria E - Archivi</i>	<i>600 daN/mq</i>	<i>sovraccarichi accidentali</i> <i>categoria C2 - Uffici</i>	<i>300 daN/mq</i>

IV.3. CARICO DA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione:

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

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al successivo § 3.4.5;
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al successivo §3.4.2 per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3;
- C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.4.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Il valore caratteristico minimo del carico da neve al suolo considerando che la struttura si trova in Campania

ricadente nella zona 3 risulta essere pari a:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

Il coefficiente di esposizione C_e si è assunto in base alla tabella 3.4.1 delle NTC2018 pari a 1.

Per la struttura in oggetto si assume il coefficiente di forma μ_i pari a 0,8:

α Impedita di scivolare

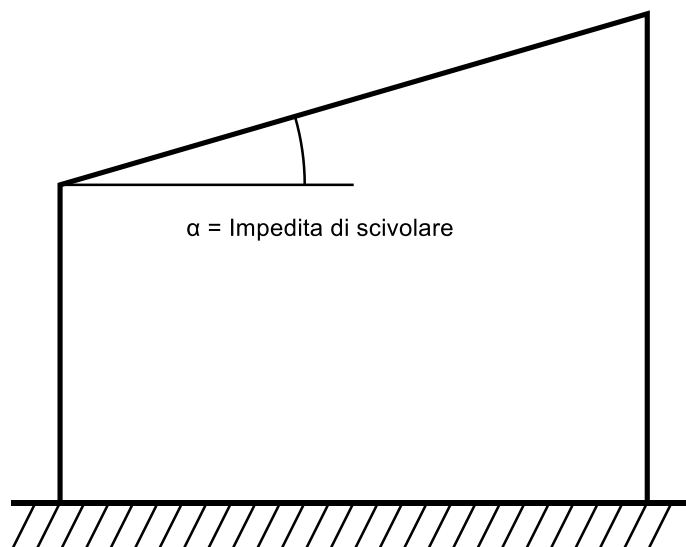
μ 0.8

q 0.0048 [daN/cm²]



$$\mu = 0.8$$

$$q = 0.0048$$



condizione NEVE	$q_{s1} = 48 \text{ daNm}^{-2}$
-----------------	---------------------------------

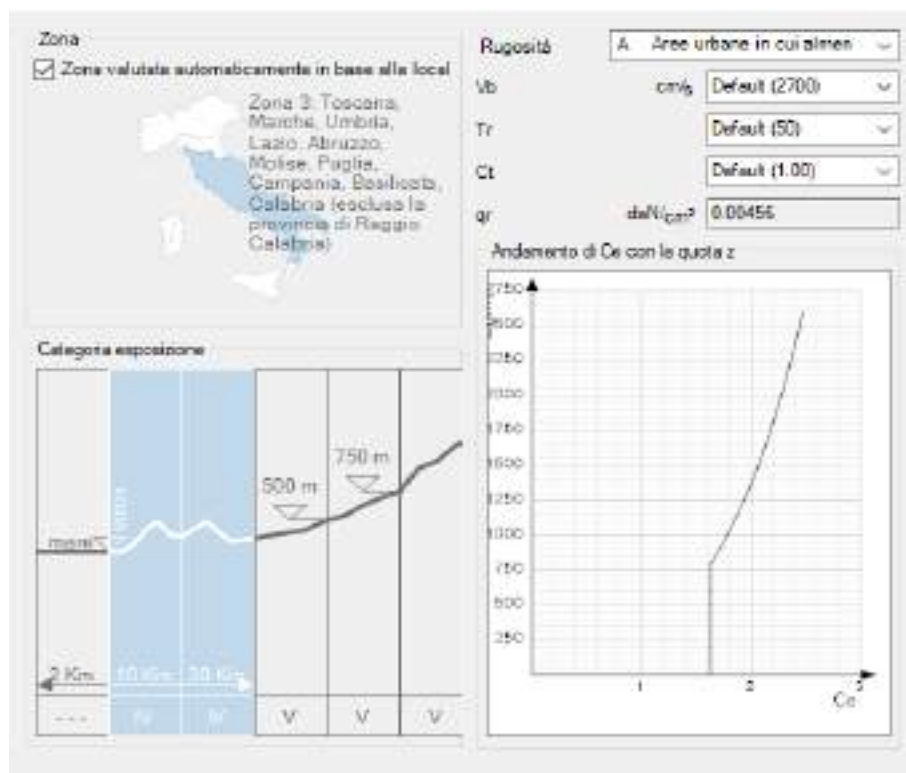
IV.4. CARICHI DA VENTO

Per quanto riguarda il carico accidentale dovuto al vento, la pressione totale esercitata è data dall'espressione:

$$p = q_{p(z)} \times (c_{pe} + c_{pi}) \times c_d$$

La struttura è progettata per essere posizionata sul territorio italiano in zona 3, il sito in cui sarà collocata la struttura in categoria di esposizione IV, con classe di rugosità A. A tali dati di ingresso corrispondono i seguenti valori nelle tabelle di cui alle Norme Tecniche del DM 17/01/2018:

Parametri geografici		
Zona	3	
Classe di rugosità	A	
distanza dalla costa	10 Km	
categoria di esposizione	IV	
Parametri caratteristici		
$a_s =$	15 m	
$a_0 =$	500 m.s.l.m.	
$v_{b0} =$	27 m/s	
$k_a =$	0,02 1/s	
Parametri di categoria		
$Z_0 =$	0,30 mt	
$Z_{min} =$	8,00 mt	
$K_r =$	0,22	
$Z =$	12,00 mt	
Coefficienti correttivi invariabili		
coeff. Topografico	$C_t =$	1,00
coeff. Dinamico	$C_d =$	1,00
coeff. Esposizione	$C_e =$	1,91
La velocità di riferimento del vento vale:		
$V_{b0} =$	27 m/s	
La pressione del vento vale:		
$q_b =$	45,56 daN/m ²	



IV.5. AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

T_c periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La struttura in oggetto è stata analizzata secondo la norma D.M. 17-01-18 (N.T.C.), considerandola come tipo di costruzione 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari. In particolare si è prevista, in accordo con il committente, una vita nominale dell’opera di $V_n=50$ anni per una classe d’uso III, e quindi una vita di riferimento di 75 anni (NTC18 e NTC08 §2.4.3).

L’opera è edificata in località Napoli; Latitudine ED50 40.8519° (40° 51' 7"); Longitudine ED50 14.2596° (14° 15' 35"); Altitudine s.l.m. 33.19 m. (coordinate esatte: 40.851913 14.259619).

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa al suolo in condizioni ideali su sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale. Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. I tre parametri fondamentali (accelerazione a_g , fattore di amplificazione F_0 e periodo T^*C) si ricavano per ciascun nodo del del reticolo di riferimento in funzione del periodo di ritorno dell’azione sismica T_R previsto, espresso in anni; quest’ultimo è noto una volta fissate la vita di riferimento V_r della costruzione e la probabilità di superamento attesa nell’arco della vita di riferimento. Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{Vr} cui riferirsi per individuare l’azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati sono riportate nella tabella 3.2.I del §3.2.1 della norma; i valori di P_{Vr} forniti in tabella possono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

Nella presente progettazione si sono considerati i seguenti parametri sismici:

PVr SLD (%)

63

Tr SLD	75.43
Ag/g SLD	0.0741
Fo SLD	2.325
Tc* SLD	0.321[s]
PVr SLV (%)	10
Tr SLV	711.84
Ag/g SLV	0.1918
Fo SLV	2.41
Tc* SLV	0.339 [s]



Queste sono le coordinate del punto individuato sulla mappa da copiare negli appunti:

{40.850873, 14.258624, 33.768444} WGS84

IV.5.1. Risposta sismica locale

Le condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e le condizioni topografiche concorrono a modificare l'azione sismica in superficie rispetto a quella attesa su un sito rigido con superficie orizzontale. Tali modifiche, in ampiezza, durata e contenuto in frequenza, sono il risultato della risposta sismica locale.

Gli effetti stratigrafici sono legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno. Gli effetti topografici sono invece legati alla configurazione topografica del piano campagna ed alla possibile focalizzazione delle onde sismiche in punti particolari (pendii, creste).

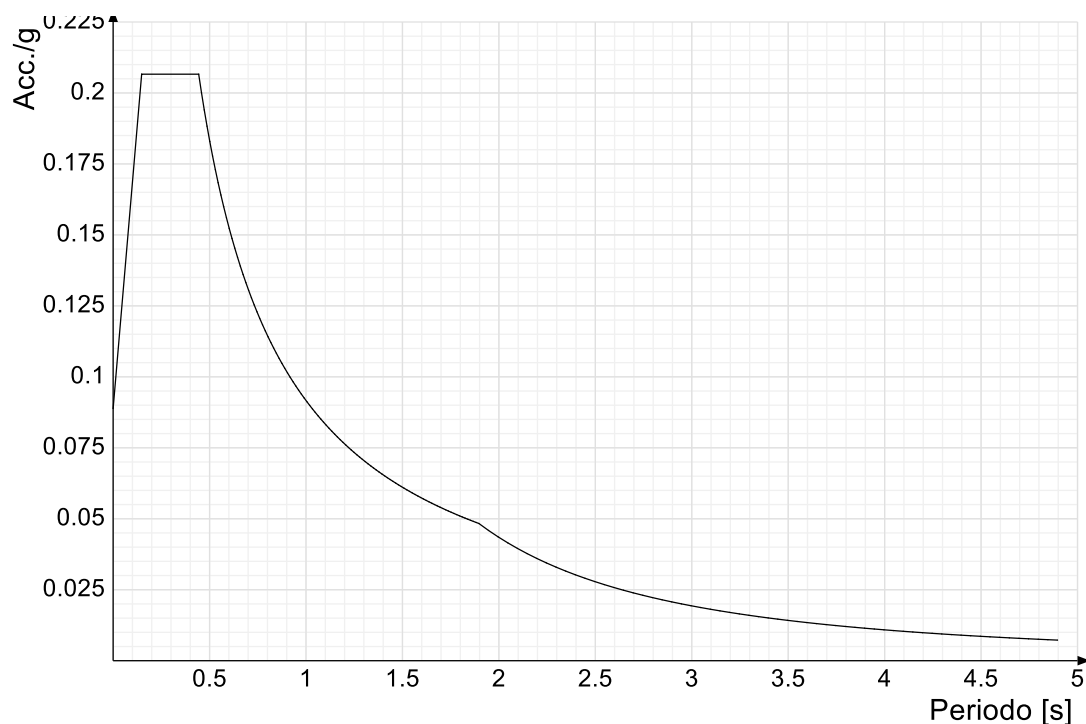
Nella presente progettazione l'effetto della risposta sismica locale è stato valutato individuando la categoria di sottosuolo di riferimento corrispondente alla situazione in sito e considerando le condizioni topografiche locali (NTC18 e NTC08 §3.2.2). Per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica SS la caratterizzazione geotecnica condotta nel volume significativo consente di identificare il sottosuolo prevalente nella categoria B - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a

grana fina molto consistenti. Si riporta per completezza la corrispondente descrizione indicata nella norma (NTC18 e NTC08 Tab. 3.2.II).

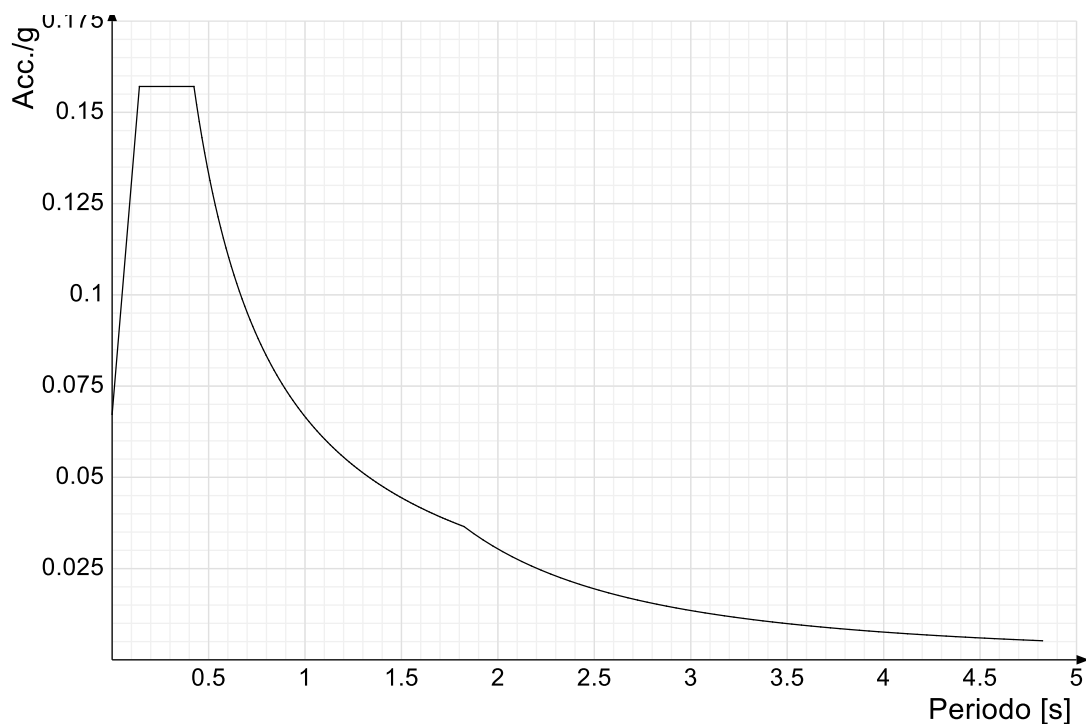
Categoria suolo B: Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica T1: Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

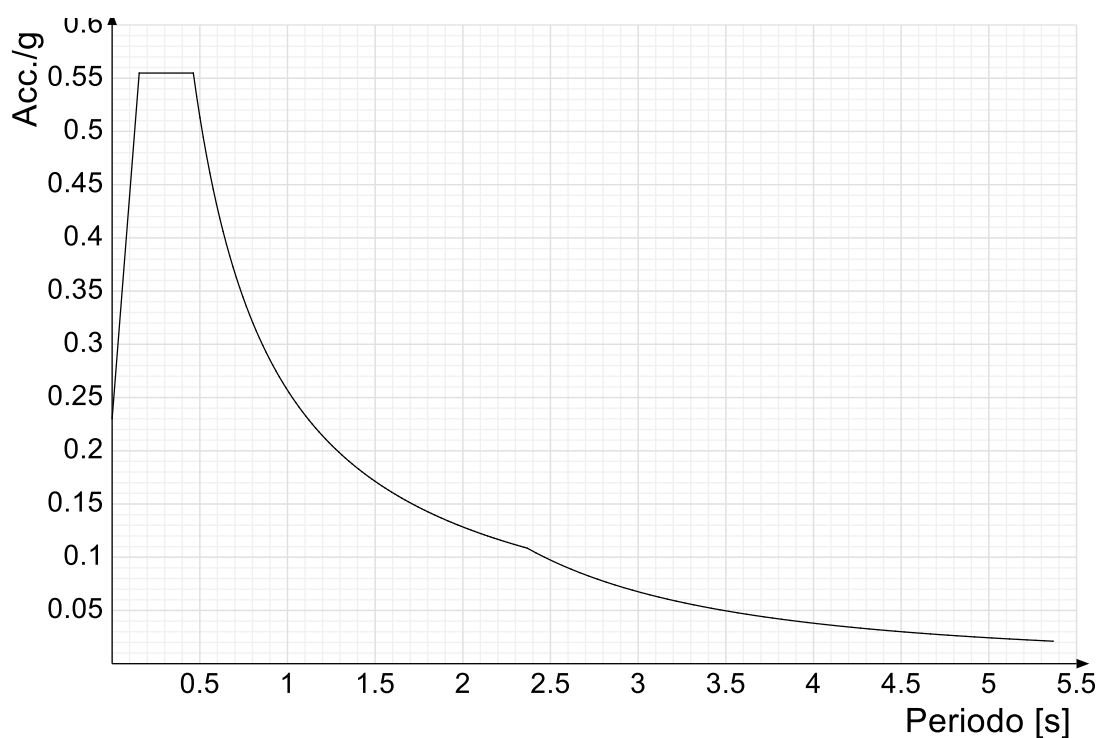
Si riportano infine gli spettri di risposta elastici delle componenti orizzontali per gli stati limite considerati. Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLD § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLO § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



Viene mostrato lo spettro "Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali SLV § 3.2.3.2.1 [3.2.2]".



IV.6. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante di-verse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel para-grafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di esercizio

e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, comprendendo esse anche le condizioni da sisma e da vento (che da norma non saranno cumulate), impostate ai fini della verifica s.l.u. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

Per la definizione puntuale di tutte le combinazioni di carico analizzate si rimanda ai tabulati di calcolo Input. Le combinazioni di carico agenti sulle strutture sono così elencate (a meno del peso proprio degli elementi strutturali che viene determinato dal programma di calcolo).

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni del Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 (G. U. 20 febbraio 2018, n. 42 - Suppl.Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni"

Le analisi effettuate, corredate da dettagliate descrizioni, sono riportate nei tabulati di calcolo nella relativa sezione.

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

CAPITOLO V. VERIFICA DEI SOLAI

Gli interventi sui solai sono finalizzati a ridurre l'eccessiva deformabilità degli orizzontamenti.

Una delle principali fonti di vulnerabilità degli edifici in muratura privi di catene o cordoli perimetrali è associata ai meccanismi di collasso locale (risposta fuori dal piano dei maschi murari); adeguando le connessioni tra gli elementi, attraverso la formazione di una nuova soletta in calcestruzzo leggero strutturale armato interconnessa al solaio e alle murature perimetrali, è possibile migliorare il comportamento sismico dell'intero edificio. Per il miglioramento sismico risulta di particolare importanza la formazione del diaframma di piano in grado di trasferire le azioni orizzontali del sisma alle pareti resistenti a taglio.

La proposta progettuale prevede il consolidamento dei solai in putrelle e tavelloni intervenendo sul solaio esistente per migliorarne alcune funzioni:

- la capacità a supportare carichi maggiori,
- la diminuzione della eccessiva deformabilità flessionale,
- l'aumento della rigidità nel proprio piano,
- la funzione di incatenamento delle pareti perimetrali.

V.1. NUOVO SOLAIO TIPO S1

Il progetto prevede la sostituzione dei solai negli ambienti L01 e L05 a q. +19.50 ormai irrimediabilmente compromesso nelle caratteristiche meccaniche con nuovi solai tipo S1.

Il nuovo solaio tipo S1 di luce massima 3.40m, sarà costituito da putrelle in acciaio S275 in profili IPE160 poste a interasse 80cm e poggiate sulle sottostanti murature. L'impalcato è completato da doppio tavellone in laterizio posti tra le IPE160 di spessore 6cm, l'impalcato sarà completato con un getto in magrone alleggerito fino all'ala superiore della trave. Superiormente viene gettata una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

V.1.1. Analisi dei carichi

Ai fini della verifica del solaio vengono considerati i seguenti carichi:

Solaio tipo S1	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
IPE 160	20 daN/mq
riempimento in materiale alleggerito	50 daN/mq
doppio tavellone	96 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>246 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	120 daN/mq
incidenza tramezzi	160 daN/mq

intonaco	30 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>310 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi accidentali</i>	
categoria E - Archivi	600 daN/mq

V.1.2. Verifica del solaio

I solai di tipo misto in putrelle di acciaio e tavelloni tipo S1 saranno realizzati con una controsoletta armata in conglomerato leggero strutturale di spessore 5 cm, resa solidale alle travi portanti principali metalliche a doppio T mediante connettori del tipo Tecnaria o equivalenti, in modo da aumentare la superficie aderente, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

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

Coefficienti di sicurezza:

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

Limite all'inflessione delta 2:	L / 350
Limite all'inflessione finale:	L / 250

Geometria

Luce di calcolo:	340.0 cm
Interasse travi:	80.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	80.0 cm

Profilo:	IPE 160
ha:	160.0 mm
bf:	82.0 mm
tf:	7.4 mm
bfi:	82.0 mm
tfi:	7.4 mm
tw:	5.0 mm
r0:	9.0 mm
r1:	0.0 mm
Area:	2009.0 mm ²
Iy:	869.3 cm ⁴
wy Sup:	108700.0 mm ³
wy Inf:	108700.0 mm ³
w Ply:	123900.0 mm ³
Acciaio	S275
fy:	275 N/mm ²
Es:	210000 N/mm ²
Calcestruzzo:	Leca CLS 1600
fck:	30 N/mm ²
Rck:	33 N/mm ²
Densità:	17.50 kN/m ³
E cm:	20000 N/mm ²

Carichi

Peso proprio:	1.07 kN/m ²
Altri p.p.:	1.39 kN/m ²
Sottotondo:	0.50 kN/m ²
Pavimento:	0.50 kN/m ²
Tramezzi:	1.60 kN/m ²
Altri perm.:	0.30 kN/m ²
Variabili:	6.00 kN/m ²

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU

Azioni fase 1:	2.56 kN/m
Classe sezione acciaio:	1
Calcolo:	elastico
Momento sollecitante - ME _{d1} :	3.7 kNm
Momento resistente elastico - MR _{d1} :	27.2 kNm
Verifica momento:	0.14

Taglio sollecitante - VEd1: 4.35 kN
Taglio resistente - VRd1: 115.47 kN
Verifica taglio: 0.04

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

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 12.78 kN/m
Posizione asse neutro: 7.89 cm
Altezza totale: 21.00 cm
Momento sollecitante - MEd: 18.5 kNm
Momento resistente - MRd: 20.1 kNm
Verifica momento: 0.92
Taglio sollecitante - VEd: 21.7 kNm
Taglio resistente - VRd: 115.5 kN
Verifica taglio: 0.19

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: Pesi propri: 1.9 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: Permanenti: 0.8 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ Viscosità: 2.2 mm
Delta 2 da ritiro: 2.5 mm

Delta 2 totale: 4.7 mm = L / 728
Delta finale totale: 7.3 mm = L / 463

Asse neutro elastico dall'estradosso: 7.9 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 10.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 2398.8 cm⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 21.00
Momento di inerzia sezione omog.: 1986.9 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 10.7 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.9

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Compressione nella soletta in calcestruzzo:
Nc data dai connettori posizionati(kN): 86
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 502
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 173

Tipo Connettore: CTF 12/40
Altezza: 40 mm
Resistenza del connettore - Prd: 28.77 kN
Resistenza connessione PRd * k: 28.77 kN
Connettore rigido.
Distribuzione connettori elastica variabile

Distribuzione uniforme:
L= 340.0 cm Numero connettori= 12 Passo= 28.3 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):
Settore a sinistra:
L= 85.0 cm Numero connettori= 3 Passo= 28.3 cm
Settore centrale:
L= 170.0 cm Numero connettori= 7 Passo= 30.0 cm
Settore a destra:
L= 85.0 cm Numero connettori= 3 Passo= 28.3 cm

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

soletta: 1.3 cm²/m

Note:
Spessore ala inferiore a 8 mm. Come indicato nell'ETA i valori di resistenza del connettore sono ridotti in proporzione allo spessore dell'ala.

V.1.2.1. Verifica locale degli appoggi sulle murature sottostanti

La reazione massima sull'appoggio della muratura vale

R = 2170 daN

Il vincolo di appoggio è costituito da un cuscinetto di mattoni pieni. La putrella appoggia per una profondità di circa 25cm, per cui la tensione massima della muratura sull'area di contatto vale:

$$\sigma_{m1} = 2170 / (16 \times 25) = 5.42 \text{ daNcm}^{-2}$$

Si assume quale tensione caratteristica della muratura in mattoni pieni il seguente valore:

$$f_m = 45 \text{ daNcm}^{-2}$$

La resistenza di progetto è pari a:

$$f_d = f_m / \gamma_m = 45 / 3 = 15 \text{ daNcm}^{-2} > \sigma_{m1}$$

Per cui la verifica è soddisfatta.

V.2. NUOVO SOLAIO TIPO S2

Il progetto prevede la sostituzione dei solai negli ambienti L09/L10 e L11 q. +19.50 ormai irrimediabilmente compromesso nelle caratteristiche meccaniche con nuovi solai tipo S2.

Il nuovo solaio tipo S2 di luce massima 4.80m, sarà costituito da putrelle in acciaio S275 in profili IPE200 poste a interasse 80cm e poggiate sulle sottostanti murature. L'impalcato è completato da doppio tavellone in laterizio posti tra le IPE200 di spessore 6cm, l'impalcato sarà completato con un getto in magrone alleggerito fino all'ala superiore della trave. Superiormente viene gettata una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

V.2.1. Analisi dei carichi

Ai fini della verifica del solaio vengono considerati i seguenti carichi:

Solaio tipo S2	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
IPE 200	28 daN/mq
riempimento in materiale alleggerito	100 daN/mq
doppio tavellone	96 daN/mq
totale strutturali	304 daN/mq
<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	120 daN/mq
incidenza tramezzi	160 daN/mq
intonaco	30 daN/mq
totale sovraccarichi permanenti	310 daN/mq
<i>sovraccarichi accidentali</i>	
categoria C2 - Uffici	300 daN/mq

V.2.2. Verifica del solaio

I solai di tipo misto in putrelle di acciaio e tavelloni tipo S2 saranno realizzati con una controsoletta armata in conglomerato leggero strutturale di spessore 5 cm, resa solidale alle travi portanti principali metalliche a doppio T mediante connettori del tipo Tecnaria o equivalenti, in modo da aumentare la superficie aderente, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

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

Coefficienti di sicurezza:

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

Limite all'inflessione delta 2: L / 350
Limite all'inflessione finale: L / 250

Geometria

Luce di calcolo: 470.0 cm
Interasse travi: 80.0 cm
Spessore soletta: 5.0 cm
Base efficace: 80.0 cm

Profilo: IPE 200
ha: 200.0 mm
bf: 100.0 mm
tf: 8.5 mm
bfi: 100.0 mm
tfi: 8.5 mm
tw: 5.6 mm
r0: 12.0 mm
r1: 0.0 mm
Area: 2848.0 mm²
Iy: 1943.0 cm⁴
Wy Sup: 194300.0 mm³
Wy Inf: 194300.0 mm³
W Ply: 220600.0 mm³

Acciaio S275
fy: 275 N/mm²
Es: 210000 N/mm²

Calcestruzzo: Leca CLS 1600
fck: 30 N/mm²
Rck: 33 N/mm²
Densità: 17.50 kN/m³
E cm: 20000 N/mm²

Carichi

Peso proprio: 1.15 kN/m²
Altri p.p.: 1.89 kN/m²
Sottofondo: 0.50 kN/m²
Pavimento: 0.50 kN/m²
Tramezzi: 1.60 kN/m²
Altri perm.: 0.30 kN/m²
Variabili: 3.00 kN/m²

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

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 9.78 kN/m
Posizione asse neutro: 9.99 cm
Altezza totale: 25.00 cm
Momento sollecitante - MED: 27.0 kNm
Momento resistente - MRd: 29.3 kNm
Verifica momento: 0.92
Taglio sollecitante - VEd: 23.0 kNm
Taglio resistente - VRd: 161.7 kN
Verifica taglio: 0.14

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: P.p. + Perm.: 3.1 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ viscosità: 2.6 mm
Delta 2 da ritiro: 3.5 mm

Delta 2 totale: 6.1 mm = L / 770
Delta finale totale: 9.3 mm = L / 508

Asse neutro elastico dall'estradosso: 10.0 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 10.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 4568.7 cm⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 21.00
Momento di inerzia sezione omog.: 3766.1 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 9.3 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.5

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Compressione nella soletta in calcestruzzo:
Nc data dai connettori posizionati(kN): 109
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 680
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 233

Tipo Connettore: CTF 12/40

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

Distribuzione uniforme:
L= 470.0 cm Numero connettori= 17 Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):
Settore a sinistra:
L= 117.5 cm Numero connettori= 4 Passo= 29.4 cm
Settore centrale:
L= 235.0 cm Numero connettori= 9 Passo= 30.0 cm
Settore a destra:
L= 117.5 cm Numero connettori= 4 Passo= 29.4 cm

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

Soletta: 1.2 cm²/m

V.2.2.1. Verifica locale degli appoggi sulle murature sottostanti

La reazione massima sull'appoggio della muratura vale

$R = 2300 \text{ daN}$

Il vincolo di appoggio è costituito da un cuscinetto di mattoni pieni. La putrella appoggia per una profondità di circa 25cm, per cui la tensione massima della muratura sull'area di contatto vale:

$$\sigma_{m1} = 2300 / (20 \times 25) = 4.60 \text{ daNcm}^{-2}$$

Si assume quale tensione caratteristica della muratura in mattoni pieni il seguente valore:

$$f_m = 45 \text{ daNcm}^{-2}$$

La resistenza di progetto è pari a:

$$f_d = f_m / \gamma_m = 45 / 3 = 15 \text{ daNcm}^{-2} > \sigma_{m1}$$

Per cui la verifica è soddisfatta.

V.1. RINFORZO DI SOLAIO TIPO S3

Il progetto prevede il rinforzo dei solai esistenti per adeguarli ai nuovi carichi accidentali previsti in progetto. Il rinforzo tipo S3 sarà realizzato con il getto di una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$.

La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

V.1.1. Analisi dei carichi del solaio rinforzato a q.+19.50m

Ai fini della verifica del solaio vengono considerati i seguenti carichi:

Solaio in putrelle e tavelloni h=20cm	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
IPE 160	20 daN/mq
riempimento	160 daN/mq
tavellone	48 daN/mq
totale strutturali	308 daN/mq
<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	120 daN/mq
incidenza tramezzi	160 daN/mq
intonaco	30 daN/mq
totale sovraccarichi permanenti	310 daN/mq

sovraccarichi accidentali

categoria E - Archivi

600 daN/mq

V.1.2. Verifica del solaio rinforzato a q.+19.50m

Di seguito si riporta la verifica del solaio a quota +19.50 con destinazione archivio avente luce pari a 3,05m. I solai di tipo misto in putrelle di acciaio e tavelloni tipo S3 saranno rinforzati con una controsoletta armata in conglomerato leggero strutturale di spessore 5 cm, resa solidale alle travi portanti principali metalliche a doppio T mediante connettori del tipo Tecnaria o equivalenti, in modo da aumentare la superficie aderente, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Soletta piena

Trave non puntellata

Trave in semplice appoggio con carichi uniformemente distribuiti

Ambiente secco

Coefficienti di sicurezza:

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

Limite all'inflessione delta 2: L / 350

Limite all'inflessione finale: L / 250

Geometria

Luce di calcolo:	305.0 cm
Interasse travi:	80.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	76.3 cm

Profilo:	IPN 160
ha:	160.0 mm
bf:	74.0 mm
tf:	9.5 mm
bfi:	74.0 mm
tfi:	9.5 mm
tw:	6.3 mm
r0:	6.3 mm
r1:	3.8 mm
Area:	2280.0 mm ²
Iy:	935.0 cm ⁴
Wy Sup:	117000.0 mm ³
Wy Inf:	117000.0 mm ³
W Ply:	136000.0 mm ³
Acciaio	S235
fy:	235 N/mm ²
Es:	210000 N/mm ²
Calcestruzzo:	Leca CLS 1600
fck:	30 N/mm ²
Rck:	33 N/mm ²
Densità:	17.50 kN/m ³
E cm:	20000 N/mm ²

Carichi

Peso proprio:	1.10 kN/m ²
Altri p.p.:	1.98 kN/m ²
Sottofondo:	0.60 kN/m ²
Pavimento:	0.60 kN/m ²
Tramezzi:	1.60 kN/m ²
Altri perm.:	0.30 kN/m ²
Variabili:	6.00 kN/m ²

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU

Azioni fase 1:	3.20 kN/m
Classe sezione acciaio:	1
Calcolo:	elastico
Momento sollecitante - MED1:	3.7 kNm
Momento resistente elastico - MRd1:	25.0 kNm
verifica momento:	0.15
Taglio sollecitante - VEd1:	4.88 kN
Taglio resistente - VRd1:	124.33 kN
verifica taglio:	0.04

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

Classe sezione mista: 1
Calcolo elastico
Azioni: 13.62 kN/m
Posizione asse neutro: 8.35 cm
Altezza totale: 21.00 cm
Momento sollecitante - MED: 15.8 kNm
Momento resistente - MRd: 18.7 kNm
Verifica momento: 0.85
Taglio sollecitante - VEd: 20.8 kNm
Taglio resistente - VRd: 124.3 kN
Verifica taglio: 0.17

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale: 0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: Pesi propri: 1.4 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: Permanenti: 0.5 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ Viscosità: 1.4 mm
Delta 2 da ritiro: 2.0 mm

Delta 2 totale: 3.3 mm = L / 916
Delta finale totale: 5.3 mm = L / 579

Asse neutro elastico dall'estradosso: 8.3 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo: 10.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo: 2554.7 cm⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n: 21.00
Momento di inerzia sezione omog.: 2087.1 cm⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i: 1.00
Frequenza fondamentale naturale: 13.3 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1= 0.9

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica
Compressione nella soletta in calcestruzzo:
Nc data dai connettori posizionati(kN): 78
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN): 487
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN): 156

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

Distribuzione uniforme:
L= 305.0 cm Numero connettori= 11 Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):
Settore a sinistra:
L= 76.3 cm Numero connettori= 3 Passo= 25.4 cm
Settore centrale:
L= 152.5 cm Numero connettori= 6 Passo= 30.0 cm
Settore a destra:
L= 76.3 cm Numero connettori= 3 Passo= 25.4 cm

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

Soletta: 1.3 cm²/m

V.1.2.1. Verifica locale degli appoggi sulle murature sottostanti

La reazione massima sull'appoggio della muratura vale

R = 2080 daN

Il vincolo di appoggio è costituito da un cuscinetto di mattoni pieni. La putrella appoggia per una profondità di circa 25cm, per cui la tensione massima della muratura sull'area di contatto vale:

$$\sigma_{m1} = 2080 / (16 \times 25) = 5.20 \text{ daNcm}^{-2}$$

Si assume quale tensione caratteristica della muratura in tufo il seguente valore:

$$f_m = 26 \text{ daNcm}^{-2}$$

La resistenza di progetto è pari a:

$$f_d = f_m / \gamma_m = 26 / 3 = 8.67 \text{ daNcm}^{-2} > \sigma_{m1}$$

Per cui la verifica è soddisfatta.

V.1.1. Analisi dei carichi del solaio rinforzato a q.+23.84m (lastrico solare)

Ai fini della verifica del solaio vengono considerati i seguenti carichi:

lastrico in putrelle	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a. alleggerito	80 daN/mq
IPE 160	20 daN/mq
riempimento	160 daN/mq
tavellone	48 daN/mq
totale strutturali	308 daN/mq
<i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto delle pendenze e impermeabilizzazione	180 daN/mq
intonaco	30 daN/mq
totale sovraccarichi permanenti	210 daN/mq
<i>sovraccarichi accidentali</i>	
categoria H	50 daN/mq

V.1.2. Verifica del solaio rinforzato a q.+23.84m (lastrico solare)

Di seguito si riporta la verifica del solaio a quota +23.84 con destinazione lastrico solare avente luce pari a 4.80m.

I solai di tipo misto in putrelle di acciaio e tavelloni tipo S3 saranno rinforzati con una controsoletta armata in conglomerato leggero strutturale di spessore 5 cm, resa solidale alle travi portanti principali metalliche a doppio T mediante connettori del tipo Tecnaria o equivalenti, in modo da aumentare la superficie aderente, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

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

Coefficienti di sicurezza:

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

Limite all'inflessione delta 2:	L / 250
Limite all'inflessione finale:	L / 200

Geometria

Luce di calcolo:	480.0 cm
Interasse travi:	80.0 cm
Spessore soletta:	5.0 cm
Base efficace:	80.0 cm

Profilo:	IPN 160
ha:	160.0 mm
bf:	74.0 mm
tf:	9.5 mm
bfi:	74.0 mm
tfi:	9.5 mm
tw:	6.3 mm
r0:	6.3 mm
r1:	3.8 mm
Area:	2280.0 mm ²
Iy:	935.0 cm ⁴
Wy Sup:	117000.0 mm ³
Wy Inf:	117000.0 mm ³
w Ply:	136000.0 mm ³
Acciaio	S235
fy:	235 N/mm ²
Es:	210000 N/mm ²

Calcestruzzo:	Leca CLS 1600
fck:	30 N/mm ²
Rck:	33 N/mm ²
Densità:	17.50 kN/m ³
E cm:	20000 N/mm ²

Carichi

Peso proprio:	1.10 kN/m ²
Altri p.p.:	1.98 kN/m ²
Sottotondo:	1.80 kN/m ²
Pavimento:	0.00 kN/m ²
Tramezzi:	0.00 kN/m ²
Altri perm.:	0.30 kN/m ²
Variabili:	0.50 kN/m ²

Fase 1 - sola trave in acciaio - SLU

Azioni fase 1:	3.20 kN/m
Classe sezione acciaio:	1
Calcolo:	elastico
Momento sollecitante - MEd1:	9.2 kNm
Momento resistente elastico - MRd1:	25.0 kNm
Verifica momento:	0.37
Taglio sollecitante - VEd1:	7.68 kN
Taglio resistente - VRd1:	124.33 kN
Verifica taglio:	0.06

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

Classe sezione mista:	1
Calcolo elastico	
Azioni:	5.98 kN/m
Posizione asse neutro:	8.22 cm
Altezza totale:	21.00 cm
Momento sollecitante - MEd:	17.2 kNm
Momento resistente - MRd:	18.8 kNm
Verifica momento:	0.92
Taglio sollecitante - VEd:	14.4 kNm
Taglio resistente - VRd:	124.3 kN
Verifica taglio:	0.12

Fase 1+2 - SLS - STATO LIMITE DI SERVIZIO

Delta 0 - pre-monta iniziale:	0.0 mm
Delta 1 - Sezione: acciaio - Carichi: Pesi propri:	8.7 mm
Delta 1 - Sezione: mista - Carichi: Permanenti:	2.1 mm
Delta 2 - Sezione: mista - Carichi: Var.+ Viscosità:	1.1 mm
Delta 2 da ritiro:	5.0 mm
Delta 2 totale:	6.1 mm = L / 793
Delta finale totale:	16.9 mm = L / 285
Asse neutro elastico dall'estradosso:	8.2 cm
Coefficiente di omogeneizzazione istantaneo:	10.50
Momento di inerzia sezione omog. istantaneo:	2586.9 cm ⁴
Coefficiente di omogeneizzazione - n:	21.00
Momento di inerzia sezione omog.:	2118.8 cm ⁴
Incremento freccia per interazione incompleta - i:	1.00
Frequenza fondamentale naturale:	7.8 Hz
calcolata con combinazione frequente. Psi1=	0.7

Fase 1+2 - sezione mista - Connessione

Connessione elastica	
Compressione nella soletta in calcestruzzo:	
Nc data dai connettori posizionati(kN):	47
Nc,f relativa al completo ripristino di resistenza(kN):	487
Nc,el relativa al massimo momento elastico Mel,Rd (kN):	109
Tipo Connettore:	CTF 12/40
Altezza:	40 mm
Resistenza del connettore - Prd:	31.10 kN
Resistenza connessione PRD * k:	31.10 kN
Connettore rigido.	
Distribuzione connettori elastica variabile	

Distribuzione uniforme:		
L= 480.0 cm	Numero connettori= 17	Passo= 30.0 cm

Distribuzione variabile (in alternativa):		
Settore a sinistra:		
L= 120.0 cm	Numero connettori= 4	Passo= 30.0 cm
Settore centrale:		
L= 240.0 cm	Numero connettori= 9	Passo= 30.0 cm
Settore a destra:		

L= 120.0 cm

Numero connettori= 4

Passo= 30.0 cm

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

Soletta: 1.0 cm²/m

V.1.2.1. Verifica locale degli appoggi sulle murature sottostanti

La reazione massima sull'appoggio della muratura vale

$R = 1440 \text{ daN}$

Il vincolo di appoggio è costituito da un cuscinetto di mattoni pieni. La putrella appoggia per una profondità di circa 25cm, per cui la tensione massima della muratura sull'area di contatto vale:

$\sigma_{m1} = 1440 / (16 \times 25) = 3.60 \text{ daNcm}^{-2}$

Si assume quale tensione caratteristica della muratura in tufo il seguente valore:

$f_m = 26 \text{ daNcm}^{-2}$

La resistenza di progetto è pari a:

$f_d = f_m / \gamma_m = 26 / 3 = 8.67 \text{ daNcm}^{-2} > \sigma_{m1}$

Per cui la verifica è soddisfatta.

V.2. RINFORZO DI SOLAIO TIPO L1

Il progetto prevede il rinforzo del solaio in legno esistente nell'ambiente L07 a q.+12.51 per adeguarlo ai nuovi carichi accidentali previsti in progetto.

Il rinforzo tipo L1 sarà realizzato con il getto di una soletta in cemento armato alleggerito tipo LC30/33 di spessore 5 cm armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20'' \times 20''$ sul tavolato in panconcelli esistente (vedi foto che seguono).



La soletta in c.a. alleggerito sarà resa collaborante tramite la posa di connettori in acciaio del tipo Tecnaria o equivalenti avente lunghezza 4 cm, così come rappresentato nelle tavole di progetto.

Lungo il perimetro del solaio verrà garantito il collegamento della nuova soletta alle murature d'ambito tramite cuciture armate con barre $\phi 12$ poste a interasse 40cm; in tal modo sarà garantita la corretta ripartizione delle forze orizzontali sui setti murari di perimetro.

V.2.1. Analisi dei carichi del solaio rinforzato a q.+12.51m

Ai fini della verifica del solaio vengono considerati i seguenti carichi:

Solaio in legno

peso al mq

pesi strutturali

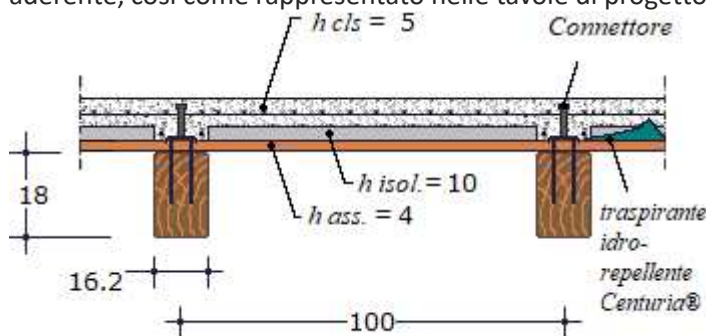
<i>Soletta c.a. alleggerito</i>	80 daN/mq
panconcelli	28 daN/mq
tavolato ligneo	21 daN/mq
travi in legno	20 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	149 daN/mq
 <i>sovraccarichi permanenti</i>	
Massetto e pavimento	80 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	80 daN/mq
 <i>sovraccarichi accidentali</i>	
categoria C2 - aree aperte al pubblico (aule, sale)	400 daN/mq

V.2.2. Verifica del solaio rinforzato a q.+12.51m

Di seguito si riporta la verifica del solaio a quota +12.51 avente luce complessiva pari a 6.58 m. A circa 50 cm dalle murature di appoggio sono disposte travi trasversali che spezzano la luce del solaio stesso

Il solaio in legno è di separazione tra la proprietà comunale e quella dei frati ed è costituito da un impalcato in legno (panconcelli) posto su travi in legno a sezione circolare.

L'intervento consiste nel rinforzare l'impalcato inchiodando un nuovo tavolato sp. 3 cm sul piano dei panconcelli esistenti, disporre pannelli in polistirene sp. 10cm al di sopra del tavolato e gettare con una controsoletta armata in conglomerato leggero strutturale di spessore 5 cm, resa solidale alle travi portanti principali in legno mediante connettori del tipo Tecnaria o equivalenti, in modo da aumentare la superficie aderente, così come rappresentato nelle tavole di progetto.



- Spessore soletta: 5 cm
- Spessore assito/pianelle/tavelle: 4 cm
- Spessore isolante: 10 cm
- Interasse travi: 100 cm
- Trave sezione circolare d=30cm (area equivalente Base travi: 16.2 cm Altezza travi: 18 cm)
- Luce travi: 540 cm
- Limite freccia iniziale carichi variabili: $L/300 = 18.00$ mm
- Limite freccia attiva: $L/300 = 18.00$ mm
- Limite freccia comb. quasi perm. a tempo infinito: $L/300 = 18.00$ mm
- CARICHI —
- Permanenti portati per metro quadrato
- Carico iniziale 1: 0.00 kN/m²
- Carico iniziale 2: 0.40 kN/m²
- 1° carico di tipo fragile: 0.00 kN/m²
- Carichi successivi : 0.40 kN/m²
- Totale permanenti strutturali: 1.59 kN/m²
- Totale permanenti non strutturali: 0.80 kN/m²
- Totale variabili: 4.00 kN/m²
- Carico SLU a metro lineare: 9.10 kN/m
- MATERIALI —
- Legno - Tipo : Castagno Italia S UNI 11035:2010
- Resistenza a flessione caratteristica $f_{m,k} = 28.0$ N/mm²
- k_h a flessione = 1.00
- Resistenza a trazione caratteristica $f_{t,0,k} = 17.0$ N/mm²
- k_h a trazione = 1.00
- Resistenza a taglio caratteristica $f_{v,k} = 4.00$ N/mm²
- Modulo di elasticità medio $E_{0,m} = 12500$ N/mm²
- Peso specifico medio $r_m = 5.8$ kN/m³
- Coeff. modificazione azioni variabili $K_{mod} = 0.80$
- Fattore di deformazione $K_{def} = 0.60$
- Coefficiente di sicurezza $g_m = 1.50$
- Riduzione larghezza per verifica a taglio $k_{cr} = 0.67$
- Classe calcestruzzo: Leca CLS 1600
- Resistenza caratteristica cilindrica $f_{c,k} = 31.5$ N/mm²

Resistenza caratteristica a trazione 5% $f_{ctk} = 1.8 \text{ N/mm}^2$
Modulo elasticità $E = 20000 \text{ N/mm}^2$
Peso specifico $\rho = 17.5 \text{ kN/m}^3$
Coefficiente di viscosità $F = 2.50$
Coefficiente di sicurezza $\gamma_m = 1.50$
- Connettore: Tecnaria CTL MAXI 12/125 posato su tavolato di 4.00 cm
Resistenza caratteristica connettore $F_k = 11300 \text{ N}$
Rigidezza connettore in esercizio $K_{ser} = 3060 \text{ N/mm}$
Rigidezza connettore ultima $K_u = 2660 \text{ N/mm}$
Coefficiente di sicurezza $\gamma_{mk} = 1.50$
- Altri parametri
Peso specifico assito/pianelle/tavole: 4.20 kN/m^3
Peso specifico isolante: 0.25 kN/m^3
Coefficiente parziale carichi permanenti strutturali $\gamma_{G,1} = 1.30$
Coefficiente parziale carichi permanenti non strutturali $\gamma_{G,2} = 1.30$
Coefficiente parziale carichi variabili $\gamma_Q = 1.50$
Coefficiente carichi quasi permanenti $\gamma_2 = 0.60$
Appoggio del tavolato su trave: 2.0 cm
Resistenza di progetto armatura complementare $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$

RISULTATI

Connettori Tecnaria MAXI 12/125
posati su tavolato continuo
Connettori a spaziatura costante: 7.7 cm
Numero di connettori per trave: 71
Numero di connettori a metro quadrato: 13.15
Armatura minima nel raccordo: $0.00 \text{ cm}^2/\text{trave}$ nella parte inferiore del raccordo.
Armatura minima nella soletta: $0.00 \text{ cm}^2/\text{trave}$ nella parte inferiore della soletta.
Armatura trasversale nella soletta: $0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$

VERIFICHE

Larghezza soletta collaborante: 100.0 cm
- Larghezza cordolo tra isolante: 20.0 cm
STATO LIMITE ULTIMO
- Momento massimo: 33.18 kNm
Taglio massimo: 24.58 kN
- Verifiche a tempo zero
CLS - tensione max: $4.85 \text{ N/mm}^2 \leq 17.85 \text{ N/mm}^2$
CLS - tensione min: -0.68 N/mm^2
LEGNO - tensoflessione: $0.81 \leq 1.00$
LEGNO - taglio: $0.77 \text{ N/mm}^2 \leq 2.13 \text{ N/mm}^2$
CONN. - taglio: $5945 \text{ N} \leq 6027 \text{ N}$
- Verifiche a tempo infinito
CLS - tensione max: $3.99 \text{ N/mm}^2 \leq 17.85 \text{ N/mm}^2$
CLS - tensione min: 0.20 N/mm^2
LEGNO - tensoflessione: $0.83 \leq 1.00$
LEGNO - taglio: $0.78 \text{ N/mm}^2 \leq 2.13 \text{ N/mm}^2$
CONN. - taglio: $5974 \text{ N} \leq 6027 \text{ N}$
STATO LIMITE DI ESERCIZIO
EJ a tempo zero: 6496.2 kNm^2
EJ a tempo infinito: 3696.7 kNm^2
Freccia iniziale car var: $6.82 \text{ mm} \leq 18.00 \text{ mm}$
Freccia attiva: $10.27 \text{ mm} \leq 18.00 \text{ mm}$
Freccia a tempo infinito: $14.34 \text{ mm} \leq 18.00 \text{ mm}$

AVVERTENZE

- oltre all'armatura trasversale indicata inserire armatura per il calcolo a flessione della soletta in direzione trasversale alle travi (almeno rete d6 20x20)
- Puntellare efficacemente il solaio prima del getto e mantenere i puntelli fino a completa maturazione del calcestruzzo.
- Si consiglia di collegare la soletta alle murature perimetrali mediante perforazioni armate utilizzando l'apposita resina epossidica bicomponente RTEC400.

V.2.2.1. Verifica locale degli appoggi sulle murature sottostanti

La reazione massima sull'appoggio della muratura vale

$R = 2458 \text{ daN}$

Il vincolo di appoggio è costituito da un cuscinetto di mattoni pieni. La putrella appoggia per una profondità di circa 25cm, per cui la tensione massima della muratura sull'area di contatto vale:

$$\sigma_{m1} = 2458 / (20 \cdot 25) = 4.92 \text{ daNcm}^{-2}$$

Si assume quale tensione caratteristica della muratura in tufo il seguente valore:

$$f_m = 26 \text{ daNcm}^{-2}$$

La resistenza di progetto è pari a:

$$f_d = f_m / \gamma_m = 26 / 3 = 8.67 \text{ daNcm}^{-2} > \sigma_{m1}$$

Per cui la verifica è soddisfatta.

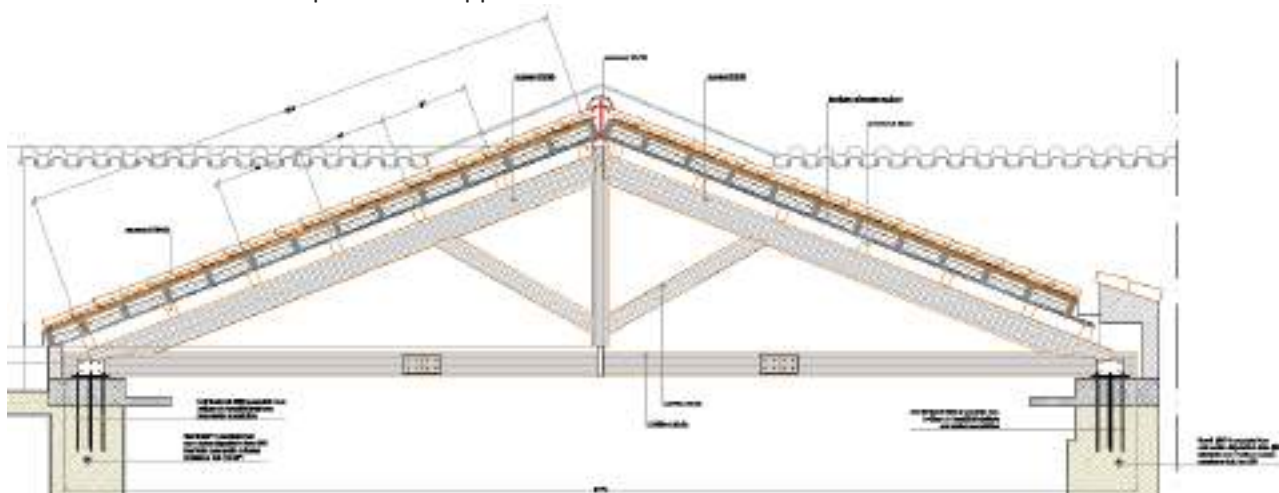
CAPITOLO VI. NUOVA COPERTURA IN CAPRIATE LIGNEE

Il progetto prevede la riproposizione della originaria copertura in capriate di legno in luogo della copertura 'provvisoria' in acciaio attualmente esistente sulla Sala Archivio.

La nuova copertura sarà costituita da capriate in legno lamellare di abete poggiate mediante piastre di acciaio inghisate nel cordolo in c.a. esistente.

Le capriate del tipo palladiano di luce pari a circa 11.10 m, saranno disposte ad interasse 220 cm e saranno costituite da due puntoni di dimensioni 20x30cm, saette e monaco di dimensioni 20x20cm, e catena inferiore di dimensione 20x20cm.

Al di sopra delle capriate verranno posati arcarecci in abete di dimensione 10x16 cm e un tavolato ligneo con incastri maschio-femmina, al di sopra del quale sarà posato il pacchetto di copertura costituito da un pannello isolante e dal manto di copertura in coppi.



Le capriate saranno realizzate in legno lamellare di abete. La scelta del materiale porta diversi vantaggi esigenza:

- il legno lamellare è un materiale stabile (più stabile del legno massello): la lavorazione infatti elimina la naturale espansione/contrazione e distorsione del legno per dar vita a pezzi altamente performanti, che vengono venduti e utilizzati in versione esclusivamente piallata. Ha inoltre meno fessurazioni da essiccazione (quasi inesistenti);
- considerate le sezioni (e le quantità) degli elementi strutturali, il legno lamellare risulta più adatto nel caso in esame in quanto non ha vincoli di dimensione e non è legato alla dimensione del tronco ed è facilmente reperibile sul mercato;

- considerate le difficoltà logistiche del cantiere gli elementi dovranno essere giuntati (sono previste giunzioni con piastre a scomparsa come indicato nella tavola di progetto) e il legno lamellare meglio si adatta a tale evenienza;
- per quanto riguarda le certificazioni il legno lamellare, per la sua intrinseca natura, è sempre certificato ad **uso strutturale**.

VI.1. RICHIAMI NORMATIVI E DI CALCOLO

La capriata oggetto di calcolo è una struttura reticolare piana costituita da un sistema di puntoni (aste soggette a compressione assiale) e tiranti (aste soggette a trazione assiale). Le aste che compongono la struttura si considerano incernierati ai nodi. Gli estremi della capriata sono semplicemente appoggiati alla struttura portante. Il software effettua il calcolo della capriata trasformando i carichi esterni, di tipo uniformemente distribuito, in carichi verticali concentrati ai nodi. I carichi concentrati ai nodi sono ottenuti dalla somma degli sforzi di taglio, dovuti ai carichi verticali distribuiti, agli estremi di ciascuna asta caricata, e considerata incernierata. Ogni nodo collega al massimo due aste caricate, quindi si ha:

$$P_i = q \times (L_s/2 + L_d/2)$$

dove:

- q : carico uniformemente distribuito;
- L_s e L_d lunghezza delle aste concorrenti al nodo.

La verifica degli elementi della capriata viene effettuata agli Stati limite ultimi, con le modalità ampiamente descritte al successivo paragrafo della presente relazione. I valori di calcolo per le proprietà del materiale, a partire dai valori caratteristici, si assegnano con riferimento combinato alle classi di servizio e alle classi di durata del carico. Il **valore di calcolo** X_d di una proprietà del materiale è calcolato mediante la relazione:

$$X_d = X_k \times K_{mod} / g_M$$

dove:

- X_k è il valore caratteristico della proprietà del materiale;
- K_{mod} è un coefficiente correttivo che tiene conto dell'effetto, sui parametri di resistenza, sia della durata del carico sia dell'umidità della struttura. Se una combinazione di carico comprende azioni appartenenti a differenti classi di durata del carico si dovrà scegliere un valore di k_{mod} che corrisponde all'azione di minor durata;
- g_M è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale, i cui valori per legno massiccio e legno lamellare incollato sono riportati nella tabella 4.4.III delle NTC 2018, sotto riportata.

Tipo legno	Colonna A	Colonna B
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35

Avendo scelto produzioni normali per i materiali (colonna A) il coefficiente parziale di sicurezza relativo al materiale vale;

legno massiccio $g_M = 1,50$

legno lamellare incollato $g_M = 1,45$

Si riportano per comodità alcuni valori e definizioni riportate dalle NTC 2018

Classi di durata del carico

Permanente	durata del carico più di 10 anni
Lunga durata	durata del carico 6 mesi - 10 anni
Media durata	durata del carico 1 settimana - 6 mesi
Breve durata	durata del carico meno di 1 settimana
Istantaneo	-----

Ai fini del calcolo si considerano appartenete alla classe della durata permanente il peso proprio e i carichi

non rimovibili durante il normale esercizio della struttura; Come carico di breve durata quello relativo alla manutenzione della copertura e il carico della neve. Il carico relativo al vento e all'azione sismica sono considerati di durata istantanea.

Classe di servizio 1

E' 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

E' 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

E' caratterizzata da un'umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

valori di K_{mod} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Classe di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	istantanea
1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90

VI.2. STATI LIMITE DI ESERCIZIO

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

Considerando il particolare comportamento reologico del legno e dei materiali derivati dal legno, si devono valutare sia la deformazione istantanea sia la deformazione a lungo termine. La deformazione istantanea si calcola usando i valori medi dei moduli elastici per le membrature. La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$. Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

valori di K_{def} per legno massiccio e legno lamellare incollato

Materiale	Classe di servizio 1	Classe di servizio 2	Classe di servizio 3
legno massiccio	0,60	0,80	2,00
legno lamellare incollato	0,60	0,80	2,00

VI.3. STATI LIMITE ULTIMI

VI.3.1. Verifiche di resistenza

Le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura. Le seguenti prescrizioni si riferiscono alla verifica di resistenza di elementi strutturali in legno massiccio o di prodotti derivati dal legno aventi direzione della fibratura coincidente sostanzialmente con il proprio asse longitudinale e sezione trasversale costante, soggetti a sforzi agenti prevalentemente lungo uno o più assi principali dell'elemento stesso.

VI.3.2. Verifica a Flessione

Devono essere soddisfatte entrambe le condizioni seguenti:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + K_m s_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1$$

$$K_m s_{m,y,d} / f_{m,y,d} + s_{m,z,d} / f_{m,z,d} \leq 1$$

dove:

$s_{m,y,d}$ e $s_{m,z,d}$ sono le tensioni di calcolo massime per flessione rispettivamente nei piani xz e xy determinate assumendo una distribuzione elastico lineare delle tensioni sulla sezione.

$f_{m,y,d}$ e $f_{m,z,d}$ sono le corrispondenti resistenze di calcolo a flessione. Nella elaborazione dei calcoli sviluppati in avanti non si terrà conto dell'eventuale aumento di resistenza in funzione delle dimensioni della sezione trasversale mediante il coefficiente k_h .

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:

- $k_m = 0,7$ per sezioni trasversali rettangolari;
- $k_m = 1,0$ per altre sezioni trasversali.

VI.3.3. Verifica a Taglio

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$t_d \leq f_{v,d}$$

dove:

t_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

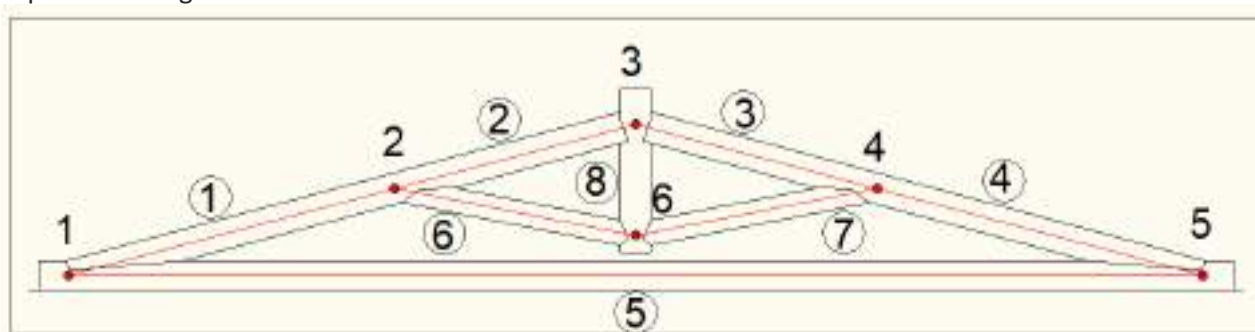
$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

La tensione tangenziale massima assoluta si ottiene come radice quadrata delle somme dei quadrati delle tensioni parziali ottenute in direzione y e z.

$$t_d = (t_y^2 + t_z^2)^{0.5}$$

VI.4. DATI GEOMETRICI DELLA CAPRIATA

Per una migliore compressione dei dati geometrici chi si vanno a riportare, si fa riferimento allo schema di capriata che segue.



Nodo	Ascissa x [cm]	Ordinata y [cm]
1	0	0
2	375	152
3	532	216
4	688	152
5	1064	0
6	532	45

Asta	Nodo i	Nodo j	Base [cm]	Altezza [cm]	Area [cm ²]	I _y [cm ⁴]	I _{min} [cm ⁴]	W _y [cm ³]
1	1	2	20	30	600	45000	20000	3000
2	2	3	20	30	600	45000	20000	3000
3	3	4	20	30	600	45000	20000	3000
4	4	5	20	30	600	45000	20000	3000
5	1	5	20	24	480	23040	16000	1920
6	2	6	20	20	400	13333	13333	1333
7	4	6	20	20	400	13333	13333	1333
8	3	6	20	20	400	13333	13333	1333

Dati geometrici dell'orditura del tetto

Elemento	base [cm]	altezza [cm]	Peso specifico [daN/m ³]	Interasse [cm]
Arcarecci	10	16	700	90
Travicelli	4	4	700	30
Tavolato	25	3	700	25

VI.5. CARATTERISTICHE MECCANICHE E DI RESISTENZA

Le classi di resistenza e i profili caratteristici del legno lamellare sono conformi alla norma UNI EN 14080: 2013, mentre quelle del legno massiccio alla norme UNI EN 338:2016.

Classe di resistenza GL24h		
Grandezza	u. m.	valore
Resistenza caratteristica a flessione $f_{m,k}$	MPa	24
Resistenza a trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	MPa	19,2
Resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura $f_{t,90,k}$	MPa	0,5
Resistenza a compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	MPa	24
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura $f_{c,90,k}$	MPa	2,5
Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k}$	MPa	3,5
Modulo elastico medio parallelo alle fibre E_{mean}	MPa	11500
Modulo elastico caratteristico $E_{0,k}$	MPa	9600
Modulo di taglio medio $G_{g,mean}$	MPa	650
Massa volumica caratteristica r_k	daN/m ³	385

Peso specifico del legno costituente la capriata $W_{cap} = 700 \text{ daN/m}^3$

VI.6. 3) ANALISI DEI CARICHI

VI.6.1. Carichi permanenti strutturali (capriata)

Peso proprio puntone nodi 1-3:	241 daN
Peso proprio puntone nodi 3-5:	241 daN
Peso proprio tirante nodi 1-5:	358 daN
Peso proprio saetta nodi 2-6:	53 daN
Peso proprio saetta nodi 4-6:	53 daN
Peso proprio monaco nodi 3-6:	48 daN
Sommano	$q_1 = 994 \text{ daN}$

Carico permanente strutturali (uniformemente distribuito) dovuto al peso proprio della capriata, tenendo conto della luce e dell'interasse:

$$q_{k1} = q_1 / L_{\text{tirante}} = 994 / 10,64 = 93,42 \text{ daN/m}$$

VI.6.2. Carichi permanenti strutturali (copertura)

Peso arcarecci = 12,44 daN/m²

Sommano $q_2 = 12,44 \text{ daN/m}^2$

Peso travicelli = 3,73 daN/m²

Peso tavolato = 21 daN/m²

Somma struttura secondaria $q_3 = 24,73 \text{ daN/m}^2$

VI.6.3. Carichi permanenti non strutturali

Manto copertura = 60 daN/m²

Strato impermeabilizzazione = 10 daN/m²

Strato isolante = 15 daN/m²

Sommano $q_4 = 85 \text{ daN/m}^2$

VI.6.4. Azioni Variabili

Cat. H - Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione:
(tabella 3.1.II delle NTC 2018)

verticale uniformemente distribuito	q_k	50 daN/m ²
verticale concentrato	Q_k	120 daN
orizzontale lineare	H_k	100 daN/m

VI.7. 4) CARICO NEVE

Il calcolo del carico provocato dalla neve sulla copertura è valutato utilizzando la procedura descritta nel paragrafo 3.4 delle NTC 2018.

Esso è valutato mediante la seguente formula:

$$q_s = m_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

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

m_i è il coefficiente di forma della copertura

C_E è il coefficiente di esposizione

C_t è il coefficiente termico

Valore caratteristico del carico neve al suolo.

Per la ZONA III: Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari,

Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo. - si ha:

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad \text{per } a_s \leq 200 \text{ m}$$
$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \text{ per } a_s > 200 \text{ m}$$

dove l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Per un'altitudine sul livello del mare pari a: 34 m si ha:

$$q_{sk} = 0,6 \text{ kN/m}^2 = 60 \text{ daN/m}^2$$

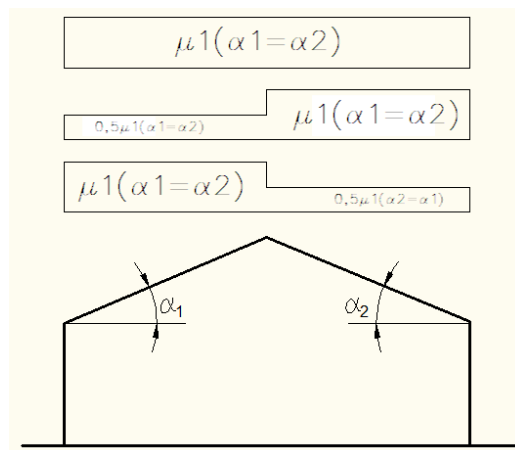
Coefficiente di Esposizione e termico.

L'edificio è costruito in zona: NORMALE: Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. Quindi si ha: $C_E = 1$

Essendo la copertura isolata termicamente, non si ha riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della neve causata dalle perdite di calore. Quindi si ha: $C_t = 1$

Coefficiente di Forma.

Nel caso di copertura a due falde simmetriche si devono considerare le tre seguenti condizioni di carico (vedi figura seguente):



caso I: carico da neve depositata in assenza di vento;

caso II e III: carico da neve depositata in presenza di vento;

Il caso più gravoso è la condizione denominata **Caso I** con il coefficiente di forma che vale:

$$m_1 = 0,8$$

e quindi il carico dovuto alla neve, per la struttura in esame, risulta:

$$q_s = 0,8 \times 6 \times 1 \times 1 = 48,00 \text{ daN/m}^2$$

VI.8. CARICO VENTO

L'azione del vento è calcolata come previsto dal paragrafo 3.3 delle NTC 2018 e secondo le istruzioni della circolare del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti del 21/01/2019 n. 7. Tale circolare è stata pubblicata nel supplemento n. 5 alla Gazzetta Ufficiale dell'11 febbraio 2019.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \times C_e \times C_p \times C_d$$

dove:

q_r è la pressione cinetica di riferimento;

C_e è il coefficiente di esposizione;

C_p è il coefficiente di pressione;

C_d è il coefficiente dinamico.

La velocità di riferimento v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b0} \text{ per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b0} \times (1 + k_s(a_s/a_0 - 1)) \text{ per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove:

v_{b0} , k_s , a_0 sono parametri dati dalle NTC (tabella 3.3.I) e legati alla zona in cui sorge la costruzione.

In zona 3 si hanno i seguenti valori:

$$v_{b0} = 27 \text{ m/sec} \quad a_0 = 500 \text{ m} \quad k_s = 0.37$$

Quindi per un'altitudine sul livello del mare pari a 34 m si ha:

$$v_b = 27 \text{ m/sec}$$

La pressione cinetica di riferimento q_r vale quindi

$$q_r = 0,5 \times \rho \times v_r^2 = 0,5 \times 1,25 \times 27^2 = 460 \text{ N/m}^2 = 46 \text{ daN/m}^2$$

Classe di esposizione

Fascia di appartenenza: Entro 10 km dalla costa

Classe di rugosità del terreno

Rugosità: A Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m.

Categoria di Esposizione: IV

A questa classe di esposizione competono:

$$k_r = 0,22 \quad z_0 = 0,3 \text{ m} \quad z_{\min} = 8 \text{ m}$$

Il coefficiente di esposizione è dato dall'espressione

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Essendo l'altezza della costruzione, 27 m, maggiore o uguale a z_{\min}

$$c_e(z) = k_r^2 \times c_t \times \ln(z/z_0) \times [7 + c_t \times \ln(z/z_0)]$$

$$c_e(z) = 0,22^2 \times 1 \times \ln(27/0,3) \times [7 + 1 \times \ln(27/0,3)] = 2,51$$

avendo posto il coefficiente di topografia $C_t = 1$

Pressioni Interne

La costruzione è stata assunta come stagna, quindi $c_{pi} = 0$

Pressioni Esterne

Nelle coperture a doppia falda i coefficienti globali da assumere sulla falda sopravvento, con vento in direzione ortogonale alla direzione della linea di colmo, sono quelle delle coperture a falda singola, con le relative variazioni di segno delle pressioni (positive e negative). Nella falda sottovento la pressione sarà sempre negativa (depressione). I coefficienti di pressione della falda sopravvento, sono determinati secondo il punto C3.3.8.1.3 tabella C3.3.V (coefficienti di pressione per coperture a semplice falda: vento perpendicolare) della Circolare del 21 gennaio 2019 n. 7, «Istruzioni per l'applicazione Norme tecniche per le costruzioni». Per la falda sottovento, si fa riferimento ai valori riportati in Tabella C3.3.IX e Figura C3.3.12 della medesima circolare.

L'inclinazione della falda sia sopravvento sia sottovento è pari a $22,0978896790474^\circ$:

Si hanno i seguenti coefficienti di pressione:

Falda sopravvento:

$$c_{pe} = a/75 = 0,29$$

$$c_{pe} = -1.0 + (a+15)/75 = -0,51$$

Falda sottovento:

$$c_{pe} = -0,85 + (a-60)/180 = -0,64$$

Il carico del vento sulla copertura vale:

Falda sopravento:

$$q = 46 \times 1 \times 1 \times 2,51 \times 0,29 = 33 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 46 \times 1 \times 1 \times 2,51 \times (-0,51) = -59 \text{ daN/m}^2$$

Falda sottovento:

$$q = 46 \times 1 \times 1 \times 2,51 \times (-0,64) = -73,53 \text{ daN/m}^2$$

VI.9. PROIEZIONI DEI CARICHI AGENTI

I carichi agenti sulla struttura hanno diversa giacitura. Nel dettaglio i carichi agenti giacciono nei seguenti piani:

- Peso proprio arcarecci Verticale
- Peso proprio strutturale (tav. e travicelli) Inclinato di α sull'orizzontale
- Peso pacchetto copertura Inclinato di α sull'orizzontale
- Carico variabile Verticale
- Carico neve Verticale
- Carico vento Ortogonale alla falda

Prima di utilizzare questi carichi è necessario renderli omogenei, cioè portarli tutti sulla stessa giacitura, che naturalmente è quella orizzontale. Il peso della struttura portante del tetto (secondaria e tavolato) che grava sulla trave principale vale a metro quadrato, tenendo conto dell'interasse della struttura principale:

Interasse struttura principale: Capriata $i_{ca} = 2,20$ m
Interasse struttura secondaria: Arcarecci $i_{tr} = 0,90$ m
Interasse struttura secondaria: Travicelli $i_{se} = 0,30$ m
Interasse struttura secondaria: Tavolato $i_{tav} = 0,25$ m

Travicelli	$q_{se} =$	$(b \times h \times g_{se}) / i_{se}$	$=$	$(0,04 \times 0,04 \times 700,00) / 0,30$	3,73	daN/m ²
Tavolato	$q_{tv} =$	$(h \times 1,00 \times g_{tv})$	$=$	$0,03 \times 1,00 \times 700,00$	21,00	daN/m ²
Totale q_1					24,73	daN/m ²

Carico perm. strutturale	$G_{k1} =$	$q_{ca} + (q_{tr} + q_1 \times i_{ca}) / \cos(\alpha)$	$=$	$93,42 + (12,44 + 24,73) \times 2,20 / 0,93$	$=$	181,35	daN/m
Carico perm. non strutturale	$G_{k2} =$	$(q_2 \times i_{ca}) / \cos(\alpha)$	$=$	$85,00 \times 2,20 / 0,93$	$=$	201,08	daN/m
Sovraccarico d'uso	$Q_{k1} =$	$(q_k \times i_{ca})$	$=$	$50,00 \times 2,20$	$=$	110,00	daN/m
Carico neve	$Q_{k2} =$	$(q_s \times i_{ca})$	$=$	$48,00 \times 2,20$	$=$	105,60	daN/m
Carico vento	$Q_{k3} =$	$(q_{w1} \times i_{ca}) / \cos^2(\alpha)$	$=$	$33,00 \times 2,20 / 0,93^2$	$=$	83,94	daN/m

VI.10. CARICHI SISMICI

Posizione geografica del sito:

longitudine Est [°]	14,2595
latitudine Nord [°]	40,8519

Reticolo sismico di riferimento (allegato B delle NTC 2008)

ID identificativo	Latitudine Est [°]	longitudine Nord [°]
32978	14,2180	40,8830
32979	14,2840	40,8820
33200	14,2170	40,8330
33201	14,2830	40,8320

Dati caratteristici dei nodi di riferimento (allegato B delle NTC 2008)

ID identificativo	a_g	F_0	T_c^*
32978	1,6450	2,3800	0,3400

32979	1,6790	2,3800	0,3400
33200	1,6810	2,3600	0,3300
33201	1,6870	2,3700	0,3400

Vita Nominale edificio V_N 50
Coefficiente d'uso dell'edificio C_u 1,5

Altezza della costruzione 2385 m
Primo periodo di vibrare della struttura T 29,009 sec

Parametri indipendenti: sisma orizzontale

Accelerazione sismica al sito su suolo di tipo A (a_g) per gli SLU 0,000 g
Accelerazione sismica al sito su suolo di tipo A (a_g) per gli SLD 0,059 g

Fattore massimo di amplificazione dello spettro F_o per gli SLD 2,200 g

Categoria di Suolo B
Categoria topografica T1

Coefficiente di amplificazione stratigrafico S_s
 $S_s = 1,00 \leq 1,40 - 0,40 \times F_o \times a_g / g \leq 1,20 = 1,200$
Coefficiente di amplificazione topografico S_T 1,000

Periodo di inizio a velocità costante dello spettro T_C^* 0,000 sec
Coefficiente C_c
 $C_c = 1,10 \times (T_C^*)^{-0,20} = 8$

Fattore di comportamento per azioni nel piano q 1,000
(tipologia:)

Parametri dipendenti: sisma orizzontale

$S = S_s \times S_T$ 1,200 sec

Periodo caratteristico dello spettro T_B NaN sec
Periodo caratteristico dello spettro T_C NaN sec
Periodo caratteristico dello spettro T_D 1,600 sec

Risposta sismica per lo SLU: $R = (T_C T_D) / T^2$ NaN
Accelerazione sismica di calcolo per lo SLU $S_d = a_g \times S_s \times S_T \times R \times F_o / q =$ NaN g

Parametri indipendenti: sisma verticale

Accelerazione sismica al sito su suolo di tipo A (a_g) per gli SLU 0,000 g
Accelerazione sismica al sito su suolo di tipo A (a_g) per gli SLD 0,059 g

Fattore massimo di amplificazione dello spettro F_o per gli SLD
 $1.35 \times F_o \times a_g / g)^{0.5}$ 0,000 g

Categoria di Suolo tutti
Categoria topografica T1

Coefficiente di amplificazione stratigrafico S_s 1
Coefficiente di amplificazione topografico S_T 1,0

Fattore di comportamento per azioni nel piano qv 1,50

Parametri dipendenti: sisma verticale

$S = S_s \times S_T$ 1,000 sec

Periodo caratteristico dello spettro T_B 0,05 sec
Periodo caratteristico dello spettro T_C 0,15 sec
Periodo caratteristico dello spettro T_D 0,10 sec

Risposta sismica per lo SLU: $R = (T_C T_D) / T^2$ 0,000

Accelerazione sismica di calcolo per lo SLU $S_d = a_g \times S_s \times S_T \times R \times F_o / q =$ **0,000 g**

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$G_1 + G_2 + S_{y_{2j}} \times Q_{kj}$

che equivale a considerare nulli tutti i carichi variabili tranne quello dovuto alla neve quando si fosse ad una altezza maggiore di 1000 m con un coefficiente $y_{2j} = 0.2$.

Si ha:

$W = 181,35 + 201,08 = 382,43 \text{ daN}$.

L'azione sismica, in orizzontale e in verticale, risulta dalla espressione:

$E = (G_1 + G_2 + S_{y_{2j}} \times Q_{kj}) \times I \times a_g$

dove I fattore di correzione = 1.

Quindi si ottiene:

$E_o = \text{NaN} \times 382,43 = \text{NaN daN}$. **Azione orizzontale**

$E_v = 0 \times 382,43 = 0 \text{ daN}$. **Azione verticale**

VI.11. COMBINAZIONE DEI CARICHI

Ai fini della verifica le azioni di calcolo agli stati limite ultimi i carichi gravitazionali si ricavano dalla seguente espressione:

$F_d = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} \times [\sum (Q_{k2} \times Y_{02})]$

E quelli connessi all'azione sismica con:

$F_d = E + G_k + \sum (Q_{k2} \times Y_{2j})$

con:

E	=	Valore dell'azione sismica
G _k	=	Valore caratteristico dei carichi permanenti
Q _{k1}	=	Valore della azione variabile predominate
Q _{ki}	=	Valore delle azioni variabili
Y _{2i}	=	Valore dei coefficienti di combinazione

dove:

g _g	=	Coefficiente di maggiorazione per carichi permanenti =	1,30
g _{qi}	=	Coefficiente di maggiorazione per carichi variabili =	1,50

Il coefficiente di combinazione, che tiene in conto della probabilità che tutti i carichi agiscano contemporaneamente è fornito dalla tabella 2.5.I delle NTC.

Categoria	Y _{0j}	Y _{1j}	Y _{2j}
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Categoria H - Coperture	0,0	0,0	0,0

Combinazione I)

Durata del carico: Permanente

$$F_{dl,1} = 1,30 \times G_{k1} + 1,50 \times G_{k2}$$

$$F_{dl,1} = 1,30 \times 181,35 + 1,50 \times 201,08 = 537,38 \text{ daN/m}$$

$$F_{dl,1} = 537,38 \text{ daN/m}$$

Condizione II)

Durata del carico: breve (con carico d'esercizio dominate, neve e vento)

$$F_{dII,1} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k1} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,1} = 1,30 \times 181,350 + 1,50 \times 201,080 +$$

$$+ 1,50 \times 110,000 + 1,50 \times 105,600 \times 0,5 + 1,50 \times 83,940 \times 0,6 = 857,121 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: breve (con carico neve dominate, e vento)

$$F_{dII,2} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k2} + g_{q2} (Q_{k1} \times Y_{01} + Q_{k3} \times Y_{03})$$

$$F_{dII,2} = 1,30 \times 181,350 + 1,50 \times 201,080 + 1,50 \times 105,600 + 1,50 \times 83,940 \times 0,6 = 771,321 \text{ daN/m}$$

$$F_{dII} = 857,121 \text{ daN/m}$$

Condizione III)

Durata del carico: Istantanea (con carico vento dominate, e neve)

$$F_{dIII,1} = g_g \times G_k + g_{q1} \times Q_{k3} + g_{q2} (Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k1} \times Y_{01})$$

$$F_{dIII,1} = 1,30 \times 181,350 + 1,50 \times 201,080 + 1,50 \times 83,940 + 1,50 \times 105,600 = 742,485 \text{ daN/m}$$

Durata del carico: Istantanea (con carico vento dominate, e neve)

Durata del carico: Istantanea (con carico sismico)

$$F_{dIII,2} = E_v + G_k$$

$$F_{dIII,2} = 181,350 + 201,080 + 0,000 = 382,430 \text{ daN/m}$$

$$F_{dIII} = 742,485 \text{ daN/m}$$

VI.12. CALCOLO SFORZI NELLE ASTE

- Classe di durata del carico Permanente

Il carico uniformemente distribuito per questa condizione di carico vale q 537,375 daN/m. I carichi

concentrati ai nodi sono ottenuti dalla somma degli sforzi di taglio, dovuti ai carichi verticali distribuiti, agli estremi di ciascuna asta caricata, e considerata incernierata. Ogni nodo collega al massimo due aste caricate, quindi si ha

$$P_i = q \times (L_s/2 + L_d/2)$$

I carichi uniformemente distribuiti, nelle varie combinazioni, sono stati riportati tutti sul piano orizzontale; le lunghezze dei vari componenti saranno pertanto considerati nel loro sviluppo orizzontale.

Nodo	L_s [cm]	L_d [cm]	$(L_s + L_d)/2 \times q$ [daN]
1	--	3,75	1008
2	3,75	1,57	1429
3	1,57	1,56	838

I carichi sui singoli nodi della capriata, tenendo conto della simmetria, valgono

Nodo 1 1008 daN
Nodo 2 1429 daN
Nodo 3 838 daN
Nodo 4 1429 daN
Nodo 5 1008 daN

Le reazioni vincolari, valgono

$$R_A = R_B = (N_A + N_D + N_C + N_E + N_B)/2 = (1008 + 1429 + 838 + 1429 + 1008)/2 = 2856 \text{ daN}$$

Le equazioni di equilibrio alla traslazione in direzione x e y applicate ai nodi forniscono le seguenti equazioni:

Nodo A e B

$$\sum V = +P_1 - R_A + N_{12} \times \sin \alpha = 0$$

$$\sum O = -N_{12} \times \cos \alpha + N_{15} = 0$$

da cui ricaviamo:

$$N_{12} = (R_A - P_1)/\sin \alpha$$

$$N_{15} = N_{12} \times \cos \alpha$$

Nodo D e E

$$\sum V = P_2 - N_{12} \times \sin \alpha - N_{26} \times \sin \beta + N_{23} \times \sin \alpha = 0$$

$$\sum O = N_{12} \times \cos \alpha - N_{23} \times \cos \alpha - N_{26} \times \cos \beta = 0$$

Si ricava:

$$N_{12} = \left(-P_2 + N_{12} \times \left(\sin \alpha + \frac{\cos \alpha \times \sin \beta}{\cos \beta} \right) \right) / \left(\sin \alpha + \frac{\cos \alpha \times \sin \beta}{\cos \beta} \right)$$

$$N_{26} = (N_{12} \times \cos \alpha - N_{23} \times \cos \alpha) / \cos \beta$$

Nodo C

$$\sum V = P_3 - (N_{23} \times \sin \alpha + N_{43} \times \sin \alpha) + N_{36}$$

dove N_{43} e N_{23} sono noti e quindi si ricava N_{36} :

$$N_{36} = -P_3 + (N_{23} \times \sin \alpha + N_{43} \times \sin \alpha)$$

Le sollecitazioni nelle singole aste della capriata, calcolate con le equazioni sopra riportate, risultano:

N₁₂ 4912 daN PUNTONE
N₂₃ 3494 daN PUNTONE
N₃₄ 3494 daN PUNTONE
N₄₅ 4912 daN PUNTONE
N₂₆ 1590 daN PUNTONE
N₄₆ 1590 daN PUNTONE
N₃₆ 1791 daN TIRANTE
N₁₅ 4552 daN TIRANTE

VI.13. VERIFICA A CARICO DI PUNTA

Nel caso di aste soggette a sforzo normale deve essere soddisfatta la relazione:

$$s_{c,0,d} / (k_{crit,c} \times f_{c,0,d}) \leq 1$$

dove:

$s_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna.

Il coefficiente riduttivo $k_{crit,c}$ si calcola in funzione della snellezza relativa di colonna $l_{rel,c}$, che vale:

$$\lambda_{rel,c} = \frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{c,crit}} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

$f_{c,0,k}$ resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura;

$\sigma_{c,crit}$ tensione critica calcolata secondo la teoria classica della stabilità, con i valori dei moduli elastici caratteristici (frattile 5%);

l snellezza dell'elemento strutturale valutata per il piano in cui essa assume il valore massimo.

Quando $l_{rel,c} \leq 0,3$ si deve porre $k_{crit,c} = 1$, altrimenti

$$K_{crit,c} = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}}$$

con

$$k = 0,5 \cdot (1 + \beta_c (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2)$$

β_c coefficiente di imperfezione, che, se gli elementi rientrano nei limiti di rettilineità, che può assumere i seguenti valori:

- per legno massiccio $\beta_c = 0,2$;
- per legno lamellare $\beta_c = 0,1$.

La snellezza vale:

$$\lambda = \frac{l_0}{R_{min}}$$

dove

$$R_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}}$$

Per aste incernierate, come sono gli elementi della capriata la lunghezza libera di inflessione $l_0 = l_{eff}$.

VI.14. VERIFICA A COMPRESSIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

Calcolo tensione resistente a compressione.

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella permanente, quindi si ha un $k_{mod} = 0,6$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Legenda della tabella:

Asta nome del puntone;

N forza di compressione sul puntone in daN;

I_{min} momento di inerzia minimo della sezione;

A area della sezione in cm^2 ;

R_{min} raggio minimo d'inerzia in cm;

l_0 lunghezza minima di inflessione in cm;

l snellezza del puntone;

$l_{rel, c}$ snellezza relativa del puntone;

k parametro per il calcolo di K_{crit} ;

k_{crit} parametro per la verifica;

$s_{c,0,d}$ tensione massima di compressione di progetto = N/A , in daN/cm^2 ;

$R_{sk} = s_{c,0,d} / (k_{crit,c} \times f_{c,0,d})$;

Status condizione di verifica: Si verifica - No non verifica.

Asta	N	I_{min}	A	R	l_0	l	$l_{rel,c}$	k	$k_{crit,c}$	$s_{c,0,d}$	R_{sk}	status
1	4912	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	8,19	0,08	Si
2	3494	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	5,82	0,06	Si
3	3494	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	5,82	0,06	Si
4	4912	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	8,19	0,08	Si
6	1590	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	3,98	0,04	Si
7	1590	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	3,98	0,04	Si

Verifica a compressione parallela alla fibratura.

Puntone 1 e 4: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 8,19 < 99,3$ **Verificati**

Puntone 2 e 3: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 5,82 < 99,3$ **Verificati**

Puntone 6 e 7: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 3,98 < 99,3$ **Verificati**

VI.15. VERIFICA A TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella permanente, quindi si ha un $k_{mod} = 0,6$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 19,2 \times 0,6 / 1,45 = 7,94 \text{ N/mm}^2 = 79,4 \text{ daN/cm}^2.$$

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 8 (monaco):

$$f_{t,0,c} = N/A = 1791 / 400 = 4,48 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando:

$$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 4,48 < 79,4 \text{ **Verificata**}$$

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 5 (tirante):

$$f_{t,0,c} = N/A = 4552 / 480 = 9,48 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando:

$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 9,48 < 79,4$ **Verificata**

VI.16. VERIFICA A FLESSIONE

La resistenza caratteristica a flessione è pari a: $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella permanente, quindi si ha un $k_{mod} = 0,6$.

La tensione resistente di calcolo a flessione è

$$f_{m,y,d} = f_{m,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Trattandosi di verifica a flessione retta, affinché la sezione si possa considerare verificata, dovrà aversi:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$$

dove:

$$s_{m,y,d} = M_{f,m,y,d} / W_y$$

Asta	luce [m]	Q [daN/m]	$M_{f,y,d}$ [daNcm]	W [cm ³]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	4,05	537,375	110179	3000	36,73	0,37	Si
2	1,7	537,375	19413	3000	6,47	0,065	Si
3	1,7	537,375	19413	3000	6,47	0,065	Si
4	4,05	537,375	110179	3000	36,73	0,37	Si

La sezione più sollecitata risulta impegnata, in termini di tensioni, al 37%.

VI.17. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Trattandosi di pressoflessione retta deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$$

dove:

$s_{m,y,d}$ è la tensione di calcolo per flessione;

$s_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo per compressione assiale;

$f_{m,y,d}$ è la resistenza di calcolo per flessione;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo per compressione assiale.

Asta	$s_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$f_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	8,19	99,3	36,73	99,3	0,377	Si
2	5,82	99,3	6,47	99,3	0,069	Si
3	5,82	99,3	6,47	99,3	0,069	Si
4	8,19	99,3	36,73	99,3	0,377	Si

VI.18. VERIFICA A TAGLIO

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$t_d \leq f_{v,d}$$

dove:

t_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

La tensione tangenziale massima si ottiene dalla seguente relazione:

$$t_{y,d} = ((1,5 \times Q \times L / 2) / (B \times H))$$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 35 \text{ daN/cm}^2$

Valore di calcolo della resistenza a taglio $f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{mod} / g_m = 14,48 \text{ daN/cm}^2$

Asta	Q [daN/m]	L [m]	$T_{y,d}$ [daN/cm ²]	$t_{y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{v,d}$ [daN/cm ²]	Verifica
1	537,375	4,05	1088	1,81	14,48	Si
2	537,375	1,7	457	0,76	14,48	Si
3	537,375	1,7	457	0,76	14,48	Si
4	537,375	4,05	1088	1,81	14,48	Si

VI.19. CALCOLO SFORZI NELLE ASTE

- Classe di durata del carico: Breve durata

Il carico uniformemente distribuito per questa condizione di carico vale $q = 857,121 \text{ daN/m}$. I carichi concentrati ai nodi sono ottenuti dalla somma degli sforzi di taglio, dovuti ai carichi verticali distribuiti, agli estremi di ciascuna asta caricata, e considerata incernierata. Ogni nodo collega al massimo due aste caricate, quindi si ha

$$P_i = q \times (L_s/2 + L_d/2)$$

I carichi uniformemente distribuiti, nelle varie combinazioni, sono stati riportati tutti sul piano orizzontale; le lunghezze dei vari componenti saranno pertanto considerati nel loro sviluppo orizzontale.

Nodo	L_s [cm]	L_d [cm]	$(L_s + L_d)/2 \times q$ [daN]
1	--	3,75	1607
2	3,75	1,57	2280
3	1,57	1,56	1337

I carichi sui singoli nodi della capriata, tenendo conto della simmetria, valgono

Nodo 1	1607 daN
Nodo 2	2280 daN
Nodo 3	1337 daN
Nodo 4	2280 daN
Nodo 5	1607 daN

Le reazioni vincolari, valgono

$$R_A = R_B = (N_A + N_D + N_C + N_E + N_B)/2 = (1607 + 2280 + 1337 + 2280 + 1607)/2 = 4555,5 \text{ daN}$$

Le sollecitazioni nelle singole aste della capriata, calcolate con le equazioni sopra riportate, risultano:

N_{12}	7103 daN	PUNTONE
N_{23}	4661 daN	PUNTONE
N_{34}	4661 daN	PUNTONE
N_{45}	7103 daN	PUNTONE
N_{26}	2738 daN	PUNTONE
N_{46}	2738 daN	PUNTONE
N_{36}	2053 daN	TIRANTE
N_{15}	6581 daN	TIRANTE

VI.20. VERIFICA A CARICO DI PUNTA

Nel caso di aste soggette a sforzo normale deve essere soddisfatta la relazione:

$$s_{c,0,d}/(k_{crit,c} \times f_{c,0,d}) \leq 1$$

dove:

- $s_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di calcolo per sforzo normale;
 $f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione;
 $k_{crit,c}$ è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna.

Con le formule già riportate si hanno i seguenti risultati:

11.II) VERIFICA A COMPRESSIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

Calcolo tensione resistente a compressione.

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella breve, quindi si ha un $k_{mod} = 0,9$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2.$$

Legenda della tabella:

- Asta nome del puntone;
N forza di compressione sul puntone in daN;
 I_{min} momento di inerzia minimo della sezione;
A area della sezione in cm^2 ;
 R_{min} raggio minimo d'inerzia in cm;
 l_0 lunghezza minima di inflessione in cm;
l snellezza del puntone;
 $l_{rel,c}$ snellezza relativa del puntone;
k parametro per il calcolo di K_{crit} ;
 k_{crit} parametro per la verifica;
 $s_{c,0,d}$ tensione massima di compressione di progetto = N/A , in daN/cm^2 ;
 $R_{sk} = s_{c,0,d} / (k_{crit,c} \times f_{c,0,d})$;
Staus condizione di verifica: Si verifica - No non verifica.

Asta	N	I_{min}	A	R	l_0	l	$l_{rel,c}$	k	$k_{crit,c}$	$s_{c,0,d}$	R_{sk}	status
1	7103	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	11,84	0,08	Si
2	4661	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	7,77	0,05	Si
3	4661	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	7,77	0,05	Si
4	7103	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	11,84	0,08	Si
6	2738	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	6,84	0,05	Si
7	2738	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	6,84	0,05	Si

Verifica a compressione parallela alla fibratura.

Puntoni 1 e 4: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 11,84 < 149$ **Verificati**

Puntoni 2 e 3: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 7,77 < 149$ **Verificati**

Puntoni 6 e 7: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 6,84 < 149$ **Verificati**

VI.21. VERIFICA A TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella breve, quindi si ha un $k_{mod} = 0,9$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 19,2 \times 0,9 / 1,45 = 11,92 \text{ N/mm}^2 = 119,2 \text{ daN/cm}^2.$$

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 8 (monaco):

$$f_{t,0,c} = N/A = 2053 / 400 = 5,13 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando:

$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 5,13 < 119,2$ **Verificata**

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 5 (tirante):

$f_{t,0,c} = N/A = 6581 / 480 = 13,71 \text{ daN/cm}^2$.

Risultando:

$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 13,71 < 119,2$ **Verificata**

VI.22. VERIFICA A FLESSIONE

La resistenza caratteristica a flessione è pari a: $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella breve, quindi si ha un $k_{mod} = 0,9$.

La tensione resistente di calcolo a flessione è

$f_{m,y,d} = f_{m,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2$.

Trattandosi di verifica a flessione retta, affinché la sezione si possa considerare verificata, dovrà aversi:

$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$

dove:

$s_{m,y,d} = M_{f,m,y,d} / W_y$

Asta	luce [m]	Q [daN/m]	$M_{f,y,d}$ [daNcm]	W [cm ³]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	4,05	857,121	175737	3000	58,58	0,393	Si
2	1,7	857,121	30963	3000	10,32	0,069	Si
3	1,7	857,121	30963	3000	10,32	0,069	Si
4	4,05	857,121	175737	3000	58,58	0,393	Si

La sezione più sollecitata risulta impegnata, in termini di tensioni, al 39,3%.

VI.23. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Trattandosi di pressoflessione retta deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$

dove:

$s_{m,y,d}$ è la tensione di calcolo per flessione;

$s_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo per compressione assiale;

$f_{m,y,d}$ è la resistenza di calcolo per flessione;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo per compressione assiale.

Asta	$s_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$f_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	11,84	149	58,58	149	0,399	Si
2	7,77	149	10,32	149	0,072	Si
3	7,77	149	10,32	149	0,072	Si
4	11,84	149	58,58	149	0,399	Si

VI.24. VERIFICA A TAGLIO

Deve essere soddisfatta la condizione:

$t_d \leq f_{v,d}$

dove:

t_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

La tensione tangenziale massima si ottiene dalla seguente relazione:

$$t_{y,d} = ((1.5 \times Q \times L/2)/(B \times H))$$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 35 \text{ daN/cm}^2$

Valore di calcolo della resistenza a taglio $f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{mod}/g_m = 21,72 \text{ daN/cm}^2$

Asta	Q [daN/m]	L [m]	$T_{y,d}$ [daN/cm ²]	$t_{y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{v,d}$ [daN/cm ²]	Verifica
1	857,121	4,05	1736	2,89	21,72	Si
2	857,121	1,7	729	1,22	21,72	Si
3	857,121	1,7	729	1,22	21,72	Si
4	857,121	4,05	1736	2,89	21,72	Si

VI.25. CALCOLO SFORZI NELLE ASTE

- Classe di durata del carico: Istantanea

Il carico uniformemente distribuito per questa condizione di carico vale $q = 742,485 \text{ daN/m}$. I carichi concentrati ai nodi sono ottenuti dalla somma degli sforzi di taglio, dovuti ai carichi verticali distribuiti, agli estremi di ciascuna asta caricata, e considerata incernierata. Ogni nodo collega al massimo due aste caricate, quindi si ha

$$P_i = q \times (L_s/2 + L_d/2)$$

I carichi uniformemente distribuiti, nelle varie combinazioni, sono stati riportati tutti sul piano orizzontale; le lunghezze dei vari componenti saranno pertanto considerati nel loro sviluppo orizzontale.

Nodo	L_s [cm]	L_d [cm]	$(L_s + L_d)/2 \times q$ [daN]
1	--	3,75	1392
2	3,75	1,57	1975
3	1,57	1,56	1158

I carichi sui singoli nodi della capriata, tenendo conto della simmetria, valgono

Nodo 1	1392 daN
Nodo 2	1975 daN
Nodo 3	1158 daN
Nodo 4	1975 daN
Nodo 5	1392 daN

Le reazioni vincolari, valgono

$$R_A = R_B = (N_A + N_D + N_C + N_E + N_B)/2 = (1392 + 1975 + 1158 + 1975 + 1392)/2 = 3946 \text{ daN}$$

Le sollecitazioni nelle singole aste della capriata, calcolate con le equazioni sopra riportate, risultano:

N_{12}	6722 daN	PUNTONE
N_{23}	4607 daN	PUNTONE
N_{34}	4607 daN	PUNTONE
N_{45}	6722 daN	PUNTONE
N_{26}	2372 daN	PUNTONE
N_{46}	2372 daN	PUNTONE
N_{36}	2207 daN	TIRANTE
N_{15}	6229 daN	TIRANTE

VI.26. VERIFICA A CARICO DI PUNTA

Nel caso di aste soggette a sforzo normale deve essere soddisfatta la relazione:

$$s_{c,0,d}/(k_{crit,c} \times f_{c,0,d}) \leq 1$$

dove:

$s_{c,0,d}$ è la tensione a compressione di calcolo per sforzo normale;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo a compressione;

$k_{crit,c}$ è il coefficiente riduttivo di tensione critica per instabilità di colonna.

Con le formule già riportate si hanno i seguenti risultati:

VI.27. VERIFICA A COMPRESSIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

Calcolo tensione resistente a compressione.

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella istantanea, quindi si ha un $k_{mod} = 1,1$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 1,1 / 1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2.$$

Legenda della tabella:

Asta nome del puntone;

N forza di compressione sul puntone in daN;

I_{min} momento di inerzia minimo della sezione;

A area della sezione in cm^2 ;

R_{min} raggio minimo d'inerzia in cm;

l_0 lunghezza minima di inflessione in cm;

l snellezza del puntone;

$l_{rel,c}$ snellezza relativa del puntone;

k parametro per il calcolo di k_{crit} ;

k_{crit} parametro per la verifica;

$s_{c,0,d}$ tensione massima di compressione di progetto = N/A , in daN/cm^2 ;

$R_{sk} = s_{c,0,d} / (k_{crit,c} \times f_{c,0,d})$;

Staus condizione di verifica: Si verifica - No non verifica.

Asta	N	I_{min}	A	R	l_0	l	$l_{rel,c}$	k	$k_{crit,c}$	$s_{c,0,d}$	R_{sk}	status
1	6722	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	11,2	0,06	Si
2	4607	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	7,68	0,04	Si
3	4607	20000	600	33,33	169,54	5,09	0,08	0,48	1	7,68	0,04	Si
4	6722	20000	600	33,33	404,63	12,14	0,19	0,51	1	11,2	0,06	Si
6	2372	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	5,93	0,03	Si
7	2372	13333	400	33,33	189,99	5,7	0,09	0,49	1	5,93	0,03	Si

Verifica a compressione parallela alla fibratura.

Puntone 1 e 4: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 11,2 < 182,1$ **Verificati**

Puntone 2 e 3: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 7,68 < 182,1$ **Verificati**

Puntone 6 e 7: $s_{c,0,d} < f_{c,0,d} \dots \dots \dots 5,93 < 182,1$ **Verificati**

VI.28. VERIFICA A TRAZIONE PARALLELA ALLA FIBRATURA

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella istantanea, quindi si ha un $k_{mod} = 1,1$.

La tensione resistente di calcolo è

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \times k_{mod} / g_m = 19,2 \times 1,1 / 1,45 = 14,57 \text{ N/mm}^2 = 145,7 \text{ daN/cm}^2.$$

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 8 (monaco):

$$f_{t,0,c} = N/A = 2207 / 400 = 5,52 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando:

$$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 5,52 < 145,7 \text{ Verificata}$$

La tensione resistente di progetto a trazione vale per l'asta 5 (tirante):

$$f_{t,0,c} = N/A = 6229 / 480 = 12,98 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando:

$$f_{t,0,c} < f_{t,0,d} \dots \dots \dots 12,98 < 145,7 \text{ Verificata}$$

VI.29. VERIFICA A FLESSIONE

La resistenza caratteristica a flessione è pari a: $f_{m,k} = 24 \text{ N/mm}^2$

La struttura è in Classe di servizio: 1; la combinazione di durata del carico è quella istantanea, quindi si ha un $k_{mod} = 1,1$.

La tensione resistente di calcolo a flessione è

$$f_{m,y,d} = f_{m,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 1,1 / 1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2.$$

Trattandosi di verifica a flessione retta, affinché la sezione si possa considerare verificata, dovrà aversi:

$$s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$$

dove:

$$s_{m,y,d} = M_{f,m,y,d} / W_y$$

Asta	luce [m]	Q [daN/m]	$M_{f,y,d}$ [daNcm]	W [cm ³]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	4,05	857,121	175737	3000	58,58	0,322	Si
2	1,7	857,121	30963	3000	10,32	0,057	Si
3	1,7	857,121	30963	3000	10,32	0,057	Si
4	4,05	857,121	175737	3000	58,58	0,322	Si

La sezione più sollecitata risulta impegnata, in termini di tensioni, al 32,2%.

VI.30. VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

Trattandosi di pressoflessione retta deve essere soddisfatta la seguente condizione:

$$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d} \leq 1$$

dove:

$s_{m,y,d}$ è la tensione di calcolo per flessione;

$s_{c,0,d}$ è la tensione di calcolo per compressione assiale;

$f_{m,y,d}$ è la resistenza di calcolo per flessione;

$f_{c,0,d}$ è la resistenza di calcolo per compressione assiale.

Asta	$s_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$f_{c,0,d}$ [daN/cm ²]	$s_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{m,y,d}$ [daN/cm ²]	$(s_{c,0,d} / f_{c,0,d})^2 + s_{m,y,d} / f_{m,y,d}$	Verifica
1	11,2	182,1	58,58	182,1	0,325	Si
2	7,68	182,1	10,32	182,1	0,058	Si
3	7,68	182,1	10,32	182,1	0,058	Si
4	11,2	182,1	58,58	182,1	0,325	Si

VI.31. VERIFICA A TAGLIO

Deve essere soddisfatta la condizione:

$$t_d \leq f_{v,d}$$

dove:

t_d è la tensione massima tangenziale di calcolo, valutata secondo la teoria di Jourawski;

$f_{v,d}$ è la corrispondente resistenza di calcolo a taglio.

La tensione tangenziale massima si ottiene dalla seguente relazione:

$$t_{y,d} = ((1.5 \times Q \times L / 2) / (B \times H))$$

Resistenza caratteristica a taglio $f_{v,k} = 35 \text{ daN/cm}^2$

Valore di calcolo della resistenza a taglio $f_{v,d} = f_{v,k} \times k_{mod} / g_m = 26,55 \text{ daN/cm}^2$

Asta	Q [daN/m]	L [m]	$T_{y,d}$ [daN/cm ²]	$t_{y,d}$ [daN/cm ²]	$f_{v,d}$ [daN/cm ²]	Verifica
1	857,121	4,05	1736	2,89	26,55	Si
2	857,121	1,7	729	1,22	26,55	Si
3	857,121	1,7	729	1,22	26,55	Si
4	857,121	4,05	1736	2,89	26,55	Si

VI.32. VERIFICA AGLI STATI LIMITI DI ESERCIZIO SLE

Il calcolo della freccia massima è effettuato con la formula:

$$u = (5/384 \times q \times l^4) / (EI)$$

valida per travi semplicemente appoggiate. Allo stato limite di esercizio si controlla che l'abbassamento della trave sia minore di valori ritenuti ammissibili. Il primo passo si effettua controllando che l'abbassamento istantaneo sotto la combinazione dei carichi rara sia minore o uguale a $l/300$. Il secondo controllo verifica che l'abbassamento massimo finale (a lungo termine) indotto dalla combinazione dei carichi quasi permanente sia minore di $l/200$.

La procedura di calcolo adottata è quella semplificata e segue i seguenti passi:

1) Si calcola la deformazione istantanea W_{ist} sulla base della combinazione di carico cosiddetta rara:

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{01} + Q_{k2} \times Y_{02} + Q_{k3} \times Y_{03}$$

2) Si calcola la deformazione differita, pari alla deformazione istantanea W'_{ist} calcolata sulla base delle combinazioni di carico quasi permanenti, moltiplicata per il coefficiente k_{def} che tiene conto dell'aumento di deformazione con il tempo dovuto a viscosità ed umidità.

La deformazione complessiva è pari alla somma delle due aliquote:

$$W_{fin} = W_{ist} + k_{def} \times W'_{ist}$$

Gli elementi strutturali da sottoporre a verifica sono solamente i puntoni. Di questi si verifica solamente il puntone più lungo perchè quello che maggiormente si inflette.

Combinazioni di carico

Combinazione del carico: Quasi Permanente

Valori dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{21}	
neve per $h \leq 1000 \text{ m s.l.m.}$	Y_{22}	
vento	Y_{23}	0

$$F_{qp} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} \times Y_{21} + Q_{k2} \times Y_{22} + Q_{k3} \times Y_{23}$$

$$F_{qp} = 181,350 + 201,080 = 382,430 \text{ daN/m}$$

$$F_{qp} = 382,430 \text{ daN/m}$$

Condizione del carico: Rara

Valore dei coefficienti di combinazione del carico:

variabile	Y_{01}	0
-----------	----------	---

neve per h <=1000 m s.l.m.	Y ₀₂	,5
vento	Y ₀₃	0,6

$$F_{rara,1} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k1} + Y_{02} \times Q_{k2} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

Combinazione I) Carico di esercizio dominante

$$F_{rara,1} = 181,350 + 201,080 + 110,000 + 0,5 \times 105,600 + 0,6 \times 83,940 = 595,594 \text{ daN}$$

Combinazione II) Carico neve dominante

$$F_{rara,2} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k2} + Y_{01} \times Q_{k1} + Y_{03} \times Q_{k3}$$

$$F_{rara,2} = 181,350 + 201,080 + 105,6000 \times 110,000 + 0,6 \times 83,940 = 538,394 \text{ daN}$$

Combinazione III) Carico vento dominante

$$F_{rara,3} = G_{k1} + G_{k2} + Q_{k3} + Y_{12} \times Q_{k2} + Y_{21} \times Q_{k1}$$

$$F_{rara,3} = 181,350 + 201,080 + 33,000 + 0 \times 110,000 + 0,5 \times 105,600 = 519,170 \text{ daN}$$

$$F_{rara} = 595,594 \text{ daN/m}$$

Dati della sezione

Momento d'inerzia rispetto asse y: $I_y = 45.000 \text{ cm}^4$

Modulo elastico medio: $E = 11500 \text{ daN/cm}^2$

Calcolo delle deformazioni

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico cosiddetta rara**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 595,594 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{ist,rara} = 4,017 \text{ cm}$

Il valore della freccia di confronto è di 1,349 cm. Risultando $W_{ist} > l/300$ la trave non si ritiene verificata.

Il valore della freccia istantanea dovuta alla combinazione di **carico quasi permanente**, vale:

Valore del carico lungo l'asse y: $Q_y = 382,43 \text{ daN/m}$

Valore della deformazione lungo l'asse y: $W_{qp,y} = 2,579 \text{ cm}$

Calcolo deformazione finale

La deformazione finale vale:

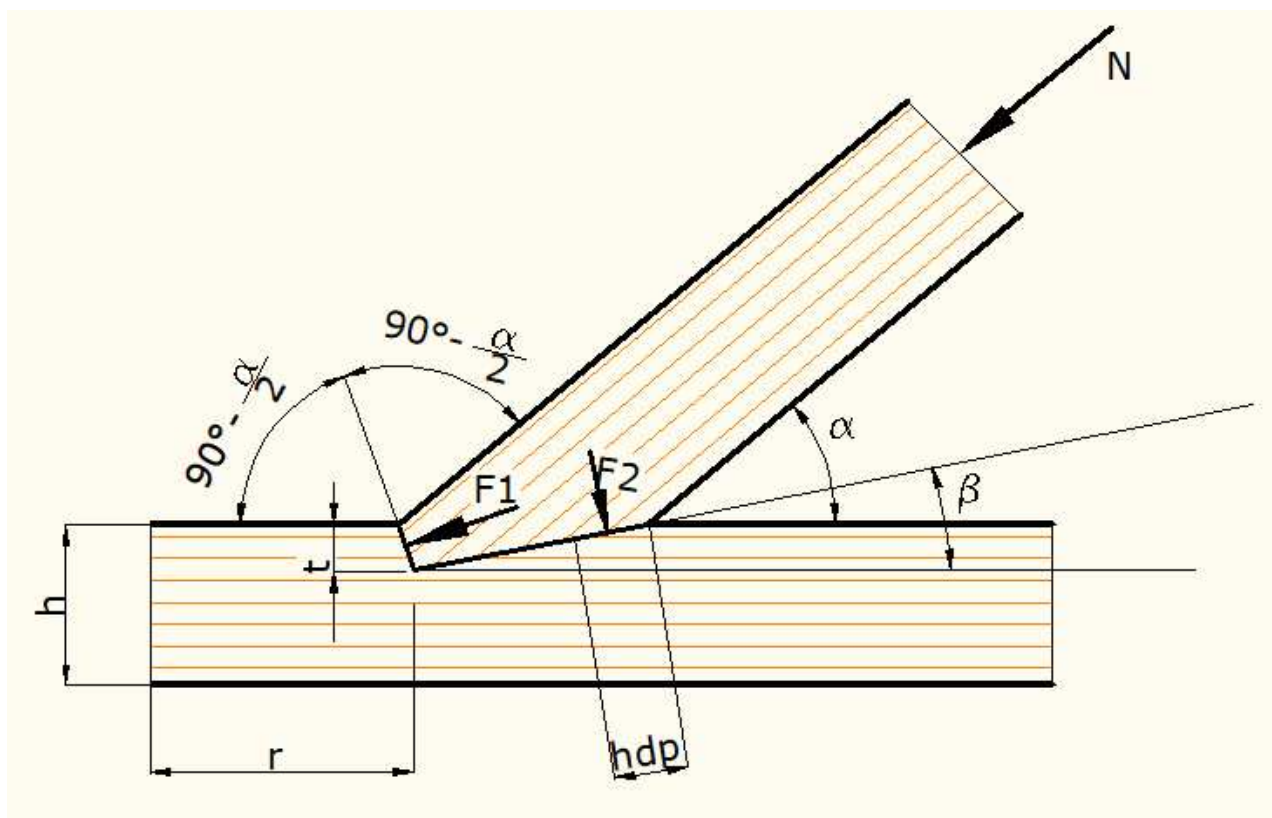
$$W_{fin} = W_{ist,rara} + k_{def} \times W_{ist,qp}$$

$$W_{fin} = 4,017 + 0,6 \times 2,579 = 5,5644 \text{ cm}$$

Il valore della freccia di confronto risulta di 2,0232 cm. Risultando $W_{fin} > l/200$ la trave non si ritiene verificata.

VI.33. VERIFICA DELLA CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE

PUNTONE - TIRANTE: NODI 1 -5



Affinché la sezione del dente possa sopportare lo sforzo di compressione con il minor impegno possibile, occorre che l'angolo anteriore del dente sia bisettrice dell'angolo $180-\alpha$ come visualizzato in figura.

Dati della connessione:

inclinazione del puntone a	22,0978896790474°
inclinazione dell'intaglio b	6°
altezza dell'intaglio t	10,00 cm
lunghezza resistente dell'intaglio L_v	30 cm
lunghezza posteriore del dente h_{dp}	32,00 cm

Combinazione I: carichi permanenti.

Azione di compressione del puntone sul tirante: 4.912,41 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,6.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,6 / 1,45 = 0,83 \text{ N/mm}^2 = 8,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(11,05) + \cos^2(11,05))] = 7,08 \text{ Mpa} = 70,8 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(6) + \cos^2(6))] = 8,87 \text{ Mpa} = 88,7 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 4.912,41 \times \cos(11,05) = 4.821,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2 - b)] = 4.912,41 \times [\sin(11,05) \times \cos(11,05 - 6)] = 945,00 \text{ daN}$$

Nella verifica della parte anteriore del dente prendiamo come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante. In questo caso coincidono con $b = 20 \text{ cm}$.

La tensione di compressione è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 4.821,00 / (20 \times 10 / \cos(22,0978896790474)) = 22,33 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($22,33 < 70,8$) la sezione risulta verificata.

Per la verifica della parte posteriore del dente, oltre a riprendere come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante, si considera come altezza la quantità pari a:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 32 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 945,00 / (20 \times 32) = 1,48 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($1,48 < 88,7$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi di breve durata.

Azione di compressione del puntone sul tirante: 7103 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,9.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,9 / 1,45 = 1,24 \text{ N/mm}^2 = 12,4 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(11,05) + \cos^2(11,05))] = 10,61 \text{ Mpa} = 106,1 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(6) + \cos^2(6))] = 13,3 \text{ Mpa} = 133 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 7.102,52 \times \cos(11,05) = 6.971,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2)/\cos(a/2-b)] = 7.102,52 \times [\sin(11,05) \times \cos(11,05-6)] = 1.366,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1/(b \times t/\cos(a)) = 6.971,00/(20 \times 10/\cos(22,0978896790474)) = 32,29 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($32,29 < 106,1$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t/\sin(b) = 32 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2/(h_{dp} \times b) = 1.366,00/(20 \times 32) = 2,13 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($2,13 < 133$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

Azione di compressione del puntone sul tirante: 6.722,39 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 1,1.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod}/g_m = 24 \times 1,1/1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod}/g_m = 2 \times 1,1/1,45 = 1,52 \text{ N/mm}^2 = 15,2 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$\begin{aligned} f_{c,a/2,d} &= f_{c,0,d}/(f_{c,0,d}/(k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) = \\ &= 18,21/[(18,21/1,52 \times \sin^2(11,05) + \cos^2(11,05))] = 12,98 \text{ Mpa} = 129,8 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$\begin{aligned} f_{c,a/2,d} &= f_{c,0,d}/(f_{c,0,d}/(k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) = \\ &= 18,21/[(18,21/1,52 \times \sin^2(6) + \cos^2(6))] = 16,26 \text{ Mpa} = 162,6 \text{ daN/cm}^2. \end{aligned}$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 6.722,39 \times \cos(11,05) = 6.598,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2)/\cos(a/2-b)] = 6.722,39 \times [\sin(11,05) \times \cos(11,05-6)] = 1.293,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 6598 / (20 \times 10 / \cos(22,0978896790474)) = 30,57 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($30,57 < 129,8$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 32 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 1.293,00 / (20 \times 32) = 2,02 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($2,02 < 162,6$) la sezione risulta verificata.

Verifica a taglio.

La verifica delle tensioni tangenziali è effettuata utilizzando un ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 1,3, così come previsto dal punto 7.7.6 delle NTC 2017.

Deve risultare per tutte le condizioni di carico: $t_{max} = N \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) < f_{v,d}$

Combinazione I: carichi permanenti.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,6) / (1,45 \times 1,3) = 0,955 \text{ N/mm}^2 = 9,55 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 4.912,41 \text{ daN};$$

$$t_{max} = (N_1 \times \cos(a)) / (b \times L_v) = 4.912,41 \times \cos(22,0978896790474) / (20 \times 30) = 7,59 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} < f_{v,d}$ ($7,59 < 9,55$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi brevi.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,9) / (1,45 \times 1,3) = 1,432 \text{ N/mm}^2 = 14,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 7.102,52 \text{ daN};$$

$$t_{max} = (N_1 \times \cos(a)) / (b \times L_v) = 7.102,52 \times \cos(22,0978896790474) / (20 \times 30) = 10,97 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} < f_{v,d}$ ($10,97 < 14,32$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 1,1) / (1,45 \times 1,3) = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

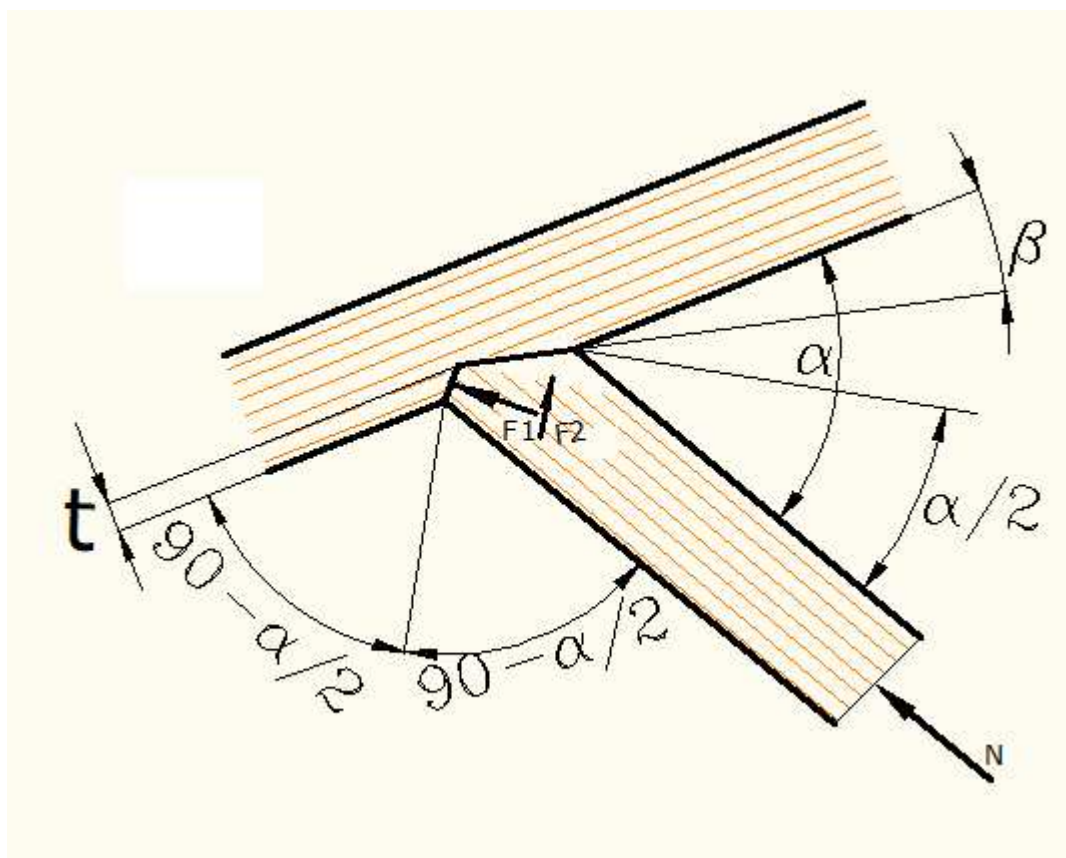
$$N_1 = 6.722,39 \text{ daN};$$

$$t_{max} = (N_1 \times \cos(a)) / (b \times L_v \times 1,3) = 6.722,39 \times \cos(22,0978896790474) / (20 \times 30) = 10,38 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} < f_{v,d}$ ($10,38 < 17,51$) la sezione risulta verificata.

VI.34. VERIFICA DELLA CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE

PUNTONE - SAETTA: NODI 2 E 4



Affinché la sezione del dente possa sopportare lo sforzo di compressione con il minor impegno possibile, occorre che l'angolo anteriore del dente sia bisettrice dell'angolo $180-a$ come visualizzato in figura.

Dati della connessione:

inclinazione del puntone a	$56,28^\circ$
inclinazione dell'intaglio b	45°
altezza dell'intaglio t	6,00 cm
lunghezza posteriore del dente h_{dp}	3,00 cm

Combinazione I: carichi permanenti.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 1.590,11 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,6.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,6 / 1,45 = 0,83 \text{ N/mm}^2 = 8,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(28) + \cos^2(28))] = 2,89 \text{ Mpa} = 28,9 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(45) + \cos^2(45))] = 1,53 \text{ Mpa} = 15,3 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 1.590,11 \times \cos(28) = 1.402,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2-b)] = 1.590,11 \times [\sin(28) \times \cos(28-45)] = 784,00 \text{ daN}$$

Nella verifica della parte anteriore del dente prendiamo come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante: $b = 20 \text{ cm}$.

La tensione di compressione è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 1.402,00 / (20 \times 6 / \cos(56,28)) = 6,49 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($6,49 < 28,9$) la sezione risulta verificata.

Per la verifica della parte posteriore del dente, oltre a riprendere come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante, si considera come altezza la quantità pari a:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 3 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 784,00 / (20 \times 3) = 13,07 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($13,07 < 15,3$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi di breve durata.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 2.738,13 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,9.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,9 / 1,45 = 1,24 \text{ N/mm}^2 = 12,4 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(28) + \cos^2(28))] = 4,32 \text{ Mpa} = 43,2 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(45) + \cos^2(45))] = 2,29 \text{ Mpa} = 22,9 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 2.738,13 \times \cos(28) = 2.414,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2)/\cos(a/2-b)] = 2.738,13 \times [\sin(28) \times \cos(28-45)] = 1.349,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1/(b \times t/\cos(a)) = 2.414,00/(20 \times 6/\cos(56,28)) = 11,17 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($11,17 < 43,2$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t/\sin(b) = 3 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2/(h_{dp} \times b) = 1.349,00/(20 \times 3) = 22,48 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($22,48 < 22,9$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 2.371,92 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 1,1.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod}/g_m = 24 \times 1,1/1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod}/g_m = 2 \times 1,1/1,45 = 1,52 \text{ N/mm}^2 = 15,2 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$\begin{aligned} f_{c,a/2,d} &= f_{c,0,d}/(f_{c,0,d}/(k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) = \\ &= 18,21/[(18,21/1,52 \times \sin^2(28) + \cos^2(28))] = 5,29 \text{ Mpa} = 52,9 \text{ daN/cm}^2 \end{aligned}$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$\begin{aligned} f_{c,a/2,d} &= f_{c,0,d}/(f_{c,0,d}/(k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) = \\ &= 18,21/[(18,21/1,52 \times \sin^2(45) + \cos^2(45))] = 2,81 \text{ Mpa} = 28,1 \text{ daN/cm}^2. \end{aligned}$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 2.371,92 \times \cos(28) = 2.092,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2)/\cos(a/2-b)] = 2.371,92 \times [\sin(28) \times \cos(28-45)] = 1.169,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 2092 / (20 \times 6 / \cos(56,28)) = 9,68 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($9,68 < 52,9$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 3 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 1.169,00 / (20 \times 3) = 19,48 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($19,48 < 28,1$) la sezione risulta verificata.

Verifica a taglio.

La verifica delle tensioni tangenziali è effettuata utilizzando un ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 1,3, così come previsto dal punto 7.7.6 delle NTC 2017.

Deve risultare per tutte le condizioni di carico: $t_{max} = N \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) < f_{v,d}$

Combinazione I: carichi permanenti.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod} / g_m \times 1,3) = (3 \times 0,6) / (1,45 \times 1,3) = 0,955 \text{ N/mm}^2 = 9,55 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 1.590,11 \text{ daN};$$

$$t_{max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 1.590,11 \times \cos(56,28) / (20 \times 0 \times 1,3) = 8 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} > f_{v,d}$ ($8 > 9,55$) la sezione non risulta verificata.

Combinazione II: carichi brevi.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / g_m \times 1,3 = (3 \times 0,9) / (1,45 \times 1,3) = 1,432 \text{ N/mm}^2 = 14,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 2.738,13 \text{ daN};$$

$$t_{max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 2.738,13 \times \cos(56,28) / (20 \times 0 \times 1,3) = 8 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} > f_{v,d}$ ($8 > 14,32$) la sezione non risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / g_m \times 1,3 = (3 \times 1,1) / (1,45 \times 1,3) = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

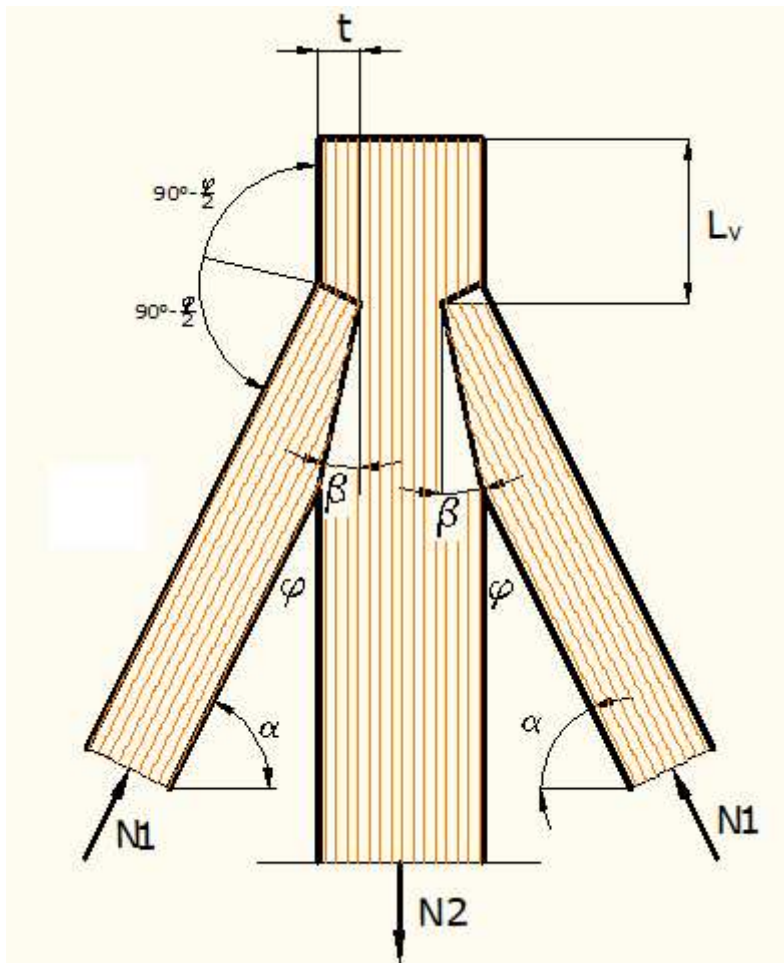
$$N_1 = 2.371,92 \text{ daN};$$

$$t_{max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 2.371,92 \times \cos(56,28) / (20 \times 0 \times 1,3) = 8 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{max} > f_{v,d}$ ($8 > 17,51$) la sezione non risulta verificata.

VI.35. VERIFICA DELLA CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE

PUNTONE - MONACO: NODO 3



Affinché la sezione del dente possa sopportare lo sforzo di compressione con il minor impegno possibile, occorre che l'angolo anteriore del dente sia bisettrice dell'angolo 180- α come visualizzato in figura.

Dati della connessione:

angolo formato dal puntone e dal monaco φ 67,9021103209526°

inclinazione dell'intaglio β 15°

altezza dell'intaglio t 5,00 cm

lunghezza resistente dell'intaglio L_v 13 cm

lunghezza posteriore del dente h_{dp} 6,00 cm

Combinazione I: carichi permanenti.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 3.494,27 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,6.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,6 / 1,45 = 0,83 \text{ N/mm}^2 = 8,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(33,5) + \cos^2(33,5))] = 2,25 \text{ Mpa} = 22,5 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 5,73 \text{ Mpa} = 57,3 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 3.494,00 \times \cos(33,5) = 2.898,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2 - b)] = 3.494,00 \times [\sin(33,5) \times \cos(33,5 - 15)] = 2.063,00 \text{ daN}$$

Nella verifica della parte anteriore del dente prendiamo come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del monaco: $b = 20 \text{ cm}$.

La tensione di compressione è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 2.898,00 / (20 \times 5 / \cos(67,9021103209526)) = 10,9 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($10,9 < 22,5$) la sezione risulta verificata.

Per la verifica della parte posteriore del dente, oltre a riprendere come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante, si considera come altezza la quantità pari a:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 2063 / (20 \times 6) = 17,19 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($17,19 < 57,3$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi di breve durata.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 4.660,51 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,9.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,9 / 1,45 = 1,24 \text{ N/mm}^2 = 12,4 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(33,5) + \cos^2(33,5))] = 3,36 \text{ Mpa} = 33,6 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 8,57 \text{ Mpa} = 85,7 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 4.660,51 \times \cos(33,5) = 3.866,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2 - b)] = 4.660,51 \times [\sin(33,5) \times \cos(33,5 - 15)] = 2.752,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 3.866,00 / (20 \times 5 / \cos(67,9021103209526)) = 14,54 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($14,54 < 85,7$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 2.752,00 / (20 \times 6) = 22,93 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($22,93 < 85,7$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 4.606,99 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 1,1.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 1,1 / 1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 1,1 / 1,45 = 1,52 \text{ N/mm}^2 = 15,2 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 18,21 / [(18,21 / 1,52 \times \sin^2(33,5) + \cos^2(33,5))] = 4,12 \text{ Mpa} = 41,2 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 18,21 / [(18,21 / 1,52 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 10,49 \text{ Mpa} = 104,9 \text{ daN/cm}^2.$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 4.606,99 \times \cos(33,5) = 3.822,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2)/\cos(a/2-b)] = 4.606,99 \times [\sin(33,5) \times \cos(33,5-15)] = 3.822,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 3.822,00 / (20 \times 5 / \cos(67,9021103209526)) = 14,38 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($14,38 < 41,2$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 2.720,00 / (20 \times 6) = 22,67 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($22,67 < 104,9$) la sezione risulta verificata.

Verifica a taglio.

La verifica delle tensioni tangenziali è effettuata utilizzando un ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 1,3, così come previsto dal punto 7.7.6 delle NTC 2017.

Deve risultare per tutte le condizioni di carico: $t_{\max} = N \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) < f_{v,d}$

Combinazione I: carichi permanenti.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{v,d} = (f_{v,k} \times k_{\text{mod}}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,6) / (1,45 \times 1,3) = 0,955 \text{ N/mm}^2 = 9,55 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 3.494,27 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 3.494,27 \times \cos(67,9021103209526) / (20 \times 13 \times 1,3) = 3,89 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($3,89 < 9,55$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi brevi.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{v,d} = (f_{v,k} \times k_{\text{mod}}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,9) / (1,45 \times 1,3) = 1,432 \text{ N/mm}^2 = 14,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 4.660,51 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 4.660,51 \times \cos(67,9021103209526) / (20 \times 13 \times 1,3) = 5,19 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($5,19 < 14,32$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{v,d} = (f_{v,k} \times k_{\text{mod}}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 1,1) / (1,45 \times 1,3) = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

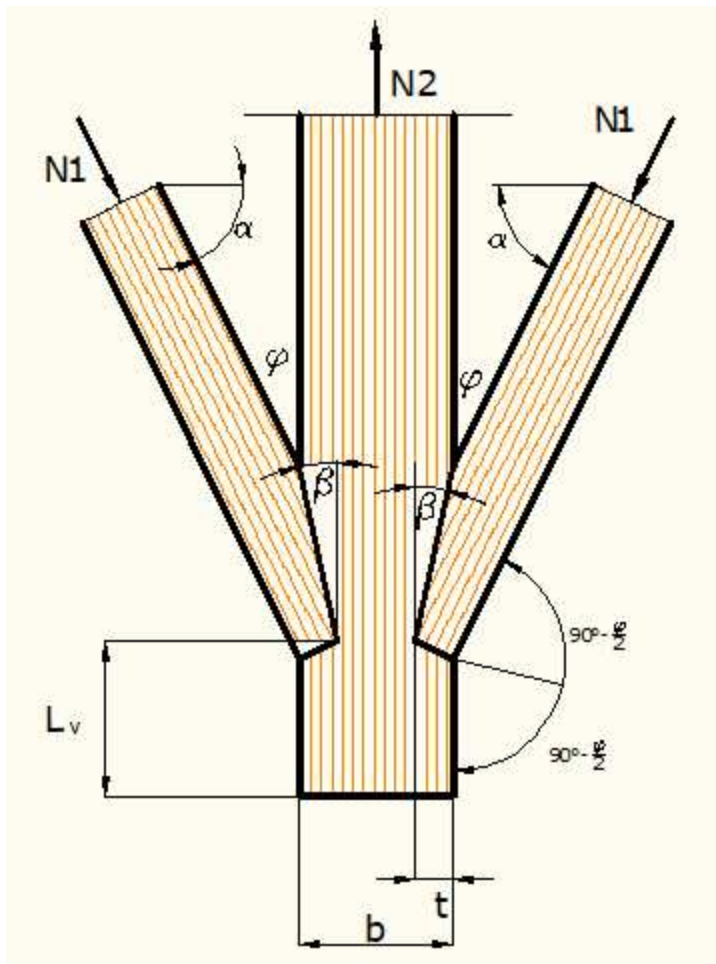
$$N_1 = 4.606,99 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 4.606,99 \times \cos(67,9021103209526) / (20 \times 13 \times 1,3) = 5,13 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($5,13 < 17,51$) la sezione risulta verificata.

VI.36. VERIFICA DELLA CONNESSIONE A DENTE SEMPLICE

SAETTA - MONACO NODO 6



Affinché la sezione del dente possa sopportare lo sforzo di compressione con il minor impegno possibile, occorre che l'angolo anteriore del dente sia bisettrice dell'angolo 180-α come visualizzato in figura.

Dati della connessione:

angolo formato dal puntone e dal monaco φ 34,28°
 inclinazione dell'intaglio β 15°
 altezza dell'intaglio t 5,00 cm
 lunghezza resistente dell'intaglio L_v 13 cm
 lunghezza posteriore del dente h_{dp} 6,00 cm
 altezza del monaco h 20 cm

Combinazione I: carichi permanenti.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 1.590,11 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,6.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,6 / 1,45 = 9,93 \text{ N/mm}^2 = 99,3 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,6 / 1,45 = 0,83 \text{ N/mm}^2 = 8,3 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(17,14) + \cos^2(17,14))] = 5,09 \text{ Mpa} = 50,9 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 9,93 / [(9,93 / 0,83 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 5,73 \text{ Mpa} = 57,3 \text{ daN/cm}^2$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 1.590,11 \times \cos(17,14) = 1.519,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2-b)] = 1.590,11 \times [\sin(17,14) \times \cos(17,14-15)] = 469,00 \text{ daN}$$

Nella verifica della parte anteriore del dente prendiamo come larghezza della sezione il minor valore tra la base della saetta e quella del monaco: $b = 20 \text{ cm}$.

La tensione di compressione è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 1.519,00 / (20 \times 5 / \cos(34,28)) = 12,55 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($12,55 < 50,9$) la sezione risulta verificata.

Per la verifica della parte posteriore del dente, oltre a riprendere come larghezza della sezione il minor valore tra la base del puntone e quella del tirante, si considera come altezza la quantità pari a:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 469 / (20 \times 6) = 3,91 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($3,91 < 57,3$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi di breve durata.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 2.738,13 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 0,9.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 0,9 / 1,45 = 14,9 \text{ N/mm}^2 = 149 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 0,9 / 1,45 = 1,24 \text{ N/mm}^2 = 12,4 \text{ daN/cm}^2.$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(17,14) + \cos^2(17,14))] = 7,61 \text{ Mpa} = 76,1 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 14,9 / [(14,9 / 1,24 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 8,57 \text{ Mpa} = 85,7 \text{ daN/cm}^2$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 2.738,13 \times \cos(17,14) = 2.617,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2-b)] = 2.738,13 \times [\sin(17,14) \times \cos(17,14-15)] = 807,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 2.617,00 / (20 \times 5 / \cos(34,28)) = 21,62 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($21,62 < 76,1$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 807,00 / (20 \times 6) = 6,72 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($6,72 < 85,7$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

Azione di compressione della saetta sul puntone: 2.371,92 daN

Il coefficiente k_{mod} in questo caso vale 1,1.

Le tensioni di progetto a compressione valgono:

$$f_{c,0,d} = f_{c,0,k} \times k_{mod} / g_m = 24 \times 1,1 / 1,45 = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{c,90,d} = f_{c,90,k} \times k_{mod} / g_m = 2 \times 1,1 / 1,45 = 1,52 \text{ N/mm}^2 = 15,2 \text{ daN/cm}^2$$

Il valore della compressione di progetto inclinata rispetto alla fibratura, per la parte anteriore del dente, vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(a/2) + \cos^2(a/2)) =$$

$$= 18,21 / [(18,21 / 1,52 \times \sin^2(17,14) + \cos^2(17,14))] = 9,32 \text{ Mpa} = 93,2 \text{ daN/cm}^2$$

mentre per la parte posteriore vale:

$$f_{c,a/2,d} = f_{c,0,d} / (f_{c,0,d} / (k_{c,90} \times f_{c,90,d}) \times \sin^2(b) + \cos^2(b)) =$$

$$= 18,21 / [(18,21 / 1,52 \times \sin^2(15) + \cos^2(15))] = 10,49 \text{ Mpa} = 104,9 \text{ daN/cm}^2$$

In entrambe le equazioni si è posto $k_{c,90} = 1$

L'azione di compressione nella parte anteriore del dente, F_1 , vale:

$$F_1 = N_1 \times \cos(a/2) = 2.371,92 \times \cos(17,14) = 2.267,00 \text{ daN}$$

in quella posteriore vale, F_2 , vale:

$$F_2 = N_1 \times [\sin(a/2) / \cos(a/2 - b)] = 2.371,92 \times [\sin(17,14) \times \cos(17,14 - 15)] = 699,00 \text{ daN}$$

Operando come nel caso precedente la tensione di compressione, nella parte anteriore, è:

$$s_{c,a/2,d} = F_1 / (b \times t / \cos(a)) = 2.267,00 / (20 \times 5 / \cos(34,28)) = 18,73 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($18,73 < 93,2$) la sezione risulta verificata.

In maniera analoga la verifica nella parte posteriore del dente porge:

$$h_{dp} = 1/3 \times t / \sin(b) = 6 \text{ cm}$$

$$s_{c,90-b} = F_2 / (h_{dp} \times b) = 699,00 / (20 \times 6) = 5,82 \text{ daN}$$

Risultando: $s_{c,a/2,d} < f_{c,a/2,d}$ ($5,82 < 104,9$) la sezione risulta verificata.

Verifica a taglio.

La verifica delle tensioni tangenziali è effettuata utilizzando un ulteriore coefficiente di sicurezza pari a 1,3, così come previsto dal punto 7.7.6 delle NTC 2017.

Deve risultare per tutte le condizioni di carico: $t_{\max} = N \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) < f_{v,d}$

Combinazione I: carichi permanenti.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{v,d} = (f_{v,k} \times k_{\text{mod}}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,6) / (1,45 \times 1,3) = 0,955 \text{ N/mm}^2 = 9,55 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 1.590,11 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 1.590,11 \times \cos(34,28) / (20 \times 13 \times 1,3) = 3,89 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($3,89 < 9,55$) la sezione risulta verificata.

Combinazione II: carichi brevi.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{v,d} = (f_{v,k} \times k_{\text{mod}}) / (g_m \times 1,3) = (3 \times 0,9) / (1,45 \times 1,3) = 1,432 \text{ N/mm}^2 = 14,32 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 2.738,13 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 2.738,13 \times \cos(34,28) / (20 \times 13 \times 1,3) = 6,69 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($6,69 < 14,32$) la sezione risulta verificata.

Combinazione III: carichi istantanei.

La tensione di progetto a taglio vale:

$$f_{vd} = (f_{v,k} \times k_{mod}) / g_m \times 1,3 = (3 \times 1,1) / (1,45 \times 1,3) = 18,21 \text{ N/mm}^2 = 182,1 \text{ daN/cm}^2$$

$$N_1 = 2.371,92 \text{ daN};$$

$$t_{\max} = N_1 \times \cos(a) / (b \times L_v \times 1,3) = 2.371,92 \times \cos(34,28) / (20 \times 13 \times 1,3) = 5,8 \text{ daN/cm}^2.$$

Risultando $t_{\max} < f_{v,d}$ ($5,8 < 17,51$) la sezione risulta verificata.

CAPITOLO VII. ANALISI DELLA VOLTA DELLA SALA SISTO V

VII.1. IL PROGETTO ARCHITETTONICO

Per liberare i carichi esistenti, peraltro insostenibili, dalla sottostante volta della sala Sisto V, il progetto definitivo individuava il posizionamento dei nuovi scaffali sulle pareti lunghe del salone, organizzati su due ordini di livello, sfruttando dunque la notevole altezza della sala. Il nuovo arredo della sala sarà costituito da un unico sistema passerelle e scaffali che corrono sui due lati lunghi del salone.

In tal modo le nuove scaffalature con la documentazione di archivio graveranno solo su una fascia longitudinale della volta di calpestio lasciando libera l'area centrale della sala Archivio.

VII.2. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA DELLA VOLTA

La volta della sala Sisto V è del tipo a botte a tutto sesto di luce pari a circa 9.90 metri, la direttrice a botte è intervallata dalle 'unghie' in prossimità delle finestre sul lato lungo della sala.

Il Comune di Napoli ha eseguito due saggi puntuali di tipo diretto (all'imposta e in chiave alla volta) per la messa a giorno dell'estradosso della volta stessa.

La struttura è costituita da filari conci di tufo sbazzati: in chiave lo spessore della muratura è pari a circa 24 cm, mentre lo spessore del masso soprastante 20cm.

Il saggio effettuato all'estradosso del rinfiango mostra un riempimento in materiale sciolto abbastanza compatto. Nel punto in cui è stato effettuato il saggio l'approfondimento della struttura rispetto al pavimento è pari a circa 1.60 metri.

Non è stato possibile effettuare indagini all'intradosso della volta sia per la presenza di affreschi sia perché la Sala Sisto V ricade in altra proprietà.

Tuttavia all'intradosso è visibile un quadro lesionativo che interessa principalmente il lato verso vico Majorani con lesioni (oggi chiuse con stucco) aventi giacitura perpendicolare alla generatrice della volta stessa. Il quadro lesionativo continua alla quota della sala Archivio fino alla copertura. Dalle documentazioni e dalle informazioni raccolte le lesioni sembrerebbero legate a un dissesto alle strutture fondali del corpo di fabbrica a causa di infiltrazioni fognarie (poi riparate) che portò alla realizzazione di un intervento di rinforzo su un pilastro in muratura e su archi presenti sulla stessa verticale nel piano terra (piano degli scavi archeologici).

Per avere un quadro completo dello stato di conservazione della struttura sarà dunque necessario effettuare, prima dell'esecuzione dell'intervento di consolidamento previsto in progetto, degli ulteriori approfondimenti estendendo le indagini all'intera struttura, una volta che questa sarà messa in sicurezza con una idonea puntellatura e con la rimozione dei riempimenti.



Saggi eseguiti in chiave e sull'imposta della volta a copertura della sala Sisto V



Le foto mostrano le lesioni hanno andamento subverticale e inclinato e si sviluppano anche lungo la direttrice della volta della Sala Sisto V.

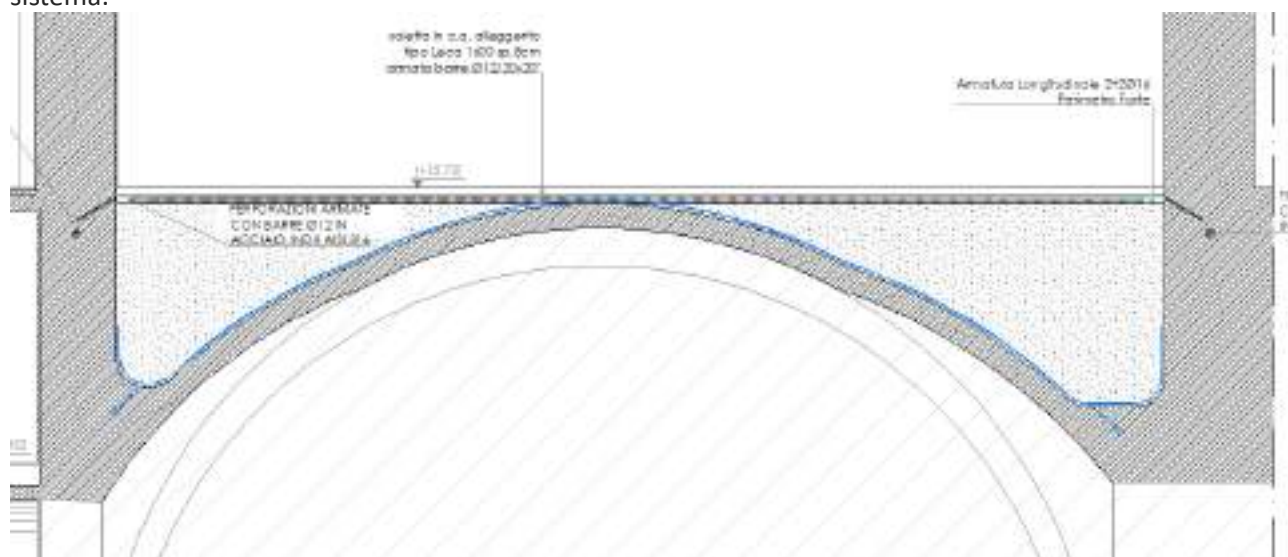
VII.3. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI RINFORZO DELLA VOLTA

La verifica effettuata sulla volta nella condizione *ante operam* evidenzia una condizione di instabilità (con coeff. 0.961) per eccessivo carico all'estradosso della struttura anche in condizioni statiche. Per tale motivo l'intervento progettuale ha interessato l'intera superficie estradosale della volta per raggiungere un duplice obiettivo: da un lato alleggerire i rinfianchi della volta con materiale leggero in modo da ridurre i pesi (e quindi le masse) con vantaggi sia in condizioni di esercizio che in condizioni sismiche, dall'altro la possibilità di

rinforzare la struttura mediante l'utilizzo di nastri in acciaio galvanico su matrice inorganica.

Nel pieno rispetto delle Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale allineate alle nuove "Norme tecniche per le costruzioni" l'intervento di rinforzo della voltata affrescata della sala Sisto V prevede l'utilizzo di nastri formati da microtrefoli di acciaio galvanizzato impregnati con una matrice inorganica di malta minerale a base di pura calce idraulica naturale NHL 3.5 a basso contenuto di sali idrosolubili, da applicarsi direttamente all'estradosso della volta da rinforzare (Vedi Figura 1).

Dal punto di vista normativo l'applicazione di fasce in matrice inorganica è perfettamente compatibile con le Linee Guida del MIBAC che predilige l'uso dell'acciaio a quello di altri materiali (caldane in cemento armato, betoncini, resine varie e/o poliuretani). Il rinforzo in fibra di acciaio proposto unisce i vantaggi dei materiali compositi (altissimo rapporto resistenza/peso), ai vantaggi tipici dell'acciaio ad alta resistenza: possibilità di ancoraggio e pretensionamento, elevata resistenza a trazione e a taglio, elevata resistenza alle alte temperature e traspirabilità se impiegato con matrici a base di leganti idraulici. Il sistema si caratterizza per essere: un presidio attivo; un composito che resiste alle alte temperature; un composito traspirante. Il sistema, potendo essere impiegato con una matrice a base di leganti idraulici, si caratterizza per l'elevata permeabilità. La sua applicazione non altera in nessun modo il comportamento originale della struttura ed è in grado di mantenere i contenuti d'acqua nella parete all'interno dei naturali limiti di variabilità della struttura. Inoltre ha il vantaggio di essere completamente reversibile: tutto il sistema è posizionato senza alterare con fitti ancoraggi l'integrità della volta e può essere rimosso tramite trattamento termico. L'intervento è inoltre adatto in presenza di intradossi affrescati come nel caso in oggetto, in quanto si opera con materiali compatibili con quelli di cui è costituita la volta che non alterano le caratteristiche fisiche e la traspirabilità del sistema.



a) *Figura 2 - Fasi lavorative di posa in opera dei tessuti in fibra di acciaio*

Il rinforzo di volta verrà realizzato con placcaggio estradosso con fasce di fibra in acciaio galvanizzato, con

l'utilizzo di sistema composito a matrice inorganica, provvisto di Valutazione Tecnica Europea (ETA) ai sensi dell'art.26 del Regolamento UE n.305/2011 o di certificazione internazionale di comprovata validità, realizzato con tessuto unidirezionale in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, formato da micro-trefoli di acciaio prodotti secondo norma ISO 16120-1/4 2017 fissati su una microrete in fibra di vetro, del peso netto di fibra di circa 670 g/m². L'intervento si svolge nelle seguenti fasi:

- b) svuotamento e alleggerimento degli strati sovrastanti la volta, eventuali lesioni presenti sia nella parte estradossale sia in quella intradossale verranno sigillate e rincocciate con scaglie di materiale idoneo allettate con la geomalta (da contabilizzare a parte);
- c) pulizia della superficie di estradosso sino alla messa a nudo degli elementi strutturali e posa di fissativo consolidante corticale;
- d) stesura di un primo strato di malta, di spessore di circa 3 - 5 mm;
- e) con malta ancora fresca, procedere alla posa del tessuto in fibra di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza, avendo cura di garantire una completa impregnazione del tessuto ed evitare la formazione di eventuali vuoti o bolle d'aria che possano compromettere l'adesione del tessuto alla matrice o al supporto;
- f) esecuzione del secondo strato di malta, di spessore di circa 2 - 5 mm al fine di inglobare totalmente il tessuto di rinforzo e chiudere gli eventuali vuoti sottostanti;
- g) eventuale ripetizione delle fasi (d), e (e) per tutti gli strati successivi di rinforzo previsti da progetto;
- h) ancoraggio delle estremità del tessuto in fibra d'acciaio all'interno del supporto (da contabilizzare a parte), procedendo alla preventiva foratura dei supporti, arrotolamento delle estremità del tessuto in acciaio al fine di inserire tali code all'interno dei fori precedentemente realizzati con colatura finale di una malta ad altissima igroscopicità e traspirabilità, iperfluida, ad elevata ritenzione d'acqua a base di pura calce naturale NHL 3.5 e legante minerale.

La disposizione delle fasce e le specifiche di intervento sono riportate nella tavola St_10 di progetto. In fase realizzativa dei lavori, una volta rimosso il materiale di riempimento e messo in luce l'estradosso della volta, sarà necessario procedere al rilievo delle strutture e alla definitiva disposizione dei presidi di rinforzo e delle fasce in acciaio. Inoltre prima della realizzazione del sistema di rinforzo, sarà necessario eseguire le prove di accettazione sui materiali previste dalla *"Linea Guida per la identificazione, la qualificazione ed il controllo di accettazione di compositi fibrorinforzati a matrice inorganica (FRCM) da utilizzarsi per il consolidamento strutturale di costruzioni esistenti"*, relativamente al tipo e alle modalità delle prove per la caratterizzazione del comportamento meccanico dei sistemi.

VII.4. ANALISI STRUTTURALE DELLA VOLTA

Con riferimento alla struttura voltata in esame sono stati analizzati i meccanismi locali di collasso ovvero la stabilità in sé della volta sottile. Si ricorda che per l'analisi sismica degli edifici esistenti la valutazione dei cinematismi di singole porzioni della struttura è riportata nel §8.7.1. Le procedure di analisi dei meccanismi locali sono descritte nei contenuti normativi di §C8A.4.

Si prescinde dalla resistenza a compressione (considerata infinita) e ad attrito, e si determina la stabilità sotto carichi verticali (analisi statica) e sotto carichi orizzontali incrementali (analisi sismica): in questa seconda analisi viene determinato il moltiplicatore di collasso e la conseguente capacità in termini di PGA.

Di seguito si riporta la sintesi delle verifiche strutturali effettuata sulla volta nella condizione *ante operam* e nella condizione *post operam*.

Nel tabulato di calcolo allegato sono riportate, per ognuno dei modelli analizzati (ante e post operam) la geometria del modello di calcolo, le condizioni elementari di carico ipotizzate, le combinazioni e le sollecitazioni agenti in condizioni statiche e in presenza di sisma.

Di seguito si riporta la sintesi dei risultati ottenuti.

VII.4.1. Modello ante operam

Il prospetto che segue riporta sinteticamente i risultati dell'analisi effettuata in condizioni statiche e in presenza di sisma.

Report di Rilevazione

Arco Ideale: 1 (1)

ANALISI STATICA

GGC 1 (2)

Moltiplicatore vert. car. di collasso dell'arco:

per la GGC 1: ≥ 1

min. fra tutte le GGC: **0.961**

Verifica Sottosistematica

Tip. di Verifica	Int.	Part. S.	Part. D.
Stabilità Elastica della struttura	0.961		
Arco (Taglio nei giunti)			
Compressione della struttura			
Trazione dorsale			

ANALISI SISMICA

con componente verticale
con 20% degli effetti
con fonda di sismotettica

Moltiplicatore orizzontale di collasso dell'arco:

+X- **0.031** -X- **0.044**

Valori: +X= 0.031, -X= 0.044

Tip. di Verifica	+ X	- X	Part. S.	Part. D.	Tempo
Stabilità Elastica della struttura	0.031	0.044			
Arco (Taglio nei giunti)					
Compressione della struttura					
Trazione dorsale					

Verifica per SLV

domanda:

PGA,DLV = 0.230 g

TR,DLV = 712 atm

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (atm)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.049	29	0.213	0.039
Tronco				
Albero	0.049	29	0.213	0.039

Report di Rilevazione

Arco Ideale: 1 (1)

ANALISI STATICA

GGC 2 (2)

Moltiplicatore vert. car. di collasso dell'arco:

per la GGC 2: **0.961**

min. fra tutte le GGC: **0.961**

Verifica NON Sottosistematica

Tip. di Verifica	Int.	Part. S.	Part. D.
Stabilità Elastica della struttura	0.961		
Arco (Taglio nei giunti)			
Compressione della struttura			
Trazione dorsale			

ANALISI SISMICA

con componente verticale
con 20% degli effetti
con fonda di sismotettica

Moltiplicatore orizzontale di collasso dell'arco:

+X- **0.031** -X- **0.044**

Valori: +X= 0.031, -X= 0.044

Tip. di Verifica	+ X	- X	Part. S.	Part. D.	Tempo
Stabilità Elastica della struttura	0.031	0.044			
Arco (Taglio nei giunti)					
Compressione della struttura					
Trazione dorsale					

Verifica per SLV

domanda:

PGA,DLV = 0.230 g

TR,DLV = 712 atm

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (atm)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV
Arco	0.049	29	0.213	0.039
Tronco				
Albero	0.049	29	0.213	0.039

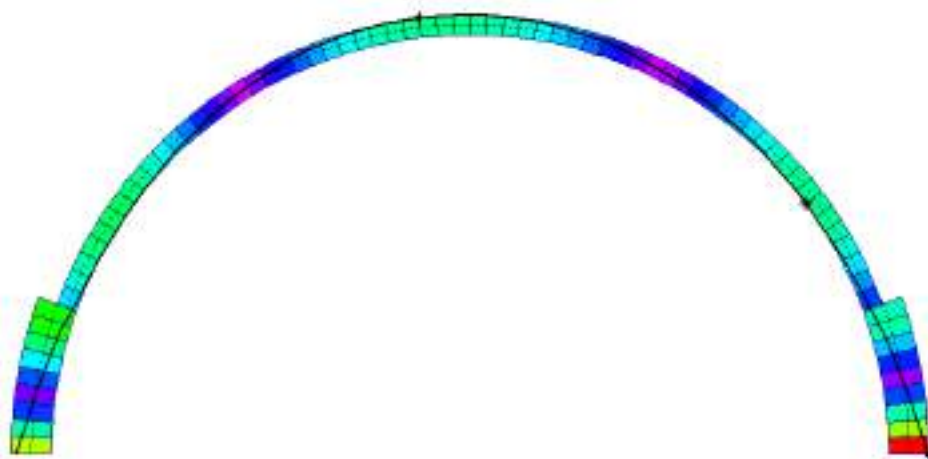
Nella combinazione di carico CCC2 la volta risulta instabile con coeff. 0.961.

In condizioni sismiche per lo SLV il valore minimo del moltiplicatore di collasso è pari a 0.031.

Il rapporto minimo tra la capacità (PGA,CLV) e domanda (PGA,DLV) in termini di accelerazione al suolo pari a $PGA,CLV / PGA,DLV = 0.213$.

- Curva delle Pressioni
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (2)
- Passo di iterazione: 4 (4)
- Trazione max mur. (kN) = -16.237 (Interf.: 15)

Arco INSTABILE - Verifica NON Sottosistematica



- Curva delle Pressioni
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (2)
- Passo di iterazione: max

Arco INSTABILE - Verifica NON Soddisfatta

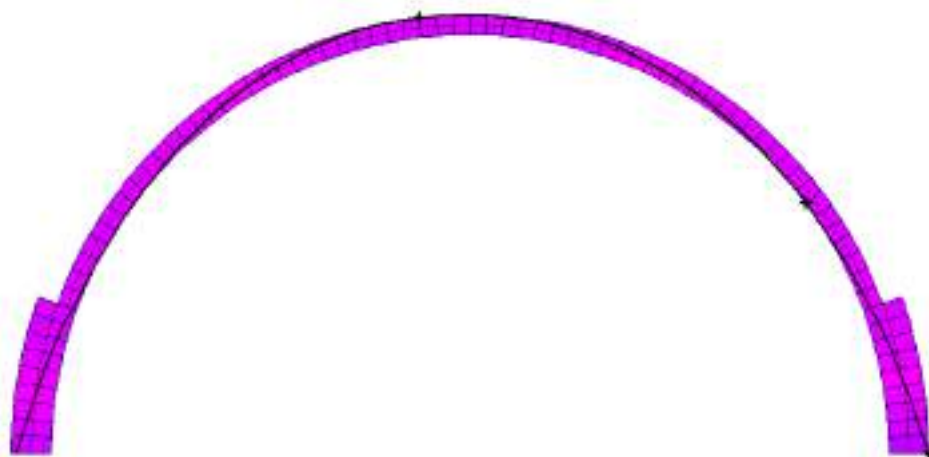


Figura 3 – curva delle pressioni in analisi statica (per la combinazione CCC2)

- Sforzo Normale
- Combinazione di Condizioni di Carico: 2 (2)
- Passo di iterazione: 4 (4)
- Trazione max mur. (kN) = -18.237 (interf.: 15)

Arco INSTABILE - Verifica NON Soddisfatta

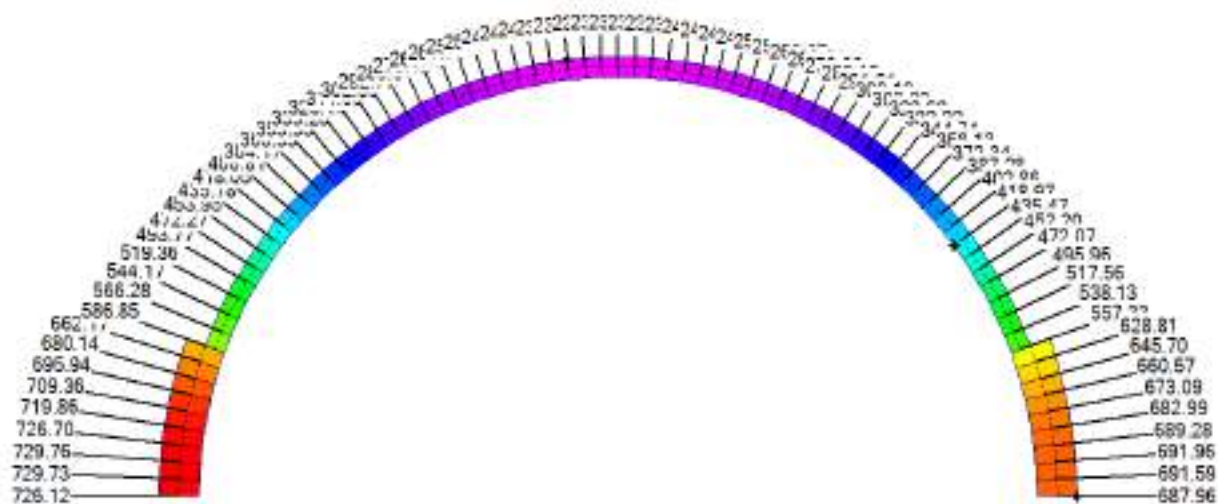


Figura 4 – diagramma dello sforzo normale in analisi statica (per la combinazione CCC2)

- Curva delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X (al Collasso dell'arco); molt.: 1.031
- Passo di iterazione: max

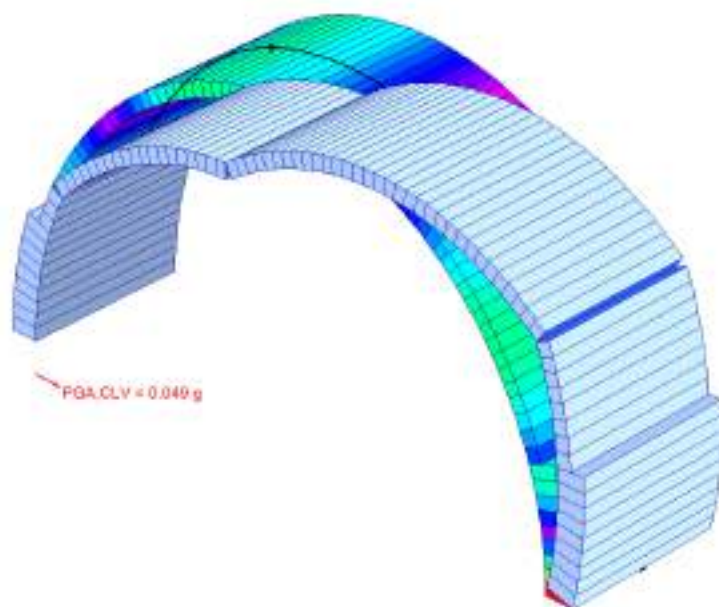


Figura 5 – Cinematismo nella combinazione Sisma +X corrispondente al moltiplicatore orizzontale di collasso 0.031.

- Curva delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X (al Collasso dell'arco); molt.: 0.046
- Passo di iterazione: max

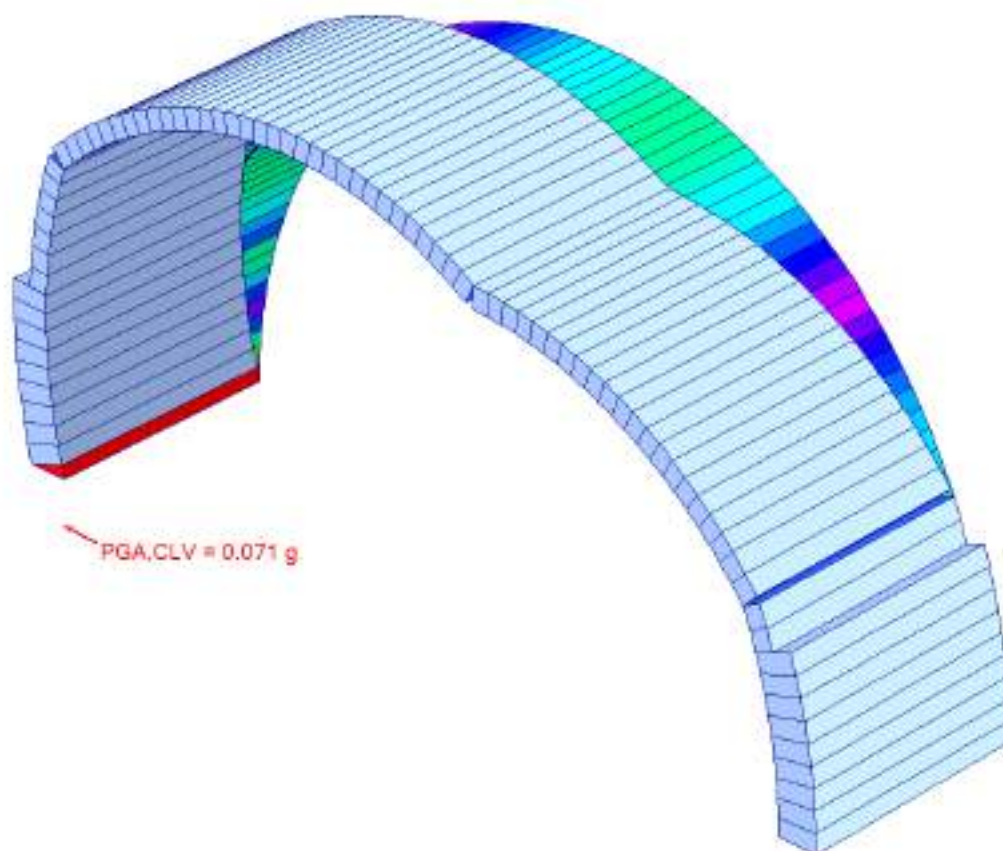


Figura 6 – Cinematismo nella combinazione Sisma -X corrispondente al moltiplicatore orizzontale di collasso 0.046.

VII.4.2. Modello post operam

Il prospetto che segue riporta sinteticamente i risultati dell'analisi effettuata in condizioni statiche e in presenza di sisma.

The image displays two side-by-side screenshots of the 'Rapporto di Bilancio' software interface, showing the results of a static and seismic analysis for 'Arco Ideale: 1 (1)'.

Left Screenshot (Static Analysis):

- ANALISI STATICA:** Shows results for 'CCC 1 (2)'. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'. The 'Moltiplicatore nell'arco di collasso dell'arco' is 1.165. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.
- ANALISI SISMICA:** Shows results for 'CCC 1 (2)'. The 'Moltiplicatore nell'arco di collasso dell'arco' is 0.031. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.
- Verifica per SLV:** Shows results for 'CCC 1 (2)'. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.

Right Screenshot (Static Analysis):

- ANALISI STATICA:** Shows results for 'CCC 2 (2)'. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'. The 'Moltiplicatore nell'arco di collasso dell'arco' is 1.165. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.
- ANALISI SISMICA:** Shows results for 'CCC 2 (2)'. The 'Moltiplicatore nell'arco di collasso dell'arco' is 0.031. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.
- Verifica per SLV:** Shows results for 'CCC 2 (2)'. The 'Verifica Stabilità' is marked as 'OK'.

Nella combinazione di carico CCC2 la volta risulta stabile con coefficiente minimo pari a 1.165.

In condizioni sismiche per lo SLV il valore minimo del moltiplicatore di collasso è pari a 0.031.

Il rapporto minimo tra la capacità (PGA,CLV) e domanda (PGA,DLV) in termini di accelerazione al suolo pari a $PGA,CLV / PGA,DLV = 0.269$.

- Curva delle Pressioni
- Combinazione di Condizioni di Carico (al Collasso dell'arco): 2 (2): molt: 1.165
- Passo di iterazione: 3 (3)

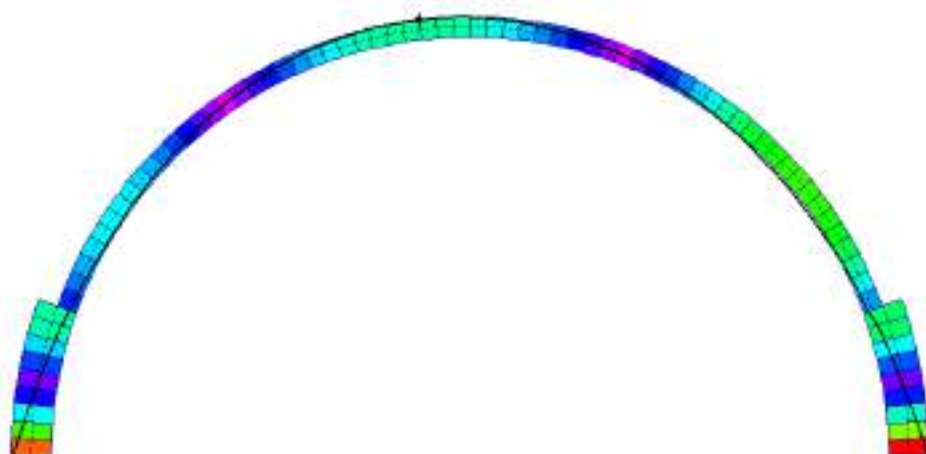


Figura 7 – curva delle pressioni in analisi statica (per la combinazione CCC2)

- Sforzo Normale
- Combinazione di Condizioni di Carico da Collasso dell'Ente 2 (3) val.: 1,95
- Fase di Analisi: 1 (3)

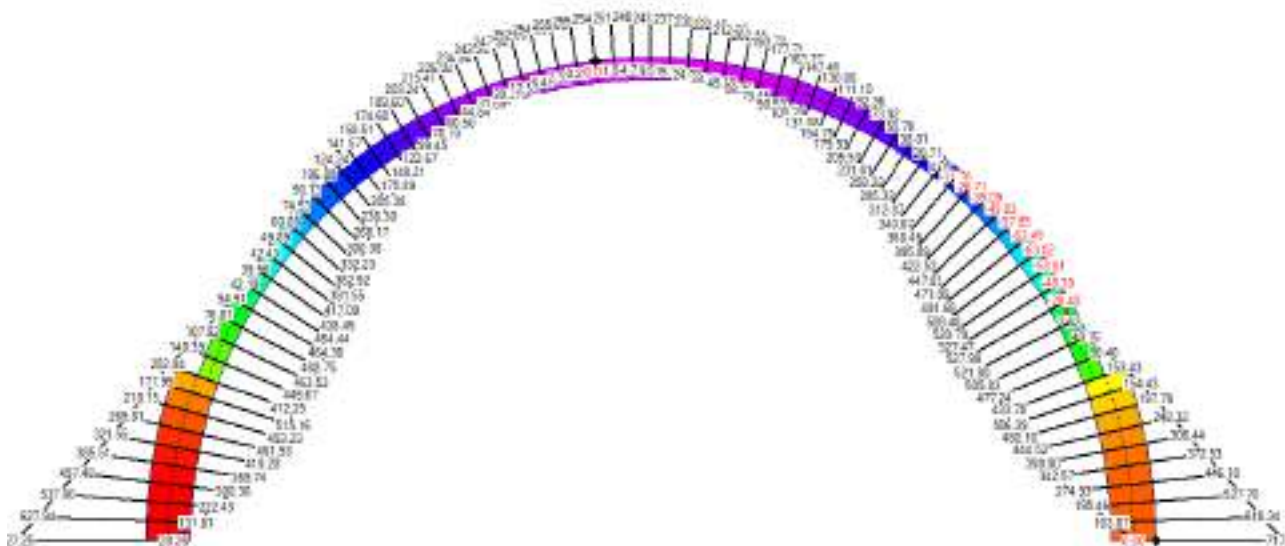


Figura 8 – diagramma dello sforzo normale in analisi statica (per la combinazione CCC2)

- Dune delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA +X (al collasso dall'alto: int. 0.049)
- Piana di decarazione: n.d.a.

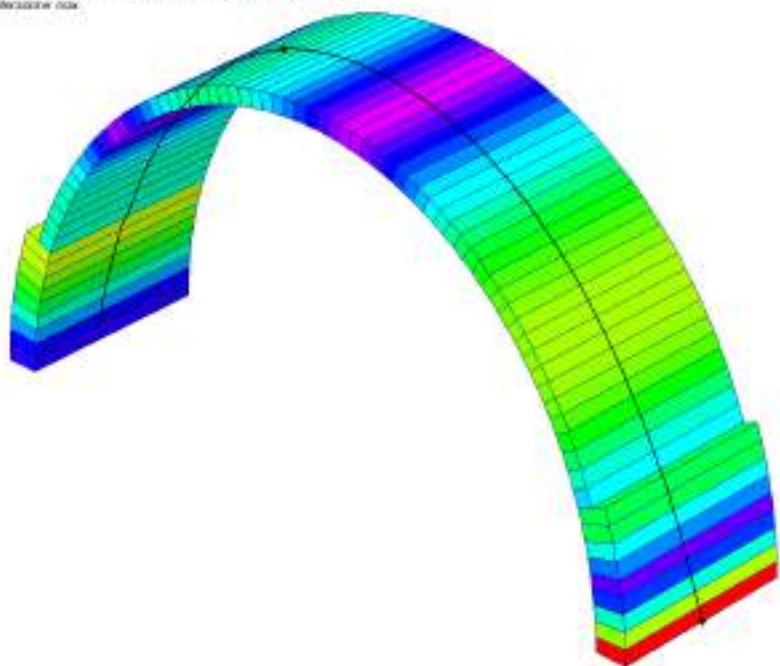


Figura 9 – Nella combinazione Sisma +X corrispondente al moltiplicatore orizzontale di collasso è pari a 0.049.

- Dune delle Pressioni
- COMBINAZIONE DI CARICO SISMICA -X (al collasso dall'alto: int. 0.064)
- Piana di decarazione: n.d.a.

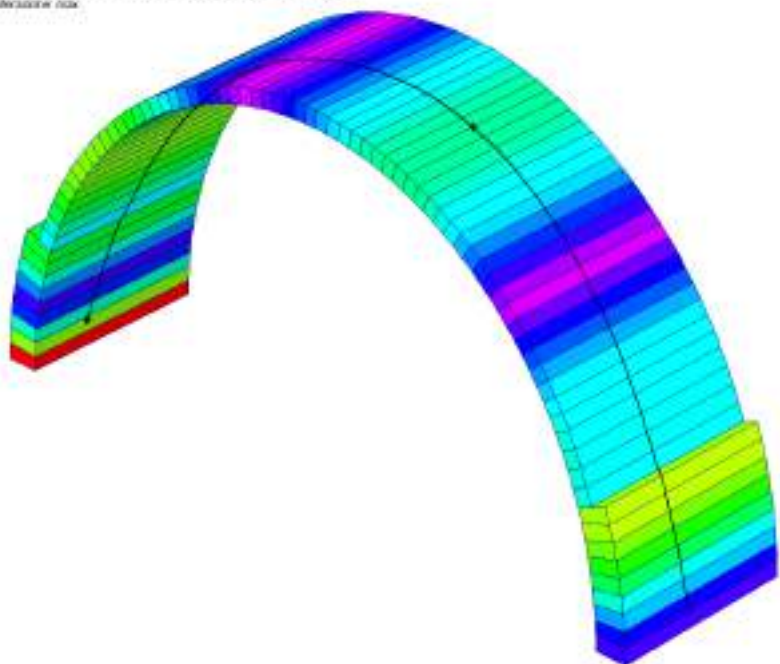


Figura 10 – Cinematismo nella combinazione Sisma -X corrispondente al moltiplicatore orizzontale di collasso 0.064.

CAPITOLO VIII. TIRANTI IN ACCIAIO INOX

Il progetto prevede il rinforzo strutturale di murature mediante applicazione di ancoraggi ad iniezione controllata con calza per la realizzazione di cuciture e incatenamenti di strutture da applicarsi previa perforazione del substrato in muratura. Tali presidi sono particolarmente efficaci come elementi di collegamento tra pareti opposte atti a impedirne le rotazioni verso l'esterno e ad assicurare il funzionamento scatolare della costruzione.

I tiranti saranno in particolare posti lungo la facciata di vico dei Majorani e lungo la facciata interna al cortile per prevenire gli effetti della rotazione delle stesse sotto azioni orizzontali (meccanismo evidenziato in Figura 11).

Gli incatenamenti saranno realizzati mediante la fornitura di ancoraggi costituiti da barre in acciaio inossidabile ad alta resistenza (tensione di rottura a trazione 750 N/mm^2 , tensione di snervamento 650 N/mm^2), AISI 304 (A2), diametro 27 mm, con filettatura adeguata all'utilizzo con calza, continua su tutta la lunghezza, o parziale, ottenuta tramite processo di rullatura.

Gli ancoraggi saranno assemblati completi di calza per il controllo dell'iniezione della malta e relativi manicotti di giunzione in acciaio inossidabile AISI 316 (A4), necessari per lunghezze superiori ai 6,00 metri.

Il sistema sarà completato mediante iniezione della malta specifica per iniezioni con calza in perforo diam.90 mm; l'assemblaggio e inserimento degli ancoraggi nei perfori, previa introduzione di appositi tubi di protezione in pvc, di adeguato diametro, in modo da evitare l'ostruzione dei perfori e facilitare l'inserimento degli ancoraggi; i tubi di protezione dovranno essere estratti e recuperati prima dell'iniezione; la preparazione della miscela fluida di malta e la successiva iniezione da effettuarsi a bassa pressione, tramite apposita pompa boiaccia, fino a completa saturazione, in modo tale da rendere solidale l'elemento di rinforzo con la muratura; l'eventuale controllo del quantitativo di malta iniettato mediante dispositivo per la misura in linea del peso del serbatoio in caso di iniezioni non ispezionabili.

Dovranno essere eseguite preventivamente prove di estrazione in situ su ancoraggi campione iniettati con calza effettuate in fase preliminare per acquisizione di dati utili per la progettazione costruttiva (as build) e il dimensionamento finale degli ancoraggi iniettati con calza

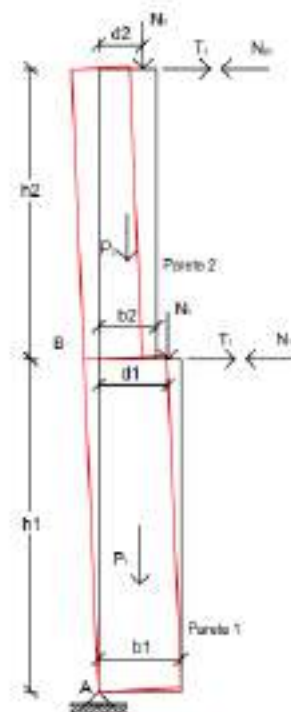


Figura 11

L'analisi dei risultati emersi dal calcolo, svolto considerando gli adeguati coefficienti riduttivi della capacità in relazione al livello di conoscenza, indica una condizione complessiva carente relativamente al rischio sismico per la struttura analizzata.



VIII.1. DIMENSIONAMENTO DEI TIRANTI

Il tirante è stato calcolato seguendo le prescrizioni delle vigenti normative (D.M. 17/01/2018 e Circolare 7/2019)

Dati

Dati geometrici e carichi

Dati relativi al cavo

Tipo di sezione: Circolare
Lunghezza del cavo: 615 cm
Diametro del cavo: 20 mm

Dati relativi al capochiave

Tipo di sezione: Circolare
Diametro: 30 cm
Spessore della piastra: 25 mm
Spessore della nervatura: 25 mm
Altezza della nervatura: 48 mm

Dati relativi alla muratura

Spessore: 100 cm
Tensione media: 0.80 daN/cm²

Materiali

Muratura

Tipo muratura: Di pietra tenera irregolare (tufo, calcarenite, ecc.)
Livello di conoscenza: LC1
Coefficiente correttivo: 1.00
Coefficiente di sicurezza: 3.00
Fattore di confidenza: 1.35

Parametri di calcolo della muratura						
E [daN/cm ²]	G [daN/cm ²]	f _d [daN/cm ²]	f _{vd0} [daN/cm ²]	tau [daN/cm ²]	f _{td} [daN/cm ²]	w [daN/mc]
10800	3600	3.457	0.069	0.104	0.069	1600

Acciaio

Parametri di calcolo dell'acciaio							
Cavo				Capochiave			
E [daN/cm ²]	f _y [daN/cm ²]	Peso specifico [daN/mc]	deformazione limite [%]	E [daN/cm ²]	f _y [daN/cm ²]	Peso specifico [daN/mc]	deformazione limite [%]
2000000	2800	7850	1.00	2000000	2800	7850	1.00

Risultati

Resistenza del tirante

La resistenza del tirante si ottiene dalla resistenza minima del cavo, della muratura (punzonamento) e della chiave.

Resistenza del tirante		
Resistenza del cavo [daN]	Resistenza della muratura (punzonamento) [daN]	Resistenza della chiave [daN]
8796	4235	25671

Il tirante resiste per una forza di trazione pari a 4235 daN. Dai risultati si evince che la rottura è fragile.

Deformabilità del tirante

La rottura del tirante è di tipo fragile per cui il cavo è ancora in fase elastica. Il valore della deformazione è 0.41 cm.

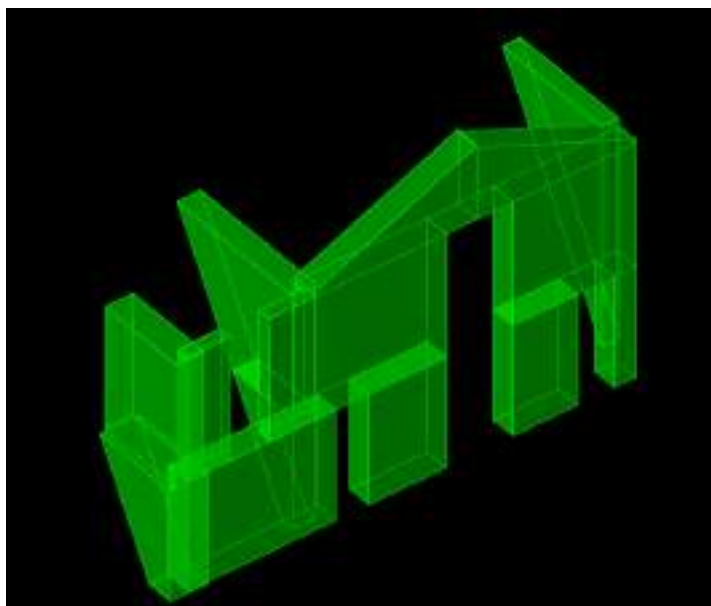
Tensione raggiunta nel tirante

Tensione massima raggiunta			
Cavo	Capochiave		
Tensione normale [daN/cm ²]	Tensione normale [daN/cm ²]	Tensione tangenziale [daN/cm ²]	Tensione ideale [daN/cm ²]
1348	374	156	462

VIII.2. VERIFICA DEI CINEMATISMI DI FACCIATA

Di seguito si riportano le verifiche dei cinatismi relativi alle facciate su vico dei Majorani e quella interna al cortile, entrambe oggetto di intervento di incatenamento con i tiranti.

VIII.3. VERIFICA DEL CINEMATISMO SULLA FACCIATA DI VICO DEI MAJORANI



Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag, accelerazione orizzontale massima: 0.19*g
Ss, fattore del suolo: 1.2
St, coefficiente topografico: 1
Altezza totale dell'edificio rispetto allo zero sismico: 2643 cm
Quota zero sismico: -1592 cm
alpha, angolo di distacco del cuneo: 30 deg

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: +15.69)

Sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Origine			ux			uy			uz		
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
59035.1	12923.5	-12	-0.048	0.999	0	-0.999	-0.048	0	0	0	1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Le verifiche sono condotte nelle combinazioni "SLV".

Elementi della facciata

Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
maschio	46	381	502.9	85	0.0016	26056	42.5	190.5	291	42.5	381	5557	42.5	381
maschio	89	426	150.5	45	0.0016	4617	22.5	594	28	22.5	807	1663	22.5	807
maschio	90	426	141.8	45	0.0016	4348	22.5	594	6	22.5	807	1566	22.5	807
maschio	91	135.4	553.2	85	0.0019	12094	42.5	892.6						
maschio	92	130.3	538.2	85	0.0016	9539	42.5	889.7				5947	42.5	937.3
maschio	45	381	261.8	85	0.0016	13567	42.5	190.5				2893	42.5	381
maschio	44	381	220.8	85	0.0016	11443	42.5	190.5				2440	42.5	381
maschio	87	426	416.6	85	0.0016	24139	42.5	594				4604	42.5	807
maschio	88	426	449.7	85	0.0016	26052	42.5	594				4969	42.5	807
maschio	43	381	73.3	85	0.0016	3800	42.5	190.5				810	42.5	381

Elementi del cuneo di distacco

Tipo	Indice	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg
maschio	86	0.0016	20458	151.2	594	2660	151.2	807
maschio	41	0.0016	7436	132	236.3	4321	173.7	381
maschio	42	0.0016	15994	104.1	225.1	4557	149.1	381
maschio	81	0.0016	21018	241.8	616.7	4227	296.7	807
maschio	100	0.0016	15945	259	554.2			

Verifica

z	a0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
2066.9	0.388	194.5	0.82	688.2	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	538.4	Si

Cinematismo n. 2 (Rotazione attorno a: +19.50)

Sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Origine			ux			uy			uz		
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
59035	12925.9	369	-0.048	0.999	0	-0.999	-0.048	0	0	0	1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Le verifiche sono condotte nelle combinazioni "SLV".

Elementi della facciata

Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
maschio	89	426	150.5	45	0.0016	4617	22.5	213	28	22.5	426	1663	22.5	426
maschio	90	426	141.8	45	0.0016	4348	22.5	213	6	22.5	426	1566	22.5	426
maschio	91	135.4	553.2	85	0.0019	12094	42.5	511.6						
maschio	92	130.3	538.2	85	0.0016	9539	42.5	508.7				5947	42.5	556.3
maschio	87	426	416.6	85	0.0016	24139	42.5	213				4604	42.5	426
maschio	88	426	449.7	85	0.0016	26052	42.5	213				4969	42.5	426

Elementi del cuneo di distacco

Tipo	Indice	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg
maschio	86	0.0016	13844	111.4	252.9	2660	151.2	426
maschio	81	0.0016	9023	140.5	265.8	2398	186.7	426
maschio	100	0.0016	3950	185.6	300.2			

Verifica

z	a0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
2252.9	0.499	99.2	0.863	839.8	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	554.3	Si

Cinematismo n. 3 (Rotazione attorno a: +23.76)

Sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Origine			ux			uy			uz		
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
59014.9	13349.5	795	-0.048	0.999	0	-0.999	-0.048	0	0	0	1

Il cinematicismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Le verifiche sono condotte nelle combinazioni "SLV".

Elementi della facciata

Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
maschio	91	135.4	553.2	85	0.0019	12094	42.5	85.6						
maschio	92	130.3	538.2	85	0.0016	9539	42.5	82.7				5947	42.5	130.3

Verifica

z	$\alpha 0$	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
2471.3	0.929	22	1	1350.4	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	573	Si

Coefficienti di sicurezza e indicatori di rischio sismico

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
1.278	+15.69	688.2	538.4	1427	1.33	0.286	1.242

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Origine: origine del sistema di riferimento locale.

x: coordinata x. [cm]

y: coordinata y. [cm]

z: coordinata z. [cm]

ux: versore ux del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore ux.

y: componente y del versore ux.

z: componente z del versore ux.

uy: versore uy del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore uy.

y: componente y del versore uy.

z: componente z del versore uy.

uz: versore uz del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore uz.

y: componente y del versore uz.

z: componente z del versore uz.

Tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura).

Indice: indice dell'elemento.

H: altezza dell'elemento. [cm]

L: lunghezza dell'elemento. [cm]

s: spessore dell'elemento. [cm]

y: peso specifico. [daN/cm³]

P.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicato per il coefficiente di combinazione. [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

Carico: carico verticale agente sull'elemento. [daN]

Aggancio: forza di aggancio agente sul maschio. [daN]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica. [cm]

$\alpha 0$: moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso.

M*: massa partecipante al cinematicismo. [daN/(cm/s²)]

e*: frazione di massa partecipante al cinematicismo [C8.7.1.5].

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo [C8.7.1.8]. [cm/s²]

formula: formula utilizzata in verifica.

aLimite: accelerazione limite [C7.2.11]. [cm/s²]

Verifica: stato di verifica.

C.S.: coefficiente di sicurezza minimo.

Quota: quota di riferimento del cinematicismo.

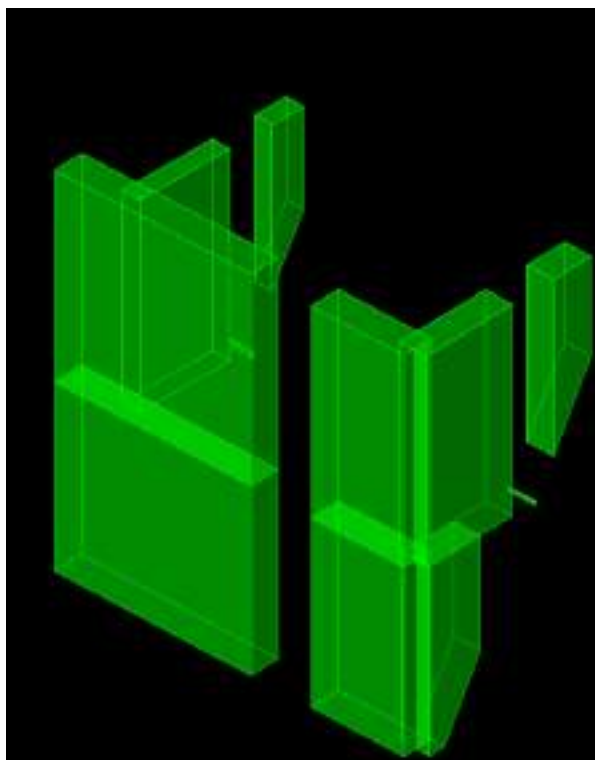
TR: tempo di ritorno.

(TR/TRrif)^.41: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

PGA: accelerazione al suolo.

PGA/PGArif: indicatore di rischio sismico in termini di PGA.

VIII.4. VERIFICA DEL CINEMATISMO SULLA FACCIATA PROSPICIENTE IL CORTILE INTERNO



Verifiche condotte secondo l'analisi lineare dei meccanismi locali di collasso (Circ. 7 21-01-2019 C8.7.1.2.1.7)

Dati iniziali

ag, accelerazione orizzontale massima: 0.19*g
Ss, fattore del suolo: 1.2
St, coefficiente topografico: 1
Altezza totale dell'edificio rispetto allo zero sismico: 2643 cm
Quota zero sismico: -1592 cm
alpha, angolo di distacco del cuneo: 30 deg

Cinematismo n. 1 (Rotazione attorno a: +15.69)

Sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Origine			ux			uy			uz		
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
57433.3	12860.5	-12	0.999	0.042	0	-0.042	0.999	0	0	0	1

Il cinematismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Le verifiche sono condotte nelle combinazioni "SLV".

Elementi della facciata

Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
maschio	31	381	438.1	65	0.0016	17358	32.5	190.5	6869	32.5	381	4841	32.5	381
maschio	32	381	206.3	65	0.0016	8175	32.5	190.5	3310	32.5	381	2280	32.5	381
maschio	77	426	438.1	65	0.0016	19408	32.5	594	3681	32.5	807	4841	32.5	807
maschio	78	426	206.3	65	0.0016	9140	32.5	594	1763	32.5	807	2280	32.5	807

Elementi del cuneo di distacco

Tipo	Indice	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg
maschio	75	0.0016	1272	371.2	668.9	8	374	807
maschio	79	0.0016	2391	366.4	664.6	2	370.6	807
maschio	29	0.0016	2	281.4	378.1	2	282.2	381
maschio	34	0.0016	1	282.7	379	0	283.2	381
maschio	35	0.0016	3824	85.6	213.4	9	90.8	381
maschio	74	0.0016	5647	135.9	594	47	135.9	807
maschio	80	0.0016	8392	125.1	594	8	125.1	807

Verifica

z	α0	M*	e*	α0*	formula	aLimite	Verifica
2037.2	0.341	77.8	0.836	592.3	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	535.9	Si

Cinematismo n. 2 (Rotazione attorno a: +19.50)

Sistema di riferimento locale

La geometria della facciata riportata nel seguito è espressa in un sistema locale di riferimento avente le seguenti caratteristiche:

Origine			ux			uy			uz		
x	y	z	x	y	z	x	y	z	x	y	z
57433.3	12860.5	369	0.999	0.042	0	-0.042	0.999	0	0	0	1

Il cinematicismo avviene per rotazione attorno all'asse locale x.

Le verifiche sono condotte nelle combinazioni "SLV".

Elementi della facciata

Tipo	Indice	H	L	s	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg	Aggancio	yg	zg
maschio	77	426	438.1	65	0.0016	19408	32.5	213	3681	32.5	426	4841	32.5	426
maschio	78	426	206.3	65	0.0016	9140	32.5	213	1763	32.5	426	2280	32.5	426

Elementi del cuneo di distacco

Tipo	Indice	y	P.p.	yg	zg	Carico	yg	zg
maschio	74	0.0016	3958	116.6	260.9	47	135.9	426
maschio	80	0.0016	6191	107.9	255.3	8	125.1	426

Verifica

z	α_0	M*	e*	a0*	formula	aLimite	Verifica
2210.7	0.478	41.9	0.929	747.6	Circolare 7 21-01-19 SC8.7.1.2.1.7	550.7	Si

Coefficienti di sicurezza e indicatori di rischio sismico

C.S.	Quota	a0*	aLimite	TR	(TR/TRrif)^.41	PGA	PGA/PGArif
1.105	+15.69	592.3	535.9	929	1.115	0.252	1.093

Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

Origine: origine del sistema di riferimento locale.

x: coordinata x. [cm]

y: coordinata y. [cm]

z: coordinata z. [cm]

ux: versore ux del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore ux.

y: componente y del versore ux.

z: componente z del versore ux.

uy: versore uy del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore uy.

y: componente y del versore uy.

z: componente z del versore uy.

uz: versore uz del sistema di riferimento locale.

x: componente x del versore uz.

y: componente y del versore uz.

z: componente z del versore uz.

Tipo: elemento considerato (maschio o trave di accoppiamento in muratura).

Indice: indice dell'elemento.

H: altezza dell'elemento. [cm]

L: lunghezza dell'elemento. [cm]

s: spessore dell'elemento. [cm]

y: peso specifico. [daN/cm³]

P.p.: peso proprio dell'elemento moltiplicato per il coefficiente di combinazione. [daN]

yg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

zg: coordinata locale della i-esima forza peso o della forza di aggancio. [cm]

Carico: carico verticale agente sull'elemento. [daN]

Aggancio: forza di aggancio agente sul maschio. [daN]

z: altezza rispetto allo zero sismico del baricentro delle forze peso le cui masse producono azione sismica. [cm]

α_0 : moltiplicatore dei carichi la cui massa produce forza sismica che attiva il meccanismo locale di collasso.

M*: massa partecipante al cinematicismo. [daN/(cm/s²)]

e*: frazione di massa partecipante al cinematicismo [C8.7.1.5].

a0*: accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo [C8.7.1.8]. [cm/s²]

formula: formula utilizzata in verifica.

aLimite: accelerazione limite [C7.2.11]. [cm/s²]

Verifica: stato di verifica.

C.S.: coefficiente di sicurezza minimo.

Quota: quota di riferimento del cinematicismo.

TR: tempo di ritorno.

(TR/TRrif)^.41: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

PGA: accelerazione al suolo.

PGA/PGArif: indicatore di rischio sismico in termini di PGA.

CAPITOLO IX. NUOVO COLLEGAMENTO VERTICALE

Di seguito si riportano i calcoli della nuova scala A in acciaio: la nuova scala sarà costituita da rampe in profili HEA140 in acciaio S275 su cui saranno installati gradini in lamiera di acciaio rinforzata con telaietti porta gradino costituiti da profili L40x5mm.

I pianerottoli di arrivo a quota (+16.59)m e (+19.50)m saranno realizzati con un nuovo impalcato costituito da una orditura di travi principali HEA140 in acciaio S275. Con interposti tavelloni in laterizio. Il solaio è completato con il getto di una soletta in c.a. di spessore 5cm circa armata con rete elettrosaldata $\phi 8/20 \times 20$ e solidarizzata alle travi principali con connettori disposti a passo 20 cm.

IX.1. ANALISI DEI CARICHI

Pianerottolo scala A	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
Soletta c.a.	80 daN/mq
riempimento in materiale alleggerito	56 daN/mq
pannellino alleggerito	10 daN/mq
tavellone	48 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>194 daN/mq</i>

sovraccarichi permanenti

Massetto e pavimento	80 daN/mq
intonaco	30 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>110 daN/mq</i>

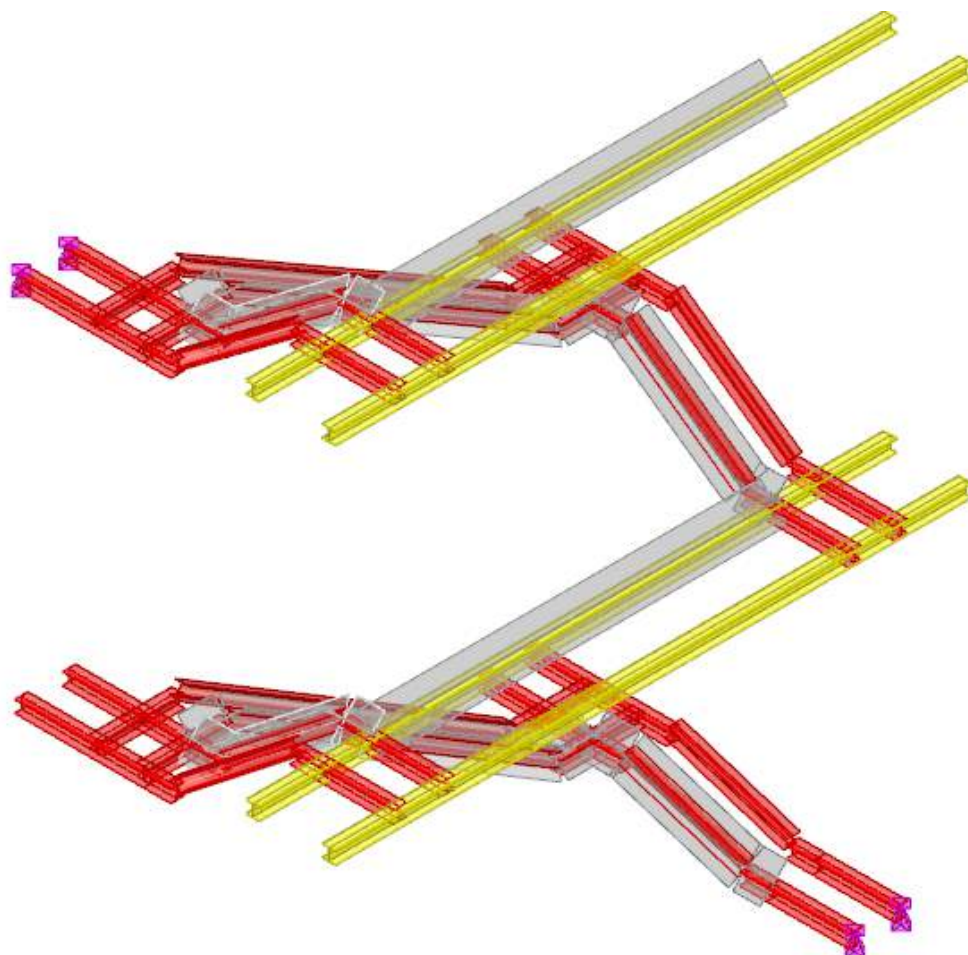
sovraccarichi accidentali

scale	400 daN/mq
-------	------------

Rampa scala A	peso al mq
<i>pesi strutturali</i>	
gradino in lamiera	45 daN/mq
struttura porta gradino	10 daN/mq
<i>totale strutturali</i>	<i>55 daN/mq</i>

sovraccarichi permanenti

Pavimento	138 daN/mq
<i>totale sovraccarichi permanenti</i>	<i>138 daN/mq</i>
<i>sovraccarichi accidentali</i>	
scale	400 daN/mq



Struttura
Vista assonometrica dell'edificio nella sua interezza

2 Dati generali DB

2.1 Materiali

2.1.1 Acciai

2.1.1.1 Proprietà acciai base

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

E: modulo di elasticità longitudinale del materiale per edifici o materiali nuovi. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale del materiale, viene impiegato nella modellazione di aste e di elementi guscio a comportamento ortotropo. [daN/cm²]

v: coefficiente di Poisson. Il valore è adimensionale.

y: peso specifico del materiale. [daN/cm³]

α: coefficiente longitudinale di dilatazione termica. [°C-1]

Descrizione	E	G	v	y	α
S275	2100000	Default (807692.31)	0.3	0.00785	0.000012

2.1.1.2 Proprietà acciai CNR 10011

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Prosp. Omega: prospetto per coefficienti Omega.

σ amm.(s<=40 mm): σ ammissibile per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

σ amm.(s>40 mm): σ ammissibile per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fd(s<=40 mm): resistenza di progetto fd per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fd(s>40 mm): resistenza di progetto fd per spessori >40 mm. [daN/cm²]

Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)	Prosp. Omega	σ amm.(s<=40 mm)	σ amm.(s>40 mm)	fd(s<=40 mm)	fd(s>40 mm)
S275	FE430	2750	2550	4300	4100	III	1900	1700	2750	2500

2.1.1.3 Proprietà acciai CNR 10022

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy: resistenza di snervamento fy. [daN/cm²]

fu: resistenza di rottura fu. [daN/cm²]

fd: resistenza di progetto fd. [daN/cm²]

Prospetto omega sag.fr.(s<3mm): prospetto coeff. omega per spessori < 3 mm.

Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm): prospetto coeff. omega per spessori >= 3 mm.

Prospetti σ crit. Eulero: prospetti σ critiche euleriane.

Descrizione	Tipo	fy	fu	fd	Prospetto omega sag.fr.(s<3mm)	Prospetto omega sag.fr.(s>=3mm)	Prospetti σ crit. Eulero
S275	FE430	2750	4300	2750	d	e	I

2.1.1.4 Proprietà acciai EC3

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Tipo: descrizione per norma.

fy(s<=40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fy(s>40 mm): resistenza di snervamento fy per spessori >40 mm. [daN/cm²]

fu(s<=40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori <=40 mm. [daN/cm²]

fu(s>40 mm): resistenza di rottura per trazione fu per spessori >40 mm. [daN/cm²]

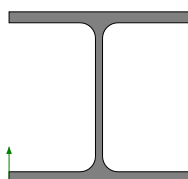
Descrizione	Tipo	fy(s<=40 mm)	fy(s>40 mm)	fu(s<=40 mm)	fu(s>40 mm)
S275	S275	2750	2550	4300	4100

2.2 Sezioni

2.2.1 Sezioni in acciaio

2.2.1.1 Profili singoli in acciaio

2.2.1.1.1 HEA - HEM - HEB - IPE



Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Sup.: superficie bagnata per unità di lunghezza. [mm]

Area Tx FEM: area di taglio in direzione X per l'analisi FEM. [mm²]
Area Ty FEM: area di taglio in direzione Y per l'analisi FEM. [mm²]
JxFEM: momento di inerzia attorno all'asse X per l'analisi FEM. [mm⁴]
JyFEM: momento di inerzia attorno all'asse Y per l'analisi FEM. [mm⁴]
JtFEM: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma per l'analisi FEM. [mm⁴]
b: larghezza dell'ala. [mm]
h: altezza del profilo. [mm]
s: spessore dell'anima. [mm]
t: spessore delle ali. [mm]
r: raggio del raccordo ala-anima. [mm]
f: truschino. [mm]

Descrizione	Sup.	Area Tx FEM	Area Ty FEM	JxFEM	JyFEM	JtFEM	b	h	s	t	r	f
HEA140	794.3	1983	685	10339676	3893397	63752	140	133	5.5	8.5	12	74

2.2.1.2 Caratteristiche inerziali sezioni in acciaio

2.2.1.2.1 Caratteristiche inerziali principali sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Xg: coordinata X del baricentro. [cm]

Yg: coordinata Y del baricentro. [cm]

Area: area inerziale nel sistema geometrico centrato nel baricentro. [cm²]

Jx: momento d'inerzia attorno all'asse orizzontale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jy: momento d'inerzia attorno all'asse verticale baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jxy: momento centrifugo rispetto al sistema di riferimento baricentrico di definizione della sezione. [cm⁴]

Jm: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale M. [cm⁴]

Jn: momento d'inerzia attorno all'asse baricentrico principale N. [cm⁴]

α X su M: angolo tra gli assi del sistema di riferimento geometrico di definizione e quelli del sistema di riferimento principale. [deg]

Jt: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di forma. [cm⁴]

Descrizione	Xg	Yg	Area	Jx	Jy	Jxy	Jm	Jn	α X su M	Jt
HEA140	7	6.65	31.45	1033.97	389.34	0	1033.97	389.34	0	6.38

2.2.1.2.2 Caratteristiche inerziali momenti sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

ix: raggio di inerzia relativo all'asse x. [cm]

iy: raggio di inerzia relativo all'asse y. [cm]

im: raggio di inerzia relativo all'asse principale m. [cm]

in: raggio di inerzia relativo all'asse principale n. [cm]

Sx: momento statico relativo all'asse x. [cm³]

Sy: momento statico relativo all'asse y. [cm³]

Wx: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse x. [cm³]

Wy: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse y. [cm³]

Wm: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse principale m. [cm³]

Wn: modulo di resistenza elastico minimo relativo all'asse principale n. [cm³]

Wplx: modulo di resistenza plastico relativo all'asse x. [cm³]

Wply: modulo di resistenza plastico relativo all'asse y. [cm³]

Descrizione	ix	iy	im	in	Sx	Sy	Wx	Wy	Wm	Wn	Wplx	Wply
HEA140	5.73	3.52	5.73	3.52	86.83	42.43	155.48	55.62	155.48	55.62	173.65	84.87

2.2.1.2.3 Caratteristiche inerziali taglio sezioni in acciaio

Descrizione: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Atx: area a taglio lungo x. [cm²]

Aty: area a taglio lungo y. [cm²]

Descrizione	Atx	Aty
HEA140	23.8	7.32

3 Dati di modellazione

3.1 Nodi

3.1.1 Nodi di definizione

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Posizione: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [cm]

Y: coordinata Y. [cm]

Z: coordinata Z. [cm]

Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione			Indice	Posizione		
	X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z		X	Y	Z
2	22209.4	4617.8	1223	3	22257.8	4617.8	1223	4	22257.8	4646.4	1223	5	22209.4	4646.4	1223
6	22209.4	4732.5	1223	7	22257.8	4732.5	1223	8	22209.4	4344.3	1263	9	22257.8	4344.3	1263
10	22209.4	4407.3	1263	11	22257.8	4407.3	1263	12	22297.6	4407.3	1263	13	22209.4	4457.3	1263
14	22257.8	4457.3	1263	15	22297.6	4457.3	1263	16	22209.4	4493.1	1263	17	22257.8	4493.1	1263
18	22679.4	4329.1	1471	19	22729.4	4329.1	1471	20	22642.3	4407.3	1471	21	22679.4	4407.3	1471
22	22729.4	4407.3	1471	23	22642.3	4457.3	1471	24	22679.4	4457.3	1471	25	22729.4	4457.3	1471
26	22729.4	4493.1	1471	27	22679.4	4493.1	1471	28	22729.4	4617.8	1569	29	22679.4	4617.8	1569
30	22209.4	4617.8	1569	31	22257.8	4617.8	1569	32	22134.6	4646.4	1569	33	22209.4	4646.4	1569
34	22257.8	4646.4	1569	35	22679.4	4646.4	1569	36	22729.4	4646.4	1569	37	22804	4646.4	1569
38	22804	4726.4	1569	39	22729.4	4726.4	1569	40	22679.4	4726.4	1569	41	22257.8	4726.4	1569
42	22209.4	4726.4	1569	43	22135.9	4726.4	1569	44	22209.4	4344.3	1658	45	22257.8	4344.3	1658
46	22209.4	4407.3	1658	47	22257.8	4407.3	1658	48	22297.6	4407.3	1658	49	22209.4	4457.3	1658
50	22257.8	4457.3	1658	51	22297.6	4457.3	1658	52	22209.4	4493.1	1658	53	22257.8	4493.1	1658
54	22679.4	4329.1	1857	55	22729.4	4329.1	1857	56	22642.3	4407.3	1857	57	22679.4	4407.3	1857
58	22729.4	4407.3	1857	59	22642.3	4457.3	1857	60	22679.4	4457.3	1857	61	22729.4	4457.3	1857
62	22729.4	4493.1	1857	63	22679.4	4493.1	1857	64	22729.4	4617.8	1950	65	22679.4	4617.8	1950
66	22134.6	4646.4	1950	67	22679.4	4646.4	1950	68	22729.4	4646.4	1950	69	22804	4646.4	1950
70	22804	4726.4	1950	71	22729.4	4726.4	1950	72	22679.4	4726.4	1950	73	22135.9	4726.4	1950

3.2 Carichi concentrati

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Nodo: nodo su cui agisce il carico.

Condizione: condizione elementare mappata nella quale agisce il carico.

Fx: componente della forza lungo l'asse X. [daN]

Fy: componente della forza lungo l'asse Y. [daN]

Fz: componente della forza lungo l'asse Z. [daN]

Mx: componente del momento attorno all'asse X. [daN*cm]

My: componente del momento attorno all'asse Y. [daN*cm]

Mz: componente del momento attorno all'asse Z. [daN*cm]

Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz	Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
--------	------	------------	----	----	----	----	----	----	--------	------	------------	----	----	----	----	----	----

3.3 Carichi concentrati sismici

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Nodo: nodo su cui agisce il carico.

Condizione: condizione elementare mappata nella quale agisce il carico.

Fx: componente della forza lungo l'asse X. [daN]

Fy: componente della forza lungo l'asse Y. [daN]

Fz: componente della forza lungo l'asse Z. [daN]

Mz: componente del momento attorno all'asse Z. [daN*cm]

Peso: peso sismico. [daN]

y: coefficiente y. Il valore è adimensionale.

Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y	Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y
1	2	Sisma X SLV	9.7	0	0	0	6.3E1	0.748	2	2	Sisma Y SLV	0	11.4	0	0	6.3E1	0.748
3	2	Sisma X SLO	3	0	0	0	6.3E1	0.748	4	2	Sisma Y SLO	0	4.2	0	0	6.3E1	0.748
5	2	Sisma X SLD	3.7	0	0	0	6.3E1	0.748	6	2	Sisma Y SLD	0	4.4	0	0	6.3E1	0.748
7	3	Sisma X SLV	14.5	0	0	0	9.5E1	0.748	8	3	Sisma Y SLV	0	17.1	0	0	9.5E1	0.748
9	3	Sisma X SLO	4.5	0	0	0	9.5E1	0.748	10	3	Sisma Y SLO	0	6.3	0	0	9.5E1	0.748
11	3	Sisma X SLD	5.6	0	0	0	9.5E1	0.748	12	3	Sisma Y SLD	0	6.5	0	0	9.5E1	0.748
13	4	Sisma X SLV	29.7	0	0	0	1.9E2	0.748	14	4	Sisma Y SLV	0	35	0	0	1.9E2	0.748
15	4	Sisma X SLO	9.2	0	0	0	1.9E2	0.748	16	4	Sisma Y SLO	0	12.9	0	0	1.9E2	0.748
17	4	Sisma X SLD	11.4	0	0	0	1.9E2	0.748	18	4	Sisma Y SLD	0	13.4	0	0	1.9E2	0.748
19	5	Sisma X SLV	28.8	0	0	0	1.9E2	0.748	20	5	Sisma Y SLV	0	34	0	0	1.9E2	0.748
21	5	Sisma X SLO	8.9	0	0	0	1.9E2	0.748	22	5	Sisma Y SLO	0	12.5	0	0	1.9E2	0.748
23	5	Sisma X SLD	11.1	0	0	0	1.9E2	0.748	24	5	Sisma Y SLD	0	13	0	0	1.9E2	0.748
25	10	Sisma X SLV	41.9	0	0	0	2.7E2	0.772	26	10	Sisma Y SLV	0	49.4	0	0	2.7E2	0.772
27	10	Sisma X SLO	12.9	0	0	0	2.7E2	0.772	28	10	Sisma Y SLO	0	18.2	0	0	2.7E2	0.772
29	10	Sisma X SLD	16.1	0	0	0	2.7E2	0.772	30	10	Sisma Y SLD	0	18.9	0	0	2.7E2	0.772
31	11	Sisma X SLV	52.2	0	0	0	3.3E2	0.772	32	11	Sisma Y SLV	0	61.6	0	0	3.3E2	0.772
33	11	Sisma X SLO	16.1	0	0	0	3.3E2	0.772	34	11	Sisma Y SLO	0	22.7	0	0	3.3E2	0.772
35	11	Sisma X SLD	20.1	0	0	0	3.3E2	0.772	36	11	Sisma Y SLD	0	23.5	0	0	3.3E2	0.772
37	12	Sisma X SLV	18.2	0	0	0	1.2E2	0.772	38	12	Sisma Y SLV	0	21.4	0	0	1.2E2	0.772
39	12	Sisma X SLO	5.6	0	0	0	1.2E2	0.772	40	12	Sisma Y SLO	0	7.9	0	0	1.2E2	0.772

Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y	Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y
41	12	Sisma X SLD	7	0	0	0	1.2E2	0.772	42	12	Sisma Y SLD	0	8.2	0	0	1.2E2	0.772
43	13	Sisma X SLV	34.8	0	0	0	2.2E2	0.772	44	13	Sisma Y SLV	0	41.1	0	0	2.2E2	0.772
45	13	Sisma X SLO	10.8	0	0	0	2.2E2	0.772	46	13	Sisma Y SLO	0	15.1	0	0	2.2E2	0.772
47	13	Sisma X SLD	13.4	0	0	0	2.2E2	0.772	48	13	Sisma Y SLD	0	15.7	0	0	2.2E2	0.772
49	14	Sisma X SLV	47.6	0	0	0	3.0E2	0.772	50	14	Sisma Y SLV	0	56.1	0	0	3.0E2	0.772
51	14	Sisma X SLO	14.7	0	0	0	3.0E2	0.772	52	14	Sisma Y SLO	0	20.7	0	0	3.0E2	0.772
53	14	Sisma X SLD	18.3	0	0	0	3.0E2	0.772	54	14	Sisma Y SLD	0	21.4	0	0	3.0E2	0.772
55	15	Sisma X SLV	32.1	0	0	0	2.0E2	0.772	56	15	Sisma Y SLV	0	37.9	0	0	2.0E2	0.772
57	15	Sisma X SLO	9.9	0	0	0	2.0E2	0.772	58	15	Sisma Y SLO	0	14	0	0	2.0E2	0.772
59	15	Sisma X SLD	12.4	0	0	0	2.0E2	0.772	60	15	Sisma Y SLD	0	14.5	0	0	2.0E2	0.772
61	16	Sisma X SLV	11.8	0	0	0	7.5E1	0.772	62	16	Sisma Y SLV	0	14	0	0	7.5E1	0.772
63	16	Sisma X SLO	3.7	0	0	0	7.5E1	0.772	64	16	Sisma Y SLO	0	5.1	0	0	7.5E1	0.772
65	16	Sisma X SLD	4.6	0	0	0	7.5E1	0.772	66	16	Sisma Y SLD	0	5.3	0	0	7.5E1	0.772
67	17	Sisma X SLV	17.1	0	0	0	1.1E2	0.772	68	17	Sisma Y SLV	0	20.2	0	0	1.1E2	0.772
69	17	Sisma X SLO	5.3	0	0	0	1.1E2	0.772	70	17	Sisma Y SLO	0	7.4	0	0	1.1E2	0.772
71	17	Sisma X SLD	6.6	0	0	0	1.1E2	0.772	72	17	Sisma Y SLD	0	7.7	0	0	1.1E2	0.772
73	20	Sisma X SLV	20.3	0	0	0	1.1E2	0.899	74	20	Sisma Y SLV	0	24	0	0	1.1E2	0.899
75	20	Sisma X SLO	6.3	0	0	0	1.1E2	0.899	76	20	Sisma Y SLO	0	8.8	0	0	1.1E2	0.899
77	20	Sisma X SLD	7.8	0	0	0	1.1E2	0.899	78	20	Sisma Y SLD	0	9.2	0	0	1.1E2	0.899
79	21	Sisma X SLV	65.1	0	0	0	3.5E2	0.899	80	21	Sisma Y SLV	0	76.7	0	0	3.5E2	0.899
81	21	Sisma X SLO	20.1	0	0	0	3.5E2	0.899	82	21	Sisma Y SLO	0	28.3	0	0	3.5E2	0.899
83	21	Sisma X SLD	25.1	0	0	0	3.5E2	0.899	84	21	Sisma Y SLD	0	29.3	0	0	3.5E2	0.899
85	22	Sisma X SLV	53.9	0	0	0	2.9E2	0.899	86	22	Sisma Y SLV	0	63.5	0	0	2.9E2	0.899
87	22	Sisma X SLO	16.6	0	0	0	2.9E2	0.899	88	22	Sisma Y SLO	0	23.4	0	0	2.9E2	0.899
89	22	Sisma X SLD	20.8	0	0	0	2.9E2	0.899	90	22	Sisma Y SLD	0	24.3	0	0	2.9E2	0.899
91	23	Sisma X SLV	36.5	0	0	0	2.0E2	0.899	92	23	Sisma Y SLV	0	43	0	0	2.0E2	0.899
93	23	Sisma X SLO	11.3	0	0	0	2.0E2	0.899	94	23	Sisma Y SLO	0	15.9	0	0	2.0E2	0.899
95	23	Sisma X SLD	14	0	0	0	2.0E2	0.899	96	23	Sisma Y SLD	0	16.4	0	0	2.0E2	0.899
97	24	Sisma X SLV	54.9	0	0	0	3.0E2	0.899	98	24	Sisma Y SLV	0	64.8	0	0	3.0E2	0.899
99	24	Sisma X SLO	17	0	0	0	3.0E2	0.899	100	24	Sisma Y SLO	0	23.9	0	0	3.0E2	0.899
101	24	Sisma X SLD	21.2	0	0	0	3.0E2	0.899	102	24	Sisma Y SLD	0	24.8	0	0	3.0E2	0.899
103	25	Sisma X SLV	41.1	0	0	0	2.2E2	0.899	104	25	Sisma Y SLV	0	48.4	0	0	2.2E2	0.899
105	25	Sisma X SLO	12.7	0	0	0	2.2E2	0.899	106	25	Sisma Y SLO	0	17.9	0	0	2.2E2	0.899
107	25	Sisma X SLD	15.8	0	0	0	2.2E2	0.899	108	25	Sisma Y SLD	0	18.5	0	0	2.2E2	0.899
109	26	Sisma X SLV	14.4	0	0	0	7.9E1	0.899	110	26	Sisma Y SLV	0	17	0	0	7.9E1	0.899
111	26	Sisma X SLO	4.5	0	0	0	7.9E1	0.899	112	26	Sisma Y SLO	0	6.3	0	0	7.9E1	0.899
113	26	Sisma X SLD	5.6	0	0	0	7.9E1	0.899	114	26	Sisma Y SLD	0	6.5	0	0	7.9E1	0.899
115	27	Sisma X SLV	21.5	0	0	0	1.2E2	0.899	116	27	Sisma Y SLV	0	25.4	0	0	1.2E2	0.899
117	27	Sisma X SLO	6.7	0	0	0	1.2E2	0.899	118	27	Sisma Y SLO	0	9.4	0	0	1.2E2	0.899
119	27	Sisma X SLD	8.3	0	0	0	1.2E2	0.899	120	27	Sisma Y SLD	0	9.7	0	0	1.2E2	0.899
121	28	Sisma X SLV	13.1	0	0	0	66.76	0.959	122	28	Sisma Y SLV	0	15.4	0	0	66.76	0.959
123	28	Sisma X SLO	4	0	0	0	66.76	0.959	124	28	Sisma Y SLO	0	5.7	0	0	66.76	0.959
125	28	Sisma X SLD	5	0	0	0	66.76	0.959	126	28	Sisma Y SLD	0	5.9	0	0	66.76	0.959
127	29	Sisma X SLV	20.4	0	0	0	1.0E2	0.959	128	29	Sisma Y SLV	0	24	0	0	1.0E2	0.959
129	29	Sisma X SLO	6.3	0	0	0	1.0E2	0.959	130	29	Sisma Y SLO	0	8.9	0	0	1.0E2	0.959
131	29	Sisma X SLD	7.9	0	0	0	1.0E2	0.959	132	29	Sisma Y SLD	0	9.2	0	0	1.0E2	0.959
133	30	Sisma X SLV	12.9	0	0	0	6.6E1	0.959	134	30	Sisma Y SLV	0	15.2	0	0	6.6E1	0.959
135	30	Sisma X SLO	4	0	0	0	6.6E1	0.959	136	30	Sisma Y SLO	0	5.6	0	0	6.6E1	0.959
137	30	Sisma X SLD	5	0	0	0	6.6E1	0.959	138	30	Sisma Y SLD	0	5.8	0	0	6.6E1	0.959
139	31	Sisma X SLV	20	0	0	0	1.0E2	0.959	140	31	Sisma Y SLV	0	23.6	0	0	1.0E2	0.959
141	31	Sisma X SLO	6.2	0	0	0	1.0E2	0.959	142	31	Sisma Y SLO	0	8.7	0	0	1.0E2	0.959
143	31	Sisma X SLD	7.7	0	0	0	1.0E2	0.959	144	31	Sisma Y SLD	0	9	0	0	1.0E2	0.959
145	33	Sisma X SLV	79	0	0	0	4.0E2	0.959	146	33	Sisma Y SLV	0	93.1	0	0	4.0E2	0.959
147	33	Sisma X SLO	24.4	0	0	0	4.0E2	0.959	148	33	Sisma Y SLO	0	34.3	0	0	4.0E2	0.959
149	33	Sisma X SLD	30.4	0	0	0	4.0E2	0.959	150	33	Sisma Y SLD	0	35.6	0	0	4.0E2	0.959
151	34	Sisma X SLV	220.3	0	0	0	1.1E3	0.959	152	34	Sisma Y SLV	0	259.8	0	0	1.1E3	0.959
153	34	Sisma X SLO	68.1	0	0	0	1.1E3	0.959	154	34	Sisma Y SLO	0	95.8	0	0	1.1E3	0.959
155	34	Sisma X SLD	84.9	0	0	0	1.1E3	0.959	156	34	Sisma Y SLD	0	99.3	0	0	1.1E3	0.959
157	35	Sisma X SLV	220.9	0	0	0	1.1E3	0.959	158	35	Sisma Y SLV	0	260.5	0	0	1.1E3	0.959
159	35	Sisma X SLO	68.2	0	0	0	1.1E3	0.959	160	35	Sisma Y SLO	0	96.1	0	0	1.1E3	0.959
161	35	Sisma X SLD	85.1	0	0	0	1.1E3	0.959	162	35	Sisma Y SLD	0	99.6	0	0	1.1E3	0.959
163	36	Sisma X SLV	79.5	0	0	0	406.2	0.959	164	36	Sisma Y SLV	0	93.7	0	0	406.2	0.959
165	36	Sisma X SLO	24.6	0	0	0	406.2	0.959	166	36	Sisma Y SLO	0	34.6	0	0	406.2	0.959
167	36	Sisma X SLD	30.6	0	0	0	406.2	0.959	168	36	Sisma Y SLD	0	35.8	0	0	406.2	0.959
169	39	Sisma X SLV	70.2	0	0	0	3.6E2	0.959	170	39	Sisma Y SLV	0	82.8	0	0	3.6E2	0.959
171	39	Sisma X SLO	21.7	0	0	0	3.6E2	0.959	172	39	Sisma Y SLO	0	30.5	0	0	3.6E2	0.959
173	39	Sisma X SLD	27.1	0	0	0	3.6E2	0.959	174	39	Sisma Y SLD	0	31.7	0	0	3.6E2	0.959
175	40	Sisma X SLV	194.1	0	0	0	9.9E2	0.959	176	40	Sisma Y SLV	0	228.9	0	0	9.9E2	0.959
177	40	Sisma X SLO	59.9	0	0	0	9.9E2	0.959	178	40	Sisma Y SLO	0	84.4	0	0	9.9E2	0.959
179	40	Sisma X SLD	74.8	0	0	0	9.9E2	0.959	180	40	Sisma Y SLD	0	87.5	0	0	9.9E2	0.959
181	41	Sisma X SLV	193.5	0	0	0	9.9E2	0.959	182	41	Sisma Y SLV	0	228.2	0	0	9.9E2	0.959
183	41	Sisma X SLO	59.8	0	0	0	9.9E2	0.959	184	41	Sisma Y SLO	0	84.1	0	0	9.9E2	0.959
185	41	Sisma X SLD	74.5	0	0	0	9.9E2	0.959	186	41	Sisma Y SLD	0	87.2	0	0	9.9E2	0.959
187	42	Sisma X SLV	69.3	0	0	0	3.5E2	0.959	188	42	Sisma Y SLV	0	81.7	0	0	3.5E2	0.959
189	42	Sisma X SLO	21.4	0	0	0	3.5E2	0.959	190	42	Sisma Y SLO	0	30.1	0	0	3.5E2	0.959
191	42	Sisma X SLD	26.7	0	0	0	3.5E2	0.959	192	42	Sisma Y SLD	0	31.2	0	0	3.5E2	0.959
193	46	Sisma X SLV	55	0	0	0	2.7E2	1.014	194	46	Sisma Y SLV	0	64.8	0	0	2.7E2	1.014
195	46	Sisma X SLO	17	0	0	0	2.7E2	1.014	196	46	Sisma Y SLO	0	23.9	0	0	2.7E2	1.014
197	46	Sisma X SLD	21.2	0	0	0	2.7E2	1.014	198	46	Sisma Y SLD	0	24.8	0	0	2.7E2	1.014
199	47	Sisma X SLV	68.6	0	0	0	3.3E2	1.014	200	47	Sisma Y SLV	0	80.9	0	0	3.3E2	1.014
201	47	Sisma X SLO	21.2	0	0	0	3.3E2	1.014	202	47	Sisma Y SLO	0	29.8	0	0	3.3E2	1.014
203	47	Sisma X SLD	26.4	0	0	0	3.3E2	1.014	204	47	Sisma Y SLD	0	30.9	0	0	3.3E2	1.014
205	48	Sisma X SLV	23.7	0	0	0	1.1E2	1.014	206	48	Sisma Y SLV	0	28	0	0	1.1E2	1.014
207	48	Sisma X SLO	7.3	0	0	0	1.1E2	1.014	208	48	Sisma Y SLO						

Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y	Indice	Nodo	Condizione	Fx	Fy	Fz	Mz	Peso	y
237	53	Sisma X SLO	7.4	0	0	0	1.2E2	1.014	238	53	Sisma Y SLO	0	10.4	0	0	1.2E2	1.014
239	53	Sisma X SLD	9.2	0	0	0	1.2E2	1.014	240	53	Sisma Y SLD	0	10.8	0	0	1.2E2	1.014
241	56	Sisma X SLV	25.5	0	0	0	1.1E2	1.135	242	56	Sisma Y SLV	0	30.1	0	0	1.1E2	1.135
243	56	Sisma X SLO	7.9	0	0	0	1.1E2	1.135	244	56	Sisma Y SLO	0	11.1	0	0	1.1E2	1.135
245	56	Sisma X SLD	9.8	0	0	0	1.1E2	1.135	246	56	Sisma Y SLD	0	11.5	0	0	1.1E2	1.135
247	57	Sisma X SLV	82.1	0	0	0	3.5E2	1.135	248	57	Sisma Y SLV	0	96.9	0	0	3.5E2	1.135
249	57	Sisma X SLO	25.4	0	0	0	3.5E2	1.135	250	57	Sisma Y SLO	0	35.7	0	0	3.5E2	1.135
251	57	Sisma X SLD	31.6	0	0	0	3.5E2	1.135	252	57	Sisma Y SLD	0	37	0	0	3.5E2	1.135
253	58	Sisma X SLV	68	0	0	0	2.9E2	1.135	254	58	Sisma Y SLV	0	80.2	0	0	2.9E2	1.135
255	58	Sisma X SLO	21	0	0	0	2.9E2	1.135	256	58	Sisma Y SLO	0	29.6	0	0	2.9E2	1.135
257	58	Sisma X SLD	26.2	0	0	0	2.9E2	1.135	258	58	Sisma Y SLD	0	30.7	0	0	2.9E2	1.135
259	59	Sisma X SLV	45.7	0	0	0	2.0E2	1.135	260	59	Sisma Y SLV	0	53.9	0	0	2.0E2	1.135
261	59	Sisma X SLO	14.1	0	0	0	2.0E2	1.135	262	59	Sisma Y SLO	0	19.9	0	0	2.0E2	1.135
263	59	Sisma X SLD	17.6	0	0	0	2.0E2	1.135	264	59	Sisma Y SLD	0	20.6	0	0	2.0E2	1.135
265	60	Sisma X SLV	69.4	0	0	0	3.0E2	1.135	266	60	Sisma Y SLV	0	81.8	0	0	3.0E2	1.135
267	60	Sisma X SLO	21.4	0	0	0	3.0E2	1.135	268	60	Sisma Y SLO	0	30.2	0	0	3.0E2	1.135
269	60	Sisma X SLD	26.7	0	0	0	3.0E2	1.135	270	60	Sisma Y SLD	0	31.3	0	0	3.0E2	1.135
271	61	Sisma X SLV	51.8	0	0	0	2.2E2	1.135	272	61	Sisma Y SLV	0	61.1	0	0	2.2E2	1.135
273	61	Sisma X SLO	16	0	0	0	2.2E2	1.135	274	61	Sisma Y SLO	0	22.5	0	0	2.2E2	1.135
275	61	Sisma X SLD	20	0	0	0	2.2E2	1.135	276	61	Sisma Y SLD	0	23.4	0	0	2.2E2	1.135
277	62	Sisma X SLV	18.1	0	0	0	7.8E1	1.135	278	62	Sisma Y SLV	0	21.4	0	0	7.8E1	1.135
279	62	Sisma X SLO	5.6	0	0	0	7.8E1	1.135	280	62	Sisma Y SLO	0	7.9	0	0	7.8E1	1.135
281	62	Sisma X SLD	7	0	0	0	7.8E1	1.135	282	62	Sisma Y SLD	0	8.2	0	0	7.8E1	1.135
283	63	Sisma X SLV	27	0	0	0	1.2E2	1.135	284	63	Sisma Y SLV	0	31.8	0	0	1.2E2	1.135
285	63	Sisma X SLO	8.3	0	0	0	1.2E2	1.135	286	63	Sisma Y SLO	0	11.7	0	0	1.2E2	1.135
287	63	Sisma X SLD	10.4	0	0	0	1.2E2	1.135	288	63	Sisma Y SLD	0	12.2	0	0	1.2E2	1.135
289	64	Sisma X SLV	16.1	0	0	0	6.6E1	1.192	290	64	Sisma Y SLV	0	19	0	0	6.6E1	1.192
291	64	Sisma X SLO	5	0	0	0	6.6E1	1.192	292	64	Sisma Y SLO	0	7	0	0	6.6E1	1.192
293	64	Sisma X SLD	6.2	0	0	0	6.6E1	1.192	294	64	Sisma Y SLD	0	7.3	0	0	6.6E1	1.192
295	65	Sisma X SLV	25.1	0	0	0	1.0E2	1.192	296	65	Sisma Y SLV	0	29.6	0	0	1.0E2	1.192
297	65	Sisma X SLO	7.8	0	0	0	1.0E2	1.192	298	65	Sisma Y SLO	0	10.9	0	0	1.0E2	1.192
299	65	Sisma X SLD	9.7	0	0	0	1.0E2	1.192	300	65	Sisma Y SLD	0	11.3	0	0	1.0E2	1.192
301	67	Sisma X SLV	334.6	0	0	0	1.4E3	1.192	302	67	Sisma Y SLV	0	394.7	0	0	1.4E3	1.192
303	67	Sisma X SLO	103.4	0	0	0	1.4E3	1.192	304	67	Sisma Y SLO	0	145.5	0	0	1.4E3	1.192
305	67	Sisma X SLD	128.9	0	0	0	1.4E3	1.192	306	67	Sisma Y SLD	0	150.8	0	0	1.4E3	1.192
307	68	Sisma X SLV	98.8	0	0	0	406.2	1.192	308	68	Sisma Y SLV	0	116.5	0	0	406.2	1.192
309	68	Sisma X SLO	30.5	0	0	0	406.2	1.192	310	68	Sisma Y SLO	0	43	0	0	406.2	1.192
311	68	Sisma X SLD	38.1	0	0	0	406.2	1.192	312	68	Sisma Y SLD	0	44.5	0	0	406.2	1.192
313	71	Sisma X SLV	87.3	0	0	0	3.6E2	1.192	314	71	Sisma Y SLV	0	103	0	0	3.6E2	1.192
315	71	Sisma X SLO	27	0	0	0	3.6E2	1.192	316	71	Sisma Y SLO	0	38	0	0	3.6E2	1.192
317	71	Sisma X SLD	33.6	0	0	0	3.6E2	1.192	318	71	Sisma Y SLD	0	39.4	0	0	3.6E2	1.192
319	72	Sisma X SLV	295.2	0	0	0	1.2E3	1.192	320	72	Sisma Y SLV	0	348.2	0	0	1.2E3	1.192
321	72	Sisma X SLO	91.2	0	0	0	1.2E3	1.192	322	72	Sisma Y SLO	0	128.4	0	0	1.2E3	1.192
323	72	Sisma X SLD	113.7	0	0	0	1.2E3	1.192	324	72	Sisma Y SLD	0	133.1	0	0	1.2E3	1.192

3.4 Aste

3.4.1 Carichi su aste

3.4.1.1 Carichi trapezoidali locali

Indice asta: indice dell'asta a cui si riferisce il carico trapezoidale.

Condizione: condizione elementare di carico a cui si riferisce il carico.

Posizione iniziale: posizione iniziale del carico sull'asse locale 1. [cm]

F1 iniziale: componente del valore iniziale del carico lungo l'asse locale 1. [daN/cm]

F2 iniziale: componente del valore iniziale del carico lungo l'asse locale 2. [daN/cm]

F3 iniziale: componente del valore iniziale del carico lungo l'asse locale 3. [daN/cm]

Posizione finale: posizione finale del carico sull'asse locale 1. [cm]

F1 finale: componente del valore finale del carico lungo l'asse locale 1. [daN/cm]

F2 finale: componente del valore finale del carico lungo l'asse locale 2. [daN/cm]

F3 finale: componente del valore finale del carico lungo l'asse locale 3. [daN/cm]

Indice asta	Condizione	Posizione iniziale	F1 iniziale	F2 iniziale	F3 iniziale	Posizione finale	F1 finale	F2 finale	F3 finale
1	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	63	0	-0.69	0
1	Permanenti portati	0	0	-0.86	0	63	0	-0.86	0
1	Variabile C	0	0	-2.5	0	63	0	-2.5	0
2	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
2	Permanenti portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
2	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
3	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
3	Permanenti portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
3	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
4	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	131	0	0	-0.69
4	Permanenti portati	0	0	0	-0.86	131	0	0	-0.86
4	Variabile C	0	0	0	-2.5	131	0	0	-2.5
5	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
5	Permanenti portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
5	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
6	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	73.5	0	-1.21	0
6	Permanenti portati	0	0	-0.69	0	73.5	0	-0.69	0
6	Variabile C	0	0	-2.5	0	73.5	0	-2.5	0
7	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	48.4	0	-1.21	0
7	Permanenti portati	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
7	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
8	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	421.6	0	-1.21	0
8	Permanenti portati	0	0	-0.69	0	421.6	0	-0.69	0
8	Variabile C	0	0	-2.5	0	421.6	0	-2.5	0
9	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	50	0	-1.21	0
9	Permanenti portati	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
9	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
10	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	74.6	0	-1.21	0

Indice asta	Condizione	Posizione iniziale	F1 iniziale	F2 iniziale	F3 iniziale	Posizione finale	F1 finale	F2 finale	F3 finale
10	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	74.6	0	-0.69	0
10	Variabile C	0	0	-2.5	0	74.6	0	-2.5	0
13	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	421.6	0	-0.4	0
11	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	74.8	0	-1.21	0
11	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	74.8	0	-0.69	0
11	Variabile C	0	0	-2.5	0	74.8	0	-2.5	0
12	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	48.4	0	-1.21	0
12	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
12	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
13	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	421.6	0	-1.21	0
13	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	421.6	0	-0.69	0
13	Variabile C	0	0	-2.5	0	421.6	0	-2.5	0
14	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	50	0	-1.21	0
14	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
14	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
15	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	74.6	0	-1.21	0
15	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	74.6	0	-0.69	0
15	Variabile C	0	0	-2.5	0	74.6	0	-2.5	0
18	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	35.8	0	-0.4	0
16	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	63	0	-0.69	0
16	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	63	0	-0.86	0
16	Variabile C	0	0	-2.5	0	63	0	-2.5	0
17	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
17	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
17	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
18	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
18	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
18	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
19	Permanententi portati	0	0.122	-0.381	0	131	0.122	-0.381	0
19	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	131	0	0	-0.69
19	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	131	0	0	-0.86
19	Variabile C	0	0	0	-2.5	131	0	0	-2.5
20	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	28.6	0	-0.4	0
20	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
20	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
20	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
21	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
21	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	48.4	0	-0.86	0
21	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
22	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	402.6	0	0	-0.69
22	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	402.6	0	0	-0.86
22	Variabile C	0	0	0	-2.5	402.6	0	0	-2.5
23	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	37.1	0	-0.69	0
23	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	37.1	0	-0.86	0
23	Variabile C	0	0	-2.5	0	37.1	0	-2.5	0
24	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	78.1	0	-0.69	0
24	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	78.1	0	-0.86	0
24	Variabile C	0	0	-2.5	0	78.1	0	-2.5	0
25	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
25	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
25	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
26	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	35.8	0	-0.4	0
26	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
26	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
26	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
27	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
27	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
27	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
28	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	78.1	0	-0.69	0
28	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	78.1	0	-0.86	0
28	Variabile C	0	0	-2.5	0	78.1	0	-2.5	0
29	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
29	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
29	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
30	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
30	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
30	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
31	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
31	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
31	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
32	Permanententi portati	0	-0.207	-0.342	0	402.6	-0.207	-0.342	0
32	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	402.6	0	0	-0.69
32	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	402.6	0	0	-0.86
32	Variabile C	0	0	0	-2.5	402.6	0	0	-2.5
33	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
33	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	48.4	0	-0.86	0
33	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
34	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	37.1	0	-0.4	0
34	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	37.1	0	-0.69	0
34	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	37.1	0	-0.86	0
34	Variabile C	0	0	-2.5	0	37.1	0	-2.5	0
35	Permanententi portati	0	-0.247	-0.315	0	158.6	-0.247	-0.315	0
35	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	158.6	0	0	-0.69
35	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	158.6	0	0	-0.86
35	Variabile C	0	0	0	-2.5	158.6	0	0	-2.5
36	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	158.6	0	0	-0.69
36	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	158.6	0	0	-0.86
36	Variabile C	0	0	0	-2.5	158.6	0	0	-2.5
37	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	28.6	0	-0.4	0
37	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
37	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
37	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
38	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
38	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
38	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
39	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	86.1	0	-0.69	0
39	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	86.1	0	-0.86	0
39	Variabile C	0	0	-2.5	0	86.1	0	-2.5	0

Indice asta	Condizione	Posizione iniziale	F1 iniziale	F2 iniziale	F3 iniziale	Posizione finale	F1 finale	F2 finale	F3 finale
40	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	86.1	0	-0.69	0
40	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	86.1	0	-0.86	0
40	Variabile C	0	0	-2.5	0	86.1	0	-2.5	0
41	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	63	0	-0.69	0
41	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	63	0	-0.86	0
41	Variabile C	0	0	-2.5	0	63	0	-2.5	0
42	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
42	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
42	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
43	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
43	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
43	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
44	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	153.2	0	0	-0.69
44	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	153.2	0	0	-0.86
44	Variabile C	0	0	0	-2.5	153.2	0	0	-2.5
45	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
45	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
45	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
46	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	543.5	0	-1.21	0
46	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	543.5	0	-0.69	0
46	Variabile C	0	0	-2.5	0	543.5	0	-2.5	0
47	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	50	0	-1.21	0
47	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
47	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
48	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	74.6	0	-1.21	0
48	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	74.6	0	-0.69	0
48	Variabile C	0	0	-2.5	0	74.6	0	-2.5	0
49	Permanententi portati	122.9	0	-0.4	0	544.8	0	-0.4	0
49	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	544.8	0	-1.21	0
49	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	544.8	0	-0.69	0
49	Variabile C	0	0	-2.5	0	544.8	0	-2.5	0
50	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	50	0	-1.21	0
50	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
50	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
51	Pesi strutturali	0	0	-1.21	0	74.6	0	-1.21	0
51	Permanententi portati	0	0	-0.69	0	74.6	0	-0.69	0
51	Variabile C	0	0	-2.5	0	74.6	0	-2.5	0
54	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	35.8	0	-0.4	0
52	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	63	0	-0.69	0
52	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	63	0	-0.86	0
52	Variabile C	0	0	-2.5	0	63	0	-2.5	0
53	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
53	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
53	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
54	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
54	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
54	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
55	Permanententi portati	0	0.232	-0.326	0	153.2	0.232	-0.326	0
55	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	153.2	0	0	-0.69
55	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	153.2	0	0	-0.86
55	Variabile C	0	0	0	-2.5	153.2	0	0	-2.5
56	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	28.6	0	-0.4	0
56	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
56	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
56	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
57	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
57	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	48.4	0	-0.86	0
57	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
58	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	398.1	0	0	-0.69
58	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	398.1	0	0	-0.86
58	Variabile C	0	0	0	-2.5	398.1	0	0	-2.5
59	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	37.1	0	-0.69	0
59	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	37.1	0	-0.86	0
59	Variabile C	0	0	-2.5	0	37.1	0	-2.5	0
60	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	78.1	0	-0.69	0
60	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	78.1	0	-0.86	0
60	Variabile C	0	0	-2.5	0	78.1	0	-2.5	0
61	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
61	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
61	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
62	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	35.8	0	-0.4	0
62	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
62	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
62	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
63	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
63	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
63	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
64	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	78.1	0	-0.69	0
64	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	78.1	0	-0.86	0
64	Variabile C	0	0	-2.5	0	78.1	0	-2.5	0
65	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
65	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
65	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
66	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	35.8	0	-0.69	0
66	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	35.8	0	-0.86	0
66	Variabile C	0	0	-2.5	0	35.8	0	-2.5	0
67	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
67	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
67	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
68	Permanententi portati	0	-0.2	-0.346	0	398.1	-0.2	-0.346	0
68	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	398.1	0	0	-0.69
68	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	398.1	0	0	-0.86
68	Variabile C	0	0	0	-2.5	398.1	0	0	-2.5
69	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	48.4	0	-0.69	0
69	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	48.4	0	-0.86	0
69	Variabile C	0	0	-2.5	0	48.4	0	-2.5	0
70	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	37.1	0	-0.4	0
70	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	37.1	0	-0.69	0

Indice asta	Condizione	Posizione iniziale	F1 iniziale	F2 iniziale	F3 iniziale	Posizione finale	F1 finale	F2 finale	F3 finale
70	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	37.1	0	-0.86	0
70	Variabile C	0	0	-2.5	0	37.1	0	-2.5	0
71	Permanententi portati	0	-0.239	-0.321	0	155.6	-0.239	-0.321	0
71	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	155.6	0	0	-0.69
71	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	155.6	0	0	-0.86
71	Variabile C	0	0	0	-2.5	155.6	0	0	-2.5
72	Pesi strutturali	0	0	0	-0.69	155.6	0	0	-0.69
72	Permanententi portati	0	0	0	-0.86	155.6	0	0	-0.86
72	Variabile C	0	0	0	-2.5	155.6	0	0	-2.5
73	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	28.6	0	-0.4	0
73	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
73	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
73	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
74	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	28.6	0	-0.69	0
74	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	28.6	0	-0.86	0
74	Variabile C	0	0	-2.5	0	28.6	0	-2.5	0
75	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
75	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
75	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
76	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	80	0	-0.69	0
76	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	80	0	-0.86	0
76	Variabile C	0	0	-2.5	0	80	0	-2.5	0
77	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
77	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
77	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
78	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
78	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
78	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
79	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
79	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
79	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
80	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	50	0	-0.69	0
80	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	50	0	-0.86	0
80	Variabile C	0	0	-2.5	0	50	0	-2.5	0
81	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	39.8	0	-0.69	0
81	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	39.8	0	-0.86	0
81	Variabile C	0	0	-2.5	0	39.8	0	-2.5	0
82	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	39.8	0	-0.4	0
82	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	39.8	0	-0.69	0
82	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	39.8	0	-0.86	0
82	Variabile C	0	0	-2.5	0	39.8	0	-2.5	0
83	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	39.8	0	-0.69	0
83	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	39.8	0	-0.86	0
83	Variabile C	0	0	-2.5	0	39.8	0	-2.5	0
84	Permanententi portati	0	0	-0.4	0	39.8	0	-0.4	0
84	Pesi strutturali	0	0	-0.69	0	39.8	0	-0.69	0
84	Permanententi portati	0	0	-0.86	0	39.8	0	-0.86	0
84	Variabile C	0	0	-2.5	0	39.8	0	-2.5	0

3.4.2 Caratteristiche meccaniche aste

I seguenti dati si riferiscono alle caratteristiche meccaniche delle aste utilizzate dal solutore ad elementi finiti. Normalmente differiscono dalle caratteristiche inerziali delle sezioni definite nel database. Tengono conto dei moltiplicatori inerziali espressi nelle preferenze FEM e di indicazioni tratte dalla bibliografia (SAP 90 Volume I Figura X-8; Belluzzi Vol. 1).

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Area: area della sezione trasversale. [cm²]

Area 2: area di taglio per sforzo di taglio nella direzione 2. [cm²]

Area 3: area di taglio per sforzo di taglio nella direzione 3. [cm²]

In.2: momento d'inerzia attorno all'asse locale 2. [cm⁴]

In.3: momento d'inerzia attorno all'asse locale 3. [cm⁴]

In.tors.: momento d'inerzia torsionale corretto con il fattore di torsione. [cm⁴]

E: modulo di elasticità longitudinale. [daN/cm²]

G: modulo di elasticità tangenziale. [daN/cm²]

α: coefficiente di dilatazione termica longitudinale. [°C⁻¹]

P.unit.: peso per unità di lunghezza dell'elemento. [daN/cm]

S.fibre: caratteristiche della sezione a fibre.

Sez.corr.: sezione degli elementi correlati.

Desc.: descrizione o nome assegnato all'elemento.

Mat.corr.: materiale degli elementi correlati.

Desc.: descrizione o nome assegnato all'elemento.

I.	Area	Area 2	Area 3	In.2	In.3	In.tors.	E	G	α	P.unit.	S.fibre	Sez.corr.	Mat.corr.
												Desc.	Desc.
1	31	7	20	389	1034	6	2100000	807692	0.000012	0.247		HEA140	S275

3.4.3 Definizioni aste

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Nodo I: nodo iniziale.

Nodo J: nodo finale.

Nodo K: nodo che definisce l'asse locale 2.

Sezione: caratteristiche inerziali-meccaniche della sezione.

Indice: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice
1	8	10	76	1	2	10	13	76	1	3	13	16	76	1	4	16	2	76	1
5	2	5	76	1	6	43	42	76	1	7	42	41	76	1	8	41	40	76	1

Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice	Indice	Nodo I	Nodo J	Nodo K	Se- zione Indice
9	40	39	76	1	10	39	38	76	1	11	32	33	76	1	12	33	34	76	1
13	34	35	76	1	14	35	36	76	1	15	36	37	76	1	16	9	11	76	1
17	11	14	76	1	18	14	17	76	1	19	17	3	76	1	20	3	4	76	1
21	10	11	76	1	22	12	20	76	1	23	20	21	76	1	24	18	21	76	1
25	21	24	76	1	26	24	27	76	1	27	35	40	76	1	28	19	22	76	1
29	22	25	76	1	30	25	26	76	1	31	36	39	76	1	32	15	23	76	1
33	13	14	76	1	34	23	24	76	1	35	27	29	76	1	36	26	28	76	1
37	29	35	76	1	38	28	36	76	1	39	5	6	76	1	40	4	7	76	1
41	44	46	76	1	42	46	49	76	1	43	49	52	76	1	44	52	30	76	1
45	30	33	76	1	46	73	72	76	1	47	72	71	76	1	48	71	70	76	1
49	66	67	76	1	50	67	68	76	1	51	68	69	76	1	52	45	47	76	1
53	47	50	76	1	54	50	53	76	1	55	53	31	76	1	56	31	34	76	1
57	46	47	76	1	58	48	56	76	1	59	56	57	76	1	60	54	57	76	1
61	57	60	76	1	62	60	63	76	1	63	67	72	76	1	64	55	58	76	1
65	58	61	76	1	66	61	62	76	1	67	68	71	76	1	68	51	59	76	1
69	49	50	76	1	70	59	60	76	1	71	63	65	76	1	72	62	64	76	1
73	65	67	76	1	74	64	68	76	1	75	33	42	76	1	76	34	41	76	1
77	21	22	76	1	78	24	25	76	1	79	57	58	76	1	80	60	61	76	1
81	11	12	76	1	82	14	15	76	1	83	47	48	76	1	84	50	51	76	1

4 Verifiche

4.1 Verifiche consuntive superelementi in acciaio

Verifica: Descrizione della verifica relativa che ne consente l'individuazione all'interno della struttura.

Sicurezza minima: Visualizza per ciascun elemento di verifica il valore minimo del coefficiente di sicurezza relativamente alle verifiche visualizzabili per tale elemento. Il valore è adimensionale.

Minimo trazione: Minimo coefficiente di sicurezza a trazione. Il valore è adimensionale.

Minimo compressione: Minimo coefficiente di sicurezza a compressione. Il valore è adimensionale.

Minimo taglio: Minimo coefficiente di sicurezza a taglio. Il valore è adimensionale.

Minimo torsione: Minimo coefficiente di sicurezza a torsione. Il valore è adimensionale.

Minimo flessione semplice: Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice. Il valore è adimensionale.

Minimo flessione deviata: Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata. Il valore è adimensionale.

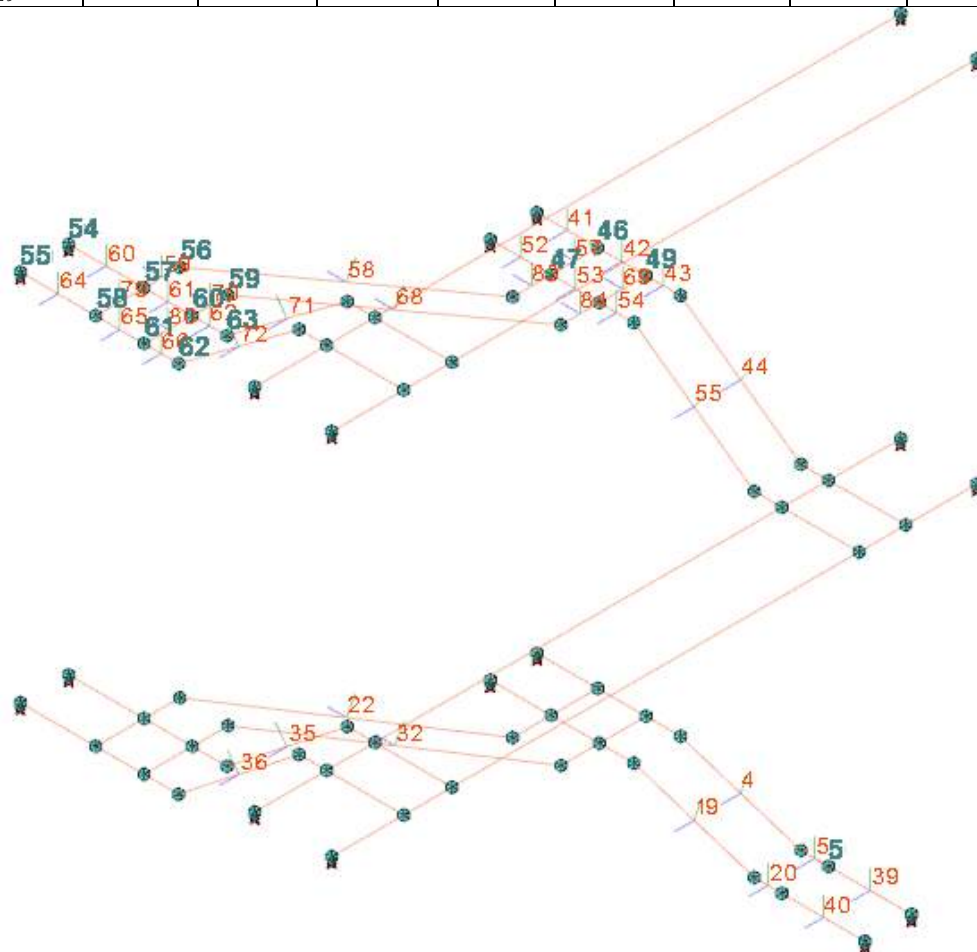
Minimo flessione semplice + N: Minimo coefficiente di sicurezza a flessione semplice con sforzo normale. Il valore è adimensionale.

Minimo flessione deviata + N: Minimo coefficiente di sicurezza a flessione deviata con sforzo normale. Il valore è adimensionale.

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
Superelemento in acciaio a "+12.63" fili S11 - S14	2.63		15.24	14.494	50.297			5.062	3.271
Superelemento in acciaio a "+12.63"- "+12.23" fili S14 - S15	2.63		46.656	76.017	44.054				3.94
Superelemento in acciaio a "+12.23" fili S15 - S16	2.63		47.613	26.756	28.232			8.892	4.552
Superelemento in acciaio a "+12.63" fili S18 - S19	2.63	34.856	22.35	10.255	28.677			4.922	3.214
Superelemento in acciaio a "+12.63"- "+12.23" fili S19 - S20	2.432		21.965	30.994	36.082				2.734
Superelemento in acciaio a "+12.23" fili S20 - S21	2.63		22.35	15.385	29.306			3.032	2.856
Superelemento in acciaio a "+12.63" fili S12 - (22258; 4407)	2.63	373.593		20.985	60.085	23.976	18.31	5.218	4.449
Superelemento in acciaio a "+12.63"- "+14.71" fili S23 - S25	1.043		133.313	30.732	17.506				1.759
Superelemento in acciaio a "+14.71" fili S25 - (22679; 4407)	2.213		165.44	25.136	2.213				3.205
Superelemento in acciaio a "+15.69" fili S31 - S32	2.63		96.068	31.517	196.012			12.367	7.117
Superelemento in acciaio a "+15.69" fili S38 - S39	2.63	73.905		33.886	147.645			14.228	9.4
Superelemento in acciaio a "+12.63"- "+14.71" fili S24 - S26	1.043	297.26	2048.434	30.791	17.727		3.058		1.626
Superelemento in acciaio a "+12.63" fili S13 - (22258; 4457)	2.63		154.009	20.069	91.568			6.341	3.791
Superelemento in acciaio a "+14.71" fili S26 - S28	2.308	409.931		25.47	2.308				2.998
Superelemento in acciaio a "+14.71"- "+15.69" fili S29 - S30	2.63		59.976	26.39	265.306				4.063
Superelemento in acciaio a "+14.71"- "+15.69" fili S36 - S37	2.63	32.648		76.385	431.917				5.829
Superelemento in acciaio a "+12.23" fili S16 - S17	2.63		47.612	13.7	28.15			4.768	4.387
Superelemento in acciaio a "+12.23" fili S21 - S22	2.571		22.35	9.94	29.173			4.221	3.083
Superelemento in acciaio a "+16.58" fili S11 - S14	2.63		17.721	13.154	12.234			5.482	3.507
Superelemento in acciaio a "+16.58"- "+15.69" fili S14 - S15	2.63		47.924	78.096	674.031				5.85
Superelemento in acciaio a "+16.58" fili S18 - S19	2.63	12.306		11.267	11.413			5.106	3.324
Superelemento in acciaio a "+16.58"- "+15.69" fili S19 - S20	2.63	86.746		28.094	417.104		18.784		4.087
Superelemento in acciaio a "+16.58" fili S12 - (22258; 4407)	2.63	708.667		23.378	40.856	8.234	6.452	6.547	4.565

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
Superamento in acciaio a "+16.58"- "+18.57" fili S23 - S25	1.085		96.811	31.05	17.26				1.758
Superamento in acciaio a "+18.57" fili S25 - (22679; 4407)	2.214		114.163	25.41	2.214				3.134
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S31 - S32	2.63		119.428	32.859	164.075			14.329	7.901
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S38 - S39	2.63	79.368		36.842	123.88			17.299	12.716
Superamento in acciaio a "+16.58"- "+18.57" fili S24 - S26	1.083	112.424		31.112	17.576				1.59
Superamento in acciaio a "+16.58" fili S13 - (22258; 4457)	2.63		234.309	16.157	44.848			10.347	3.201
Superamento in acciaio a "+18.57" fili S26 - S28	2.325	143.367		17.166	2.325				3.164
Superamento in acciaio a "+18.57"- "+19.50" fili S29 - S30	2.63		89.715	27.443	271.917		10.452		4.086
Superamento in acciaio a "+18.57"- "+19.50" fili S36 - S37	2.63	36.142		77.343	412.153				5.897
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S16 - S17	2.63		102.92	40.243	141.523			15.58	10.937
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S21 - S22	2.63	117.352		30.937	175.065			15.491	8.016
Superamento in acciaio a "+14.71" fili (22679; 4407) - S33	2.63	284.98		21.431	46.571			18.91	10.247
Superamento in acciaio a "+14.71" fili S28 - S35	2.63		146.369	15.268	41.27			18.328	7.594
Superamento in acciaio a "+18.57" fili (22679; 4407) - S33	2.63	456.783		20.261	43.86	99.901	39.354	14.822	11.704
Superamento in acciaio a "+18.57" fili S28 - S35	2.63		218.494	18.883	41.678			17.699	11.25
Superamento in acciaio a "+12.63" fili (22258; 4407) - S23	2.63		165.44	21.849	3.614			4.675	3.988
Superamento in acciaio a "+12.63" fili (22258; 4457) - S24	2.63	409.931		27.906	3.399		7.712		3.881
Superamento in acciaio a "+16.58" fili (22258; 4407) - S23	2.63		114.163	19.398	3.718				3.73
Superamento in acciaio a "+16.58" fili (22258; 4457) - S24	2.63	143.367		28.445	3.558				3.062
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S9 - S40	1.045	63.484	347.691	3.451	115.885			2.853	1.045
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S10 - S41	1.424	546.478	136.195	5.593	126.638	4.683	2.438	2.238	1.424
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S30 - S31	2.63		82.261	58.197	6.339				8.079
Superamento in acciaio a "+19.50" fili S37 - S38	2.63	45.369		9.241	6.553			13.588	8.003
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S10 - S41	1.411	116.753	111.542	5.38	137.061	3.863	2.431	1.786	1.411
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S9 - S40	1.056	48.399	49.977	3.467	123.093	5.421	3.018	1.606	1.056
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S30 - S31	2.63		60.218	38.808	6.271				7.554
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S37 - S38	2.63	41.213		8.38	6.675			13.035	7.48
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S15 - S16	2.63		62.277	11.17	6.309			22.548	8.858
Superamento in acciaio a "+15.69" fili S20 - S21	2.63	80.488		60.09	5.65				7.663
Superamento in acciaio a "+18.57" fili S27 - (22679; 4535)	2.63	68.216	214.561	15.449	38.946	26.929	2.787	9.734	3.152
Superamento in acciaio a "+18.57" fili (22679; 4450) - S29	2.63		82.261	34.206	17.648			7.814	3.759
Superamento in acciaio a "+18.57" fili S34 - (22729; 4535)	2.63	37.297		12.144	38.886			9.248	4.358

Verifica	Sicurezza minima	Minimo trazione	Minimo compressione	Minimo taglio	Minimo torsione	Minimo flessione semplice	Minimo flessione deviata	Minimo flessione semplice + N	Minimo flessione deviata + N
Superelemento in acciaio a "+18.57" fili (22729; 4450) - S36	2.63	45.369		11.22	13.669			10.909	4.073
Superelemento in acciaio a "+14.71" fili S34 - S36	2.63	40.443		10.045	15.644			5.085	3.971
Superelemento in acciaio a "+14.71" fili S27 - S29	2.63	65.532	60.218	16.979	21.411	12.234	5.937	4.723	3.186



Modello
Modello

