

ALMA MATER STUDIORUM - UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

SCUOLA DI INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

CORSO DI LAUREA IN INGEGNERIA EDILE E ARCHITETTURA

TESI DI LAUREA

in

TEORIA DELLE STRUTTURE

Progettazione strutturale di un'abitazione in bambù italiano: Rivisitazione di una piccola costruzione realizzata in Costa Rica con bambù tropicale

CANDIDATO:

Giovanni Donini

RELATORE:

Prof.ssa Ing. Luisa Molari

CORRELATORE/CORRELATORI:

Arch. Anna Zanetti
Dott.ssa Silvia Greco

Anno Accademico 2019/2020

Sessione III

Sii come il bambù.

Fuori è duro e compatto,

dentro è morbido e cavo.

Le sue radici sono saldamente confitte nel terreno

e s'intrecciano con quelle di altre piante

per rafforzarsi e sorreggersi a vicenda.

Lo stelo si lascia investire liberamente dal vento,

e lungi dal resistergli si piega.

Ciò che si piega è molto più difficile a spezzarsi

Pensiero Buddista

Ringraziamenti

L'argomento relativo a questa tesi nasce dall'incontro tra la mia passione per il bambù, vera e propria opera d'arte sia estetica che ingegneristica regalataci dalla natura, e la Prof.ssa Luisa Molari la cui dedizione e passione per il suo lavoro e per l'argomento che ivi trattato, sono stati pilastro portante del lavoro compiuto per la realizzazione di questo progetto di tesi. A Lei vanno i miei più sentiti ringraziamenti.

Ho avuto il piacere di conoscere l'Arch. Anna Zanetti, colei che ha ideato l'edificio che è stato oggetto dello studio. A Lei vanno i miei più sinceri ringraziamenti per aver avuto la pazienza di spiegarmi le metodologie costruttive e progettuali utilizzate nel resto del mondo in merito agli edifici in bambù, e per aver fornito un contributo fondamentale nella realizzazione finale di tale progetto.

Ringrazio la Dott.ssa Silvia Greco senza il cui aiuto e senza i cui consigli sia il lavoro di progettazione sia quello di stesura della tesi non sarebbero stati gli stessi uscendone altresì impoveriti.

Prefazione

Il bambù e le costruzioni realizzate con esso rientrano perfettamente in un percorso di riconciliazione e riscoperta che l'essere umano ha intrapreso con la natura; in parte si potrebbe proprio sostenere che esse rappresentano in maniera concreta e visibile tale movimento. Per secoli l'uomo ha tentato di modificare la natura cercando di proteggersi da essa, in quanto veniva vista come una matrigna feroce, crudele ed implacabile, finendo per emanciparsi dalla natura stessa. Tale emancipazione che inizialmente venne vista come un trionfo da parte dell'uomo sulla natura, chiamandola "progresso", finì per estraniare l'uomo dalla natura, con la quale perse il contatto, credendo di non farne più parte. Il genere umano si isolò in foreste d'acciaio e cemento, viaggiando con navi di plastica e alluminio su fiumi d'asfalto.

Sarebbe bello dire che sia stato l'uomo a ricredersi accorgendosi dell'errore commesso, ma non sarebbe veritiero. Fu infatti la natura a risvegliarci e farci ricordare che siamo parte di qualcosa di più grande, con cui dobbiamo imparare non solo a vivere, ma a coesistere. Il compito che spetta a tutti noi è quello di reimparare che noi siamo natura e trovare modi per vivere in equilibrio con il mondo naturale che ci circonda.

Questa tesi si inquadra proprio in questo contesto e vuole essere un piccolo contributo personale a tale percorso.

L'obiettivo di questo lavoro è stato quello di definire ed inquadrare tutte le problematiche riscontrate nell'ambito della progettazione di una costruzione in bambù in territorio italiano, adottando la normativa nazionale per quanto concerne il calcolo dei carichi agenti sulla struttura ed i requisiti minimi che la stessa deve possedere. Ciò è stato attuato con un duplice scopo da un lato porre l'attenzione sulle parti della normativa associata al bambù che risultano essere lacunose, poco chiare o del tutto assenti, come nel caso della progettazione antisismica, la progettazione al fuoco e la progettazione delle connessioni; dall'altro cercare di risolvere le problematiche riscontrate definendo delle metodologie di risoluzione di tali problemi, in modo da porre le fondamenta per la redazione di una normativa riguardante la progettazione di strutture in bambù in ambito italiano.

Nella prima parte della tesi si analizzano le caratteristiche del materiale utilizzato per la progettazione dell'edificio oggetto di studio: bambù coltivato in Italia della specie *Phyllostachys Edulis* più noto con il nome di Moso. Si porrà in questione la differenza tra la trattazione normativa riguardante il bambù a livello internazionale e quella relativa al legno a livello nazionale. In parallelo verrà esposto il progetto da cui lo studio in questione prende avvio: una struttura abitativa di piccole dimensioni edificata in Costa Rica, su progetto dell'architetto Anna Zanetti. per tale progetto verranno dunque definite le modifiche che sono state apportate nel seguente studio ai fini dell'adattamento del progetto originale al contesto italiano.

Nella seconda parte di questo lavoro si procederà quindi al dimensionamento dell'edificio. Verranno analizzate le varie sollecitazioni a cui lo stesso sarà sottoposto ed esposte le problematiche riscontrate, illustrando possibili soluzioni per superarle e apportando modifiche strutturali al progetto originale. Tali problematiche hanno in parte riguardato la normativa associata al bambù, ed in parte la geometria del bambù utilizzato nella progettazione della struttura che essendo coltivato in Italia ha diametro inferiore rispetto a quello coltivato in bambù coltivato nei paesi subtropicali.

Nella terza parte infine verranno trattati i giunti, la cui progettazione si è rilevata complessa soprattutto a causa della mancanza di documentazione inerente agli stessi, sia in ambito normativo sia nella ricerca scientifica.

Questo lavoro di progettazione mette in luce la possibilità di realizzare una costruzione intelaiata utilizzando come materiale da costruzione per le componenti portanti dell'edificio il bambù coltivato in Italia, inoltre si pone in evidenza le carenze in termini di normativa e conoscenza del materiale.

INDICE

1. INTRODUZIONE.....	27
1.1 Struttura	27
1.2 Geografia	30
1.3 Il bambù tra ecologia ed economia	31
1.4 Caratteristiche fisiche e meccaniche	34
1.5 Quadro normativo	41
2. DIFFERENZE TRA LEGNO E BAMBU IN TERMINI DI NORMATIVE	43
3. INTRODUZIONE AL PROGETTO	48
3.1 Descrizioni generali della struttura soggetta alla riprogettazione in ambito italiano.	54
3.1.1 Normativa di riferimento.....	54
3.1.1 Prospetti e Piante della struttura	54
3.1.3 Vita nominale di progetto.....	56
3.2 Materiali utilizzati e relative proprietà.....	57
3.2.1 Bambù Edulis	58
3.2.2 Connettori in Acciaio	67
3.2.3 Calcestruzzo	68
3.2.4 Materiali utilizzati per i tamponamenti e per i solai	69
4. Definizione dei carichi	73
4.1 Carichi permanenti strutturali	74
4.2 Carichi permanenti non strutturali	74
4.3 Carichi variabili	74
4.3.1 Sovraccarico.....	75
4.3.2 Carico da Neve.....	75
4.3.3 Carico da Vento.....	76
4.4 Combinazione delle azioni.....	85
4.4.1 Verifiche degli stati limite	85
4.4.2 Verifica delle azioni sismiche	87
5. Predimensionamento degli elementi strutturali	88
5.1 Copertura principale	88
5.1.1 Arcarecci	88
5.1.2 Travi principali	93

5.2 Copertura secondaria	96
5.2.1 Arcarecci	96
5.2.2 Travi Principali	98
5.3 Solaio di interpiano	100
5.3.1 Arcarecci	101
5.3.2 Trave di interpiano.....	103
5.4 Pilastrata	106
5.5 Fondazione	116
6. Modellazione strutturale mediante SAP2000	117
7. Verifiche agli SLU, struttura di partenza	122
7.1 Copertura principale	123
7.1.1 Arcarecci	123
7.1.2 Trave di bordo.....	124
7.1.3 Travi Principali	127
7.2 Copertura secondaria	133
7.2.1 Arcarecci	133
7.2.2 Trave di bordo.....	134
7.2.3 Travi Principali	137
7.3 Solaio di interpiano	141
7.3.1 Arcarecci	141
7.3.2 Travi Principali	143
7.4 Pilastrata	153
7.4.1 Pilastrata Piano Primo	154
7.4.2 Pilastrata Piano Terra	157
7.5 Modifiche strutturali	165
8. Analisi sismica dell'edificio.....	168
8.1 Combinazione di carico sismica	170
8.2 Definizione dello Spettro di risposta per stati limite di Stato Limite di Danno (SLD)	172
8.3 Definizione dello Spettro di risposta per stati limite di salvaguardia della Vita (SLV).....	176
8.4 Combinazione dei carichi sismici.....	181
8.5 Scorrimento di interpiano	181
8.6 Effetti del secondo ordine (effetto P- Δ) (SLV).....	185
9. Verifiche agli SLU, struttura modificata	190

9.1 Copertura principale	193
9.1.1 Arcarecci	193
9.1.2 Trave di bordo.....	195
9.1.3 Travi Principali	198
9.2 Copertura secondaria	210
9.2.1 Arcarecci	210
9.2.2 Trave di bordo.....	211
9.2.3 Travi Principali	214
9.3 Solaio di Interpiano	219
9.3.1 Arcarecci	219
9.3.2 Travi Principali	221
9.4 Pilastrata	233
9.4.1 Pilastrata Piano Primo	234
9.4.2 Pilastrata Piano Terra	241
9.4.3 Controventamenti	255
9.5 Conclusioni	259
10. Progettazione dei nodi della struttura	266
10.1 Giunti Tradizionali	266
10.1 Culmi legati con corde	267
10.1.2 Culmi forati giuntati con perni in legno.....	270
10.2 Giunti non tradizionali.....	271
10.3 Giunti utilizzati nel progetto	277
10.3.1 Giunti tra gli arcarecci della copertura principale	277
10.3.2 Giunti Travi-Pilastri	279
10.3.3 Giunti Pilastro-fondazione	282
10.4 Verifiche SLU dei giunti.....	284
10.4.1 Nodo 1	285
10.4.2 Nodo 2	302
10.4.3 Nodo 3	320
10.5 Conclusioni.....	327
11. Verifiche a SLE	329
11.1 Copertura principale.....	331
12. Conclusioni	337

12. Conclusioni	Errore. Il segnalibro non è definito.
APPENDICE A	340
Appendice B	348
Appendice C	Errore. Il segnalibro non è definito.
Appendice D.....	349
BIBLIOGRAFIA.....	351

INDICE FIGURE

Figura 1 Rizoma di una pianta di bambù	27
Figura 2 Culmi di bambù	28
Figura 3 Differenti forme di culmi di bambù.	29
Figura 4 Infiorescenza dei bambù.	30
Figura 5 Aree di maggiore diffusione delle foreste di bambù.	30
Figura 6 Foresta di bambù	32
Figura 7 Microstruttura della canna di bambù.	34
Figura 8 Studio sulla distribuzione delle fibre in relazione allo spessore.	35
Figura 9 Centro educativo a Soneva Kiri Resort.	39
Figura 10 Padiglione a Manizales, Columbia. Progettato da Simon Velez.	39
Figura 11 Il Kontum Indochine Café di Vo Trong Nghia.	40
Figura 12 Millenium Bridge, Bali, Indonesia 2012.	40
Figura 13 Vista dell'edificio originale in realizzazione in Colombia a	48
Figura 14 Pianta quotata dell'edificio originale di partenza.	49
Figura 15 Sezione dell'edificio originale di partenza.	49
Figura 16 Vista render del prospetto frontale dell'edificio di partenza.	50
Figura 17 Immagini raffiguranti l'edificio di partenza in fase di realizzazione.	51
Figura 18 Vista dei tamponamenti dall'esterno dell'edificio.	53
Figura 19 Vista dei tamponamenti dall'interno dell'edificio.	53
Figura 20 Prospetto Sud dell'edificio.	55
Figura 21 Prospetto Ovest dell'edificio.	55
Figura 22 Prospetto Est dell'edificio.	56
Figura 23 Pianta dell'edificio.	56
Figura 24 Stratigrafia del tamponamento associato alle pareti esterne.	70
Figura 25 Stratigrafia relativa ai tamponamenti adottati per il solaio di interpiano.	71
Figura 26 Stratigrafia relativa ai tamponamenti adottati per il solaio di copertura.	72
Figura 27 Definizione delle categorie di esposizione.	80
Figura 28 Andamento del coefficiente di esposizione C_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $C_t = 1$).	81
Figura 29 Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.	83
Figura 30 Schema di riferimento per coperture a semplice falda.	83
Figura 31 Schema statico associato all'arcareccio della copertura principale.	89
Figura 32 Schema statico associato alla trave di mezzeria della copertura principale, soggetta ad un carico uniformemente distribuito.	93
Figura 33 Schema statico adottato per determinare la forza concentrata agente sulla trave di mezzeria.	94
Figura 34 Schema statico associato alla trave di mezzeria della copertura principale.	95
Figura 35 Schema statico associato all'arcareccio della copertura secondaria.	97
Figura 36 Schema statico adottato per determinare la forza concentrata agente sulla trave maggiormente caricata della copertura secondaria.	99
Figura 37 Schema statico associato alla trave più bassa relativa alla copertura secondaria.	100
Figura 38 Schema statico associato all'arcareccio del solaio di interpiano.	102

Figura 39 Schema statico associato alla trave di interpiano.....	104
Figura 40 Denominazione pilastrata piano terra.	106
Figura 41 Denominazione pilastrata piano primo.	106
Figura 42 Riquadro di SAP2000 ove modificare le proprietà della sezione.....	119
Figura 43 Modello 3D su SAP2000 della struttura di partenza.....	121
Figura 44 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.	127
Figura 45 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.	137
Figura 46 Nomenclatura travi di interpiano.	143
Figura 47 Denominazione pilastrata piano terra.	153
Figura 48 Denominazione pilastrata piano primo.	153
Figura 49 Prospetto Sud dell'edificio a seguito delle modifiche.....	166
Figura 50 Prospetto Est dell'edificio a seguito delle modifiche.....	166
Figura 51 Prospetto Ovest dell'edificio a seguito delle modifiche.	167
Figura 52 Pianta dell'edificio a seguito delle modifiche.	167
Figura 53 Comando Mass Source su SAP2000, dove per Dead si intendono i carichi G_1	171
Figura 54 Andamento tipico dello spettro di risposta elastica per un generico edificio.....	175
Figura 55 Spettro di risposta elastica per lo stato limite SLD, ottenuto dall'implementazione delle informazioni sul programma agli elementi finiti SAP2000.	176
Figura 56 Spettro di risposta di progetto per lo stato limite SLV, ottenuto dall'implementazione delle informazioni sul programma agli elementi finiti SAP2000.	179
Figura 57 Creazione del Load Case associato allo spettro di risposta per lo stato limite SLV in direzione X su SAP2000.....	180
Figura 58 Nomenclatura dei nodi.	183
Figura 59 Prospetto Sud dell'edificio a seguito delle modifiche.....	191
Figura 60 Prospetto Est dell'edificio a seguito delle modifiche.....	192
Figura 61 Prospetto Ovest dell'edificio a seguito delle modifiche.	192
Figura 62 Pianta dell'edificio a seguito delle modifiche.	193
Figura 63 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.	198
Figura 64 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.	214
Figura 65 Nomenclatura travi di interpiano.	221
Figura 66 Denominazione pilastrata piano terra.	233
Figura 67 Denominazione pilastrata piano primo.	233
Figura 68 Prospetto Frontale e Prospetto Sud dell'edificio con la disposizione dei culmi.....	262
Figura 69 Pianta del Piano Terra e del Primo Piano con la disposizione dei culmi.	263
Figura 70 Giunti realizzati mediante la legatura di culmi di bambù.	267
Figura 71 Giunti realizzati mediante la legatura di culmi di bambù e l'inserimento delle corde in fori fatti nei culmi stessi.	268
Figura 72 Tecniche di legatura di culmi con corde, in asse e a croce.	269
Figura 73 Giunti con culmi di bambù forati ed utilizzo di perni in legno.....	270
Figura 74 Giunzione tra culmi di bambù, realizzata mediante foratura degli stessi ed utilizzando elementi di collegamento in acciaio quali connettori a gambo cilindrico. Immagini prese dalla normativa brasiliana, ABNT/CB-002 PROJETO ABNT NBR 16828-1 JAN 2020.	272
Figura 75 Renzo Piano Building Workshop (1997).....	272
Figura 76 Bamboo Pavillon, Keystone Footers, Guaduatech Project.	273

Figura 77 Giunto tra i culmi del pilastro ed il plinto delle fondazioni, mediante l'iniezione di malta all'interno dei culmi stessi e la presenza al loro interno di una barra filettata ancorata ai plinti...	274
Figura 78 Nodo di copertura e di fondazione, expo 2010, Shangai, MUDI architects.	275
Figura 79 Giunto ideato e realizzato dall'architetto Cardenas.	276
Figura 80 Semi anelli in acciaio, connessi mediante bulloni.....	278
Figura 81 Vista frontale del simi ring in acciaio.	278
Figura 82 Zona di sovrapposizione tra i culmi costituenti un'arcarecci relativo alla copertura principale.....	279
Figura 83 Giunto di Garcia.	279
Figura 84 Ring in acciaio e particolare del gioco tra i due semi ring costituenti l'elemento complessivo.....	280
Figura 85 Vista dall'alto e vista frontale del Ring ideato da Garcia.	281
Figura 86 Prospetto frontale dei due ring utilizzati per collegare gli arcarecci con le travi di copertura.	282
Figura 87 Dettaglio dei nodi di fondazione.....	283
Figura 88 Nomenclatura dei nodi oggetto di studio.	284
Figura 89 Sezione trasversale della Trave 4, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.	285
Figura 90 Sezione trasversale del Pilastro 1B, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso. ..	285
Figura 91 Sezione trasversale della Trave di bordo, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.	285
Figura 92 Geometria del nodo 1.	286
Figura 93 Giunto di collegamento tra un culmo della trave ed uno del pilastro sul quale essa poggia.	287
Figura 94 Giunto trave pilastro proposto da Garcia.	287
Figura 95 A sinistra si mostrano i Ring utilizzati per collegare la trave di bordo con la trave 4, a destra quelli utilizzati per collegare i culmi della trave di bordo tra di loro.....	288
Figura 96 Sulla sinistra è riportato un Ring in acciaio continuo con un solo bullone, sulla destra un Ring in acciaio costituito da due semi ring.	289
Figura 97 Elemento di collegamento ed irrigidimento del nodo.....	289
Figura 98 Geometria dei collegamenti del cuscinetto circonferenziale.	291
Figura 99 Fascia metallica che collega i culmi della trave di bordo tra loro e con la trave 4.	298
Figura 100 Giunti nodo 1, modificati.	299
Figura 101 Sezione trasversale della Trave CD e DE, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.	302
Figura 102 Sezione trasversale del pilastro D, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso...302	302
Figura 103 Sezione trasversale del pilastro 1B, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso. 302	302
Figura 104 Sezione trasversale dell'arcareccio del solaio di interpiano, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.	303
Figura 105 Prospetto del nodo 2.....	303
Figura 106 Sezione del nodo 2.	304
Figura 107 Prospetto del giunto tra il culmo centrale dei pilastri con i culmi centrali delle travi. .305	305
Figura 108 Ring ad un solo bullone presente nel nodo tra i culmi centrali della trave ed i pilastri.	306

Figura 109 Due tipologie di Ring in acciaio formato da due semi ring uniti da bulloni, uno dei quali presenta un'aletta aggiuntiva in acciaio.	306
Figura 110 Elemento di collegamento ed irrigidimento del nodo.	306
Figura 111 Giunto con Ring e con diagonale.	309
Figura 112 Fascia metallica che collega tra loro i 3 culmi centrali della trave e gli stessi con i culmi centrali dei pilastri 1B e D.	316
Figura 113 Nodo centrale modificato.	317
Figura 114 Prospetto del nodo 2 con l'aggiunta dei diagonali.	317
Figura 115 Sezione trasversale del Pilastro E, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso. ..	320
Figura 116 Sezione trasversale dell'elemento di controventamento lungo X, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.	320
Figura 117 Prospetto Nodo 3.	321
Figura 118 Sezioni del nodo 3.	321
Figura 119 Ring in acciaio formato da due semi ring uniti da bulloni.	322
Figura 120 A partire da sopra troviamo l'elemento irrigidente, a seguire il collegamento 1 e l'elemento più in basso è il collegamento 2.	322
Figura 121 Forza circonferenziale risultante agente sul culmo 3, centrale, del pilastro E.	324
Figura 122 Gioco presente tra le alette esterne dei ring in acciaio.	327

INDICE TABELLE

Tabella 1 Confronto tra le proprietà di alcuni materiali utilizzati in ambito edilizio.....	38
Tabella 2 Valori di FS_m a seconda del tipo di sollecitazione considerata.....	46
Tabella 3 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni.	57
Tabella 4 Valori medi delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa. Tra parentesi vengono riportati i valori dello scarto quadratico medio.....	58
Tabella 5 Valori medi dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa.....	59
Tabella 6 Valori del coefficiente C_{DF} per la classe di servizio 2 in relazione alla classe di durata del carico.....	60
Tabella 7 Valori del coefficiente C_T per la classe di servizio 2 in relazione alla temperatura a cui l'edificio è esposto.	61
Tabella 8 Valori del fattore di sicurezza FS_m	61
Tabella 9 Valori del coefficiente moltiplicativo $k_{0.05,0.75}$, in funzione del numero di campioni analizzati nello studio.....	62
Tabella 10 Valori del fattore di probabilità in funzione del numero dei campioni.	63
Tabella 11 Valori caratteristici al frattile al 5% e confidenza al 75% delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa.	63
Tabella 12 Valori di progetto delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa, in funzione della classe di durata del carico (Istantanea, Breve, Permanente).	64
Tabella 13 Valori del coefficiente C_{DE} per la classe di servizio 2 in relazione alla classe di durata del carico.....	65
Tabella 14 Valori del coefficiente moltiplicativo $k_{mean,0.75}$, in funzione del numero di campioni analizzati nello studio.....	65
Tabella 15 Valori medi e confidenza al 75% dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa.	66
Tabella 16 Valori di progetto dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa, in funzione della classe di durata del carico (Istantanea, Breve, Permanente).	67
Tabella 17 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S235.	68
Tabella 18 Caratteristiche acciaio B450C.....	68
Tabella 19 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato nei nodi di fondazione.....	69
Tabella 20 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento delle pareti.....	70
Tabella 21 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento del solaio di interpiano.	71
Tabella 22 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento dei solai di copertura.....	72
Tabella 23 Tabella riportante i pesì specifici (pesì per unità di volume) dei materiali più comunemente utilizzati in ambito strutturale.....	73
Tabella 24 Sovraccarichi.....	75
Tabella 25 Valori dei parametri $\alpha_0, k_s, \nu b, 0$	78
Tabella 26 Classi di rugosità del terreno.....	79
Tabella 27 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione.	80

Tabella 28 Edifici a pianta rettangolare: C_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali.	82
Tabella 29 Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento perpendicolare alla direzione del colmo.....	83
Tabella 30 Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento parallelo alla direzione del colmo.....	84
Tabella 31 Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): falda sottovento.	84
Tabella 32 Valori dei coefficienti di combinazione.	86
Tabella 33 Carichi agenti sulla copertura considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m^2	89
Tabella 34 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo alla copertura principale.....	89
Tabella 35 Carichi agenti sulla copertura considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m^2	96
Tabella 36 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo alla copertura secondaria.	97
Tabella 37 Carichi agenti sul solaio di interpiano considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m^2	101
Tabella 38 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo al solaio di interpiano.	101
Tabella 39 Carichi agenti sulla pilastrata del primo piano.....	107
Tabella 40 Carichi agenti sulla pilastrata del piano terra.	107
Tabella 41 Valori del coefficiente K a seconda delle condizioni di vincolo a cui l'elemento oggetto di studio è sottoposto.	111
Tabella 42 Valori delle proprietà elastiche del bambù Edulis sul programma SAP2000, in funzione dell'asse considerato.....	117
Tabella 43 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.	123
Tabella 44 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.	124
Tabella 45 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura principale.	124
Tabella 46 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura principale.	126
Tabella 47 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 1.....	127
Tabella 48 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 2....	128
Tabella 49 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico associati alla trave 2.....	129
Tabella 50 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 2....	130

Tabella 51 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 3.....	131
Tabella 52 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 3....	132
Tabella 53 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.....	133
Tabella 54 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.....	134
Tabella 55 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.	135
Tabella 56 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.	136
Tabella 57 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 4.....	137
Tabella 58 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 4....	138
Tabella 59 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione per la classe istantanea, associati alla trave 5.	139
Tabella 60 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione per la classe breve, associati alla trave 5.	139
Tabella 61 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 5.	141
Tabella 62 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.	142
Tabella 63 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.	142
Tabella 64 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave AB.	143
Tabella 65 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave AB.	144
Tabella 66 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BC.	145
Tabella 67 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BC.	146
Tabella 68 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CD.	147
Tabella 69 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CD.	148
Tabella 70 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione per la classe istantanea, associati alla trave BB.	149

Tabella 71 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione per la classe breve, associati alla trave BB.....	149
Tabella 72 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BB.....	150
Tabella 73 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CC.....	151
Tabella 74 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CC.	152
Tabella 75 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1A.....	154
Tabella 76 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1A.	155
Tabella 77 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1B.....	156
Tabella 78 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1B.	157
Tabella 79 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro A.....	158
Tabella 80 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro A.	159
Tabella 81 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro B.....	160
Tabella 82 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro B.	161
Tabella 83 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro C.....	161
Tabella 84 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro C.	162
Tabella 85 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro D.	163
Tabella 86 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro D.	164
Tabella 87 Categorie di sottosuolo che permettono l'uso dell'approccio semplificato.	168
Tabella 88 Categorie topografiche.....	169
Tabella 89 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* in funzione del periodo di ritorno, per il sito in esame.	169
Tabella 90 Tabella dove vengono illustrati i tempi di ritorno T_R in funzione della vita di riferimento del fabbricato V_R e dello stato limite considerato.	172
Tabella 91 Espressioni di S_S e di C_C	173
Tabella 92 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione X per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli ad incastro.	182
Tabella 93 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione Y per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli ad incastro.	183

Tabella 94 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione X per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli a cerniera.	184
Tabella 95 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione Y per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli a cerniera.	185
Tabella 96 Tagli agenti sui vari piani in direzione X per il modello a vincoli ad incastro.....	186
Tabella 97 Valori di θ in direzione X per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli ad incastro.	187
Tabella 98 Tagli agenti sui vari piani in direzione Y per il modello a vincoli ad incastro.....	187
Tabella 99 Valori di θ in direzione Y per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli ad incastro.	187
Tabella 100 Tagli agenti sui vari piani in direzione X per il modello a vincoli a cerniera.	188
Tabella 101 Valori di θ in direzione X per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli a cerniera.	188
Tabella 102 Tagli agenti sui vari piani in direzione Y per il modello a vincoli a cerniera.....	189
Tabella 103 Valori di θ in direzione Y per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli a cerniera.	189
Tabella 104 Valori massimi del momento flettente, della trazione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.....	193
Tabella 105 Valori della capacità portante a flessione, a taglio e a trazione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.....	194
Tabella 106 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura principale.....	195
Tabella 107 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura principale.....	196
Tabella 108 Valori massimi del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 1 della copertura principale..	198
Tabella 109 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 1 della copertura principale.....	200
Tabella 110 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 2 della copertura principale..	201
Tabella 111 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 2 della copertura principale.....	202
Tabella 112 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 3 della copertura principale..	203
Tabella 113 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 3 della copertura principale.....	204

Tabella 114 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 4 della copertura principale..	205
Tabella 115 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 4 della copertura principale.....	207
Tabella 116 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 5 della copertura principale..	208
Tabella 117 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 5 della copertura principale.....	209
Tabella 118 Valori massimi del momento flettente e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.....	210
Tabella 119 Valori della capacità portante a flessione, a taglio e a trazione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.....	211
Tabella 120 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.....	212
Tabella 121 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.....	213
Tabella 122 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 6 della copertura principale..	215
Tabella 123 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 6 della copertura principale.....	216
Tabella 124 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 7 della copertura principale..	217
Tabella 125 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 7 della copertura principale.....	218
Tabella 126 Valori massimi del momento flettente e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.	219
Tabella 127 Valori della capacità portante a flessione, a taglio in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.	220
Tabella 128 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave BC del solaio di interpiano. ...	222
Tabella 129 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave BC del solaio di interpiano.....	223

Tabella 130 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave DE del solaio di interpiano.	224
Tabella 131 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave DE del solaio di interpiano.....	225
Tabella 132 Valori massimi del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EF del solaio di interpiano.....	226
Tabella 133 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a trazione, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EF del solaio di interpiano.....	227
Tabella 134 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave CC del solaio di interpiano.	228
Tabella 135 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave CC del solaio di interpiano.....	229
Tabella 136 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EE del solaio di interpiano.	230
Tabella 137 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EE del solaio di interpiano.....	231
Tabella 138 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1A.	234
Tabella 139 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1A.....	235
Tabella 140 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1B.	236
Tabella 141 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1B.....	238
Tabella 142 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1C.	239
Tabella 143 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1C.....	240
Tabella 144 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro A.	241
Tabella 145 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro A.....	242
Tabella 146 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro B.	243
Tabella 147 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro B.....	245
Tabella 148 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro C.	246
Tabella 149 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro C.....	247

Tabella 150 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro D.	248
Tabella 151 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro D.	250
Tabella 152 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro E.	251
Tabella 153 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro E.	252
Tabella 154 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro F.	253
Tabella 155 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro F.	254
Tabella 156 Valori massimi dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico o dell'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione X.	256
Tabella 157 Valori della capacità portante a compressione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione X.	257
Tabella 158 Valori massimi dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico o dell'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione Y.	258
Tabella 159 Valori della capacità portante a compressione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione Y.	259
Tabella 160 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione delle travi della costruzione.	260
Tabella 161 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione degli arcarecci della costruzione.	260
Tabella 162 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione dei pilastri della costruzione.	260
Tabella 163 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione dei controventamenti della costruzione.	261
Tabella 164 Caratteristiche del giunto di Garcia.	281
Tabella 165 Valore del fattore K_m (Young 1989, case 17.12).	291
Tabella 166 Valori della resistenza caratteristica a flessione del giunto.	292
Tabella 167 Valori della resistenza di progetto a flessione del giunto.	293
<i>Tabella 168 Sollecitazioni agenti sulla trave 4, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>293</i>
<i>Tabella 169 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave 4, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>293</i>
Tabella 170 Valori della risultante circonferenziale per la trave 4.	294
Tabella 171 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave 4.	294
Tabella 172 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave 4.	295
Tabella 173 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente il pilastro 1B, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.	295
Tabella 174 Verifiche circonferenziali relative ai culmi del pilastro 1B.	296

Tabella 175 Verifiche della capacità portante finale dei culmi di bambù del pilastro 1B, in corrispondenza dei giunti del nodo 1.	296
<i>Tabella 176 Sollecitazioni agenti sulla trave di bordo, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>297</i>
<i>Tabella 177 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave di bordo, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>297</i>
Tabella 178 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave di bordo.	297
Tabella 179 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave di bordo.	298
<i>Tabella 180 Sollecitazioni agenti sulla trave DE, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>307</i>
<i>Tabella 181 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave DE, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>307</i>
Tabella 182 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave DE.	308
Tabella 183 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave DE.	308
Tabella 184 Giunto con ring in acciaio e diagonale.	309
Tabella 185 Resistenze del giunto con diagonale.	309
Tabella 186 Verifiche a flessione del giunto modificato con il diagonale, per i culmi esterni della trave DE.	310
Tabella 186 Verifiche della capacità portante finale dei culmi esterni, 1,3,5,7, della trave DE, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.	310
<i>Tabella 187 Sollecitazioni agenti sul culmo 4 costituente il pilastro 1B, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>310</i>
Tabella 188 Verifiche circonferenziali relative al culmo 4 del pilastro 1B.	311
Tabella 189 Verifiche a flessione del giunto, per il culmo centrale 4 del pilastro 1B.	311
Tabella 190 Verifiche della capacità portante finale del culmo 4 del pilastro 1B, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.	311
<i>Tabella 191 Sollecitazioni agenti sull'arcareccio del solaio di interpiano, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>312</i>
<i>Tabella 192 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente l'arcareccio del solaio di interpiano, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>312</i>
Tabella 193 Verifiche circonferenziali relative ai culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.	313
Tabella 194 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.	313
Tabella 196 Verifiche a flessione del giunto modificato con il diagonale, per i culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.	313
Tabella 195 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.	314
<i>Tabella 196 Sollecitazioni agenti sui culmi 1 e 3 del pilastro D, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.</i>	<i>314</i>
Tabella 197 Verifiche circonferenziali relative ai 1 e 3 culmi del pilastro D.	315
Tabella 198 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi 1 e 3 del pilastro D.	315
Tabella 201 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.	316
Tabella 199 Sollecitazioni agente sull'elemento di controventamento, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.	323

Tabella 200 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'elemento di controventamento, in corrispondenza dei giunti del nodo 3.	323
Tabella 201 Verifiche circonferenziali relative al culmo 3 del pilastro E.	324
Tabella 202 Sollecitazioni agenti sul pilastro E, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.	325
Tabella 203 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente il pilastro E, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.	325
Tabella 204 Verifiche della capacità portante finale dei culmi del pilastro E.	325
Tabella 205 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 1° modo.	340
Tabella 206 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 2° modo.	341
Tabella 207 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 3° modo.	342
Tabella 208 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 4° modo.	343
Tabella 209 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 1° modo.	343
Tabella 210 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 2° modo.	344
Tabella 211 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 3° modo.	345
Tabella 212 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 4° modo.	346
Tabella 213 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione sia positiva che negativa dell'asse Y, 1° modo.	347
Tabella 214 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione sia positiva che negativa dell'asse Y, 2° modo.	347
Tabella 215 Coefficienti di sicurezza relativi alle resistenze del bambù in ambito sismico.	348
Tabella 216 Valori di progetto delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa, in ambito sismico.	348
Tabella 217 Sezioni trasversali dei vari pilastri costituenti la struttura.	349
Tabella 218 Sezioni trasversali delle travi. C.P. sta ad indicare la copertura principale, mentre C.S. indica la copertura secondaria.	349
Tabella 219 Sezioni trasversali degli arcarecci. C.P. sta ad indicare la copertura principale, mentre C.S. indica la copertura secondaria.	350
Tabella 220 Sezioni trasversali degli elementi di controventamento.	350

1. INTRODUZIONE

Il nome del bambù, molto probabilmente, è di origine onomatopeica, esso ricorda il suono di uno scoppio, infatti gettando nel fuoco un culmo, l'aria contenuta negli internodi ermetici, si espande e provoca una rumorosa esplosione, da qui il nome Bambù.

I bambù sono un gruppo di graminacee, essi costituiscono l'unico gruppo delle Poaceae che si differenzia a partire dalla boscaglia. Studi di settore hanno dimostrato che tutte le specie oggi conosciute di bambù hanno un'unica origine ed il suo antenato più prossimo risulta essere il riso.

La sottofamiglia dei bambù riunisce 1400 specie e 101/108 generi, essa è suddivisa in due macrogruppi: i bambù legnosi (*Bambùseae*) con circa 1290 specie, ed i bambù erbacei (*Olyreae*) con circa 115 specie. Il primo gruppo di bambù risulta essere quello dalle maggiori dimensioni e aventi caratteristiche meccaniche migliori, pertanto sono quelli da sempre utilizzati nell'ambito delle costruzioni.

1.1 Struttura

Il bambù è costituito da: Rizoma, Culmo, diramazioni e fogliame.

Il rizoma è la parte del culmo sotterraneo che costituisce la struttura di sostegno della pianta. Esso è formato da tre parti principali: 1) il collo mediante il quale si collega al ceppo madre, 2) il rizoma vero e proprio che si sviluppa nel sottosuolo, di norma non oltre il mezzo metro di profondità dal



Figura 1 Rizoma di una pianta di bambù

quale dipartono molteplici diramazioni (radici avventizie); 3) Le radici avventizie le quali svolgono le funzioni di alimentazione della pianta, esse risultano essere fibrose, sottili e di forma vagamente cilindrica.

Esistono due forme basiche di rizoma:

- Rizoma leptomorfo; avente uno sviluppo monopodiale in direzione orizzontale, in cui il rizoma tende a correre nel terreno con lunghe radici, per questo motivo tali specie sono

considerate invasive. Ogni anno si allontanano dal ceppo madre anche di diversi metri. Normalmente queste specie crescono nei climi temperati e freddi.

- Rizoma pachimorfo; avente uno sviluppo simpodiale, i rizomi sono generalmente corti e poco invasivi, l'aspetto di tali bambù è quello di un grande cespuglio, più che di un bosco. Essi sono tipici delle zone tropicali e subtropicali, una delle specie maggiormente note appartenenti a tale famiglia è il *Gadua*.

I rizomi dei bambù creano una fitta rete sotterranea che arriva fino ad una profondità di mezzo metro, la quale garantisce un notevole consolidamento naturale del terreno, per tale motivo foreste di bambù contribuiscono a consolidare i terreni, stabilizzare i pendii e a proteggere i versanti e i terreni dall'erosione prodotta dalle acque, dai venti forti o dagli smottamenti. Il culmo rappresenta l'elevazione in verticale fuori dal terreno della pianta, l'equivalente del tronco di un albero, è la parte utilizzata nell'ambito delle costruzioni. Esso può sveltare in altezza a seconda della specie da 20 centimetri sino a 30 metri e più, arrivando ad avere dei diametri fino a 30 centimetri con uno spessore delle pareti che generalmente risulta essere 1/10 del diametro esterno del culmo. La struttura è composta da molteplici profili tubolari gli internodi, generalmente vuoti, tra loro collegati



Figura 2 Culmi di bambù

in sequenza, mediante i nodi (diaframmi circolari).

Il culmo è formato da:

- 1) collo;
- 2) nodi;
- 3) internodi.

Il collo è la parte che garantisce il collegamento con il rizoma; il nodo rappresenta il punto di unione tra due

internodi adiacenti; mentre gli internodi sono la parte del culmo compresa tra due nodi.

Il culmo quando emerge dal terreno ha già il diametro definitivo, pertanto esso presenta una crescita di tipo telescopico. Lo sviluppo in altezza risulta essere incredibilmente veloce, per alcune

specie si parla addirittura di 1 metro al giorno¹, tale crescita dipende in maniera sostanziale dalle condizioni dell'ambiente esterno. Una volta raggiunta l'altezza definitiva della specie la crescita della pianta si ferma, perlomeno quella riguardante il culmo, e negli anni successivi inizia la fase di maturazione della pianta in cui si sviluppano le caratteristiche meccaniche della stessa, che raggiungono i massimi valori tra i 3 ed i 5 anni di vita, dopo di che inizia la fase di declino delle stesse. I culmi di bambù presentano forme e dimensioni incredibilmente vari, ci sono bambù che si arrampicano sulle piante (*Dinochloa*). Ci sono culmi a sezione quadrata anziché circolare (*Chimonobambusa quadrangularis*), alcune specie presentano il culmo pieno anziché cavo (*Chusquea*) zigzagante anziché dritto (*Phy.aureosulcata*).



Figura 3 Differenti forme di culmi di bambù.

Altro importante elemento della pianta risultano essere le foglie caulinare, le quali proteggono il culmo di bambù dal momento in cui fuoriesce dal terreno fino ai primi 6/7 mesi. Tali foglie nascono nei nodi del culmo e hanno la funzione di proteggere la gemma da cui originano i rami ed il fogliame, oltre a quella di conferire una maggiore rigidità alla pianta stessa, che nei primi mesi di vita risulta

¹ Nella storia antica tale rapida crescita del bambù era ampiamente conosciuta e venne utilizzata anche per scopi brutali come la tortura, infatti una delle torture maggiormente note del mondo asiatico consisteva nel posizionare la vittima sopra una pianta di bambù ed immobilizzata. La pianta, che cresce fino a 90 cm in un giorno, attraversava il corpo della vittima che finiva dissanguata.

essere particolarmente bassa. Tale foglia cambia progressivamente dimensioni, forma e consistenza man mano che la pianta cresce. In corrispondenza dei nodi avviene l'infiorescenza della pianta. Le piante di bambù non hanno una fioritura a cadenza annuale, come quasi tutte le altre graminacee. Per tale pianta al contrario le cadenze sono cicliche, con periodi che possono arrivare anche a 120 anni, oltre a questo fatto, la fioritura di una specie avviene contemporaneamente in tutto il mondo, qualunque sia la stagione. La fioritura può protrarsi per diversi anni. Il processo della fioritura risulta essere incredibilmente dispendioso in termini energetici per la pianta stessa, la quale non di rado muore dopo tale evento².



Figura 4 Infiorescenza dei bambù.

1.2 Geografia

I bambù sono piante che presentano ottime capacità di adattamento all'ambiente esterno, motivo per il quale sono diffusi praticamente in tutti i continenti.

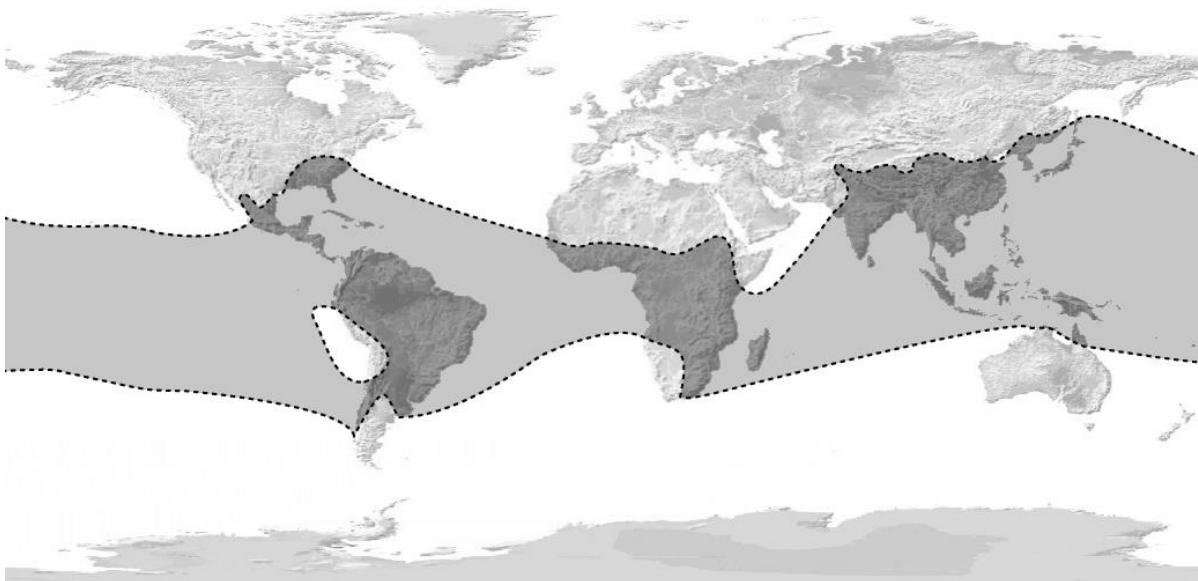


Figura 5 Aree di maggiore diffusione delle foreste di bambù.

² M. C. Laverde, *il Bambù come materiale da costruzione*, Napoli: Esselibri, 2008.

L'area di maggiore diffusione dei bambù è compresa nella fascia tropicale e subtropicale in Asia, Africa e America tra il 46° ed il 47° parallelo, tuttavia essi si sono diffusi anche in regioni temperate e fredde quali Giappone, Cina, America del Nord e persino sulla catena montuosa del Himalaya. Esistono specie che riescono a sopravvivere anche a temperature che raggiungono i 20° sotto lo zero ed in territori dove il manto nevoso sussiste anche per diversi mesi, come il *Susa kurilensis*.

I boschi di bambù occupano oltre 20 milioni di ettari fra Asia, Africa e America latina, pari a circa l'1% dell'intera superficie boschiva mondiale.

In queste zone del mondo il bambù è da secoli se non millenni che viene utilizzato non solo per realizzare utensili di varia natura, ma anche per la realizzazione di edifici abitativi e non solo.

Le coltivazioni di bambù si stanno diffondendo molto nel sud Europa. In Italia si contano ad oggi circa 2000 ettari di bambuseti che richiedono di instaurare una vera e propria filiera attiva. Il bambù coltivato, che cresce nelle zone temperate, presenta culmi di sezione inferiore rispetto a quelli subtropicali ma conserva buone proprietà meccaniche come mostrato da una recente campagna sperimentale condotta su varie specie di bambù italiano³.

1.3 Il bambù tra ecologia ed economia

L'interesse per questo straordinario materiale, sia all'interno del mondo accademico che a livello di massa è in costante aumento grazie ad indagini sperimentali che ne hanno svelato caratteristiche di resistenza paragonabili a quelle di altri materiali comunemente utilizzati nelle costruzioni, come il legno, l'acciaio e il calcestruzzo. Ciò ne ha permesso la redazione di un impianto normativo in quei paesi dove viene maggiormente utilizzato. Tale aumento di interesse è anche da riscontrare in altri due aspetti non meno importanti, quali la grande economicità del materiale stesso e dei processi di produzione che lo riguardano, e il bassissimo impatto ambientale che le costruzioni realizzate con tale materiale hanno sull'ambiente.

Per quanto concerne l'ambito economico, soluzioni abitative in bambù possono contribuire in maniera incisiva nel favorire l'economia sia a livello locale che a livello nazionale. L'utilizzo ad ampia scala di questo materiale è in grado di innescare filiere produttive e contribuire in maniera notevole alla riduzione o al totale azzeramento delle importazioni di legno, bambù, acciaio ed altri materiali

³ S. Greco, L. Molari, M. Fabiani, L. Mentrasti, "Il Bambù Italiano: prove meccaniche e connessioni assiali per prospettive sostenibili", Università di Bologna, 2017.

nel nostro paese, generando al contrario un possibile flusso di esportazioni verso l'estero, in particolare verso il resto d'Europa. Gli altri paesi europei sarebbero infatti maggiormente incentivati all'acquisto di tale materiale, lavorato o allo stato grezzo, coltivato nel nostro paese, piuttosto che da paesi asiatici o latino americani. Questo sia per una maggiore competitività dei nostri prodotti in termini economici, dovuta unicamente ai costi di trasporto, per ovvie ragioni, notevolmente inferiori, sia per una maggiore garanzia in termini di affidabilità dei processi produttivi e delle certificazioni del materiale data da un prodotto realizzato in un paese membro del UE.

La filiera produttiva del bambù ha offerto enormi opportunità di lavoro dirette ed indirette a milioni di persone in Cina ed in molti altri paesi ove sia stata implementata, tramite la coltivazione, la raccolta, la lavorazione, il trasporto e la commercializzazione. La Cina vanta in questo settore, il maggiore sviluppo tecnologico, grazie a politiche di apertura adottate negli ultimi anni, ed un'industria del bambù fiorente.

Le abitazioni in bambù non solo offrono importanti vantaggi commerciali per tutto il settore legato all'offerta delle stesse, ma presentano anche degli indubbi vantaggi economici per gli acquirenti. Il prezzo di un'abitazione in bambù è inferiore di circa il 50%⁴ rispetto ad una normale abitazione in calcestruzzo, considerando anche il fatto che attualmente una quota rilevante del costo finale del prodotto dipende dai costi di trasporto, dato che il bambù utilizzato in Europa è principalmente importato da paesi asiatici o latino americani.



Figura 6 Foresta di bambù

⁴ I.Caltabiano, A.Lacirignola, "BAMBU", per ideare sperimentalmente e costruire", Roma: Aracne, 2012.

Per quanto concerne la questione molto attuale della sostenibilità ambientale il bambù si pone come uno dei materiali, almeno per quanto concerne l'ambito delle costruzioni ma non solo, maggiormente low-cost e a minor impatto ambientale. Un bosco in bambù è in grado di assorbire enormi quantità di CO₂, in particolare ogni ettaro di un bosco di bambù può assorbire tra le 10 e le 15 tonnellate di CO₂ ogni anno, inoltre le piante di bambù assorbono circa 5 volte la quantità di biossido di carbonio e producono circa il 35% in più di ossigeno, a parità di proporzioni, rispetto ad una foresta di alberi, riducendo quindi i gas responsabili dell'effetto serra⁵. Si stima che l'incremento di biomassa annuo vari tra il 10 ed il 30%⁶, in misura variabile con la specie e con le condizioni ambientali. Il bambù è meno suscettibile ad attacchi parassitari rispetto alla maggior parte delle specie di alberi utilizzati nell'edilizia, motivo per il quale una foresta in bambù necessita di meno trattamenti con pesticidi rispetto a quelli necessari nel caso di una foresta di alberi.

Il bambù raggiunge la maturità, in contenuto ottimale di cellulosa e lignina, dopo appena 4-5 anni, quando può essere tagliato, al contrario gli alberi necessitano di un lasso di tempo notevolmente maggiore prima di poter essere utilizzati, pari a 15-30 anni a seconda della specie.

Uno dei possibili campi di utilizzo in materia di recupero e riqualificazione del territorio riguarda il fatto che le piante di bambù sono in grado di crescere in aree degradate o dismesse, il bambù è pertanto particolarmente indicato per opere di bonifica, riforestazione e miglioramento ambientale. Oltre ai concetti legati alla sostenibilità ambientale ed economica, le foreste in bambù offrono molteplici vantaggi nell'ambito della protezione idrogeologica del territorio prevenendo l'eccessivo drenaggio del suolo e mantenendo alto il livello delle acque. Il sistema radicale di alcune specie, molto esteso e ramificato sia a livello orizzontale che verticale, è in grado di garantire un ottimo consolidamento a protezione di rive e sponde. In caso di piene non provoca intasamenti dei corsi d'acqua in quanto alcune specie di bambù si comportano come delle erbe, ossia si piegano con la pressione esercitata dall'acqua per poi tornare nella posizione eretta finita l'emergenza.

⁵ I. Caltabiano, A.Lacirignola, "BAMBU", per ideare sperimentalmente e costruire", Roma: Aracne, 2012.

⁶ I.Caltabiano, A.Lacirignola, "BAMBU", per ideare sperimentalmente e costruire", Roma: Aracne, 2012.

1.4 Caratteristiche fisiche e meccaniche

Il bambù è uno dei più antichi materiali utilizzati dall'essere umano per la realizzazione di edifici. La sua forza e flessibilità lo rendono adatto per essere utilizzato per la realizzazione di ogni componente di una struttura. Si stima che più di un miliardo di persone nel mondo viva in abitazioni realizzate utilizzando questo materiale, solo nel Bangladesh più del 70% delle abitazioni sono in bambù. Le caratteristiche di tale materiale dipendono dalla sua struttura anatomica.

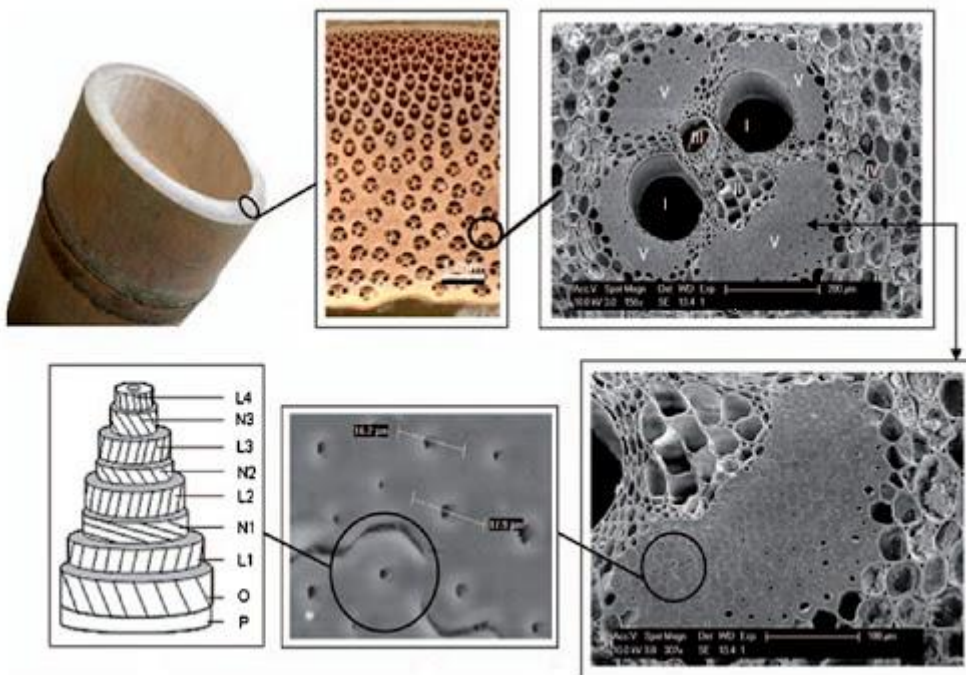
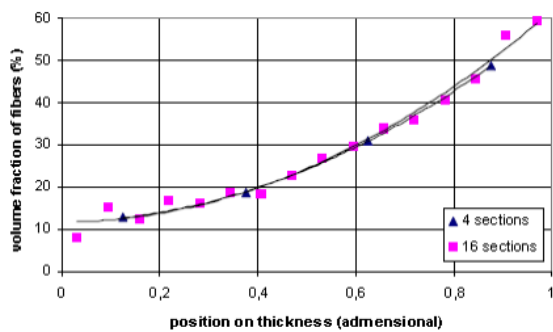


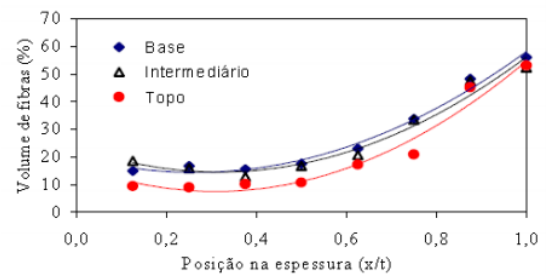
Figura 7 Microstruttura della canna di bambù (fonte: Abdul Khalil et al., 2012, *Materials and Design* 42: 353-368).

La struttura del bambù consta di fasci fibro-vascolari e fibre che si sviluppano unicamente in senso longitudinale, lungo l'asse del culmo stesso. Questo tipo di disposizione varia in corrispondenza dei diaframmi nodali dove si sovrappongono ed intersecano dando vita alla diversa struttura di tale componente. Fibre e fasci fibro-vascolari sono "immersi" nel parenchima, tessuto connettivo tra gli elementi longitudinali composto prevalentemente da lignina. Le fibre e la lignina presentano una distribuzione che non risulta essere uniforme sia in senso longitudinale che radiale, in particolare per quanto concerne il senso radiale si ha che le fibre sono maggiormente concentrate in corrispondenza della parete esterna del culmo, dove sono presenti circa il 50 % del totale delle fibre.



$$V_f(x) = 49.456X^2 + 0.66X + 11.72$$

$$V_f(x) = 40.12X^2 - 0.55X + 16.12$$



Parte do colmo	Equação
Base	$V_f = 83,1 * X^2 - 40,7 * X + 19,1$
Centro	$V_f = -101,5 * X^3 + 260,7 * X^2 - 138,4 * X + 33,4$
Topo	$V_f = -412,7 * X^4 + 967,8 * X^3 - 668,3 * X^2 + 171,4 * X - 3,9$

Figura 8 Studio sulla distribuzione delle fibre in relazione allo spessore⁷.

Tale struttura anatomica è alla base di tutte le proprietà meccaniche del materiale, tuttavia risulta difficile generalizzare le proprietà del bambù in quanto esse cambiano notevolmente a seconda non solo della specie, ma anche dell'età, dei fattori climatici, del contenuto di umidità e delle dimensioni del culmo, pertanto nel seguito del paragrafo si faranno considerazioni e verranno date nozioni molto generali senza scendere nel dettaglio, cosa che avrebbe poco senso, visto quanto detto sopra.

La durabilità è uno degli aspetti maggiormente critici del bambù. Tale materiale presenta una durabilità naturale, ossia senza uso di trattamenti, inferiore a quella del legno, per due motivi:

- 1) a causa dell'assenza di alcune sostanze chimiche presenti al contrario nel legno;

⁷ Ghavami, Rodrigues, Paciornik (2003).

- 2) a causa della sezione cava. Tale forma della sezione comporta il fatto che piccole riduzioni di spessore del culmo causano grandi perdite in termini di resistenza strutturale, inoltre la sezione cava potrebbe fungere da riparo naturale per molti agenti distrutti, non ultimi i funghi.

In generale un culmo di bambù può resistere naturalmente per un lasso di tempo che varia a seconda dell'utilizzo dello stesso, passando da 1-3 anni se posto all'aperto e a contatto con il suolo, fino a 10-15 anni se al riparo ed in ottime condizioni di utilizzo. Per prolungare notevolmente la vita utile dei culmi di bambù è necessario ricorrere a dei trattamenti, che possono essere tradizionali o di tipo chimico.

Il contenuto di umidità viene espresso come il rapporto tra la differenza del peso del culmo umido e del culmo secco, diviso per il culmo secco. La determinazione di tale valore è di fondamentale importanza poiché tale parametro influenza in modo non trascurabile sia la durata che le caratteristiche meccaniche del materiale stesso. Il contenuto di umidità varia a seconda delle condizioni climatiche esterne (essendo un materiale igroscopico), dell'età⁸ e della posizione del culmo che si prende in considerazione. Il grado di umidità varia sia in senso longitudinale dove risulta essere massimo alla base (nei primi 50 cm del culmo, motivo per il quale generalmente tale porzione del culmo non viene utilizzata e viene esportata) e minimo in sommità, sia in senso radiale in cui il contenuto di umidità è maggiore nelle parti più interne rispetto a quelle più esterne.

Le caratteristiche meccaniche del bambù sono influenzate dal contenuto di umidità, in particolare si osserva una diminuzione delle prime all'aumentare dell'umidità, esattamente come avviene nel caso del legno, essendo entrambi materiali igroscopici e aventi caratteristiche viscoso. Nel caso del bambù tale diminuzione risulta essere inferiore rispetto al caso del legno. Essendo come detto un materiale igroscopico, esattamente come per il legno, ad esso sono associati fenomeni di ritiro e rigonfiamento, legati ad assorbimenti o rilasci di acqua da parte del bambù.

Per quanto concerne la densità, il bambù presenta in genere una densità media che varia tra i 500 ed i 900 Kg/m³ a seconda della specie, mentre il legno presenta una densità media sull'ordine dei 300-1400 Kg/m³. Tale proprietà varia lungo l'asse del culmo, in particolare cresce dal baso verso l'alto con l'aumento della percentuale delle fibre.

⁸ I culmi verdi presentano un contenuto di umidità molto variabile da un minimo del 40% ad un massimo del 150% circa. (Fonte; M. C. Laverde, *il Bambù come materiale da costruzione*, Napoli: Esselibri, 2008).

Le caratteristiche meccaniche del bambù dipendono essenzialmente dalla specie di bambù oggetto di studio, dal contenuto di umidità, dall'età, dalla posizione sul culmo. La maturazione della capacità resistente si raggiunge con l'invecchiamento, con il picco attorno ai 3- 5 anni di vita, parallelamente al processo di formazione ed indurimento dei tessuti cellulari.

Le caratteristiche meccaniche dipendono in maniera fondamentale dalla disposizione delle fibre nel culmo, dato che le stesse sono essenzialmente disposte esclusivamente in una direzione (lungo l'asse del culmo), ciò comporta il fatto che il materiale sia ortotropo, ossia caratterizzato da proprietà meccaniche o termiche uniche e indipendenti nelle tre direzioni reciprocamente perpendicolari. Proprio come nel caso del legno, sussiste una resistenza a trazione parallela alle fibre ed una ortogonale alle stesse, le quali differiscono notevolmente, sia in termini di comportamento sia in termini di valore assoluto. Lo stesso vale per la compressione e per la flessione.

Per quanto concerne la resistenza a compressione essa è massima nelle zone di internodo, e dipende in maniera sostanziale, come già detto, dall'angolo di inclinazione tra la forzante esterna e la fibratura del culmo soggetto alla suddetta forzante. Stesso ragionamento vale per la trazione, tra le caratteristiche meccaniche questa risulta essere quella più sorprendente, non a caso spesso tale materiale viene anche definito in letteratura acciaio vegetale.

Il comportamento a flessione del bambù è di notevole importanza nell'analisi del comportamento generale della struttura, in cui travi e pilastri sono genericamente sottoposti a questo tipo di sforzo. Tale materiale presenta ottime resistenze nei confronti di tale sollecitazione paragonabili a quelle riscontrate nel legno. La resistenza a flessione di un culmo dipende fortemente dal diametro e dallo spessore delle parti dello stesso, con tendenza massimale, ossia sussiste un andamento decrescente della resistenza a flessione all'aumentare del diametro.

La resistenza a taglio è quella più critica tra tutte quelle trattate precedentemente, essendo quella più bassa, proprio come nel caso del legno. La determinazione a livello sperimentale di tale parametro risulta essere molto difficile e complessa, in genere si stima che tale resistenza sia l'8% di quella a trazione⁹. Valori così deboli vanno considerati tenendo conto della struttura del materiale che non presenta fibre trasversali ma solo una matrice coesiva che non è in grado di resistere a sforzi significativi.

⁹ M. C. Laverde, *il Bambù come materiale da costruzione*, Napoli: Esselibri, 2008.

Le proprietà meccaniche del bambù lo rendono un materiale all'altezza degli altri comunemente utilizzati in ambito edilizio, considerando il peso contenuto di tale materiale esso possiede un ottimo rapporto resistenza/peso.

Material	Strenght (N/mm ²)	Weight by volume	Ratio	Stiffness (N/mm ²)	Weight by volume	Ratio
Concrete	8	2400	0.003	25000	24000	10
Steel	160	7800	0.02	210000	7800	27
Wood	7.5	600	0.013	11000	600	18
Bamboo	10	600	0.017	20000	600	33

Tabella 1 Confronto tra le proprietà di alcuni materiali utilizzati in ambito edilizio¹⁰.

Lo studio dettagliato delle caratteristiche della specie di bambù che verrà utilizzata per la realizzazione del progetto oggetto del seguente lavoro (*Phyllostachys Edulis*) verrà eseguito nei capitoli successivi.

Grazie alle sue caratteristiche meccaniche ed estetiche tale materiale permette la realizzazione di costruzioni dotate di una grande armonia di forme e volumi, permettendo all'uomo di tornare a dialogare ed immergersi nella natura. Di seguito si riportano alcuni esempi perfettamente riusciti di ciò.

¹⁰ J. Janssen, Mechanical Properties of Bamboo, Boston: Kluwer Academic Publishers, 1991.



Figura 9 Centro educativo a Soneva Kiri Resort.



Figura 10 Padiglione a Manizales, Columbia. Progettato da Simon Velez.



Figura 11 Il Kontum Indochine Café di Vo Trong Nghia.



Figura 12 Millenium Bridge, Bali, Indonesia 2012.

1.5 Quadro normativo

Il primo standard normativo sul bambù, nonostante fosse redatto su scala nazionale, risale al 1973, anno in cui è stato introdotto l'Indian Standard 6847.

Attualmente numerose sono le normative che regolano l'utilizzo del suddetto materiale sia a livello nazionale, quali ad esempio quella Colombia, Perù, Ecuador, India e degli USA, solo per citare quelle maggiormente conosciute, sia a livello internazionale tramite le ISO. Si riporta qui di seguito un elenco della normativa reperibile:

- AC162: Acceptance criteria for structural bamboo (USA, 2000);
- ISO 22156:2004 – Bamboo, structural design;
- ISO 22157-1:2004 – Bamboo, determination of physical and mechanical properties. Part 1: requirements;
- ISO 22157-2:2004 – Bamboo, determination of physical and mechanical properties. Part 2: laboratory manual;
- ISO/DIS 22157-1:2017 – Bamboo structures, determination of physical and mechanical properties of bamboo culms. Part 1: test method;
- NORMA TECNICA E100 – Bambù (Perù, 2012);
- IS 68874 – Method of tests for bamboo (India);
- IS 8242 – Method of tests for split bamboos (India);
- IS 9096 – Preservation of bamboo for structural purpose, code of practice (India);
- IS 7344 – Bamboo tent poles (India);
- NTC 5300 – Cosecha y poscosecha de los culmos de Guadua Angustifolia Kunth (Colombia);
- NTC 5301 – Secado e inmunizado de los culmos de Guadua Angustifolia Kunth (Colombia);
- NTC 5405 – Propagación vegetativa de Guadua Angustifolia Kunth (Colombia);
- NTC 5407 – Uniones para estructuras construidas en Guadua Angustifolia Kunth (Colombia);
- NTC 5727 – Terminología aplicada a la Guadua y sus productos (Colombia);
- NSR-10, cap. 12 – Norma de sismoresistencia, estructuras de Guadua (Colombia);
- GPE INEN 20: 1987 – Andamiajes. Madera redonda y bambù (Ecuador);
- GPE INEN 42:1976 – Guía práctica. Bambù caña Guadua (Ecuador);
- NTE INEN ISO/DIS 22156:2004 – Diseño estructural en Bambù (Ecuador);

- NTE INEN ISO/DIS 22157:2004 – Determinación de propiedades físicas y mecánicas del Bambù (Ecuador);
- NTE INEN 002:2004 – Manual de laboratorio sobre métodos de ensayo para la determinación de propiedades físicas y mecánicas del Bambù (Ecuador);
- ASTM D5456 – Standard specifications for evaluation of structural composite lumber products (USA).

Se è vero che l'impianto normativo di fondo sussiste e si sta ampliando oltre che perfezionando sia a livello delle nazioni che già ne sono dotate sia a livello di nazioni, quali quelle europee, che ne sono ancora prive, è altresì vero che tutte le suddette norme risultano essere molto lacunose e ancora aggrappate a concetti e metodologie che poggiano le loro fondamenta esclusivamente sulla tradizione costruttiva dei paesi di origine, senza ricorrere, nella maggior parte dei casi, ad un impostazione scientifica ed ingegneristica. Ciò comporta inevitabilmente una mancanza di accuratezza, di scientificità e quindi di controllo di tipo numerico, assolutamente indispensabili se si vuole garantire a questo materiale una diffusione anche nei paesi maggiormente sviluppati, quali ad esempio l'Italia.

2. DIFFERENZE TRA LEGNO E BAMBU IN TERMINI DI NORMATIVE

Il quadro normativo riguardante il bambù sia a livello delle singole nazioni sia a livello internazionale prende spesso spunto dalla normativa sul legno, ciò deriva da due motivi di fondo, il primo riguarda il fatto che il legno è il materiale da costruzione avente le caratteristiche maggiormente simili a quelle proprie del bambù, come l'igroscopicità, l'ortotropia del materiale, la viscosità, la tendenza ad una rottura fragile del materiale ed il fatto di essere entrambi materiali naturali. Il secondo motivo è che il legno presenta un quadro normativo completo e molto dettagliato, che abbraccia ormai tutti i campi della progettazione, merito di decenni di studi ed esperienze dirette su questo materiale.

Tra i due impianti normativi sussistono delle differenze su cui si vuole porre l'attenzione, in parte dovute ad alcune differenze tra i due materiali ed in parte dovute ad alcune lacune e mancanze che ancora attanagliano le normative sul bambù.

La normativa associata al bambù a cui si è fatto principalmente riferimenti nell'ambito di tale progetto è stata la ISO22156, mentre per quanto concerne la normativa sul legno si farà riferimento alle NTC2018.

Una delle prime differenze che si è potuta notare riguarda l'effetto scala. Nelle NTC2018 viene presa in considerazione l'influenza dei difetti sulla resistenza del legno, trattandola in maniera probabilistica. Tanto maggiore è il volume dell'elemento oggetto di studio, tanto maggiore è la probabilità di trovare un difetto, e tanto più bassa la resistenza in termini tensione dell'elemento. Tale concetto viene espresso in maniera sintetica mediante il termine effetto scala.

Le NTC 2018 (§ 11.7.1.1) considerano l'effetto scala mediante un fattore amplificativo della resistenza a trazione e flessione per elementi in legno massiccio e lamellare di «piccole dimensioni».

Di seguito si riporta un estratto delle NTC2018 riguardante tale passaggio:

Per il legno massiccio, i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del campione di prova è pari a 150 mm.

Pertanto, per elementi di legno massiccio sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 150 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{150}{h} \right)^{0,2} ; 1,3 \right\} \quad [11.7.1]$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Per il legno lamellare incollato i valori caratteristici di resistenza, desunti da indagini sperimentali, sono riferiti a dimensioni standardizzate del campione di prova secondo le norme pertinenti. In particolare, per la determinazione della resistenza a flessione l'altezza della sezione trasversale del campione di prova è pari a 600 mm, mentre per la determinazione della resistenza a trazione parallela alla fibratura, il lato maggiore della sezione trasversale del provino è pari a 600 mm.

Di conseguenza, per elementi di legno lamellare sottoposti a flessione o a trazione parallela alla fibratura che presentino rispettivamente una altezza o il lato maggiore della sezione trasversale inferiore a 600 mm, i valori caratteristici $f_{m,k}$ e $f_{t,0,k}$, indicati nei profili resistenti, possono essere incrementati tramite il coefficiente moltiplicativo k_h , così definito:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{h} \right)^{0,1} ; 1,1 \right\} \quad [11.7.2]$$

essendo h , in millimetri, l'altezza della sezione trasversale dell'elemento inflesso oppure il lato maggiore della sezione trasversale dell'elemento sottoposto a trazione.

Tale effetto nell'ambito della normativa riguardante il bambù non viene preso in considerazione, malgrado lo stesso materiale non possa dirsi esente da difetti proprio come accade per il caso del legno. Molto probabilmente tale mancanza riguarda un'assenza di studi in merito che possano quantificare il peso dei difetti insiti nei culmi di bambù e nel materiale stesso sulla resistenza a trazione e flessione degli stessi.

Altra differenza riguarda l'effetto di confinamento, che nell'ambito della resistenza a compressione ortogonale ed inclinata rispetto alla fibratura di un elemento in legno gioca un ruolo fondamentale, tanto maggiore esso risulta essere tanto maggiore sarà la resistenza a compressione ortogonale ed inclinata dell'elemento di legno oggetto di studio. Tale effetto viene tenuto in conto mediante l'utilizzo di un coefficiente $k_{c,90}$. Per quanto concerne il bambù tale effetto viene trascurato a causa della forma del culmo di bambù, cava e cilindrica, la quale garantirebbe un effetto benefico dovuto al confinamento del tutto trascurabile.

Tale teoria dovrà necessariamente essere rivista nel caso si utilizzino elementi di bambù ingegnerizzato quali il Laminated Bamboo Timber o il Cross Laminated Bamboo Timber, le cui geometrie saranno del tutto analoghe a quelle adottate per i loro omologhi in legno.

Nel calcolo della resistenza di progetto nell'ambito del legno si utilizza tale formula¹¹:

$$X_d = \frac{k_{mod} \cdot X_k}{\gamma_m}$$

Per quanto concerne il bambù, nel calcolo della resistenza di progetto si utilizza, al contrario, tale formulazione¹²:

$$X_d = \frac{X_k \cdot C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T}{FS_m}$$

Le differenze focali tra le due formulazioni in termini teorico concettuali riguardano:

1. il termine X_k ; nella formulazione relativa al legno indica il valore caratteristico di resistenza al frattile al 5%, mentre nell'ambito della normativa sul bambù tale valore identifica la resistenza caratteristica al frattile al 5% e con il 75% di confidenza. Pertanto esso risulta essere un valore molto più cautelativo e a favore di sicurezza di quello adottato nell'ambito della normativa sul legno. Ciò è senz'altro dovuto ad una mancanza di standardizzazione e certificazione nell'ambito della produzione e quindi del controllo della materia prima, come anche della grande varietà di specie di bambù presenti ed utilizzate in ambito edilizio, ognuna delle quali presenta delle proprie peculiarità. Per ovviare a questa problematica sarebbe necessario improntare una filiera controllata per quanto concerne i culmi di bambù.
2. Il termine FS_m utilizzato nella formulazione relativa al bambù ha lo stesso significato concettuale del termine γ_m usato in quella relativa al legno, tuttavia esso presenta un valore numerico notevolmente maggiore, oltre a questo il valore di γ_m è indipendente dalla sollecitazione considerata, ossia assume sempre lo stesso valore sia che si parli di taglio che di flessione, mentre il valore di FS_m varia a seconda del tipo di sollecitazione considerata;

¹¹ Estrapolata dalle NTC2018, paragrafo 4.4.6.

¹² Estrapolata dalle ISO/DIS 22156:2020, paragrafo 6.3.

	f_c	f_t	f_m	f_v	f_{t90}	f_{m90}
FS_m	2.0	2.0	2.0	4.0	4.0	2.0

Tabella 2 Valori di FS_m a seconda del tipo di sollecitazione considerata.

Le motivazioni di ciò sono del tutto analoghe a quelle già espresse al punto precedente.

3. Il termine C_T che compare nella formulazione del bambù, al contrario è del tutto assente in quella relativa al legno. Esso è un fattore che tiene conto della correlazione che sussiste tra la temperatura esterna e la resistenza del culmo di bambù, in particolare per temperature superiori a 38°C, $C_T < 1$, il che sta a significare una riduzione delle caratteristiche di resistenza del bambù, cosa che invece non si osserva nel legno. Ciò non è trascurabile soprattutto per quanto concerne la progettazione antiincendio, perché denota possibili perdite di resistenza del bambù soggetto ad alte temperature, tuttavia in merito a ciò non esistono al giorno d'oggi studi che trattino tale argomento.
4. Nelle NTC2018 è possibile utilizzare dei valori del coefficiente di sicurezza γ_m inferiori se la produzione degli elementi strutturali avviene in maniera continuativa e soggetta a controllo continuativo del materiale prodotto dal quale risulti un coefficiente di variazione (rapporto tra lo scarto quadratico medio e il valor medio) della resistenza non superiore al 15%. Ciò non viene specificato nell'ambito della normativa riguardante il bambù, il che è probabilmente dovuto a quanto già definito precedentemente nel punto 1.

Nelle normative europee sul legno si considera in maniera esaustiva il caso di forze applicate con un angolo $0 < \alpha < 90$ rispetto alle fibre del legno, la cui risposta ad una forzante esterna dipende fortemente dall'angolo di inclinazione della stessa con la fibratura. Per quanto concerne la normativa che tratta il bambù si parla di tale argomento esclusivamente nell'ambito delle resistenze di una connessione che utilizzi dei perni passanti nel culmo, ma nulla viene riportato nel caso di una forzante applicata con angolo di inclinazione $0 < \alpha < 90$ rispetto alla fibratura del culmo, al di fuori della questione relativa alle connessioni con perni.

Nella normativa ISO22156 riguardante il bambù, nell'ambito delle verifiche di elementi soggetti a flessione, viene riportata esclusivamente il caso di flessione agente su un singolo asse anche nel caso di elementi multiculmo, mentre nella normativa relativa al legno sussiste il caso di flessione agente nei due piani dell'elemento oggetto di verifica. Tale differenza risulta essere ovvia nel caso di un'elementi costituiti da un singolo culmo, avendo lo stesso una forma cilindrica non esiste un

asse privilegiato attorno a cui si verifica la flessione. Tale differenziazione è meno ovvia nel caso di elementi costituiti da più culmi, la cui forma complessiva non è in genere cilindrica, ma più realisticamente quadrata o rettangolare. Tale differenza risiede nel fatto che nella normativa ISO22156 sul bambù è riportato in forma esplicita che gli elementi costituito da più culmi, sia trave che pilastri, reagiscono a sollecitazioni esterne come se i culmi fossero tra loro indipendenti, ossia è del tutto assente o comunque trascurabile una collaborazione tra i singoli culmi, i quali lavorano in maniera separata.

Le verifiche riportate in normativa riguardano il singolo culmo e non l'elemento finale ottenuto dall'unione di più culmi. Tale impostazione avrà importati ricadute e causerà notevoli problemi nell'ambito della progettazione e della modellazione.

Oltre alle differenze sopra riportate si cita il fatto che nelle normative relative al bambù è praticamente del tutto assente lo studio del comportamento sismico di un edificio in bambù, come anche il comportamento al fuoco, sul cui argomento sussistono un numero molto esiguo di ricerche.

3. INTRODUZIONE AL PROGETTO

Il progetto originale su cui si fonda tale studio è una costruzione ad uso residenziale progettata dall'architetto Anna Zanetti, (la quale ha inoltre ampiamente collaborato a tale lavoro di tesi) e già completamente realizzata.



Figura 13 Vista dell'edificio originale in realizzazione in Costa Rica.

In tale progetto i culmi di bambù utilizzati, per quanto attiene agli elementi strutturali, appartengono alla specie di bambù *Guadua* essendo stato realizzato in Costa Rica, area geografica ove tale specie risulta essere molto diffusa e da sempre utilizzata in ambito edilizio dalle popolazioni locali. I culmi di bambù *Guadua* utilizzati in tale progetto presentano delle dimensioni medie:

$$L = 15000 \text{ mm}$$

$$D = 150 \text{ mm}$$

$$\delta = 15 \text{ mm}$$

Di seguito vengono riportate la pianta, una sezione e una vista di prospetto sotto forma di render dell'edificio originale, realizzati dall'architetto Anna Zanetti;

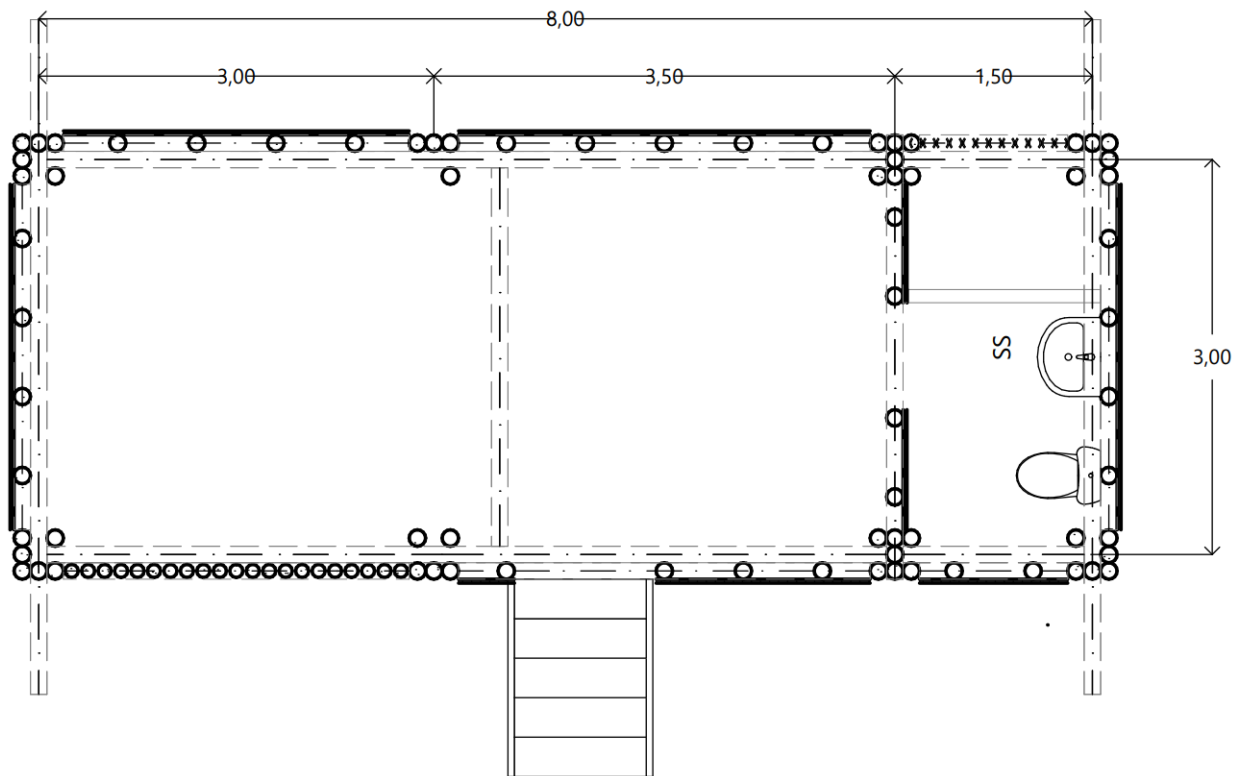


Figura 14 Pianta quotata dell'edificio originale di partenza.

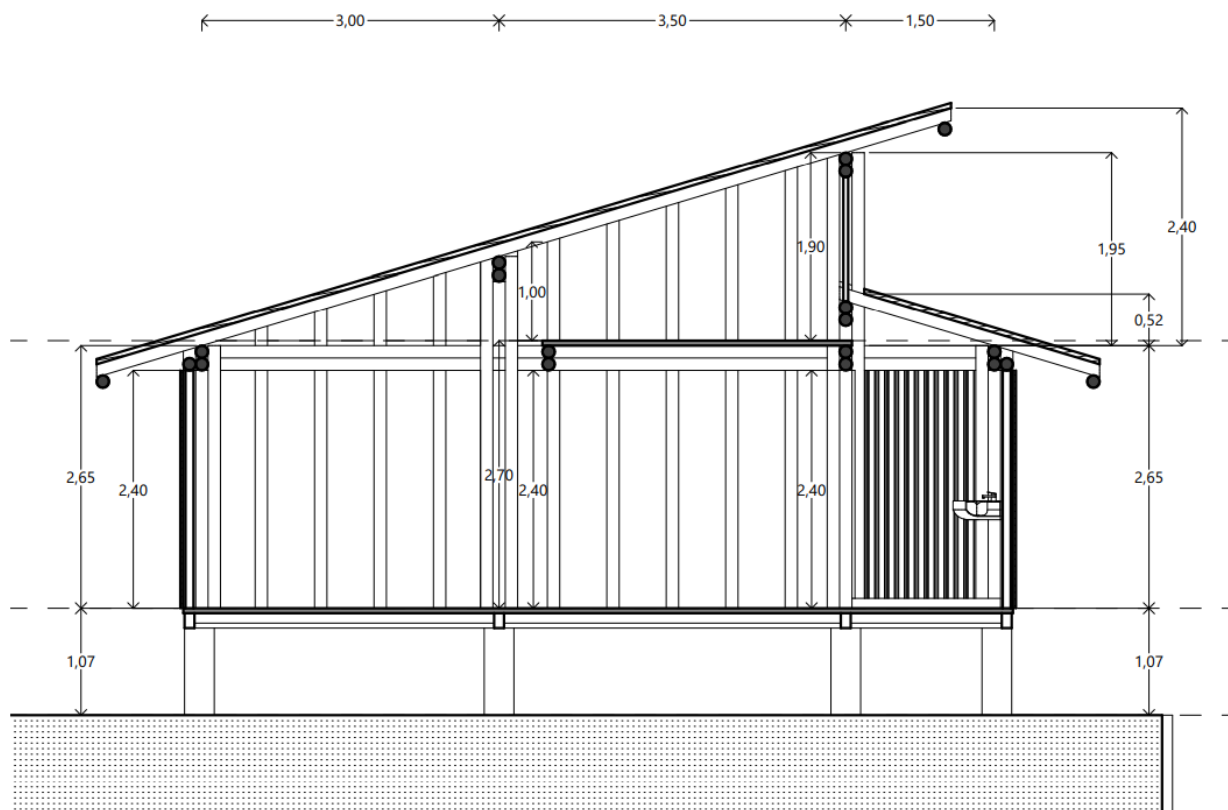


Figura 15 Sezione dell'edificio originale di partenza.

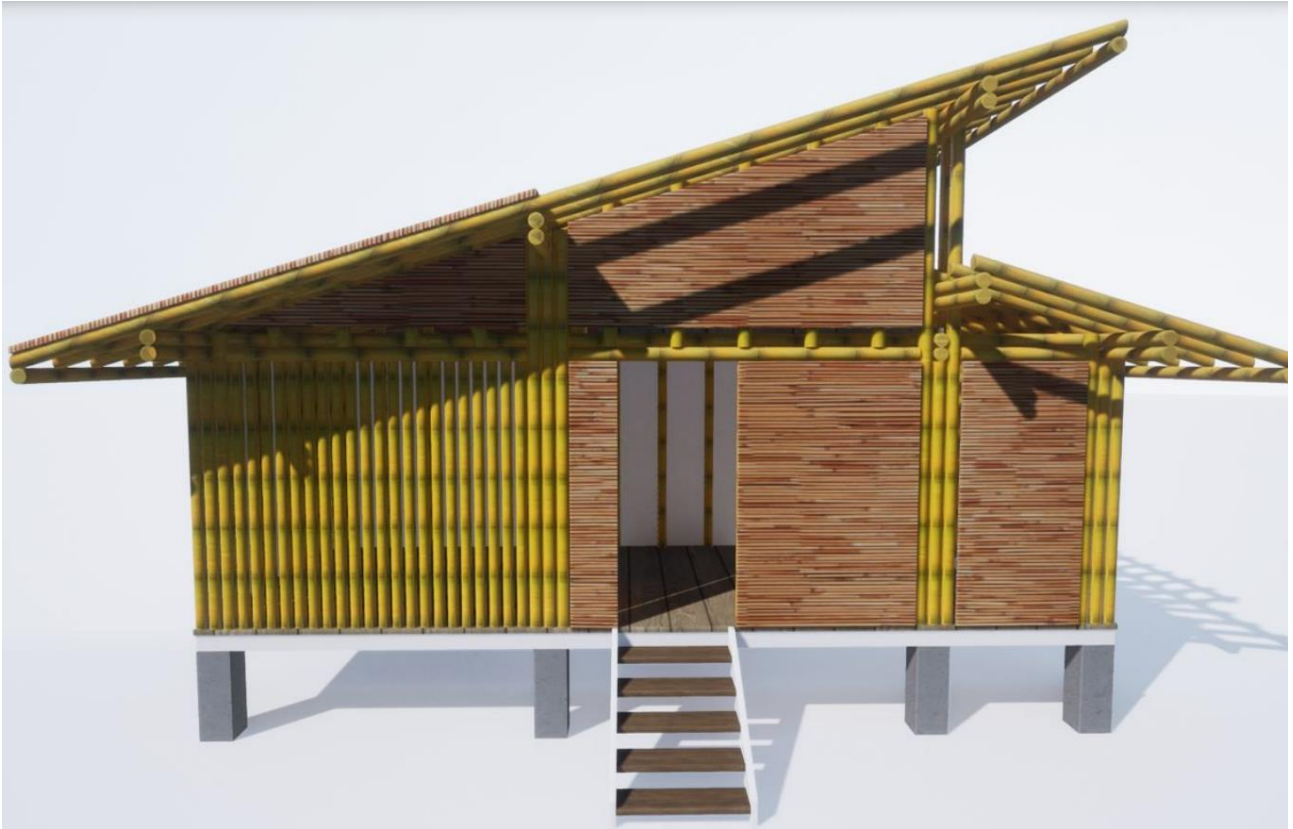


Figura 16 Vista render del prospetto frontale dell'edificio di partenza.

Per una migliore comprensione del progetto originale di seguito vengono riportate delle immagini raffiguranti l'edificio in fase di realizzazione.





Figura 17 Immagini raffiguranti l'edificio di partenza in fase di realizzazione.

Il lavoro che verrà proposto di seguito si basa sulla riprogettazione integrale dell'edificio sopra esposto con importanti differenze. Anzitutto verrà cambiato il sito ove l'edificio sarà localizzato, ossia è stato scelto come ipotetico sito di costruzione il comune di Bologna, esso è il cambiamento più importante effettuato, dato che da esso discenderanno tutte le successive differenze di seguito esposte. Proprio per il fatto che ora il sito di costruzione risulta essere l'Italia si è deciso di cambiare la specie di bambù con cui gli elementi strutturali verranno realizzati, andando ad utilizzare una

specie autoctona italiana, ossia il Moso o *Phyllostachys Edulis*. In questo modo si potrà ridurre enormemente l'impatto sia economico sia ambientale della materia prima, dato che il trasporto avrebbe inciso con una quota preminente nella voce dei costi sia economici sia ambientali relativi ai culmi di bambù. Tale specie di bambù autoctono presenta, secondo le più recenti indagini sperimentali¹³, ottime caratteristiche di resistenza assolutamente paragonabili se non addirittura migliori di quelle riscontrate per la specie *Guadua*. L'unico inconveniente relativo a tale specie è la geometria dei culmi, i quali presentano dimensioni più contenute rispetto a quelli di *Guadua*, il che comporta delle limitazioni per il loro uso, infatti la lunghezza massima per tali culmi risulta essere pari a 6 metri mentre le dimensioni medie di diametro e spessore sono rispettivamente 70 mm e 7 mm. Nella lunghezza dei culmi sopra riportata è già stata considerata l'eliminazione dei primi 50 cm e degli ultimi 50 cm del culmo, per motivazioni riguardanti il fatto che la parte bassa del culmo risulta avere un contenuto di umidità eccessivo, superiore al resto del culmo, e che la parte alta possiede un'eccessiva non rettilineità dell'asse del culmo stesso.

Dato che il sito di realizzazione è l'Italia verrà adottata la normativa italiana per le costruzioni, ossia le NTC2018 per il calcolo delle sollecitazioni agenti sull'edificio, tra le quali rientreranno anche quelle relative al carico da neve e al sisma, le quali non state considerate per il progetto originale.

Oltre a queste si dovrà considerare anche il carico derivante dal vento, il quale assumerà un ruolo di primo piano nell'ambito del dimensionamento dell'edificio stesso. Tale carico non è stato pienamente preso in considerazione nel progetto originale dato che i tamponamenti usati, formati da strisce di bambù, garantiscono un passaggio dell'aria attraverso l'edificio, pertanto non impedendo il flusso del vento attraverso l'edificio stesso, le sollecitazioni a cui l'edificio è soggetto a causa del vento sono inferiori. Mentre nel caso del progetto situato in Italia per ovvie ragioni di confort termico, acustico e di privacy l'edificio risulta essere ermetico.

¹³ L. Molari, L. Mentrasti, M. Fabiani, 'Mechanical characterization of five species of Italian bamboo', Structures, 24, 59-72, 2020.



Figura 18 Vista dei tamponamenti dall'esterno dell'edificio.



Figura 19 Vista dei tamponamenti dall'interno dell'edificio.

Oltre alle differenze citate sopra si è deciso di eliminare i plinti di calcestruzzo che uscivano dal terreno, a causa di requisiti di sicurezza inerenti il comportamento sismico dell'edificio, ipotizzando di sostituire gli stessi con un sistema di fondazione molto simile a quello adottato per gli edifici in CLT o Platform frame realizzati in legno, ove gli elementi lignei vengono posti su dei cordoli in

calcestruzzo che fuoriescono dal terreno e collegati agli elementi di fondazioni mediante delle barre filettate. Tale sistema di fondazione rialzato risulta essere di fondamentale importanza per evitare il contatto diretto degli elementi di bambù con il terreno, il che causerebbe un degrado degli stessi in tempi rapidi. La progettazione e la modellazione del sistema di fondazione, non verrà effettuato nell'ambito di tale studio, non essendo lo stesso l'obiettivo del lavoro che verrà portato avanti. Nei paragrafi che seguono si andranno a definire le caratteristiche generali della struttura riprogettata in Italia a partire dallo schema strutturale del progetto di partenza.

3.1 Descrizioni generali della struttura soggetta alla riprogettazione in ambito italiano.

Come riportato precedentemente il presente lavoro di tesi prevede la riprogettazione del progetto sopra esposto in ambito italiano in particolare si è supposto che il sito di ubicazione dell'opera sia il comune di Bologna, inoltre la specie di bambù con la quale si andrà a realizzare l'opera sarà il Moso autoctono italiano e non i Guadua come invece fatto per il progetto di partenza.

3.1.1 Normativa di riferimento

Per la progettazione dell'opera sono state utilizzate come riferimento le seguenti normative tecniche:

- **NTC 2018** – Norme tecniche per le costruzioni;
- **ISO/DIS 22156:2020** – Bamboo — Structural design;
- **CNR-DT 207/2008** – Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni;
- **BS ISO 19624:2018** – Bamboo structures — Grading of bamboo culms — Basic principles and procedures;
- **ISO/DIS 12122-1** – Timber structures — Determination of Characteristic values — Part 1.

3.1.1 Prospetti e Piante della struttura

Si riportano di seguito i prospetti e la pianta della struttura, in modo da avere una più chiara visione della geometria del costruito.

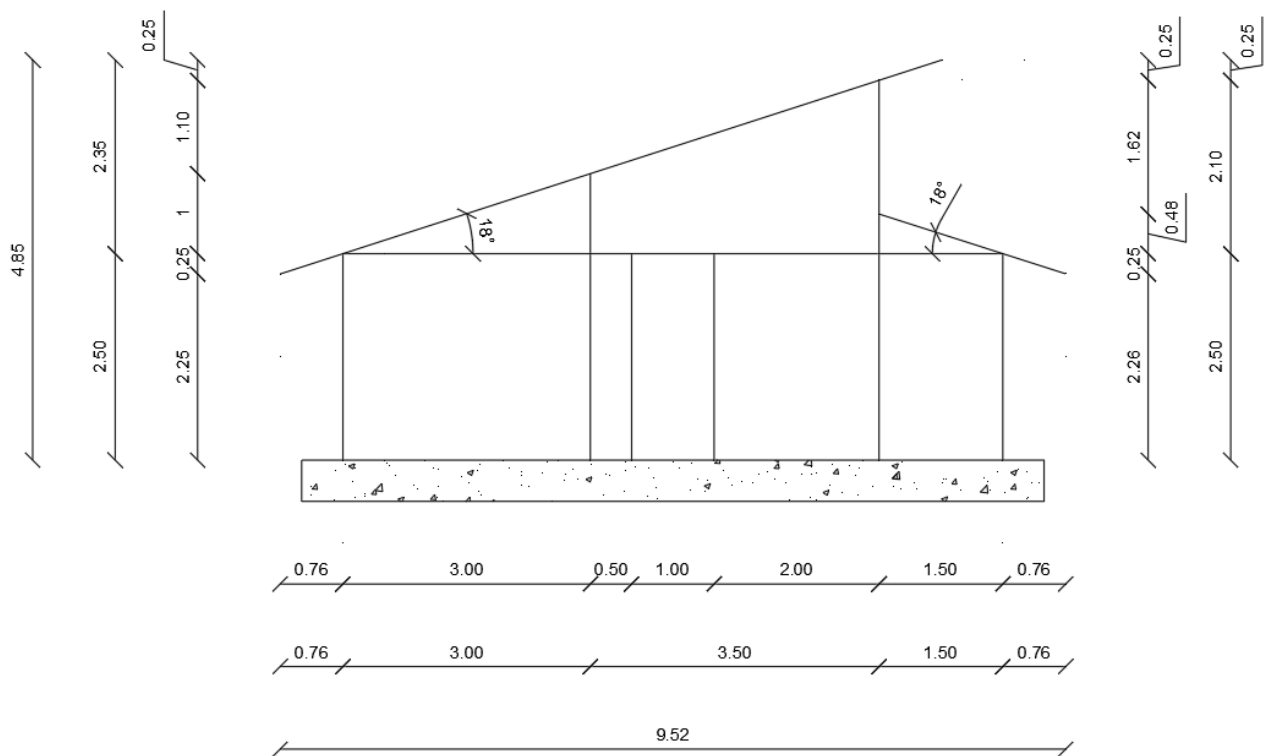


Figura 20 Prospetto Sud dell'edificio.

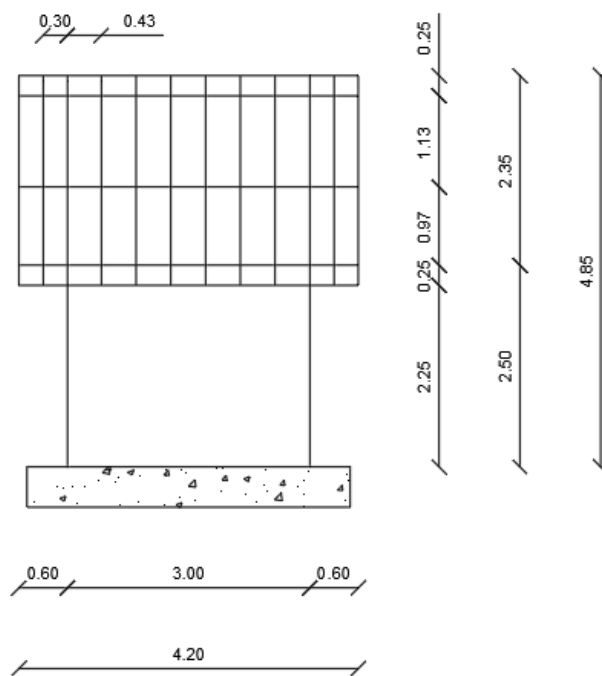


Figura 21 Prospetto Ovest dell'edificio.

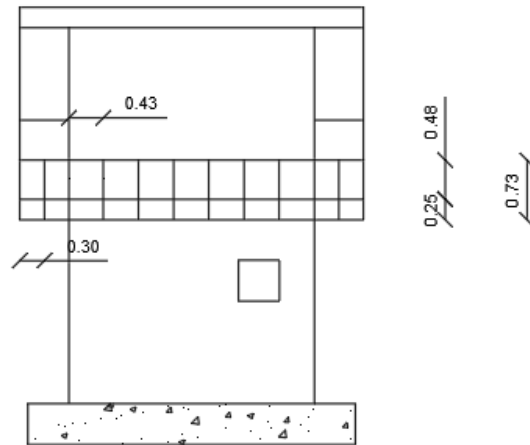


Figura 22 Prospetto Est dell'edificio.

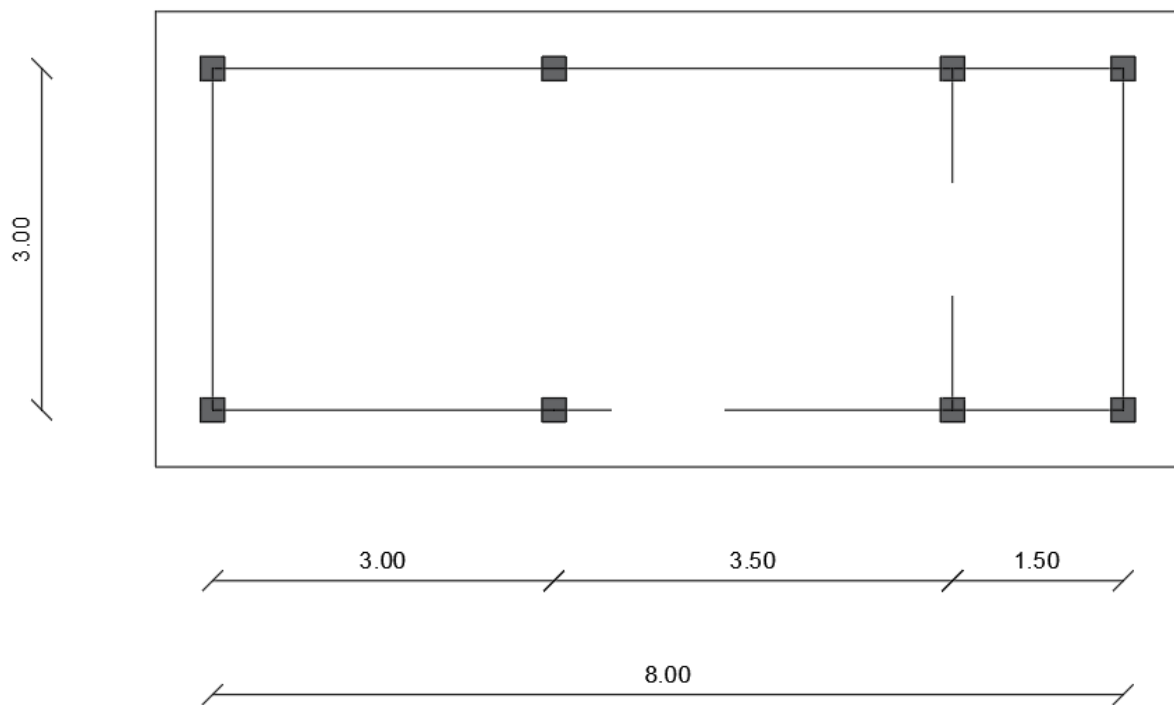


Figura 23 Pianta dell'edificio.

3.1.3 Vita nominale di progetto

Per quanto concerne la vita nominale di progetto (V_N) si fa riferimento alle NTC2018, di seguito si riporta la tabella delle NTC con i valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzioni. Tali valori possono essere utilizzati per il calcolo e la definizione delle azioni dipendenti dal tempo. Per

la costruzione oggetto di studio la V_N minima che è stata scelta è quella relativa a costruzioni con livello di prestazioni ordinarie, ossia $V_N = 50$ anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 3 Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni.

La classe d'uso relativa al seguente fabbricato è la II, essendo una costruzione ad uso residenziale di dimensioni contenute.

La definizione della classe di servizio della struttura ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del bambù dalle condizioni ambientali. La classe di servizio associata ai culmi di bambù utilizzati per i vari elementi strutturali dovrebbe essere la 3° in quanto associata al caso di elementi di bambù posti all'esterno anche se protetti dai raggi UV, dalla pioggia e sollevati dal terreno, tuttavia per tale classe di servizio la normativa ISO 22156 non fornisce dati da poter utilizzare nell'ambito della progettazione, ma rimanda al loro calcolo una volta effettuati test specifici in merito, pertanto si è deciso di utilizzare nell'ambito di tale progetto i coefficienti relativi alla classe di servizio 2°, a cui viene associata un contenuto di umidità del bambù non superiore al 20% e un UR < 85%.

3.2 Materiali utilizzati e relative proprietà

Per la realizzazione di tale struttura sono stati impiegati a livello strutturale tre materiali, il bambù Moso sotto forma di culmi, l'acciaio utilizzato nei nodi e della malta di cemento utilizzata nei nodi di fondazione all'interno dei culmi di bambù, con la funzione di incrementarne l'inerzia, la resistenza nei confronti del taglio e la resistenza a compressione, oltre a ciò la funzione fondamentale della malta cemento è quella di solidarizzare un connettore in acciaio (barra filettata) al culmo, connettendo in questo modo la fondazione a cui il connettore metallico è vincolato con i pilastri della struttura in elevazione. Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche di questi tre materiali utilizzati per la realizzazione del sistema portante della costruzione.

3.2.1 Bambù Edulis

In tale paragrafo si andranno a definire le proprietà meccaniche specifiche della specie di bambù Edulis autoctono italiano originario della Cina, con il quale verrà realizzato l'edificio oggetto del seguente studio.

Per prima cosa risulta necessario definire i valori medi delle caratteristiche di resistenza della suddetta specie di bambù. Tali valori non sono stati calcolati nell'ambito di tale lavoro, ma ci si è avvalsi di autorevoli ricerche¹⁴ fatte in questo campo, precedenti all'inizio di tale lavoro di tesi. Di seguito in tabella vengono riportati i valori medi dei moduli elastici e delle resistenze dei culmi di bambù Moso autoctono italiano utilizzato nel seguente progetto.

Valori di resistenza espressi in MPa	
Trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,mean}$	193,5 (42,7)
Compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,mean}$	68,7 (8,1)
Flessione parallela alla fibratura $f_{m,0,mean}$	97,3 (13,6)
Flessione ortogonale alla fibratura $f_{m,90,mean}$	27,2 (4,4)
Taglio $f_{v,mean}$	15,48

Tabella 4 Valori medi delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa. Tra parentesi vengono riportati i valori dello scarto quadratico medio.

¹⁴ 1) L. Molari, L. Mentrastrì, M. Fabiani, "Mechanical characterization of five species of Italian bamboo", Structures, 24, 59-72, 2020.

2) M. Fabiani, S. Lenci, "Bamboo structures: Italian culms as likely resource for green building", Università Politecnico delle Marche.

3) C.Gauss, K. A. Harries, M. Kadivar, Y. Akinbade, H. Savastano Jr., "Quality assessment and mechanical characterization of preservative-treated Moso bamboo (P. edulis)", European Journal of Wood and Wood Products (2020) 78:257–270.

4) C. Konrath, L. Molari, "Experimental investigations on the mechanical characteristics of European bamboo", Alma Mater Studiorum Università di Bologna 01.06.2019.

Valori dei moduli elastici espressi in GPa	
Modulo elastico medio a trazione parallelo alla fibratura $E_{t,0,mean}$	15,2 (2,92)
Modulo elastico medio a compressione parallelo alla fibratura $E_{c,0,mean}$	14 (3,64)
Modulo elastico medio a flessione parallelo alla fibratura $E_{m,0,mean}$	13,2 (1)
Modulo elastico medio a flessione ortogonale alla fibratura $E_{m,90,mean}$	3,2 (0,83)
Modulo elastico medio a taglio G_{mean}	2,88 (0,26)

Tabella 5 Valori medi dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa.

Per quanto concerne le resistenze sopra esposte ci sono da fare due precisazioni, una riguarda il valore di $f_{v,mean}$, esso non è stato desunto da delle sperimentazioni, dato che non sussistono allo stato attuale sperimentazioni al riguardo per quanto concerne la specie Moso italiano, pertanto tale valore discende dal fatto che la resistenza a taglio è circa l'8% di quella a trazione¹⁵. La seconda considerazione doverosa da fare è il fatto che la resistenza a trazione ortogonale alla fibratura, non è presente in quanto non ci sono dati in merito, pertanto non è stato possibile attribuirgli un valore. Dalle due precisazioni sopra espresse si può evincere la forte mancanza di dati che attanaglia tale settore.

Anche nel caso relativo ai moduli elastici due sono le precisazioni da fare, una in merito al valore del modulo di taglio G_{mean} , esso è stato desunto dal lavoro di indagine di C.Gauss, K. A. Harries, M. Kadivar, Y. Akinbade, H. Savastano Jr., "Quality assessment and mechanical characterization of preservative-treated Moso bamboo (*P. edulis*)", lavoro che tuttavia ha riguardato la specie *Edulis* autoctona brasiliana e non italiana, il che pertanto non assicura che tale valore sia esatto anche nel caso della specie oggetto del seguente studio, tuttavia in mancanza di altri dati, si è scelto di utilizzare tale valore, dato che comunque la specie è la medesima e le dimensioni dei culmi utilizzate nello studio sopra citato sono analoghe a quelle dei culmi che verranno utilizzati nel progetto

¹⁵ M. Càrdenas Laverde, "Il Bambù come materiale da costruzione", Architettura sostenibile, Gruppo editoriale Esselibri, 2008.

oggetto del seguente studio. L'altra precisazione riguarda sempre la questione della trazione ortogonale alla fibratura di qui non si hanno dati neanche per quanto concerne il modulo elastico.

Ai fini progettuali ciò che interessa non sono i valori medi, bensì quelli di progetto delle grandezze sopra riportate. Per quanto concerne le resistenze, il valore di progetto si calcola, secondo la normativa ISO22156 come segue:

$$f_d = f_k \cdot C_R \cdot C_{DF} \cdot C_T \left(\frac{1}{FS_m} \right)$$

Dove:

- C_R è il fattore di ridondanza degli elementi con funzione strutturale, esso assume valore 1,1 per tutti quegli elementi costituiti da più di un culmo, mentre vale 0,9 nel caso di elementi costituiti da un solo culmo di bambù;
- C_{DF} è il fattore di correzione che tiene conto della classe di servizio e della durata del carico. Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. L'ordine di grandezza della durata associata al tipo di carico è legato alla durata cumulata. Per durata cumulata si intende la somma dei tempi anche non continuativi durante i quali quel carico agisce sulla struttura con un'intensità significativa. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Nel caso oggetto di studio la classe di servizio dell'edificio è la 2°, pertanto esso assume i seguenti valori:

Durata del carico	
Carichi di Lunga durata o Permanenti	0,55
Carichi di Breve durata o Transitori	0,65
Carichi Istantanei (Vento, Sisma e Fuoco)	0,85

Tabella 6 Valori del coefficiente C_{DF} per la classe di servizio 2 in relazione alla classe di durata del carico¹⁶.

¹⁶ ISO/DIS 22156:2020, Capitolo 6, Paragrafo 6.3, Tabella 6.1.

- C_T è il fattore di correzione che tiene conto della temperatura di servizio, dato che l'edificio rientra nella classe di servizio 2, esso assume i valori sotto riportati (nel calcolo che verrà effettuato di seguito si assumerà che tale coefficiente assuma il valore di 1):

$T \leq 38^\circ C$	1,00
$38^\circ C < T \leq 52^\circ C$	0,90
$52^\circ C < T \leq 65^\circ C$	0,80

Tabella 7 Valori del coefficiente C_T per la classe di servizio 2 in relazione alla temperatura a cui l'edificio è esposto¹⁷.

- FS_m è il fattore di sicurezza in funzione del tipo di sollecitazione, in particolare assume i seguenti valori;

	$f_{t,0}$	$f_{t,90}$	$f_{m,0}$	$f_{m,90}$	$f_{c,0}$	f_v
FS_m	2,0	4,0	2,0	2,0	2,0	4,0

Tabella 8 Valori del fattore di sicurezza FS_m ¹⁸.

- f_k è la resistenza caratteristica corrispondente al frattile del 5% con una confidenza del 75%, definita nella normativa ISO 22156 anche con il termine $f_{i,0.05,0.75}$;
- $f_{i,0.05,0.75}$ assume il seguente valore, estrapolato dalla ISO 12122-1:

$$f_{i,0.05,0.75} = f_{0,05} \left(1 - \frac{k_{i,0.05,0.75} \cdot V}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

- n è il numero di campioni analizzati nelle sperimentazioni da cui sono stati desunti i valori medi riportati nelle tabelle 3 e 4 riportate sopra;
- $V = \frac{\sigma}{\bar{x}}$ rappresenta il rapporto tra lo scarto quadratico medio e la media relativi al valore oggetto di studio;
- $k_{i,0.05,0.75}$ è il coefficiente moltiplicativo definito in funzione del numero di campioni come riportato nella tabella seguente:

¹⁷ ISO/DIS 22156:2020, Capitolo 6, Paragrafo 6.3, Tabella 6.2.

¹⁸ ISO/DIS 22156:2020, Capitolo 6, Paragrafo 6.4, Tabella 6.4.

Method of analysis	Log-normal	Normal
Number of specimens n	$k_{0,05, 0,75}$	$k_{0,05, 0,75}$
5 ^a	1,34	2,05
10 ^a	1,28	2,04
30	1,18	2,01
50	1,13	1,97
100	1,07	1,91
>100	1,05	1,90

NOTE 1 Other distributions may be used as long as the values of $k_{0,05, 0,75}$ can be justified.

NOTE 2 For the log normal distribution, V is the standard deviation of the original data divided by the mean of the original data, not the ratio of the standard deviation of the logarithms to the mean of the logarithms.

NOTE 3 The data presented in this table is sourced from PN 05.2024 FWPA Australia. The data for the log-normal distribution was calibrated for V ranging from 5 % to 55 % and for the normal distribution for V ranging from 5 % to 20 %. The log-normal factors give equivalent results to the non-central student t-distribution presented in EN 14358 and US practice within 1 % for sample sizes of 10 or more.

^a There are difficulties obtaining a reliable estimate of the 5th percentile value from small data sets.

Tabella 9 Valori del coefficiente moltiplicativo $k_{0,05,0,75}$, in funzione del numero di campioni analizzati nello studio¹⁹.

Nel seguito il valore relativo di $k_{i,0,05,0,75}$ verrà assunto pari a 2,04, dato che i campioni in genere utilizzati nelle ricerche a cui ci si è poggianti per l'estrapolazione dei valori medi erano 12.

- $f_{0,05}$ è il valore caratteristico al frattile al 5% della grandezza presa in considerazione, la cui formulazione viene riportata di seguito;

$$f_{0,05} = \bar{f} - t_k \cdot \sigma$$

- \bar{f} è il valor medio della grandezza considerata, tali valori sono riportati nella tabella 3;
- σ è lo scarto quadratico medio;
- t_k rappresenta il fattore di probabilità definito in funzione degli n campioni analizzati;

n	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
t_k	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

¹⁹ ISO 12122-1, Timber structures — Determination of Characteristic values.

Tabella 10 Valori del fattore di probabilità in funzione del numero dei campioni²⁰.

Di seguito vengono riportati in tabella i valori delle resistenze caratteristiche al frattile al 5% con il 75% di confidenza;

Valori di resistenza espressi in MPa	
Trazione parallela alla fibratura $f_{t,0,k}$	98,4
Compressione parallela alla fibratura $f_{c,0,k}$	49,7
Flessione parallela alla fibratura $f_{m,0,k}$	65,8
Flessione ortogonale alla fibratura $f_{m,90,k}$	17,2
Taglio $f_{v,k}$	7,9

Tabella 11 Valori caratteristici al frattile al 5% e confidenza al 75% delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa.

Nella tabella sottostante si riportano i valori di progetto relativi alle varie resistenze, di cui sopra sono stati definiti i valori caratteristici, del bambù Moso, in funzione della durata del carico (i valori di progetto variano con la classe di durata del carico a causa delle caratteristiche di viscosità del bambù);

Valori di resistenza espressi in MPa					
	C_R	C_T	C_{DF}	FS_m	
$f_{t,0,d}$	1,1	1	0,85	2	46,0
	1,1	1	0,65	2	35,2
	1,1	1	0,55	2	29,8

$f_{c,0,d}$	1,1	1	0,85	2	23,3
	1,1	1	0,65	2	17,8

²⁰ UNI ENV 1991-1_Appendice D, Par. D.3.2.2, Tab. D1.

	1,1	1	0,55	2	15,0
--	-----	---	------	---	------

$f_{m,0,d}$	1,1	1	0,85	2	30,8
	1,1	1	0,65	2	23,5
	1,1	1	0,55	2	19,9

$f_{m,90,d}$	1,1	1	0,85	2	8,1
	1,1	1	0,65	2	6,2
	1,1	1	0,55	2	5,2

$f_{v,d}$	1,1	1	0,85	4	1,8
	1,1	1	0,65	4	1,4
	1,1	1	0,55	4	1,2

Tabella 12 Valori di progetto delle resistenze del bambù Moso autoctono italiano espresse in MPa, in funzione della classe di durata del carico (Istantanea, Breve, Permanente).

Per quanto concerne il caso dei moduli elastici del materiale il valore di progetto si calcola in modo leggermente differente rispetto al caso delle resistenze, di seguito viene riportata la formulazione utilizzata per il calcolo dei moduli elastici di progetto del bambù Moso secondo la normativa ISO 22156:

$$E_d = E_k \cdot C_{DE} \cdot C_T$$

Dove:

- C_T è il fattore di correzione che tiene conto della temperatura di servizio, già visto sopra;
- C_{DE} è il fattore di correzione che tiene conto della classe di servizio e della durata del carico. Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. L'ordine di grandezza della durata del tipo di carico è legato alla durata cumulata. Per durata cumulata si intende la somma dei tempi anche non continuativi durante i quali quel carico agisce sulla struttura con un'intensità significativa. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali. Nel caso oggetto di studio la classe di servizio dell'edificio è la 2°, pertanto esso assume i seguenti valori:

Durata del carico	
Carichi di Lunga durata o Permanenti	0,45
Carichi di Breve durata o Transitori	0,95
Carichi Istantanei (Vento, Sisma e Fuoco)	1

Tabella 13 Valori del coefficiente C_{DE} per la classe di servizio 2 in relazione alla classe di durata del carico²¹.

- E_k è il modulo elastico medio con confidenza al 75%, denominato anche mediante il simbolo $E_{mean,0.75}$, il quale si calcola adottando al seguente formulazione, estrapolata dalla ISO 12122-1:

$$E_{mean,0.75} = E_{mean} \left(1 - \frac{k_{mean,0.75} \cdot V}{\sqrt{n}} \right)$$

Dove:

- E_{mean} , V e n assumono il significato già riportato precedentemente;
- $k_{mean,0.75}$ è il coefficiente moltiplicativo definito in funzione del numero di campioni come riportato nella tabella seguente:

Number of specimens n	$k_{mean,0.75}$
3	0.82
5	0.74
10	0.70
30	0.68
50	0.68
100	0.68
>100	0.67

Tabella 14 Valori del coefficiente moltiplicativo $k_{mean,0.75}$, in funzione del numero di campioni analizzati nello studio²².

Di seguito vengono riportati in tabella i valori dei moduli elastici medi del materiale con il 75% di confidenza;

²¹ ISO/DIS 22156:2020, Capitolo 6, Paragrafo 6.3, Tabella 6.5.

²² ISO 12122-1, Timber structures — Determination of Characteristic values.

Valori dei moduli elastici espressi in GPa	
Modulo elastico a trazione parallelo alla fibratura $E_{t,0,mean,0.75}$	14,61
Modulo elastico a compressione parallelo alla fibratura $E_{c,0,mean,0.75}$	13,26
Modulo elastico a flessione parallelo alla fibratura $E_{m,0,mean,0.75}$	13,00
Modulo elastico a flessione ortogonale alla fibratura $E_{m,90,mean,0.75}$	3,04
Modulo elastico a taglio $G_{mean,0.75}$	2,52

Tabella 15 Valori medi e confidenza al 75% dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa.

Nella tabella sottostante si riportano i valori di progetto relativi ai vari moduli elastici del materiale, di cui sopra sono stati definiti i valori medi al 75% di confidenza, in funzione della durata del carico (i valori di progetto variano con la classe di durata del carico a causa delle caratteristiche di viscosità del bambù);

Valori di resistenza espressi in GPa			
	C_T	C_{DE}	
$E_{t,0,d}$	1	1	14,61
	1	0,95	13,88
	1	0,45	6,57

$E_{c,0,d}$	1	1	13,26
	1	0,95	12,60
	1	0,45	5,97

$E_{m,0,d}$	1	1	13,00
	1	0,95	12,35
	1	0,45	5,85

E _{m,90,d}	1	1	3,01
	1	0,95	2,89
	1	0,45	1,38

G _d	1	1	2,52
	1	0,95	2,39
	1	0,45	1,13

Tabella 16 Valori di progetto dei moduli elastici del bambù Moso autoctono italiano espresse in GPa, in funzione della classe di durata del carico (Istantanea, Breve, Permanente).

Come ultimo dato viene riportato il valore della densità media ed il relativo scarto quadratico medio dei culmi di bambù Moso, tale valore è stato desunto da ricerche esterne al progetto di tesi oggetto di studio²³.

$$\rho_{mean} = 9,07 \text{ KN}/\text{m}^3$$

$$\sigma = 0,56 \text{ KN}/\text{m}^3$$

Utilizzando le formule mostrate sopra è possibile calcolare il valore della densità caratteristica al frattile al 5% e al frattile al 95%, di seguito riportate:

$$\rho_{k,0.05} = 8,11 \text{ KN}/\text{m}^3$$

$$\rho_{k,0.95} = 10,05 \text{ KN}/\text{m}^3$$

3.2.2 Connettori in Acciaio

Le connessioni vengono realizzate mediante elementi in acciaio, per i quali si è scelto di utilizzare un acciaio S235, di cui si riportano le proprietà meccaniche nella tabella sottostante;

$f_{yk} = 235 \text{ MPa}$	Resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio
$f_{tk} = 360 \text{ MPa}$	Resistenza di ultima caratteristica dell'acciaio

²³ C. Konrath, L. Molari, "Experimental investigations on the mechanical characteristics of European bamboo", Alma Mater Studiorum Università di Bologna 01.06.2019.

$\gamma_s = 1,05$	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 224 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto dell'acciaio
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	Modulo elastico dell'acciaio
$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,07\text{‰}$	Deformazione limite di snervamento dell'acciaio

Tabella 17 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio S235.

Per quanto concerne le barre d'armatura da inserire all'interno dei culmi nei nodi tra pilastri e fondazione è stato utilizzato l'acciaio per cemento armato B450C, con un diametro pari a 14 mm ed una lunghezza all'interno del culmo pari a 400 mm. Le caratteristiche di tale tipo di acciaio vengono riportate di seguito:

$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica dell'acciaio
$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$	Resistenza di snervamento caratteristica dell'acciaio
$\gamma_s = 1,15$	Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio
$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,3 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto dell'acciaio
$E_s = 210000 \text{ MPa}$	Modulo elastico dell'acciaio
$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = 1,86\text{‰}$	Deformazione limite di snervamento dell'acciaio

Tabella 18 Caratteristiche acciaio B450C.

3.2.3 Calcestruzzo

Con riferimento alle condizioni d'esercizio a cui il calcestruzzo posto all'interno dei culmi di bambù verrà ad essere sottoposto è stata scelta una classe d'esposizione XC3 (Umidità moderata), mentre si è scelta una classe di consistenza S5 (abbassamento al cono > 220 mm), questo in quanto è necessario un calcestruzzo molto fluido.

La classe di resistenza scelta è la C25/30 la quale presenta le seguenti caratteristiche:

$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cilindrico
$R_{ck} = 30 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di un provino cubico
$\gamma_c = 1,5$	Coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo
$\alpha_{cc} = 0,85$	Coefficiente riduttivo, per le resistenze di lunga durata
$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 14,17 \text{ MPa}$	Resistenza di progetto del calcestruzzo
$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 33 \text{ MPa}$	Resistenza media a compressione del calcestruzzo
$f_{ctm} = 0,3 f_{cm}^{\frac{2}{3}} = 1,31 \text{ MPa}$	Resistenza media a trazione del calcestruzzo
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} = 0,92 \text{ MPa}$	Resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo
$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} = 31475,8 \text{ MPa}$	Modulo elastico del calcestruzzo
$\varepsilon_{cu} = 3,5\%$	Deformazione ultima del calcestruzzo

Tabella 19 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato nei nodi di fondazione.

3.2.4 Materiali utilizzati per i tamponamenti e per i solai

Per quanto concerne i tamponamenti in fase iniziale sono stati adottati dei tamponamenti standard italiani, i quali verranno mostrati di seguito e sulla base dei quali sono stati svolti i calcoli associati al predimensionamento e successivo dimensionamento strutturale.

Di seguito si riporta la stratigrafia del tamponamento utilizzato per le pareti perimetrali dell'edificio oggetto del seguente studio;

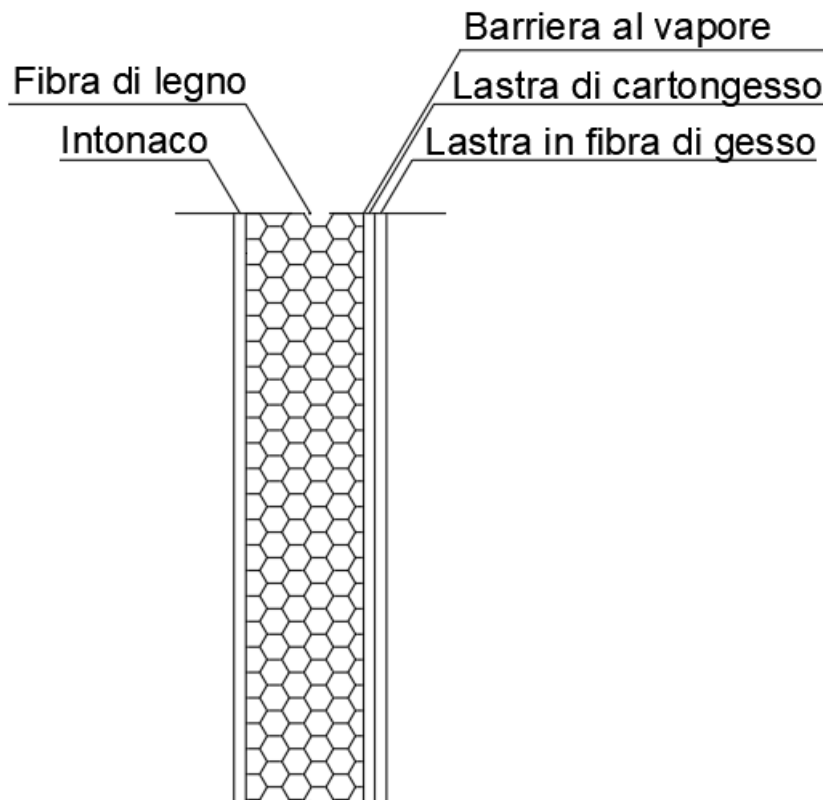


Figura 24 Stratigrafia del tamponamento associato alle pareti esterne.

Gli spessori e i pesi specifici dei materiali costituenti il tamponamento vengono riportati nella bella sottostante;

Materiali	Peso specifico (Kg/m ³)	Spessore (mm)	Carico (Kg/m ²)
Intonaco esterno	1400	10	14
Isolante in fibra di Legno	180	100	18
Barriera al vapore	567	0,3	0,1701
Lastra di cartongesso	680	9,5	6,46
Lastra di fibra di gesso	1250	10	12,5

Tabella 20 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento delle pareti.

Da cui è possibile ottenere il carico totale per unità di area associato al tamponamento;

$$q_{tot} = 51,13 \frac{Kg}{m^2} = 0,511 KN/m^2$$

Per quanto concerne i tamponamenti associati al solaio di interpiano si riportano le stesse informazioni riportate precedentemente per i tamponamenti delle pareti.

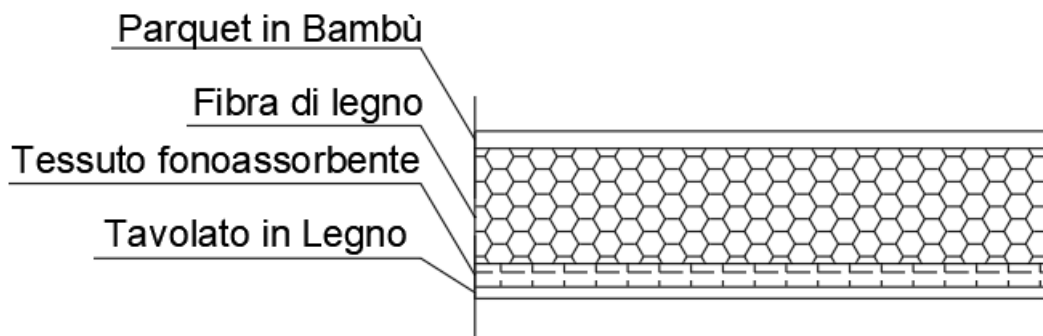


Figura 25 Stratigrafia relativa ai tamponamenti adottati per il solaio di interpiano.

Gli spessori e i pesi specifici dei materiali costituenti il tamponamento vengono riportati nella bella sottostante;

Materiali	Peso specifico (Kg/m ³)	Spessore (mm)	Carico (Kg/m ²)
Parquet Bambu	750	15	11,25
Isolante in fibra di Legno	180	100	18
Tessuto fonoassorbente	30	20	0,6
Tavolato in Legno	600	10	6

Tabella 21 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento del solaio di interpiano.

Da cui è possibile ottenere il carico totale per unità di area associato al tamponamento;

$$q_{tot} = 35,85 \frac{Kg}{m^2} = 0,359 KN/m^2$$

Per quanto concerne i tamponamenti associati ai solai di copertura si ha;

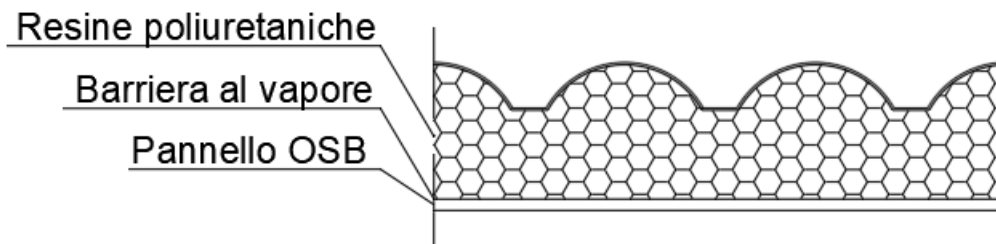


Figura 26 Stratigrafia relativa ai tamponamenti adottati per il solaio di copertura.

Gli spessori e i pesi specifici dei materiali costituenti il tamponamento vengono riportati nella bella sottostante;

Materiali	Peso specifico (Kg/m ³)	Spessore (mm)	Carico (Kg/m ²)
Supercoppo	41	100	4,1
Freno al vapore	300	0,5	0,15
Pannello OSB	530	10	5,3

Tabella 22 Pesì specifici, spessori e carico associati ai materiali costituenti il tamponamento dei solai di copertura.

Da cui è possibile ottenere il carico totale per unità di area associato al tamponamento;

$$q_{tot} = 9,55 \frac{Kg}{m^2} = 0,096 KN/m^2$$

4. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Il primo step da effettuare nella fase di predimensionamento strutturale risulta essere la definizione dei carichi agenti sulla struttura oggetto del seguente studio.

Di seguito vengono riportati i pesi specifici relativi a materiali comunemente utilizzati in ambito strutturale.

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Tabella 23 Tabella riportante i pesi specifici (pesi per unità di volume) dei materiali più comunemente utilizzati in ambito strutturale²⁴.

Per i materiali strutturali non riportanti nella tabella sovrastante si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative o documenti di comprovata validità.

²⁴ NTC 2018, Cap. 3, Paragrafo 3.1.2, Tab. 3.1.

4.1 Carichi permanenti strutturali

Le azioni dovute ai pesi propri degli elementi strutturali dipendono dalle dimensioni volumetriche degli elementi stessi e dalle densità dei materiali con cui tali elementi vengono realizzati, tipicamente tali azioni vengono indicate con la lettera G_1 . Essi sono associati ad una classe di durata del carico Permanente.

Nel seguente progetto tali carichi sono associati esclusivamente ai culmi di bambù, dato che il peso delle connessioni metalliche sono del tutto trascurabili ai fini strutturali, e pertanto non sono state considerate del calcolo progettuale.

Dato che si stanno considerando i carichi, ossia le azioni agenti sulla struttura, come massa volumica del bambù Moso si considera quella relativa al 95-percentile, ossia pari a 1004 kg/m³.

4.2 Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati come carichi permanenti non strutturali quelli agenti sulla costruzione, durante l'intera vita utile della stessa e che non dipendono dalle condizioni di carico considerate, tali carichi risultano essere i pesi degli elementi non strutturali, essi dipendono dalle dimensioni volumetriche degli elementi stessi e dai pesi specifici dei materiali con cui tali elementi vengono realizzati, tipicamente tali azioni vengono indicate con la lettera G_2 . Essi sono associati ad una classe di durata del carico Permanente. Nel seguente progetto tali carichi risultano essere associati ai pesi dei tamponamenti di parete, di copertura e quelli relativi ai componenti non strutturali associati alle pavimentazioni.

4.3 Carichi variabili

Essi sono quelli agenti sulla struttura, ma dipendenti dalle condizioni di carico considerate. Essi sono associati ad una classe di durata del carico che varia tra Media, Breve e Istantanea. Tali carichi risultano essere, per il progetto oggetto di studio, il carico relativo ai sovraccarichi, il carico da neve, il carico da vento ed il carico da sisma, il quale verrà tuttavia trattato successivamente.

4.3.1 Sovraccarico

Sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. I modelli di tali azioni, per il problema in esame, sono costituiti da carichi verticali uniformemente distribuiti q_k . Con riferimento alla Tabella 3.1.II del DM – NTC18 i sovraccarichi da considerare sono fondamentalmente di due tipi;

Categoria	Ambiente	q_k (KN/m ²)
A	Ambienti ad uso residenziale	2
H	Coperture	0,5

Tabella 24 Sovraccarichi.

Per quanto concerne la classe di durata del carico, i sovraccarichi di copertura H, sono legati ad una classe di durata del carico Breve, mentre i sovraccarichi legati alla Cat. A sono associati ad una classe di durata del carico Media.

4.3.2 Carico da Neve

Tale carico è stato calcolato facendo riferimento a quanto riportato nelle NTC 2018. Esso si calcola utilizzando la seguente annotazione:

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

Dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Nel caso oggetto del seguente studio, dato che il sito si trova a Bologna, ossia in zona I Mediterranea, ad una quota inferiore ai 200m, si ha:

$$q_{sk} = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

Per quanto concerne il coefficiente di forma avendo la copertura una pendenza del 18% si ha un valore pari a $\mu_i = 0,8$.

Il coefficiente C_E viene assunto pari ad 1, dato che la topografia del sito è Normale, ossia non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi. Il coefficiente C_T viene assunto pari ad 1, non essendo stati effettuati studi specifici riguardanti le proprietà di isolamento termico i materiali utilizzati. Il valore del carico da neve risulta essere:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1,2 \text{ KN/m}^2$$

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura, come definito dalla normativa NTC 2018.

La classe di durata del carico associata al carico da neve è la Breve. Per la particolare geometria della copertura si è fatta l'assunzione di considerare la copertura come costituita da una falda, invece che adottare lo schema a due falde.

4.3.3 Carico da Vento

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Tali azioni dinamiche vengono ricondotte ad azioni statiche agenti sulla struttura. Per la valutazione delle azioni del vento si è fatto ricorso alla normativa NTC 2018 e CNR-DT 207/2008 normativa, quest'ultima, specifica per il calcolo delle azioni che il vento esercita sulle strutture.

Il vento può esercitare sia una pressione che una azione tangente alle pareti della costruzione oggetto di studio, tuttavia date le dimensioni contenute dell'edificio, si andrà a considerare esclusivamente l'azione ortogonale alle pareti stessi, ossia la pressione del vento, essendo l'azione tangenziale trascurabile. Tali azioni ortogonali del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione. L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali associati alla pianta della costruzione.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d^{25}$$

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 pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2$$

Dove:

- ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³;
- v_r^2 è la velocità di riferimento del vento.

Esprimendo ρ in kg/m³ e v_r in m/s, q_r risulta espresso in N/m².

Per quanto concerne la velocità di riferimento v_r essa risulta essere:

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

Dove:

- c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R . Avendo assunto un $T_R = 50$ anni si ha che c_r risulta essere pari ad 1;
- v_b è la velocità base di riferimento, definita dalla seguente espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

Dove:

- $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare, esso dipende dal sito ove sorge la costruzione, il suo valore viene riportato nella tabella 20;
- c_a è il coefficiente di altitudine fornito dalla relazione:

²⁵ NTC 2018, Cap. 3, Paragrafo 3.3.4.

$$c_a = \begin{cases} 1 & \text{per } a_s \leq a_0 \\ 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) & \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m} \end{cases}$$

Dove:

- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione, nel nostro caso essa vale 54m;
- a_0, k_s sono parametriche che dipendono dal sito ove sorge la costruzione e vengono desunti dalla seguente tabella;

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tabella 25 Valori dei parametri $a_0, k_s, v_{b,0}$ ²⁶.

Essendo il sito in Emilia-Romagna si ha:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 750 \text{ m}$$

$$k_s = 0,45$$

Da cui si ottiene il valore del coefficiente di altitudine c_a , essendo $a_s \leq a_0$, esso vale 1, pertanto;

²⁶ NTC 2018, Cap.3, Paragrafo 3.3.1, Tab. 3.3.1.

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$v_r = v_b \cdot c_r = 25 \text{ m/s}$$

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_r^2 = 390,63 \text{ N/m}^2$$

Per quanto concerne il coefficiente d'esposizione C_e esso dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. Per la sua definizione è necessario definire la classe di rugosità del terreno e la categoria di esposizione dello stesso. La classe di rugosità relativa al sito ove sorge la costruzione oggetto del seguente studio, area suburbana di Bologna, risulta essere la B, come mostrato dalla tabella posto sotto;

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tabella 26 Classi di rugosità del terreno²⁷.

Per quanto concerne la categoria di esposizione, si utilizzata l'immagine sottostante per la sua determinazione;

²⁷ NTC 2018, Cap.3, Paragrafo 3.3.7, Tab. 3.3.3.

ZONE 1,2,3,4,5						
	mare	costa		500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Figura 27 Definizione delle categorie di esposizione²⁸.

Dato che la classe di rugosità del sito è a B, che la zona è la 2 e che l'area di Bologna è situata a 54 m di quota sul livello del mare e ad una distanza di circa 90 Km dalla costa si ha che la categoria di esposizione associata al caso oggetto di studio è la 4.

Il coefficiente di esposizione per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200\text{m}$, è dato dalla formula:

$$C_e = \begin{cases} k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] & \text{per } z \geq z_{min} \\ C_e(z_{min}) & \text{per } z < z_{min} \end{cases}$$

Dove:

- c_t è il coefficiente di topografia, posto pari a 1;
- z è l'altezza sul suolo del punto della costruzione considerato, l'altezza massima dell'edificio risulta essere pari a 4,85 m;
- z_0, z_{min}, k_r sono parametri assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione, desunti dalla tabella sottostante;

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

Tabella 27 Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione²⁹.

²⁸ NTC 2018, Cap.3, Paragrafo 3.3.7, Fig. 3.3.2.

²⁹ NTC 2018, Cap.3, Paragrafo 3.3.7, Tab. 3.3.2.

Nel caso oggetto di studio, si ha $z = 4,85 \text{ m} < z_{min} = 8 \text{ m}$, pertanto:

$$C_e = C_e(z_{min}) = 1,6.$$

Tale valore poteva, secondo normativa essere desunto anche avvalendosi del grafico posto sotto;

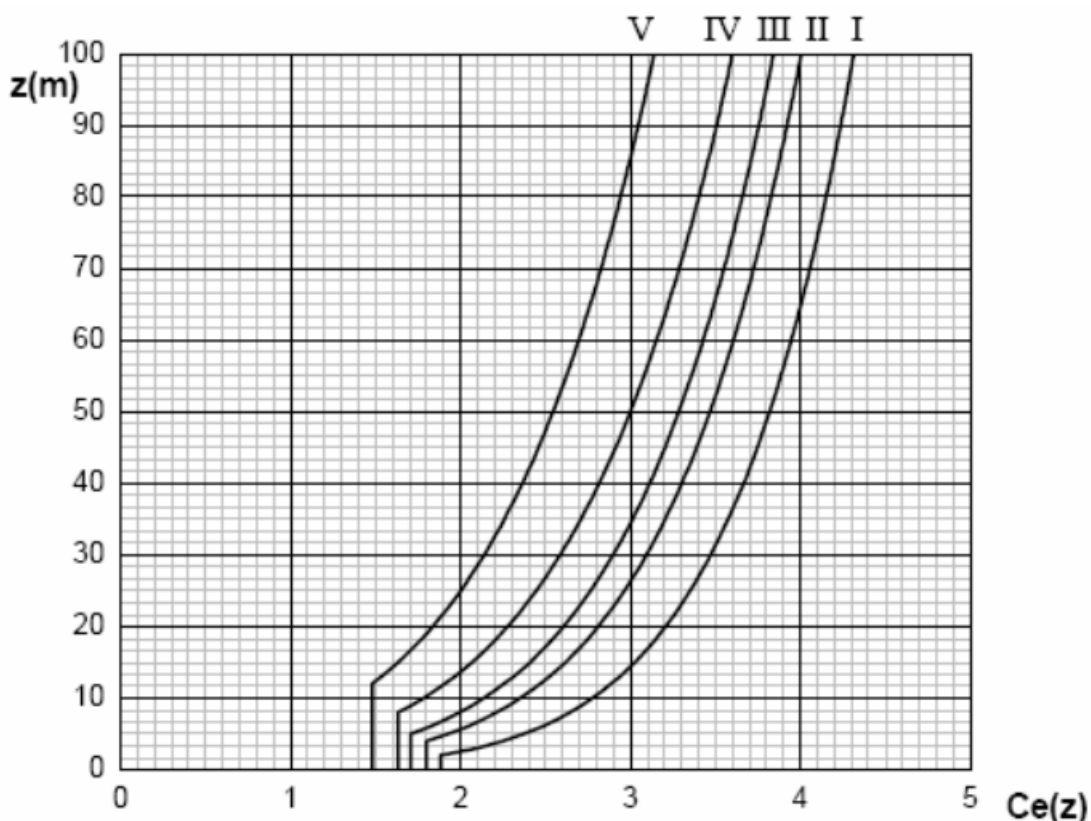


Figura 28 Andamento del coefficiente di esposizione C_e in funzione dell'altezza sul suolo (per $C_t = 1$)³⁰.

Il coefficiente dinamico C_d tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso viene posto cautelativamente pari a 1.

Il coefficiente di pressione C_p dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento, pertanto esso varia a seconda della parete che si sta considerando e a seconda della direzione del vento. I suoi valori sono stati ricavati facendo ricorso alla normativa CNR-DT 207/2008 nella cui appendice G viene trattato proprio tale argomento, la cui

³⁰ NTC 2018, Cap.3, Paragrafo 3.3.7, Fig. 3.3.3.

trattazione teorica risulta essere molto ampia e complessa, tuttavia esula dagli scopi di tale lavoro. Si suppone che l'edificio possa essere investito dall'azione del vento lungo i due assi principali che ne definiscono la pianta, ossia X e Y in entrambi i versi, $\pm X$ e $\pm Y$, si dovranno considerare almeno 4 differenti condizioni di carico. L'edificio è simmetrico rispetto all'asse X, pertanto si considererà esclusivamente una delle 2 condizioni di carico possibili $\pm Y$. In tal modo le possibili condizioni di carico passano da 4 a 3.

I coefficienti di pressione si dividono in coefficienti di pressione esterna ed interna. I coefficienti di pressione interna, essendo la costruzione dotata di aperture la cui superficie risulta essere inferiore di 1/3 di quella totale, assumono il seguente valore:

$$C_{pi} = \pm 0,2$$

I coefficienti di pressione esterna C_{pe} assumono valori positivi in tutti i punti direttamente investiti dal vento; assumono valori negativi sulle superfici esposte ad un flusso separato, ossia sulle superfici sottovento o laterali, incluse in genere le coperture.

I valori di C_{pe} per le pareti perimetrali dipendono dalla geometria dell'edificio stesso, in particolare essendo l'edificio a pianta rettangolare, essi assumono i valori riportati di seguito;

Faccia sopravento	Facce laterali	Faccia sottovento
$h/d \leq 1: c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$ $h/d > 1: c_{pe} = 0,8$	$h/d \leq 0,5: c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$ $h/d > 0,5: c_{pe} = -0,9$	$h/d \leq 1: c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$ $1 < h/d \leq 5: c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Tabella 28 Edifici a pianta rettangolare: C_{pe} per facce sopravento, sottovento e laterali³¹.

³¹ CNR-DT 207/2008, Appendice G, Paragrafo G.2.2, Tab G.1.

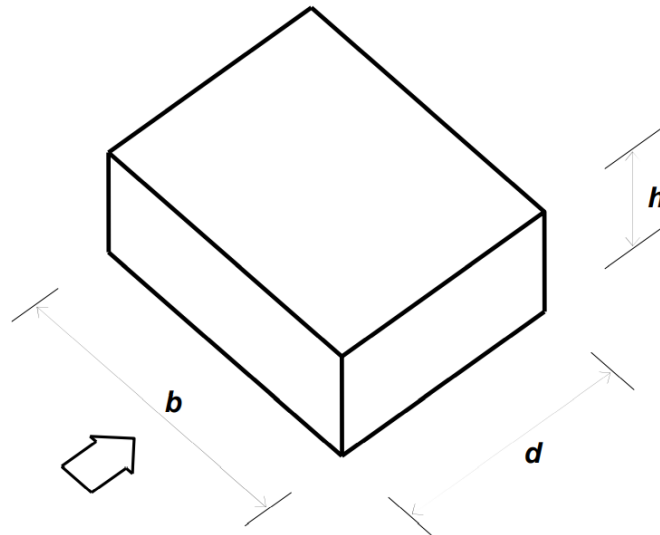


Figura 29 Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare.

Per quanto concerne l'elemento di copertura principale, si utilizzeranno i coefficienti di pressione esterna associati al caso di coperture ad una falda, in cui l'angolo di inclinazione della copertura stessa rispetto all'orizzontale risulta essere pari a 18° , i quali risulta essere;

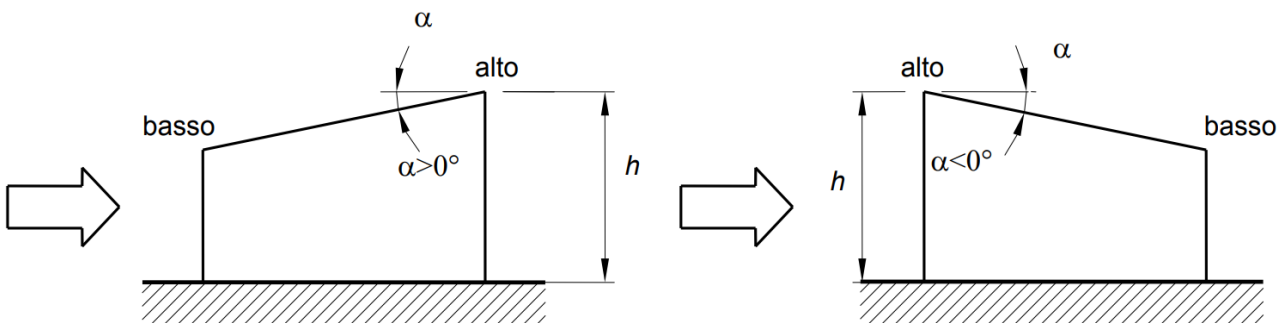


Figura 30 Schema di riferimento per coperture a semplice falda³².

Valori negativi		Valori positivi	
$\alpha \leq -60^\circ$	$c_{pe} = -0,5$	$0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = + \alpha/75$
$-60^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,5 - (\alpha+60)/90$	$45^\circ \leq \alpha \leq 75^\circ$	$c_{pe} = + 0,6 + (\alpha-45)/150$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$c_{pe} = -1,0 + (\alpha+15)/75$		
$30^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,4 + (\alpha-30)/37,5$		

Tabella 29 Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento perpendicolare alla direzione del colmo³³.

³² CNR-DT 207/2008, Appendice G, Paragrafo G.2.3.2, Fig. G.6.

³³ CNR-DT 207/2008, Appendice G, Paragrafo G.2.3.2, Tab G.3.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ ed h	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe,A} = -0,6 - \alpha/50$
	$15^\circ < \alpha$	$c_{pe,A} = -1,00$
Restanti zone	$0^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe,B} = -0,6 - \alpha/30$
	$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe,B} = -0,7 - (\alpha-15)/150$
	$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe,B} = -0,9 + (\alpha-45)/75$

Tabella 30 Coefficienti di pressione per coperture a semplice falda (α in $^\circ$): vento parallelo alla direzione del colmo³⁴.

Nella zona $0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$, come nel nostro caso, la pressione può variare rapidamente da valori negativi a valori positivi, per cui vengono forniti valori dei coefficienti di pressione con entrambi i segni; in generale si considerano ambedue le condizioni di carico, valutando quale conduce a situazioni più gravose per la struttura o l'elemento strutturale considerato.

Considerando al contrario il caso dell'elemento di copertura secondario, posto a copertura della zona che dovrebbe essere adibita al bagno, nel caso la direzione del vento sia parallela alla direzione della linea di colmo e nel caso tale elemento venga investito in modo diretto dal vento, ossia sia posto sopravento, i coefficienti che verranno utilizzati sono gli stessi adottati e riportati precedentemente per il caso della copertura principale. Per quanto concerne i coefficienti di pressione esterna relativi al caso in cui tale elemento sia posto sottovento si è deciso di utilizzare quelli relativi al caso di coperture a due falde, data la particolare geometria della costruzione. Tali coefficienti vengono riportati di seguito in tabella;

$-75^\circ \leq \alpha \leq -15^\circ$	$c_{pe} = -0,85 + (\alpha+60)/180$
$-15^\circ \leq \alpha \leq 15^\circ$	$c_{pe} = -0,6$
$15^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$	$c_{pe} = -0,6 + (\alpha-15)/100$
$45^\circ \leq \alpha$	$c_{pe} = -0,3$

Tabella 31 Coefficienti di pressione per coperture a doppia falda (α in $^\circ$): falda sottovento³⁵.

³⁴ CNR-DT 207/2008, Appendice G, Paragrafo G.2.3.2, Tab G.4.

³⁵ CNR-DT 207/2008, Appendice G, Paragrafo G.2.3.3, Tab G.5.

I valori dei coefficienti di pressione per le varie condizioni di carico dipendenti dalla direzione del vento e dall'orientazione delle pareti con lo stesso, così come i valori del carico da vento utilizzati in fase di dimensionamento sono stati riportati nell'appendice A.

La classe di durata del carico associata al carico da vento è quella Istantanea.

4.4 Combinazione delle azioni

Le azioni sopra riportate devono essere combinate tra loro per poter definire la condizione maggiormente gravosa per la costruzione a livello globale, e per i singoli elementi costituenti la stessa. Per la determinazione delle differenti combinazioni delle azioni si fa ricorso a quanto prescritto sulla normativa: in particolare si fa riferimento al Paragrafo 2.5.3. del DM – NTC18 in cui le combinazioni di carico vengono definite come combinazione lineare delle azioni elementari definite al Capitolo 3 precedentemente esposto.

4.4.1 Verifiche degli stati limite

Gli stati limite che verranno utilizzati per il dimensionamento della struttura vengono riportati di seguito:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j>1} \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \sum_{j>1} \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Dove:

G_1 → carichi permanenti strutturali;

G_2 → carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} → azione variabile dominante;

$Q_{ki}, i > 1$ → azione variabile di accompagnamento;

$P \rightarrow$ stati di pretensione e precompressione;

$\psi_{ij}, i = 0,1,2 \rightarrow$ coefficienti di combinazione;

$\gamma_{Gi}, i = 1,2 \rightarrow$ coefficienti parziali di sicurezza;

$\gamma_{Qj}, j \geq 1 \rightarrow$ coefficienti parziali di sicurezza.

Nel caso del bambù, come anche per il caso del legno è necessario tenere conto dell'effetto della durata del carico e dell'umidità del materiale. Dato che in funzione della classe di durata del carico i corrispondenti valori di resistenza sono differenti, risulta opportuno, in fase di verifica, mettere a confronto valori di resistenza e sollecitazione che siano coerenti tra di loro.

Si riporta ora l'estratto dalla normativa NTC 2018 che fornisce i coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione per le azioni agenti sulla struttura:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 32 Valori dei coefficienti di combinazione³⁶.

³⁶ NTC 2018, Cap. 2, Paragrafo 2.5.2, Tab. 2.5.1.

4.4.2 Verifica delle azioni sismiche

Di seguito si riporta la combinazione di carico associata al sisma, formulazione ottenuta dalle NTC 2018;

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

5. PREDIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

La fase progettuale denominata predimensionamento riguarda il calcolo delle azioni sollecitanti gli elementi strutturali, e il loro conseguente dimensionamento a causa delle stesse mediante calcolo manuale, svolto con l'ausilio di due programmi, Excel e Ftool, pertanto in tale fase sono state effettuate delle semplificazioni sia nell'ambito della modellazione dei singoli elementi strutturali sia per quanto concerne i carichi agenti, in particolare per quanto attiene il carico da vento.

Il carico da vento lo si è considerato agente solo in direzione verticale nello stesso verso della forza di gravità, con la massima intensità. Si è ipotizzato che esso impatti esclusivamente sugli elementi di copertura. In tale caso il valore del carico da vento risulta essere:

$$q = q_r \cdot C_e \cdot C_d \cdot C_p = 390,63 \cdot 1,6 \cdot 1 \cdot 0,44 = 275 \frac{N}{m^2} = 0,275 \text{ KN/m}^2$$

La sua trattazione completa verrà svolta nella fase successiva di dimensionamento strutturale, mediante l'ausilio del software agli elementi finiti SAP2000.

5.1 Copertura principale

5.1.1 Arcarecci

Si procede al predimensionamento degli arcarecci facenti parte degli elementi della copertura principale. Lo schema statico adottato per il calcolo risulta essere quello di trave su tre appoggi con sbalzi agli estremi (ossia gli sporti della copertura di lunghezza pari a 0,8m), inoltre l'asse longitudinale della trave risulta avere un'inclinazione rispetto all'orizzontale di 18°, come riportato nella figura 31, posta di seguito.

La combinazione di carico maggiormente gravosa per tale elemento strutturale risulta essere quella avente come carico variabile principale il carico da neve, pertanto i carichi esterni agenti su tale elemento, considerando anche i coefficienti di sicurezza espressi dalla normativa NTC 2018 per la combinazione di carico SLU, risultano essere:

CARICHI SULLA COPERTURA PRINCIPALE	Pesi (KN/m ²)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m ²)
Neve	1,141	1,5	1,712
Vento	0,275	0,9	0,248
Sovraccarichi Cat. H	0,5	0	0
Peso copertura non strutturale	0,096	1,5	0,143
			2,103

Tabella 33 Carichi agenti sulla copertura considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m².

Ipotizzando un passo degli arcarecci di 0,43m, si ottiene un carico uniformemente distribuito associato agli arcarecci maggiormente caricati pari a:

$$q_{est} = 2,103 \cdot 0,43 = 0,901 \text{ KN/m}$$

Considerando il peso proprio dell'arcareccio, che si ipotizza costituito da due culmi si ottiene:

CARICHI ARCARECCI COPERTURA PRINCIPALE	Pesi (KN/m)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m)
Peso proprio Arcarecci	0,014	1,3	0,036
Peso copertura e carichi esterni	0,901	1	0,901
			0,937

Tabella 34 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo alla copertura principale.

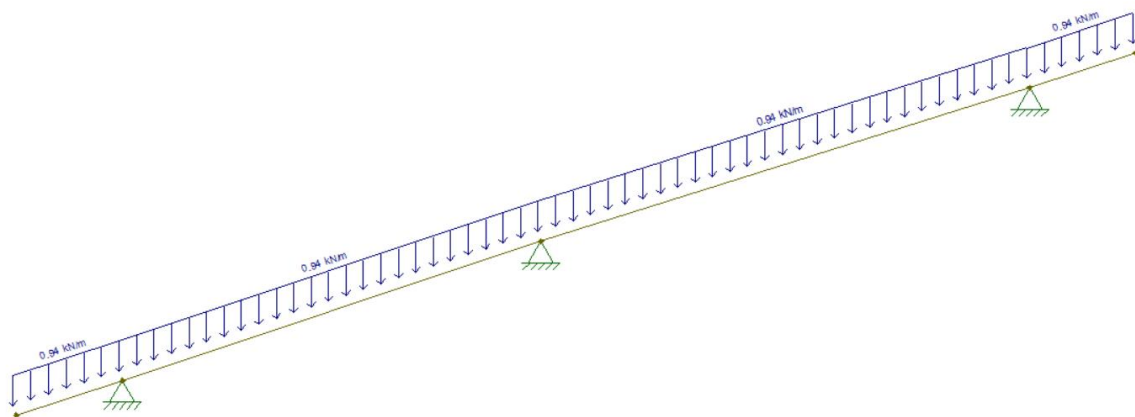


Figura 31 Schema statico associato all'arcareccio della copertura principale.

Risolvendo la struttura sopra riportata si ottiene il massimo momento flettente agente ed il massimo taglio, i quali risultano essere:

$$M_d = -1,18 \text{ KN/m}$$

$$V_d = 1,90 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio, utilizzando la formulazione riportata nelle ISO 22156, la quale sarà esplicitata nel seguito in forma completa.

La verifica a flessione dell'elemento risulta essere;

$$M_r \geq M_d$$

Dove M_r è la capacità portante a flessione dell'elemento oggetto di studio, data dalla somma delle capacità portanti a flessione dei singoli culmi che lo costituiscono, espresso in forma matematica:

$$M_r = \sum_i M_i^{37}$$

Dove M_i è la capacità portante a flessione dell'*i*-esimo culmo costituente l'elemento, la quale assume la seguente forma³⁸:

$$M_i = f_m \cdot S_i$$

Dove:

- f_m è la resistenza di progetto a flessione parallela alla fibratura del culmo di bambù, dipendente dalla specie e dalla classe di durata del carico. In fase di predimensionamento avendo considerato il carico da vento la classe di durata del carico è Istantanea, pertanto il valore della resistenza di progetto a flessione risulta essere $f_m = 30,8 \text{ MPa}$;

³⁷ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

³⁸ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

- S_i è il modulo di resistenza del culmo, dipendente dalla geometria dello stesso, in particolare avendo i culmi una sezione trasversale a forma di corona circolare, esso assume la forma:

$$S_i = \frac{\pi}{32D} \cdot [D^4 - (D - 2\delta)^4] = 19881,1 \text{ mm}^4$$

Dove:

- D è il diametro esterno dei culmi, il quale è stato assunto pari a 70 mm;
- δ è lo spessore delle pareti dei culmi, assunto pari a 7 mm.

Il valore di M_i risulta essere:

$$M_i = f_m \cdot S_i = 0,612 \text{ KNm}$$

Dal fatto che la capacità portante totale di un elemento è semplicemente la somma delle capacità portanti dei singoli culmi costituenti l'elemento stesso, discende inevitabilmente che la loro disposizione non influenza minimamente il valore di M_r , il che sta a significare che i culmi non collaborano tra di loro, essi al contrario lavorano in maniera del tutto separata. La verifica di un elemento soggetto a flessione si riduce, in conclusione, alla verifica del singolo culmo soggetto ad un momento flettente esterno dato da $M_s = \frac{M_{tot}}{n}$, dove n è il numero di culmi costituenti l'elemento oggetto di studio. Tale risultato, su cui si fonda l'intero impalcato normativo della ISO 22156 in merito alle verifiche agli SLU degli elementi, è suffragato da ricerche di settore come la (25), in cui si è cercato di garantire un certo grado di collaborazione tra i culmi costituenti un singolo elemento attraverso l'utilizzo di connettori metallici a gambo cilindrico aventi un certo passo. Il risultato è stato un momento d'inerzia complessivo paria a 1,13 volte quello dato dalla somma dei momenti d'inerzia dei singoli culmi, ossia un incremento del tutto trascurabile a discapito di un forte indebolimento dei culmi a causa della foratura degli stessi.

Tale risultato si è rivelato essere un problema di notevole importanza nella progettazione della struttura, in quanto per raggiungere certe resistenze è necessario l'utilizzo di un numero rilevante di culmi di bambù, al contrario se si riuscisse a trovare un modo per indurre una certa collaborazione tra gli stessi si assisterebbe ad un notevole ridimensionamento degli elementi strutturali, in quanto si potrebbe ridurre in maniera notevole il numero di culmi costituenti ciascun elemento strutturale.

Tornando alla verifica dell'arcareccio, si ha che risultano necessari 2 culmi di bambù per soddisfare la verifica sopra riportata, ottenendo:

$$M_r = \sum_i M_i = 2 \cdot 0,612 = 1,22 \text{ KNm}$$

$$M_r = 1,22 \text{ KNm} \geq M_d = 1,18 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Per quanto concerne la verifica a taglio, essa risulta essere:

$$V_r \geq V_d$$

Dove V_r è la capacità portante a taglio dell'elemento oggetto di studio, data dalla somma delle capacità portanti a taglio dei singoli culmi che lo costituiscono, espresso in forma matematica:

$$V_r = \sum_i V_i^{39}$$

Dove V_i è la capacità portante a taglio dell' i -esimo culmo costituente l'elemento, la quale assume la seguente forma⁴⁰:

$$V_i = f_v \cdot \sum_i \frac{3 \cdot \pi \cdot \delta D^4 - (D - 2\delta)^4}{8 D^3 - (D - 2\delta)^3}$$

Dove:

- D è il diametro esterno del culmo, pari a 70mm;
- δ è lo spessore delle pareti del culmo, pari a 7 mm;
- f_v è la resistenza a taglio di progetto del bambù dipendente dalla specie e dalla classe di durata del carico. In fase di predimensionamento avendo considerato il carico da vento la classe di durata del carico è Istantanea, pertanto il valore della resistenza di progetto a flessione risulta essere $f_v = 1,84 \text{ MPa}$.

Il valore di V_i risulta essere:

³⁹ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

⁴⁰ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

$$V_i = f_v \cdot \sum_i \frac{3 \cdot \pi \cdot \delta D^4 - (D - 2\delta)^4}{8 D^3 - (D - 2\delta)^3} = 1,29 \text{ KN}$$

Da cui si ottiene la capacità portante a taglio dell'arcareccio, avendo utilizzato due culmi;

$$V_r = \sum_i V_i = 2,57 \text{ KN}$$

$$V_r = 2,57 \text{ KN} \geq V_d = 1,90 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Gli arcarecci associati alla copertura principale sono costituiti da 2 culmi di bambù.

5.1.2 Travi principali

Lo schema di carico adottato per il predimensionamento strutturale delle travi di copertura risulta essere quello di trave su due appoggi con sbalzi di estremità, pari a 0,6 m per lato, e soggetta a carico uniformemente distribuito. Si andrà a dimensionare la trave di mezzeria, in quanto è quella a cui è associata l'area di influenza maggiore, e quindi il carico massimo.

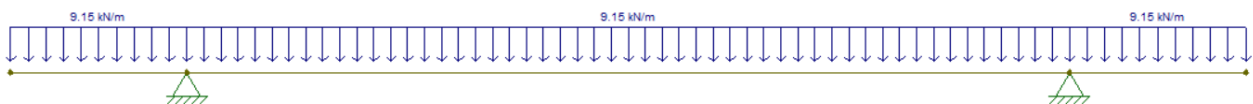


Figura 32 Schema statico associato alla trave di mezzeria della copertura principale, soggetta ad un carico uniformemente distribuito.

Di seguito si illustra il procedimento che è stato adottato per ottenere il carico uniformemente distribuito agente sulla trave di copertura.

Quello che si è andati a fare è stato concentrare il carico agente sull'intera copertura su di un singolo ipotetico arcareccio e risolvere lo schema statico conseguente andando a determinare le reazioni vincolari sugli appoggi che corrispondono alle forze concentrate agenti sulle tre travi di copertura.

Il carico agente sull'ipotetico arcareccio risulta essere:

$$q = 4,2 \cdot 2,1 + 0,0181 \cdot 34 = 9,44 \text{ KN/m}$$

Dove 4,2 metri è la larghezza della copertura, ossia la lunghezza delle travi di copertura, 2,1 KN/m² è il carico per unità di area agente sulla copertura comprensivo di neve, vento e pesi propri degli elementi non strutturali già moltiplicati per i coefficienti di sicurezza opportuni, mentre 0,0181 KN/m è il peso proprio degli arcarecci per unità di lunghezza e 34 è il numero totale di culmi associati agli arcarecci presenti sulla copertura, se si considera che nella porzione centrale della copertura, di lunghezza 3 metri gli stessi presentano un passo pari a 0,43m, e pertanto sono presenti 8 arcarecci formati da 2 culmi ciascuno, mentre sugli sbalzi aventi una lunghezza di 0,6 m il passo si riduce a 0,3m. Una volta determinato il carico q è necessario risolvere il seguente schema statico;

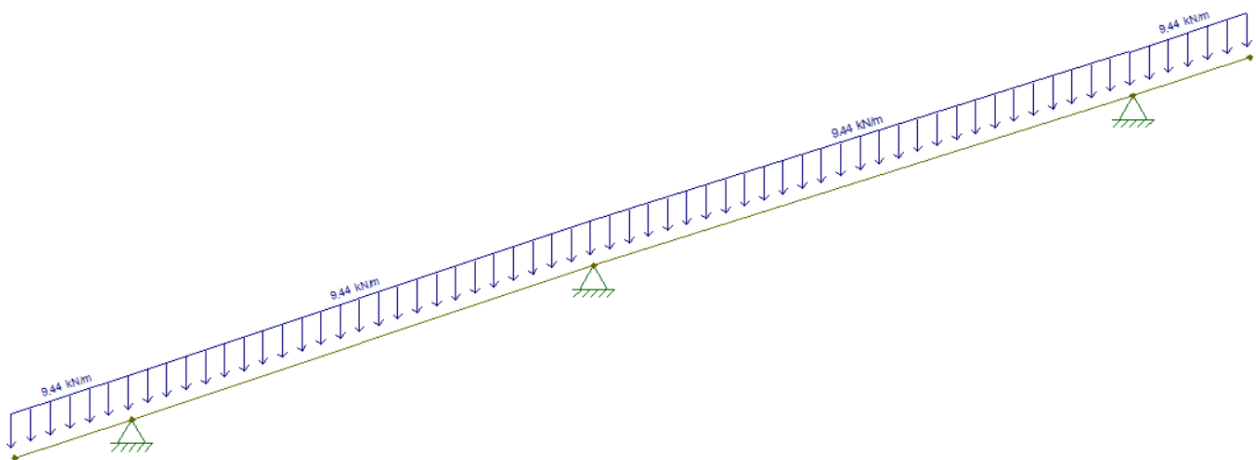


Figura 33 Schema statico adottato per determinare la forza concentrata agente sulla trave di mezzeria.

Dallo schema statico della figura 33 si ottiene la reazione vincolare sull'appoggio di mezzeria, il quale rappresenta la trave di mezzeria;

$$R = 37,3 \text{ KN}$$

Ora si dividerà tale valore concentrato per la lunghezza della trave stessa, pari a 4,2 m, in modo da ottenere una forza uniformemente distribuita sulla lunghezza della trave stessa.

$$q = 37,3 \cdot 4,2 = 8,88 \text{ KN/m}$$

A tale valore deve sommarsi il peso proprio della trave, che si ipotizza costituita da 15 culmi, moltiplicato per 1,3, ossia il coefficiente di sicurezza da adottare secondo le NTC 2018, pertanto il carico totale risulta essere;

$$Q_{tot} = 8,88 + 0,209 \cdot 1,3 = 9,15 \text{ KN/m}$$

Ora sarà necessario applicare il carico Q_{tot} allo schema statico associato alla trave di copertura;

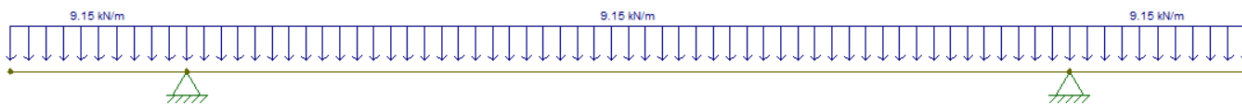


Figura 34 Schema statico associato alla trave di mezzeria della copertura principale.

Risolvendo la struttura sopra riportata si ottiene il massimo momento flettente agente ed il massimo taglio, i quali risultano essere:

$$M_d = 8,6 \text{ KNm}$$

$$V_d = 13,7 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio utilizzando la procedura riportata in forma completa nel paragrafo 5.1.1, da cui si ottiene la capacità portante a flessione di progetto e la capacità portante a taglio di progetto, rispettivamente pari a:

$$M_r = 9,17 \text{ KNm}$$

$$V_r = 19,27 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano le verifiche svolte a flessione e taglio;

$$M_r \geq M_d \rightarrow 9,17 \text{ KNm} \geq 8,6 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

$$V_r \geq V_d \rightarrow 19,27 \text{ KN} \geq 13,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Sono necessari 15 culmi per la realizzazione della trave di copertura principale.

5.2 Copertura secondaria

5.2.1 Arcarecci

Si procede al predimensionamento degli arcarecci facenti parte degli elementi della copertura secondaria, come fatto nel caso della copertura principale.

Lo schema statico adottato per il calcolo risulta essere quello di trave su due appoggi con sbalzo ad un estremo (ossia lo sporto della copertura di lunghezza pari a 0,8m), inoltre l'asse longitudinale della trave risulta avere un'inclinazione rispetto all'orizzontale di 18°, come riportato nella figura 35, posta di seguito.

La combinazione di carico maggiormente gravosa per tale elemento strutturale risulta essere quella avente come carico variabile principale il carico da neve, pertanto i carichi esterni agenti su tale elemento, considerando anche i coefficienti di sicurezza espressi dalla normativa NTC 2018 per la combinazione di carico SLU, risultano essere:

CARICHI SULLA COPERTURA SECONDARIA	Pesi (KN/m ²)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m ²)
Neve	1,141	1,5	1,712
Vento	0,275	0,9	0,248
Sovraccarichi Cat. H	0,5	0	0
Peso copertura non strutturale	0,096	1,5	0,143
			2,103

Tabella 35 Carichi agenti sulla copertura considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m².

Ipotizzando un passo degli arcarecci di 0,43m, si ottiene un carico uniformemente distribuito associato agli arcarecci maggiormente caricati pari a:

$$q_{est} = 2,103 \cdot 0,43 = 0,901 \text{ KN/m}$$

Considerando il peso proprio dell'arcareccio, ipotizzando che sia costituito da un solo culmo si ottiene:

CARICHI ARCARECCI COPERTURA SECONDARIA	Pesi (KN/m)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m)
Peso proprio Arcarecci	0,014	1,3	0,018
Peso copertura e carichi esterni	0,901	1	0,901
			0,919

Tabella 36 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo alla copertura secondaria.

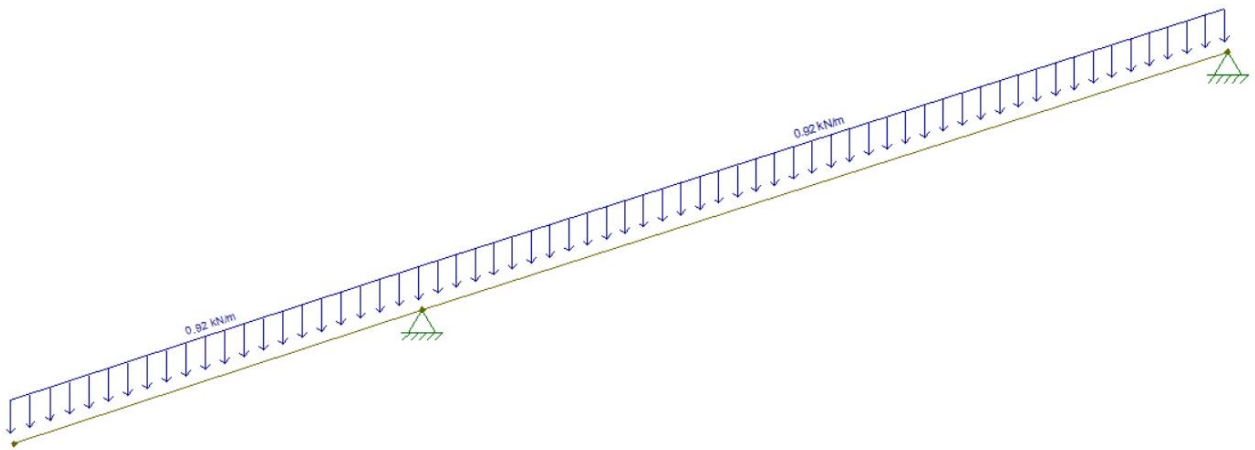


Figura 35 Schema statico associato all'arcareccio della copertura secondaria.

Risolvendo la struttura sopra riportata si ottiene il massimo momento flettente agente ed il massimo taglio, i quali risultano essere:

$$M_d = -0,28 \text{ KNm}$$

$$V_d = 0,87 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio, utilizzando la formulazione riportata nelle ISO 22156.

La verifica a flessione dell'elemento risulta essere;

$$M_r \geq M_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà ommesso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a flessione dell'elemento oggetto di studio:

$$M_r = 0,611 \text{ KNm}$$
$$0,611 \text{ KNm} \geq 0,28 \text{ KNm} \rightarrow \textit{Verifica soddisfatta}$$

La verifica a taglio dell'elemento risulta essere;

$$V_r \geq V_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà ommesso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a taglio dell'elemento oggetto di studio:

$$V_r = 1,29 \text{ KN}$$
$$1,29 \text{ KN} \geq 0,87 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verifica soddisfatta}$$

Gli arcarecci associati alla copertura secondaria sono costituiti da 1 culmo di bambù.

5.2.2 Travi Principali

Lo schema di carico adottato per il predimensionamento strutturale delle travi di copertura risulta essere quello di trave su due appoggi con sbalzi di estremità, pari a 0,6 m per lato, e soggetta a carico uniformemente distribuito.

La procedura adottata per determinare il carico uniformemente distribuito da applicare alla trave di copertura risulta essere lo stesso utilizzato nel paragrafo 5.2.2, pertanto in tal caso esso viene ommesso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta lo schema statico adottato per determinare la forza concentrata agente sulla trave maggiormente caricata della copertura secondaria;

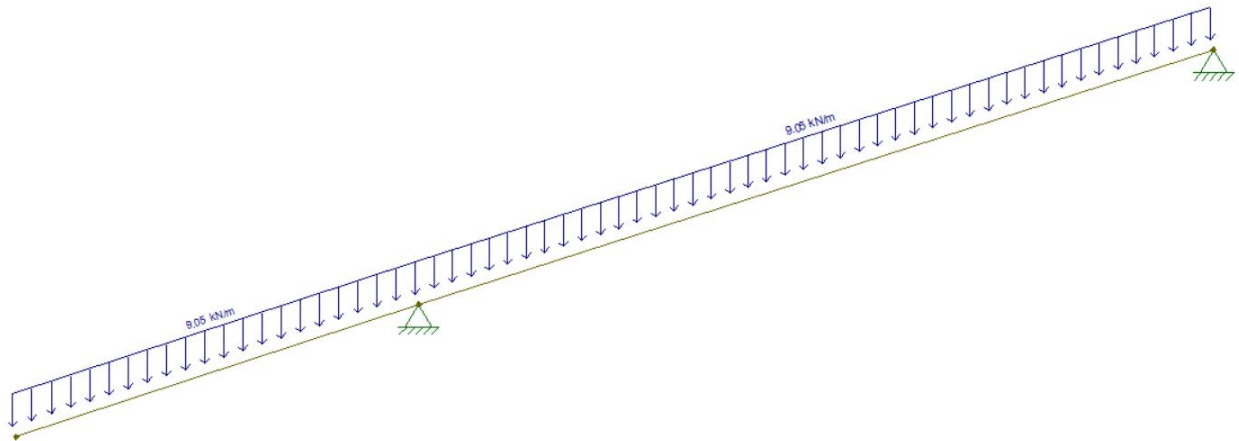


Figura 36 Schema statico adottato per determinare la forza concentrata agente sulla trave maggiormente caricata della copertura secondaria.

Dallo schema statico della figura 36 si ottiene la reazione vincolare associata alle due travi, si considera ai fini del predimensionamento strutturale quella maggiore, nel seguente caso associata alla trave posta in basso, la quale risulta essere;

$$R = 16,0 \text{ KN}$$

Ora si dividerà tale valore concentrato per la lunghezza della trave stessa, pari a 4,2 m, in modo da ottenere una forza uniformemente distribuita sulla lunghezza della trave stessa.

$$q = 16,0 \cdot 4,2 = 3,81 \text{ KN/m}$$

A tale valore deve sommarsi il peso proprio della trave, che si ipotizza costituita da 7 culmi, moltiplicato per 1,3, ossia il coefficiente di sicurezza da adottare secondo le NTC 2018, pertanto il carico totale risulta essere;

$$Q_{tot} = 3,81 + 0,127 = 3,94 \text{ KN/m}$$

Ora sarà necessario applicare il carico Q_{tot} allo schema statico associato alla trave di copertura;

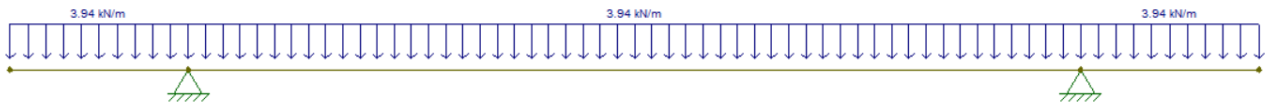


Figura 37 Schema statico associato alla trave più bassa relativa alla copertura secondaria.

Risolvendo la struttura sopra riportata si ottiene il massimo momento flettente agente ed il massimo taglio, i quali risultano essere:

$$M_d = 3,72 \text{ KNm}$$

$$V_d = 5,91 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio utilizzando la procedura riportata in forma completa nel paragrafo 5.1.1, da cui si ottiene la capacità portante a flessione di progetto e la capacità portante a taglio di progetto, rispettivamente pari a:

$$M_r = 4,28 \text{ KNm}$$

$$V_r = 8,99 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano le verifiche svolte a flessione e taglio;

$$M_r \geq M_d \rightarrow 4,28 \text{ KNm} \geq 3,72 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

$$V_r \geq V_d \rightarrow 8,99 \text{ KN} \geq 5,91 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Sono necessari 7 culmi per la realizzazione della trave di copertura principale.

5.3 Solaio di interpiano

Il solaio di interpiano è stato realizzato con l'utilizzo di un'orditura secondaria posta lungo la direzione dell'asse Y, gli arcarecci, i quali hanno il compito di ripartire i carichi esterni alle travi principali poste in direzione ortogonale agli stessi, sulle pareti perimetrali dell'edificio, le quali hanno poi il compito di ripartire tali carichi ai pilastri.

5.3.1 Arcarecci

Si procede al predimensionamento degli arcarecci associati al solaio di interpiano, come fatto nel caso della copertura principale.

Lo schema statico adottato per il calcolo risulta essere quello di trave su due appoggi con carico uniformemente distribuito, come riportato nella figura 38, posta di seguito.

La combinazione di carico maggiormente gravosa per tale elemento strutturale risulta essere quella avente come carico variabile principale il carico associato alla classe d'uso dell'edificio, nel nostro caso la Categoria A, pertanto i carichi esterni agenti su tale elemento, considerando anche i coefficienti di sicurezza espressi dalla normativa NTC 2018 per la combinazione di carico SLU, risultano essere:

CARICHI SUL SOLAIO DI INTERPIANO	Pesi (KN/m ²)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m ²)
Sovraccarichi Cat. A	2	1,5	3
Peso solaio non strutturale	0,3585	1,5	0,538
			3,538

Tabella 37 Carichi agenti sul solaio di interpiano considerati in fase di predimensionamento, espressi in KN/m².

Ipotizzando un passo degli arcarecci di 0,39m, si ottiene un carico uniformemente distribuito associato agli arcarecci maggiormente caricati pari a:

$$q_{est} = 3,539 \cdot 0,39 = 1,38 \text{ KN/m}$$

Considerando il peso proprio dell'arcareccio, ipotizzando che sia costituito da un 3 culmi si ottiene:

CARICHI ARCARECCI SOLAIO DI INTERPIANO	Pesi (KN/m)	Coefficienti di sicurezza SLU	Totale (KN/m)
Peso proprio Arcarecci	0,042	1,3	0,054
Peso solaio e carichi esterni	1,376	1	1,376
			1,430

Tabella 38 Carico uniformemente distribuito totale agente sul singolo arcareccio, relativo al solaio di interpiano.

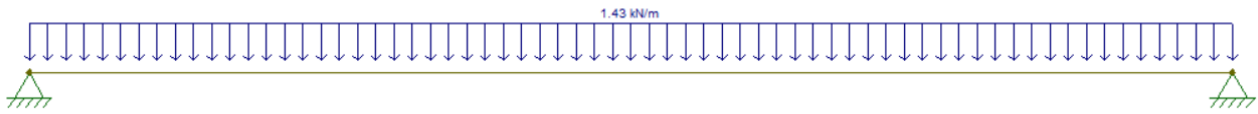


Figura 38 Schema statico associato all'arcareccio del solaio di interpiano.

Ora con un semplice calcolo è possibile ottenere il massimo momento flettente agente su tale elemento:

$$M_d = \frac{ql^2}{8} = 1,609 \text{ KNm} \approx 1,61 \text{ KNm}$$

Per quanto concerne il taglio massimo si ha:

$$V_d = \frac{ql}{2} = 2,15 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio, utilizzando la formulazione riportata nelle ISO 22156.

La verifica a flessione dell'elemento risulta essere;

$$M_r \geq M_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà ommesso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a flessione dell'elemento oggetto di studio:

$$M_r = 1,83 \text{ KNm}$$

$$1,83 \text{ KNm} \geq 1,61 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

La verifica a taglio dell'elemento risulta essere;

$$V_r \geq V_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà omissso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a taglio dell'elemento oggetto di studio:

$$V_r = 3,85 \text{ KN}$$

$$3,85 \text{ KN} \geq 2,15 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Gli arcarecci associati al solaio di interpiano sono costituiti da 3 culmo di bambù.

5.3.2 Trave di interpiano

Per quanto concerne il predimensionamento delle travi di interpiano, in questo ambito si andrà a dimensionare esclusivamente la trave maggiormente caricata, che risulta essere quella su cui scaricano gli arcarecci del solaio di interpiano, allineata lungo la direzione dell'asse X. Tale trave è sollecitata anche dai carichi relativi alle tamponature presente nelle pareti perimetrali. Lo schema statico adottato per il seguente elemento è quello di trave su due appoggi con carico trapezoidale, ottenuto dalla somma di quello relativo al solaio di interpiano e di quello associato alle tamponature.

Come prima cosa si procede al calcolo del carico derivante dal solaio di interpiano. Si è ipotizzato che il carico si ripartisca equamente tra le due travi perimetrali, ossia non si considera il comportamento a piastra del solaio, in quanto lo stesso è deformabile e non rigido, essendo privo di elementi irrigidenti quali ad esempio una soletta in calcestruzzo armato.

Per determinare il carico uniforme agente sulla trave proveniente dal solaio si è proceduto a sommare la metà dei carichi concentrati provenienti dai vari arcarecci (in quanto metà di tale carico si scaricherà sulla trave opposta), esclusi quelli che scaricano direttamente sui pilastri, pertanto si hanno 8 arcarecci, ed infine dividere il tutto per la lunghezza L della trave stessa, ossia 3,5 metri.

$$q_{\text{solaio}} = \sum_i \frac{F_{\text{arcareccio},i}/2}{L} = \frac{2,15 \cdot 8}{3,5} = 4,90 \text{ KN/m}$$

A tale carico si deve sommare il carico uniformemente distribuito associato al peso proprio della trave, la quale si suppone costituita da 17 culmi, pertanto si ha;

$$q_{\text{trave}} = 4,90 + 0,237 \cdot 1,3 = 5,21 \text{ KN/m}$$

Per quanto concerne i carichi associati ai tamponamenti delle pareti perimetrali, essi costituiscono un carico trapezoidale agente sulla trave, in quanto i tamponamenti presentano un'inclinazione nel lato rivolto verso la copertura pari a 18° , che segue l'inclinazione della copertura medesima. Su un appoggio l'altezza del tamponamento sarà pari ad 1 metro mentre sull'altro appoggio l'altezza del tamponamento sarà di 2,1 metri, pertanto i carichi ad essi associati sono rispettivamente:

$$q_{\text{tamponamento } 1} = 0,511 \cdot 1 \cdot 1,5 = 0,77 \text{ KN/m}$$

$$q_{\text{tamponamento } 2} = 0,511 \cdot 2,1 \cdot 1,5 = 1,61 \text{ KN/m}$$

Il carico trapezoidale finale risulta pertanto essere;

$$Q_1 = q_{\text{tamponamento } 1} + q_{\text{trave}} = 5,98 \text{ KN/m}$$

$$Q_2 = q_{\text{tamponamento } 2} + q_{\text{trave}} = 6,82 \text{ KN/m}$$

Di seguito si riporta lo schema statico associato alla trave oggetto di studio, caricata con il carico trapezoidale sopra riportato;

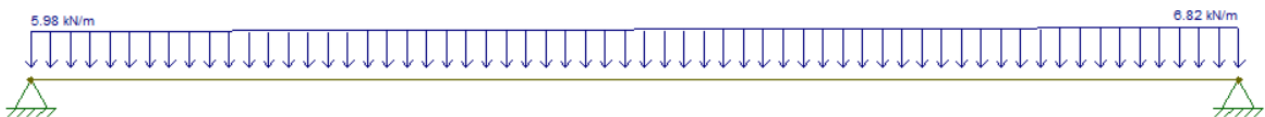


Figura 39 Schema statico associato alla trave di interpiano.

Di seguito si riportano il momento flettente ed il taglio massimi, agenti su tale elemento;

$$M_d = 9,80 \text{ KNm}$$

$$V_d = 11,45 \text{ KN}$$

Si procede alla fase di verifica dell'elemento a flessione e a taglio, utilizzando la formulazione riportata nelle ISO 22156.

La verifica a flessione dell'elemento risulta essere;

$$M_r \geq M_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà omissso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a flessione dell'elemento oggetto di studio:

$$M_r = 10,40 \text{ KNm}$$

$$10,40 \text{ KNm} \geq 9,80 \text{ KNm} \rightarrow \textit{Verifica soddisfatta}$$

La verifica a taglio dell'elemento risulta essere;

$$V_r \geq V_d$$

Dove il significato dei termini riportati nella formula sopra esposta è già stata ampiamente trattata nel paragrafo precedente 5.1, come anche il loro calcolo per esteso, pertanto in tal caso esso verrà omissso per evitare inutili ripetizioni.

Di seguito si riporta il valore della capacità portante a taglio dell'elemento oggetto di studio:

$$V_r = 21,84 \text{ KN}$$

$$21,84 \text{ KN} \geq 11,45 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verifica soddisfatta}$$

La trave del solaio di interpiano è costituita da 17 culmo di bambù.

5.4 Pilastrata

La costruzione oggetto del seguente studio, presenta un totale di due coppie di pilastri al piano primo e quattro coppie di pilastri al piano terra, riportati con la relativa denominazione nelle figure poste in basso;

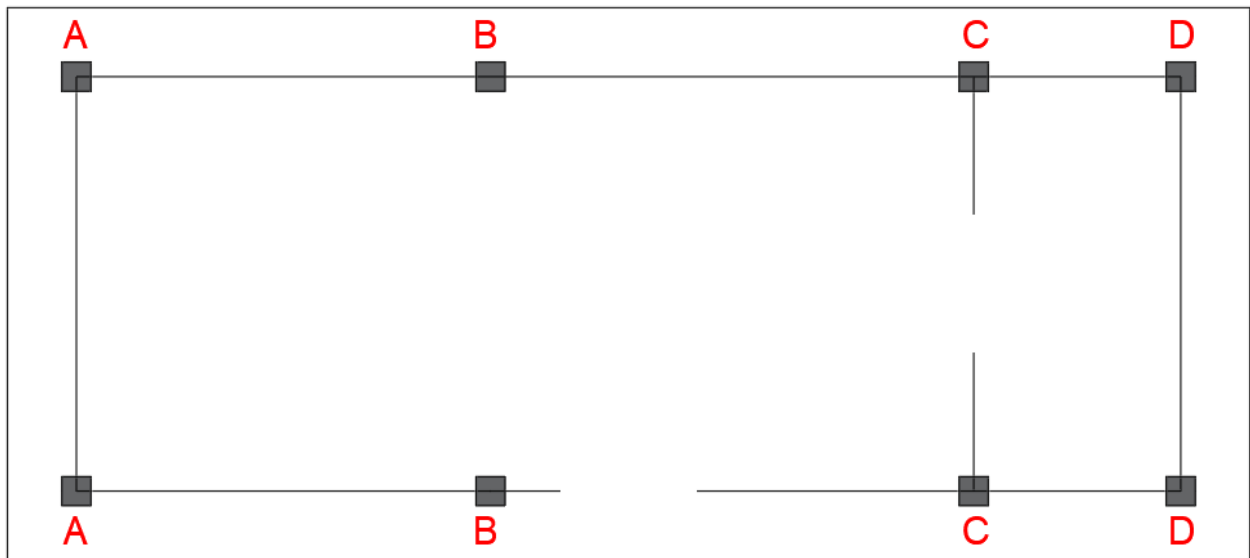


Figura 40 Denominazione pilastrata piano terra.

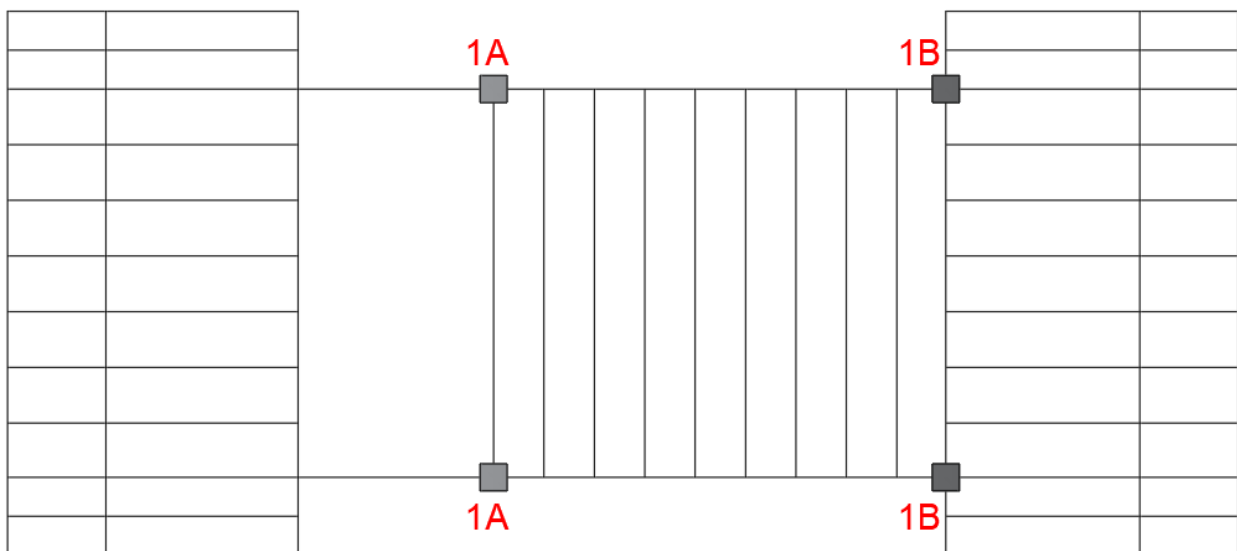


Figura 41 Denominazione pilastrata piano primo.

I pilastri relativi al piano terra presentano tutti un'altezza pari a 2,5 metri, partendo dal piano di fondazione, mentre per quanto concerne i pilastri del primo piano le altezze variano a causa dell'inclinazione della copertura, in particolare sono pari ad 1 metro per il pilastro 1A, 2,1 metri per il pilastro 1B.

Occorre definire il carico totale N_{tot} agente su ogni singolo pilastro, per farlo si adotta il metodo delle aree di influenza. Risulta necessario considerare anche il peso proprio dei pilastri, assumendo una sezione di tentativo iniziale. I carichi considerati sono:

- Carichi permanenti strutturali (G_1), tra cui rientrano il peso proprio degli arcarecci delle coperture, degli arcarecci del solaio, delle travi di copertura e quelle del solaio di interpiano;
- Carichi permanenti non strutturali (G_2), ossia le vari tamponature, compreso quella del solaio di interpiano;
- Carichi Variabili (Q_k), tra cui rientrano quello della neve, del vento e del carico per la classe d'uso, categoria A.

Nelle tabelle poste di seguito vengono riportati i carichi verticali agenti sui vari piastri dell'edificio, comprensivi dei pesi propri dei pilastri stessi, per i quali si è ipotizzato un certo numero di culmi;

Pilastro	Culmi	Carico assiale (KN)
1 A	3	19,25
1 B	4	11,87

Tabella 39 Carichi agenti sulla pilastrata del primo piano.

Pilastro	Culmi	Carico assiale (KN)
A	4	11,31
B	13	35,00
C	10	26,02
D	3	8,35

Tabella 40 Carichi agenti sulla pilastrata del piano terra.

Per quanto concerne lo schema statico, si considerano i pilastri come elementi verticali incastrati alla base e liberi di traslare in sommità, in corrispondenza della quale agiscono i carichi verticali trasmessi dalla struttura soprastante.

I pilastri in fase di predimensionamento sono soggetti esclusivamente a carichi verticali, in quanto non sono stati considerati i carichi orizzontali dati dal vento, pertanto gli elementi sono sollecitati esclusivamente da un carico assiale di compressione, si dovrà approntare la verifica per elementi compressi, la quale viene riportata di seguito⁴¹;

$$N_{cr} \geq N_{cd}$$

Dove il significato dei termini sopra riportati verrà esplicitato in forma completa nel seguito.

Si attua la verifica dei pilastri inerenti il primo piano, partendo dal pilastro 1A, costituito da 3 culmi di bambù Moso e sollecitato da un carico assiale pari a $N_{cd} = 19,25 \text{ KN}$. Si riporta l'espressione completa di N_{cr} ⁴² ossia la capacità portante a compressione dell'elemento;

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}}$$

Dove:

- P_c è la capacità di schiacciamento;
- P_e è la capacità ad instabilità;
- $c = 0,8$ è un coefficiente (Zahn 1993)⁴³.

La capacità di schiacciamento dipende dalla resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura e dalla geometria dei culmi utilizzati, oltre che dal loro numero, come mostra la formula posta di seguito⁴⁴:

$$P_c = f_c \cdot \sum_i A_i$$

⁴¹ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

⁴² ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

⁴³ J. Zahn, "Re-examination of ylinen and other column equations".

⁴⁴ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

Dove:

- f_c è la resistenza di progetto a compressione del culmo di bambù parallela alla fibratura. In fase di predimensionamento avendo considerato il carico da vento la classe di durata del carico è Istantanea, pertanto il valore di f_c risulta essere $f_c = 23,25 \text{ MPa}$;
- A_i è l'area della sezione trasversale dell' i -esimo culmo costituente il pilastro oggetto di studio. Dato che i culmi di bambù utilizzati presentano una sezione trasversale a forma di corona circolare l'area si determina mediante la seguente formula:

$$A_i = \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 - (D - 2\delta)^2]$$

Dove:

- D è il diametro esterno dei culmi, il quale è stato assunto pari a 70 mm;
- δ è lo spessore delle pareti dei culmi, assunto pari a 7 mm.

$$A_i = \frac{\pi}{4} \cdot [D^2 - (D - 2\delta)^2] = 1385,4 \text{ mm}^2$$

Da cui deriva che il valore di P_c , per il pilastro oggetto di studio costituito da 3 culmi, risulta essere:

$$P_c = f_c \cdot \sum_i A_i = 96,65 \text{ KN}$$

La capacità ad instabilità di un elemento compresso P_e assume la forma⁴⁵:

$$P_e = \frac{n \cdot \pi^2 \cdot E_d \cdot I_{min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2}$$

Dove:

- E_d è il modulo di elasticità di progetto a flessione parallela alla fibratura. In fase di predimensionamento avendo considerato il carico da vento la classe di durata del carico è Istantanea, pertanto $E_d = 12997,9 \text{ MPa}$;
- I_{min} è il minimo momento d'inerzia associato ad un culmo di bambù. Esso assume il valore di 695838,4 mm⁴;

⁴⁵ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

- n è il numero di culmi che costituiscono il pilastro oggetto di studio, in tal caso 3;
- C_{bow} è il fattore di riduzione che tiene conto della non linearità dei culmi che costituiscono l'elemento, esso si calcola utilizzando la formulazione posta di seguito⁴⁶:

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02}$$

Dove b_0 è l'arco massimo che si ha a metà altezza di un culmo, ossia definisce la non linearità del culmo, esso non deve eccedere il limite:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} \leq 0,02$$

Dove:

- L è la lunghezza libera di inflessione dell'elemento, in questo specifico caso il pilastro presenta un'altezza pari a 1 metro;
- b_{max} è la distanza massima perpendicolare dal centro della sezione trasversale del culmo alla corda disegnata dal centro delle estremità del culmo stesso, tale valore è stato assunto per i pilastri con altezza superiore ai 2 metri pari a 5 mm, mentre per quelli con altezza inferiore pari a 10 mm. Nel seguente caso esso assume il valore di 10mm.

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,01 \leq 0,02$$

Il valore di C_{bow} risulta essere:

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,5$$

- K è il coefficiente di lunghezza effettiva, il cui valore varia a seconda delle condizioni di vincolo dell'elemento. I valori di tale coefficiente vengono riportati nella tabella posta di seguito, estrapolata dalle ISO 22156.

⁴⁶ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

	compression member end conditions			truss element (see 11)
	pin-pin	pin-fixed	fixed-fixed	
laterally restrained	1.10	0.80	0.65	1.00
no lateral restraint	2.40	2.10	1.20	not permitted

Tabella 41 Valori del coefficiente K a seconda delle condizioni di vincolo a cui l'elemento oggetto di studio è sottoposto⁴⁷.

In fase di predimensionamento si suppone che il valore di K sia 2,10 per tutti i pilastri della costruzione, pertanto il valore della capacità ad instabilità dell'elemento risulta essere;

$$P_e = \frac{n \cdot \pi^2 \cdot E_d \cdot I_{min} \cdot C_{bow}}{(KL)^2} = 30,36 \text{ KN}$$

Avendo definito i valori delle capacità a schiacciamento P_c e della capacità ad instabilità P_e del pilastro 1A è possibile ottenere il valore della capacità portante a compressione dell'elemento;

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 28,07 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 28,07 \text{ KN} \geq N_{cd} = 19,25 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Ora è necessario effettuare la stessa verifica anche per gli altri pilastri della costruzione, per i quali verrà, tuttavia, omessa la descrizione completa della verifica e dei suoi componenti per evitare inutili ripetizioni. Si parte dal pilastro 1B, il quale è soggetto allo sforzo di compressione massimo:

$$N_{cd} = 11,87 \text{ KN}$$

Tale pilastro è costituito da 4 culmi e presenta un'altezza pari a 2,1 metri, pertanto per esso b_{max} assume il valore di 5 mm, da cui si ottiene il valore di b_0 e successivamente quello di C_{bow} , di seguito riportati:

⁴⁷ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,002 \leq 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,88$$

Si riportano di seguito rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro 1B:

$$P_c = 128,86 \text{ KN}$$

$$P_e = 16,17 \text{ KN}$$

Il valore della capacità portante a compressione del pilastro 1B risulta essere:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 15,73 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 15,73 \text{ KN} \geq N_{cd} = 11,87 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Verranno effettuate le verifiche dei pilastri del piano terra. Si consideri il pilastro A, il quale è soggetto allo sforzo di compressione massimo:

$$N_{cd} = 11,31 \text{ KN}$$

Tale pilastro è costituito da 4 culmi e presenta un'altezza pari a 2,5 metri, pertanto per esso b_{max} assume il valore di 5 mm, da cui si ottiene il valore di b_0 e successivamente quello di C_{bow} , di seguito riportati:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,002 \leq 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,90$$

Si riportano di seguito rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro A:

$$P_c = 128,86 \text{ KN}$$

$$P_e = 11,66 \text{ KN}$$

Il valore della capacità portante a compressione del pilastro A risulta essere:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 11,44 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 11,44 \text{ KN} \geq N_{cd} = 11,31 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Si consideri il pilastro B, il quale è soggetto allo sforzo di compressione massimo:

$$N_{cd} = 35,00 \text{ KN}$$

Tale pilastro è costituito da 13 culmi e presenta un'altezza pari a 2,5 metri, pertanto per esso b_{max} assume il valore di 5 mm, da cui si ottiene il valore di b_0 e successivamente quello di C_{bow} , di seguito riportati:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,002 \leq 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,90$$

Si riportano di seguito rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro B:

$$P_c = 418,80 \text{ KN}$$

$$P_e = 37,89 \text{ KN}$$

Il valore della capacità portante a compressione del pilastro B risulta essere:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 37,17 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 37,17 \text{ KN} \geq N_{cd} = 35,00 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Si consideri il pilastro C, il quale è soggetto allo sforzo di compressione massimo:

$$N_{cd} = 26,02 \text{ KN}$$

Tale pilastro è costituito da 10 culmi e presenta un'altezza pari a 2,5 metri, pertanto per esso b_{max} assume il valore di 5 mm, da cui si ottiene il valore di b_0 e successivamente quello di C_{bow} , di seguito riportati:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,002 \leq 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,90$$

Si riportano di seguito rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro C:

$$P_c = 322,15 \text{ KN}$$

$$P_e = 29,15 \text{ KN}$$

Il valore della capacità portante a compressione del pilastro C risulta essere:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 28,59 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 28,59 \text{ KN} \geq N_{cd} = 26,02 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

Si consideri il pilastro D, il quale è soggetto allo sforzo di compressione massimo:

$$N_{cd} = 8,35 \text{ KN}$$

Tale pilastro è costituito da 3 culmi e presenta un'altezza pari a 2,5 metri, pertanto per esso b_{max} assume il valore di 5 mm, da cui si ottiene il valore di b_0 e successivamente quello di C_{bow} , di seguito riportati:

$$b_0 = \frac{b_{max}}{L} = 0,002 \leq 0,02$$

$$C_{bow} = 1 - \frac{b_0}{0,02} = 0,90$$

Si riportano di seguito rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro D:

$$P_c = 96,65 \text{ KN}$$

$$P_e = 8,74 \text{ KN}$$

Il valore della capacità portante a compressione del pilastro D risulta essere:

$$N_{cr} = \frac{P_c + P_e}{2c} - \sqrt{\left(\frac{P_c + P_e}{2c}\right)^2 - \frac{P_c \cdot P_e}{c}} = 8,58 \text{ KN}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta:

$$N_{cr} = 8,58 \text{ KN} \geq N_{cd} = 8,35 \text{ KN} \rightarrow \text{Verifica soddisfatta}$$

5.5 Fondazione

Per quanto concerne le fondazioni, esse non sono state oggetto del lavoro di tesi, in quanto è stata posta l'attenzione esclusivamente sulla struttura in elevazione, tuttavia si è fatta l'ipotesi di utilizzare una fondazione a platea in calcestruzzo armato, con l'aggiunta di rialzi in calcestruzzo armato ove poggiare i culmi di bambù dei pilastri, ossia si è introdotto un cordolo rialzato come avviene per le strutture in legno, in modo tale da evitare il contatto diretto degli stessi con il terreno, che ne causerebbe in tempi ridotti il degrado.

6. MODELLAZIONE STRUTTURALE MEDIANTE SAP2000

La struttura è stata dimensionata facendo ricorso ad un software agli elementi finiti FEM, in questo caso è stato utilizzato il software SAP2000.

La prima cosa che è stata necessaria modellare è stato il materiale, dato che il bambù non era, ovviamente, presente tra i materiali preimpostati all'interno di SAP2000, inoltre si è dovuto tener conto del fatto che il bambù è un materiale ortotropo e pertanto i valori del modulo elastico E , del modulo di taglio G e del coefficiente di Poisson ν variano a seconda dell'asse principale che si sta considerando, assiale, radiale e circonferenziale.

Nel programma SAP2000 l'asse 1 è allineato lungo la direzione assiale del culmo mentre all'asse 2 e 3 corrispondono le direzioni circonferenziale e radiale, di seguito in tabella si riportano i valori di E , G e ν in funzione dell'asse considerato;

Proprietà elastiche del bambù	
E_{11} (MPa)	12998
E_{22} (MPa)	3039
E_{33} (MPa)	3039
ν_{12}	0,3
ν_{13}	0,3
ν_{23}	0,22
G_{12} (MPa)	2520
G_{13} (MPa)	2520
G_{23} (MPa)	1260

Tabella 42 Valori delle proprietà elastiche del bambù *Edulis* sul programma SAP2000, in funzione dell'asse considerato.

Una volta modellato il materiale sul programma FEM è stato necessario modellare i vari elementi costituenti la struttura nel suo complesso, quali i pilastri e le travi. I problemi riscontrati nella modellazione di tali elementi sono stati sostanzialmente due. Il primo tra questi è facilmente immaginabile e ha riguardato il fatto che ogni elemento strutturale è costituito, in genere, da più di un culmo, pertanto si hanno degli elementi strutturali costituiti da diversi sotto elementi. Ciò è aggravato dal secondo problema, ossia ogni culmo lavora in maniera indipendente dagli altri, non c'è collaborazione tra i vari culmi costituenti un elemento strutturale, pertanto modellare degli

elementi strutturali siffatti risulta essere ben diverso dal caso di un elemento monolitico quale una trave in c.a. o in acciaio.

Per modellare i vari elementi strutturali su SAP2000 si è scelto di utilizzare un unico elemento con sezione trasversale a forma di corona circolare, ossia un culmo di bambù. Il motivo per cui si è scelto di rappresentare su SAP le travi ed i pilastri mediante un unico elemento è stato il fatto che in caso contrario il modello ne sarebbe uscito incredibilmente complesso e difficilmente leggibile in particolare nei nodi.

L'obbiettivo era quello di assegnare a questo tubolare la stessa area associata alla somma delle aree dei culmi costituenti l'elemento strutturale oggetto di studio e contemporaneamente un momento d'inerzia uguale alla somma dei momenti d'inerzia dei vari culmi. Ossia era necessario raggruppare i vari culmi di bambù in un unico tubolare e contemporaneamente tener conto della mancanza di collaborazione tra gli stessi.

Per ottenere questi risultati come prima cosa si è proceduti al calcolo dell'area totale dell'elemento strutturale oggetto di studio, come somma delle aree dei culmi costituenti lo stesso, dopo di che si è calcolato a ritroso il diametro associato a tale area supponendo che lo spessore delle pareti del culmo sia circa un decimo del diametro esterno del culmo medesimo:

$$A = \frac{\pi}{4} \cdot \left[D^2 - \left(D - 2 \frac{D}{10} \right)^2 \right]$$

$$D = \sqrt{\frac{100A}{9\pi}}$$

$$\delta = D/10$$

Una volta definite le dimensioni di diametro esterno e spessore rimaneva il problema associato al momento d'inerzia. Per ovviare a ciò si è calcolato il momento d'inerzia reale dell'elemento strutturale oggetto di studio, ossia la trave o il pilastro, come somma dei momenti d'inerzia dei culmi costituenti lo stesso e si è calcolato il momento d'inerzia del tubolare avente le dimensioni D e δ calcolate utilizzando le formulazioni sopra riportate. Una volta fatto ciò è stato calcolato il coefficiente di variazione tra i due momenti d'inerzia come rapporto tra gli stessi, coefficiente sempre minore o uguale ad 1.

Tale coefficiente moltiplicativo è stato introdotto in SAP2000 nella finestra riguardante le proprietà della sezione trasversale, nel riquadro “Frame Property/Stiffness Modification Factors”, andando ad applicarlo ai momenti d’inerzia, ottenendone quindi una loro riduzione, ad esempio per un elemento costituito da 2 culmi tale coefficiente vale 0,5.

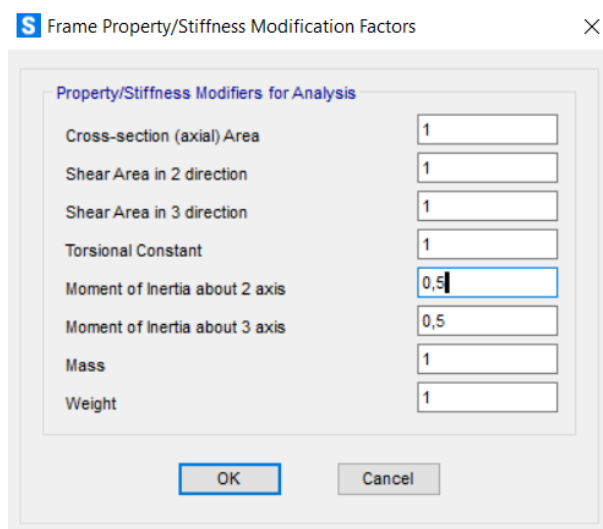


Figura 42 Riquadro di SAP2000 ove modificare le proprietà della sezione.

Una volta modellato il materiale ed i singoli elementi strutturali si è proceduto alla modellazione della struttura nel suo complesso. Sono stati realizzati due modelli su SAP della medesima struttura, uno ponendo dei vincoli rigidi nei nodi travi-pilastri in modo da massimizzare le sollecitazioni nei pilastri ed un altro modello ponendo dei vincoli di rilascio del momento nei nodi travi-pilastri per massimizzare le sollecitazioni nelle travi. In fase di dimensionamento sono state considerate per ogni elemento strutturale le sollecitazioni più gravose derivanti da questi due modelli, ponendosi di fatto nella condizione più sfavorevole possibile per ogni elemento. Nella realtà i nodi si troveranno in una condizione intermedia tra le due modellate, ossia i nodi travi-pilastri non saranno né dei vincoli rigidi né delle cerniere ma una via di mezzo.

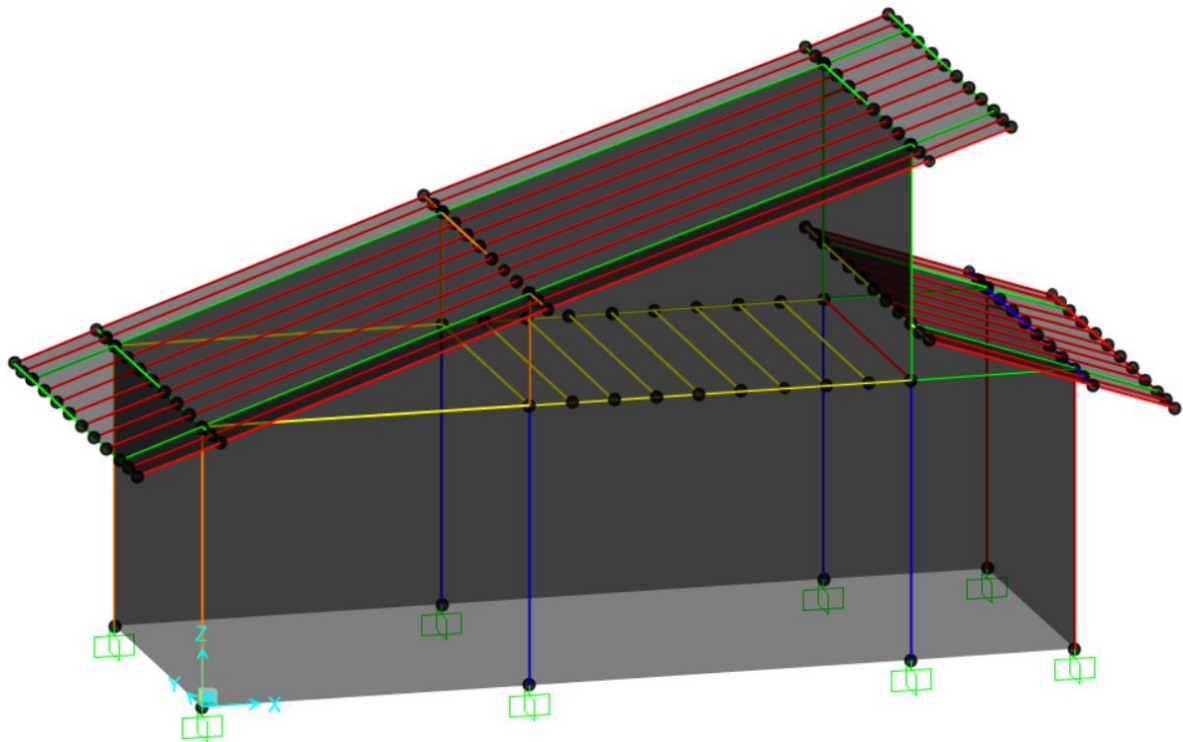
I nodi tra i pilastri e la fondazione sono stati schematizzati come vincoli rigidi (incastri perfetti), mentre il terreno non è stato modellato, dato che le fondazioni non sono state oggetto del seguente lavoro di tesi non è stata posta particolare attenzione a tale elemento, inoltre si è cercato di mantenere il modello il più semplice possibile, evitando complicazione aggiuntive allo stesso.

Per quanto attiene alla copertura principale gli arcarecci sono stati realizzati con due elementi in quanto la lunghezza massima dei culmi di bambù Edulis è pari a 6 metri, pertanto non era possibile utilizzare un unico culmo per coprire tutta la lunghezza della copertura pari a 8,45 metri. I culmi

sono stati spezzati in corrispondenza del pilastro 1A ossia il pilastro di mezzeria della copertura principale. In corrispondenza di tale interruzione è stato posto un vincolo di cerniera.

In corrispondenza degli arcarecci del solaio di copertura nei nodi che collegano gli stesi con le travi di interpiano sono stati posti dei vincoli di cerniera.

Il carico da vento è stato modellato su SAP2000 introducendo nel modello degli elementi Plate di volume nullo, ossia dando una sezione nulla agli stesi, tali elementi corrispondono ai tamponamenti delle pareti esterne e delle coperture, e applicandovi i coefficienti di pressione del vento, riportati nell'Appendice A. Tali elementi hanno esclusivamente il compito di distribuire il carico da vento agli elementi strutturali a cui l'elemento Plate si appoggia.



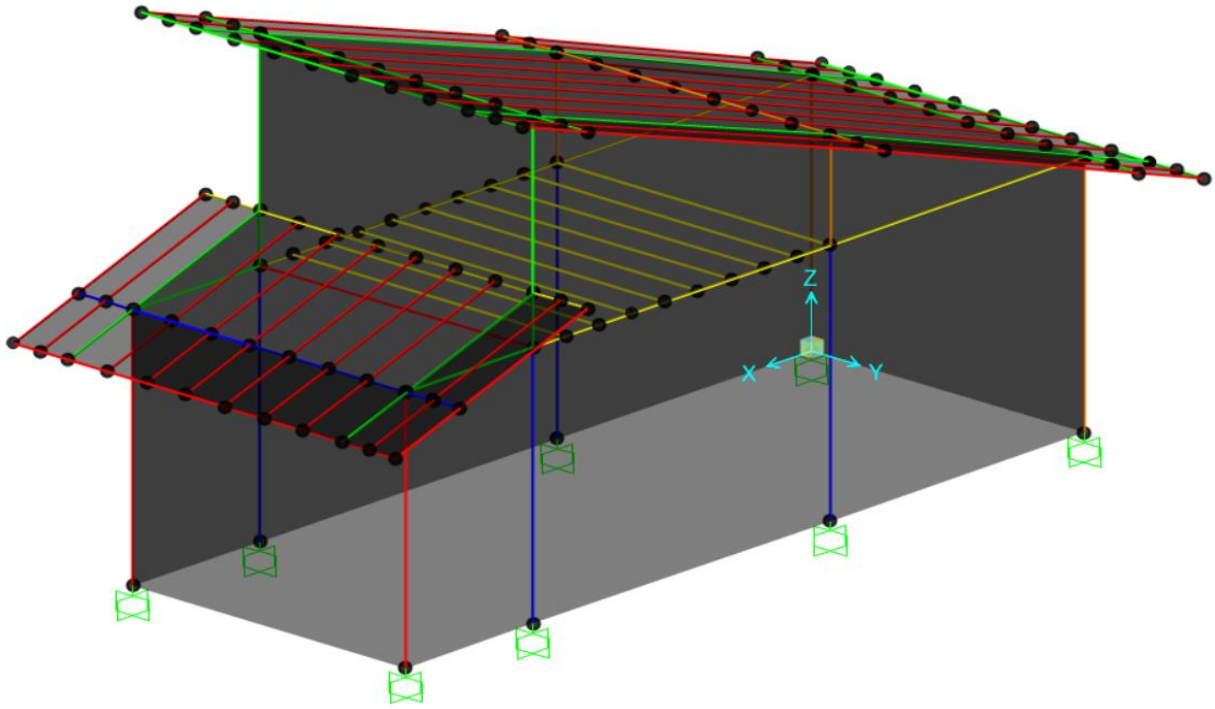


Figura 43 Modello 3D su SAP2000 della struttura di partenza.

7. VERIFICHE AGLI SLU, STRUTTURA DI PARTENZA

Nel seguente capitolo si riportano i calcoli condotti per determinare le sollecitazioni sugli elementi strutturali che compongono la struttura, ricorrendo al software agli elementi finiti SAP2000. Le combinazioni delle azioni adottate sono quelle indicate al capitolo 4 con i relativi coefficienti di sicurezza.

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali varierà in funzione della combinazione di carico adottata, in questo caso si utilizzerà la combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j>1} \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

Dove:

G_1 → carichi permanenti strutturali;

G_2 → carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} → azione variabile dominante;

$Q_{ki}, i > 1$ → azione variabile di accompagnamento;

P → stati di pretensione e precompressione;

$\psi_{ij}, i = 0,1,2$ → coefficienti di combinazione;

$\gamma_{Gi}, i = 1,2$ → coefficienti parziali di sicurezza;

$\gamma_{Qj}, j \geq 1$ → coefficienti parziali di sicurezza.

In fase iniziale di dimensionamento le verifiche verranno eseguite per la classe di durata Istantanea (la più gravosa in termini di sollecitazioni agenti, a cui è associato il carico da vento) e per la classe di durata Breve (meno gravosa in termini di sollecitazioni agenti sulla struttura, per la quale non è presente il carico da vento).

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza (SLU) 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.

7.1 Copertura principale

7.1.1 Arcarecci

Per quanto attiene gli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave incastrata ad un estremo e incernierata a quello opposto con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo, la luce libera di inflessione risulta essere 3,7 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente e taglio, pertanto sono necessarie due verifiche quella a flessione e quella a taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	1,00	1,00
V_d (KN)	1,80	1,70

Tabella 43 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle due verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,43m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 3.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione e a taglio per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	1,80	1,40
V_r (KN)	3,90	3,00

Tabella 44 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$M_r = 1,8 \text{ KNm} \geq M_d = 1 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 1,4 \text{ KNm} \geq M_d = 1 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,0 \text{ KN} \geq V_d = 1,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.1.2 Trave di bordo

Tale elemento rappresenta l'arcareccio perimetrale che si collega con i pilastri, pertanto esso svolge il ruolo di trave di bordo, motivo per cui risulta essere maggiormente sollecitato rispetto agli altri arcarecci costituenti la copertura.

Lo schema statico è tuttavia lo stesso già descritto per gli arcarecci di copertura. Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	1,25	1,20
V_d (KN)	1,83	1,80
N_{cd} (KN)	4,70	3,00

Tabella 45 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

Dove:

- B è il fattore di amplificazione del momento. Esso si calcola come:

$$B = \left[1 - \frac{N_{cd}}{P_e} \right]^{-1}$$

- Gli altri termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 8.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave di bordo per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 257,72 \text{ KN}$$

$$P_e = 10,23 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave di bordo per la classe di durata Breve:

$$P_c = 197,08 \text{ KN}$$

$$P_e = 9,72 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	4,89	3,74
V_r (KN)	10,28	7,86
N_{cr} (KN)	10,15	9,72
B	1,85	1,45

Tabella 46 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,94 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 10,28 \text{ KN} \geq V_d = 1,83 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,78 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 7,86 \text{ KN} \geq V_d = 1,8 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

7.1.3 Travi Principali

Le travi principali che sostengono la copertura principale risultano essere 3. Tutte presentano uno schema statico di trave doppiamente incastrata, con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

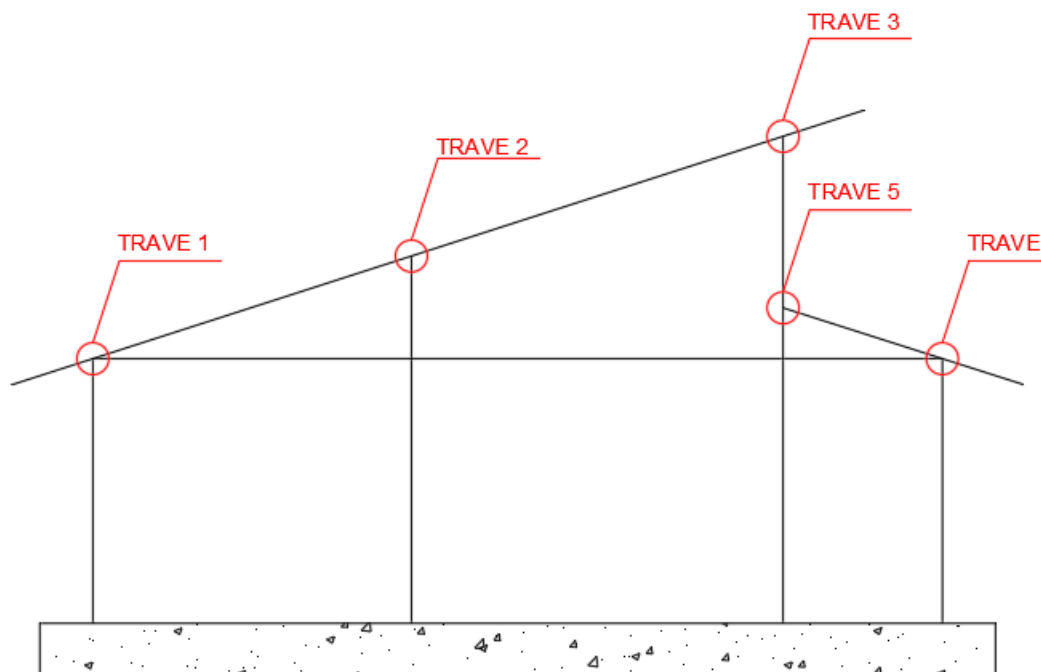


Figura 44 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.

Si parte dal dimensionamento della trave di copertura 1.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	4,00	3,00
V_d (KN)	7,20	6,60
N_{cd} (KN)	2,90	2,60

Tabella 47 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 1.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 8.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 1 per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 257,72 \text{ KN}$$

$$P_e = 45,92 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 1 per la classe di durata Breve:

$$P_c = 197,08 \text{ KN}$$

$$P_e = 43,62 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	4,90	3,74
V_r (KN)	10,30	7,90
N_{cr} (KN)	44,10	41,40
B	1,10	1,10

Tabella 48 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 2.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,93 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 10,3 \text{ KN} \geq V_d = 7,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,89 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 7,9 \text{ KN} \geq V_d = 6,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 2, essa risulta essere soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	3,90	3,40
V_d (KN)	8,70	7,50
N_{cd} (KN)	3,20	3,00

Tabella 49 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico associati alla trave 2.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 9.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 2 per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 289,94 \text{ KN}$$

$$P_e = 51,66 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 2 per la classe di durata Breve:

$$P_c = 221,72 \text{ KN}$$

$$P_e = 49,08 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	5,50	4,20
V_r (KN)	11,60	8,80
N_{cr} (KN)	49,60	46,60
B	1,07	1,07

Tabella 50 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 2.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

3. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,82 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 11,6 \text{ KN} \geq V_d = 8,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

4. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,92 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,8 \text{ KN} \geq V_d = 7,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 3, essa risulta essere soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	3,80	3,40
V_d (KN)	8,40	7,30
N_{cd} (KN)	2,30	2,00

Tabella 51 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 3.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 9.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 3 per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 289,94 \text{ KN}$$

$$P_e = 51,66 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 3 per la classe di durata Breve:

$$P_c = 221,72 \text{ KN}$$

$$P_e = 49,08 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	5,50	4,20
V_r (KN)	11,60	8,80
N_{cr} (KN)	49,60	46,60
B	1,05	1,04

Tabella 52 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 3.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,77 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 11,6 \text{ KN} \geq V_d = 8,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,89 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,8 \text{ KN} \geq V_d = 7,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.2 Copertura secondaria

7.2.1 Arcarecci

Per quanto attiene gli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo e luce libera di inflessione pari a 1,6 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente e taglio, pertanto sono necessarie due verifiche quella a flessione e quella a taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	0,30	0,10
V_d (KN)	0,60	0,54

Tabella 53 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle due verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,43m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 1. In questo caso avendo utilizzato un solo culmo il coefficiente di ridondanza C_R non vale 1,1 ma 0,9, pertanto le resistenze di progetto presentano un valore più basso.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione e a taglio per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	0,60	0,50
V_r (KN)	1,30	1,00

Tabella 54 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.

Si riportano ora le verifiche a flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$M_r = 0,6 \text{ KNm} \geq M_d = 0,3 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,3 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 0,5 \text{ KNm} \geq M_d = 0,1 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,0 \text{ KN} \geq V_d = 0,54 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.2.2 Trave di bordo

Tale elemento rappresenta l'arcareccio perimetrale che si collega con i pilastri, pertanto esso svolge il ruolo di trave di bordo, motivo per cui risulta essere maggiormente sollecitato rispetto agli altri arcarecci costituenti la copertura.

Lo schema statico è tuttavia lo stesso già descritto per gli arcarecci di copertura. Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	0,60	0,40
V_d (KN)	1,00	0,90
N_{cd} (KN)	8,90	5,60

Tabella 55 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 2.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave di bordo per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 64,43 \text{ KN}$$

$$P_e = 33,30 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave di bordo per la classe di durata Breve:

$$P_c = 49,27 \text{ KN}$$

$$P_e = 31,63 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	1,20	0,94
V_r (KN)	2,60	2,00
N_{cr} (KN)	28,70	25,90
B	1,37	1,21

Tabella 56 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,98 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 2,6 \text{ KN} \geq V_d = 1,0 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,74 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 2,0 \text{ KN} \geq V_d = 0,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

7.2.3 Travi Principali

Le travi principali che sostengono la copertura secondaria risultano essere 2. Tutte presentano uno schema statico di trave doppiamente incastrata, con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

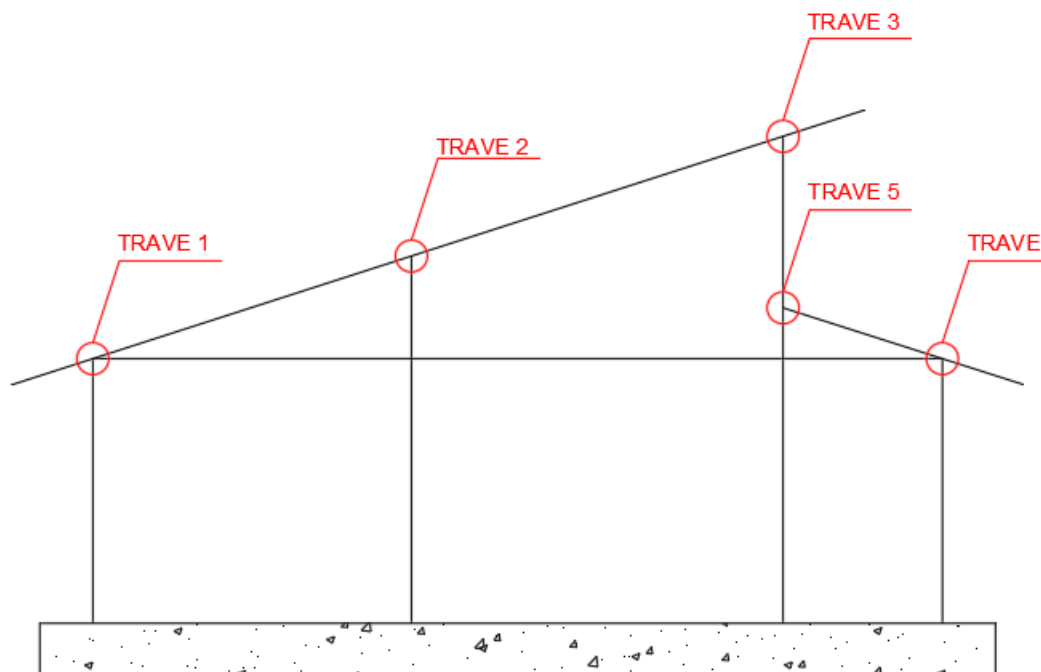


Figura 45 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.

Si parte dal dimensionamento della trave di copertura 4.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	2,40	1,60
V_d (KN)	3,70	3,50
N_{cd} (KN)	1,00	0,80

Tabella 57 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 4.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 4 per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,08 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,70 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 4 per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,18 \text{ KN}$$

$$P_e = 27,26 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	3,10	2,34
V_r (KN)	6,40	4,90
N_{cr} (KN)	27,60	25,90
B	1,04	1,03

Tabella 58 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 4.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,85 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 3,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,74 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 5, essa risulta essere soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione. La trave 5 è sollecitata per la classe di durata del carico istantanea ad uno sforzo assiale di compressione, mentre per la classe di durata del carico breve ad uno sforzo assiale di trazione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea
M_d (KNm)	1,80
V_d (KN)	2,20
N_{cd} (KN)	22,10

Tabella 59 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione per la classe istantanea, associati alla trave 5.

Sollecitazione	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	1,00
V_d (KN)	1,60
N_{td} (KN)	3,00

Tabella 60 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione per la classe breve, associati alla trave 5.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove:

- N_{tr} è la capacità portante a trazione dell'elemento oggetto di studio, essa si calcola come⁴⁸:

$$N_{tr} = n \cdot f_t \cdot A_{min}$$

Dove:

- n è il numero di culmi costituenti l'elemento oggetto di studio;
- A_{min} è l'area della sezione trasversale minima del singolo culmo;
- f_t è la resistenza a trazione parallela alla fibratura di progetto del bambù Edulis, la quale varia in funzione della classe di durata del carico, per una sua trattazione completa si rimanda al capitolo 3;
- Gli altri termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave 5 per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,86 \text{ KN}$$

$$P_e = 23,00 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

⁴⁸ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	2,44	1,90
V_r (KN)	5,14	3,90
N_{cr} (KN)	22,10	/
N_{tr} (KN)	/	194,90
B	1,07	1

Tabella 61 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave 5.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,86 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,14 \text{ KN} \geq V_d = 2,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,55 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.3 Solaio di interpiano

7.3.1 Arcarecci

Per quanto attiene agli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo e luce libera di inflessione pari a 3 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente e taglio, pertanto sono necessarie due verifiche quella a flessione e quella a taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	1,64	1,64
V_d (KN)	2,20	2,20

Tabella 62 Valori massimi del momento flettente e del taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle due verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,39m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 4.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione e a taglio per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	2,44	1,90
V_r (KN)	5,14	3,90

Tabella 63 Valori della capacità portante a flessione e a taglio in relazione alla classe di durata del carico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$M_r = 2,44 \text{ KNm} \geq M_d = 1,64 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,14 \text{ KN} \geq V_d = 2,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 1,9 \text{ KNm} \geq M_d = 1,64 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 2,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.3.2 Travi Principali

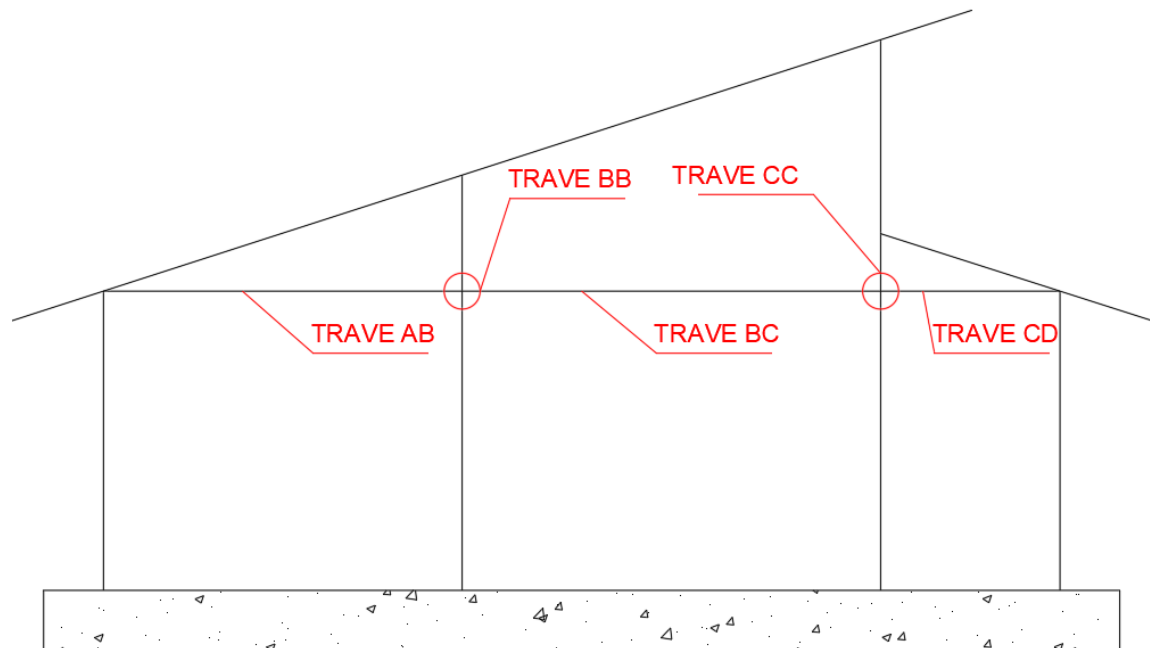


Figura 46 Nomenclatura travi di interpiano.

Si parte dal dimensionamento della trave di interpiano AB, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	2,10	1,73
V_d (KN)	2,10	1,80
N_{cd} (KN)	4,00	0,64

Tabella 64 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave AB.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per la trave AB pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave AB per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,08 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,70 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave AB per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,18 \text{ KN}$$

$$P_e = 27,26 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	3,10	2,34
V_r (KN)	6,40	4,90
N_{cr} (KN)	27,60	25,90
B	1,20	1,00

Tabella 65 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave AB.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,94 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 2,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,78 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave BC, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3,5 metri. Essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di trazione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di trazione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	11,00	11,00
V_d (KN)	12,00	12,00
N_{td} (KN)	10,30	1,30

Tabella 66 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BC.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.3.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per la trave BC pari a 24.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a trazione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	14,70	11,20
V_r (KN)	30,83	23,60
N_{tr} (KN)	1528,90	1169,20
B	1	1

Tabella 67 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BC.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 30,83 \text{ KN} \geq V_d = 12 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,98 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 23,6 \text{ KN} \geq V_d = 12 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave CD, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 1,5 metri. Essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	3,30	2,10
V_d (KN)	3,60	2,00
N_{cd} (KN)	8,70	3,70

Tabella 68 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CD.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per la trave di CD pari a 7.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave CD per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 225,51 \text{ KN}$$

$$P_e = 128,57 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave CD per la classe di durata Breve:

$$P_c = 172,45 \text{ KN}$$

$$P_e = 122,14 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	4,30	3,30
V_r (KN)	9,00	6,90
N_{cr} (KN)	108,50	97,10
B	1,07	1,03

Tabella 69 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CD.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,91 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 9,0 \text{ KN} \geq V_d = 3,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,70 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,90 \text{ KN} \geq V_d = 2,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave BB, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3 metri. Essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione. La trave BB è sollecitata per la classe di durata del carico istantanea ad uno sforzo assiale di compressione, mentre per la classe di durata del carico breve ad uno sforzo assiale di trazione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea
M_d (KNm)	2,20
V_d (KN)	2,10
N_{cd} (KN)	1,10

Tabella 70 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione per la classe istantanea, associati alla trave BB.

Sollecitazione	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	1,20
V_d (KN)	1,50
N_{td} (KN)	3,50

Tabella 71 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di trazione per la classe breve, associati alla trave BB.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5, al paragrafo 7.1 e 7.3.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per la trave BB pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave BB per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,86 \text{ KN}$$

$$P_e = 22,96 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	2,44	1,90
V_r (KN)	5,14	3,90
N_{cr} (KN)	22,10	/
N_{tr} (KN)	/	194,90
B	1,05	1

Tabella 72 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave BB.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,99 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,14 \text{ KN} \geq V_d = 2,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,70 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave CC, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3 metri. Essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	2,70	2,70
V_d (KN)	3,50	3,50
N_{cd} (KN)	1,50	0,80

Tabella 73 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CC.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per la trave CC pari a 7.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave CC per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 225,51 \text{ KN}$$

$$P_e = 10,04 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità della trave CC per la classe di durata Breve:

$$P_c = 172,45 \text{ KN}$$

$$P_e = 9,54 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	4,30	3,30
V_r (KN)	9,00	6,90
N_{cr} (KN)	108,50	97,10
B	1,18	1,02

Tabella 74 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati alla trave CC.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,90 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 9,0 \text{ KN} \geq V_d = 3,5 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,87 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 6,90 \text{ KN} \geq V_d = 3,5 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

7.4 Pilastrata

Si riporta di seguito la nomenclatura dei pilastri;

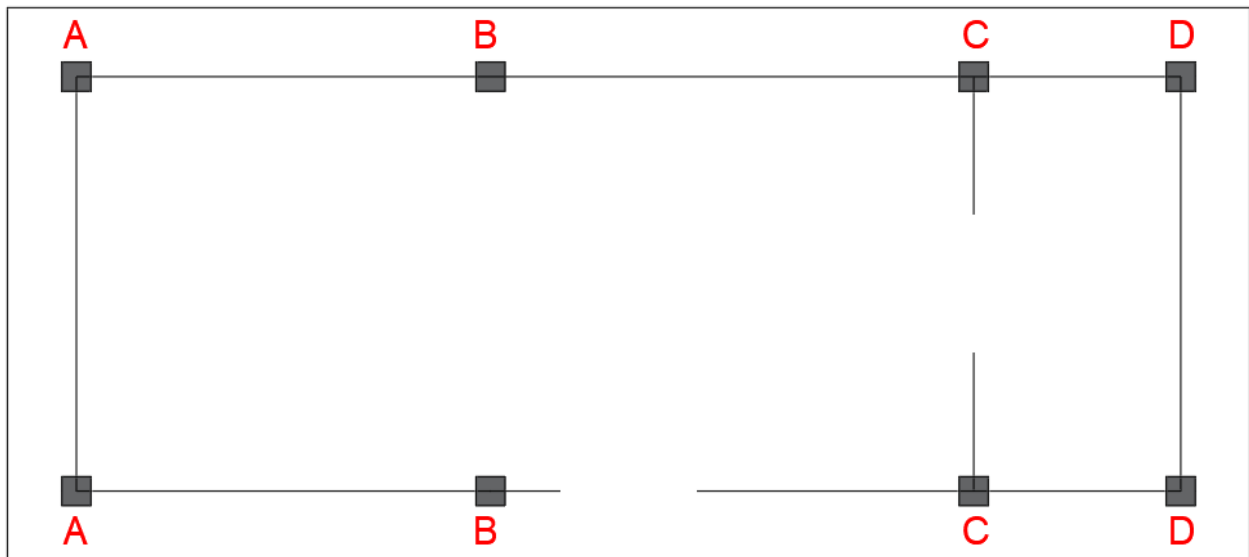


Figura 47 Denominazione pilastrata piano terra.

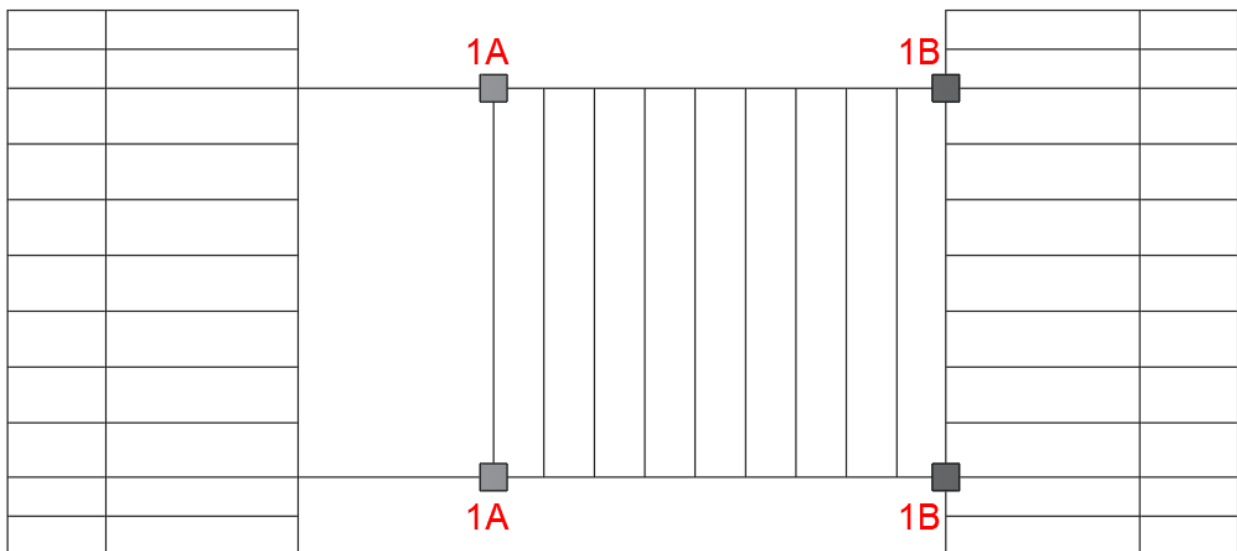


Figura 48 Denominazione pilastrata piano primo.

Per tutti i pilastri relativi a tale struttura si è scelto un valore del coefficiente di lunghezza effettiva K , riportato in normativa, pari a 1,2.

7.4.1 Pilastrata Piano Primo

Si parte del pilastro 1A, lo stesso presenta una luce libera di inflessione pari ad 1,0 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	2,54	2,20
V_d (KN)	3,50	3,10
N_{cd} (KN)	15,70	13,30

Tabella 75 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1A.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 6.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro 1A per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 193,29 \text{ KN}$$

$$P_e = 185,97 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro 1A per la classe di durata Breve:

$$P_c = 147,81 \text{ KN}$$

$$P_e = 176,67 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	3,70	2,80
V_r (KN)	7,70	5,90
N_{cr} (KN)	131,00	110,7
B	1,09	1,08

Tabella 76 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1A.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,88 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 7,7 \text{ KN} \geq V_d = 3,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,97 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro 1B, esso presenta una luce libera di inflessione pari ad 2,1 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	5,00	3,30
V_d (KN)	8,80	2,90
N_{cd} (KN)	15,20	15,20

Tabella 77 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1B.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 11.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro 1B per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 354,37 \text{ KN}$$

$$P_e = 136,22 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro 1B per la classe di durata Breve:

$$P_c = 270,99 \text{ KN}$$

$$P_e = 129,41 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	6,70	5,14
V_r (KN)	14,10	10,80
N_{cr} (KN)	123,11	113,20
B	1,13	1,13

Tabella 78 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro 1B.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,96 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 14,1 \text{ KN} \geq V_d = 8,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,86 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 10,8 \text{ KN} \geq V_d = 2,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

7.4.2 Pilastrata Piano Terra

Si parte del pilastro A, lo stesso presenta una luce libera di inflessione pari ad 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	4,70	2,0
V_d (KN)	3,40	1,20
N_{cd} (KN)	13,70	13,70

Tabella 79 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro A.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 11.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro A per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 354,37 \text{ KN}$$

$$P_e = 98,20 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro A per la classe di durata Breve:

$$P_c = 270,99 \text{ KN}$$

$$P_e = 93,28 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	6,70	5,14
V_r (KN)	14,10	10,80
N_{cr} (KN)	91,80	85,40
B	1,16	1,17

Tabella 80 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro A.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,96 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 14,1 \text{ KN} \geq V_d = 3,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,62 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 10,8 \text{ KN} \geq V_d = 1,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro B, esso presenta una luce libera di inflessione pari ad 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	6,00	0,50
V_d (KN)	3,30	0,30
N_{cd} (KN)	25,20	25,20

Tabella 81 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro B.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 16.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro B per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 515,44 \text{ KN}$$

$$P_e = 142,82 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro B per la classe di durata Breve:

$$P_c = 394,16 \text{ KN}$$

$$P_e = 135,68 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	9,80	7,50
V_r (KN)	20,60	15,70
N_{cr} (KN)	133,50	124,24
B	1,21	1,23

Tabella 82 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro B.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,93 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 20,6 \text{ KN} \geq V_d = 3,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,30 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 15,7 \text{ KN} \geq V_d = 0,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro C, esso presenta una luce libera di inflessione pari ad 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_d (KNm)	5,50	0,60
V_d (KN)	3,90	0,44
N_{cd} (KN)	27,60	27,60

Tabella 83 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro C.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 15.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro C per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 483,23 \text{ KN}$$

$$P_e = 133,90 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro C per la classe di durata Breve:

$$P_c = 269,53 \text{ KN}$$

$$P_e = 127,20 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	9,20	7,00
V_r (KN)	19,30	14,74
N_{cr} (KN)	125,20	116,50
B	1,26	1,27

Tabella 84 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro C.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,98 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 19,3 \text{ KN} \geq V_d = 3,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,35 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 14,74 \text{ KN} \geq V_d = 0,44 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro D, esso presenta una luce libera di inflessione pari ad 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio, causati quasi integralmente dalla presenza del vento.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M _d (KNm)	3,20	0,74
V _d (KN)	2,10	0,44
N _{cd} (KN)	9,30	9,30

Tabella 85 Valori massimi del momento flettente, del taglio e dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro D.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro pari a 8.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro D per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 257,72 \text{ KN}$$

$$P_e = 71,41 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità del pilastro D per la classe di durata Breve:

$$P_c = 197,09 \text{ KN}$$

$$P_e = 67,84 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e Breve:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve
M_r (KNm)	4,90	3,74
V_r (KN)	10,30	7,90
N_{cr} (KN)	66,80	62,10
B	1,15	1,16

Tabella 86 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e del coefficiente di amplificazione del momento in relazione alla classe di durata del carico, associati al pilastro D.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio rispetto alle classi di durata del carico:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,89 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 10,3 \text{ KN} \geq V_d = 2,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,38 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 7,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,44 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

7.5 Modifiche strutturali

Il numero di culmi da utilizzare nei vari elementi strutturali costituenti la struttura oggetto di studio per il soddisfacimento delle verifiche agli SLU sono eccessivi, pertanto si è reso necessario una modifica del sistema strutturale. Tale modifica non sarà profonda e non si andranno a cambiare i volumi interni dell'edificio, né la tipologia strutturale, questo per mantenere una certa continuità con la struttura originale.

Due sono state le modifiche principali riguardanti il sistema strutturale:

1. è stato dimezzato il passo tra le travi associate alla copertura principale ed i relativi pilastri portandolo a circa 1,5 metri;
2. si sono inseriti degli elementi di controventamento a x lungo le due direzioni principali in pianta ossia lungo X e Y. Il motivo per il quale sono stati inseriti tali controventamenti è quello di assorbire i momenti flettenti causati dall'azione del vento agente sulla struttura.

Di seguito si riportano i prospetti e la pianta della costruzione così modificata;

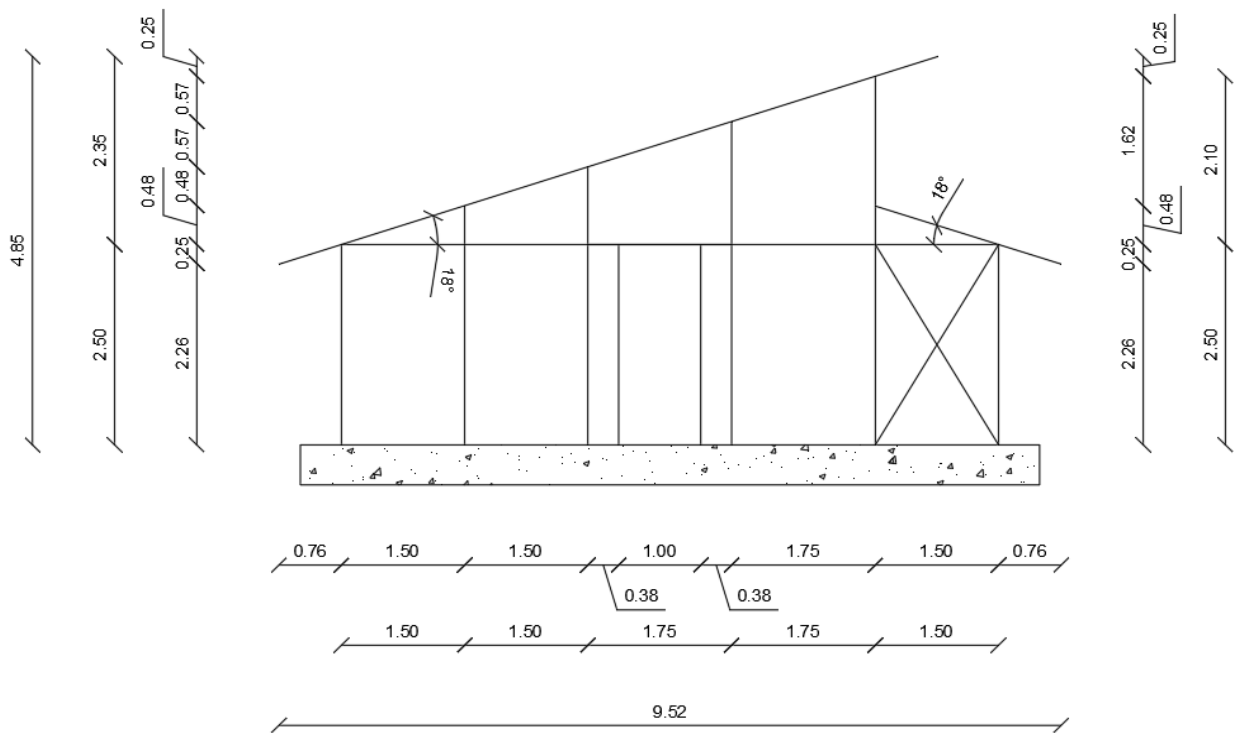


Figura 49 Prospetto Sud dell'edificio a seguito delle modifiche.

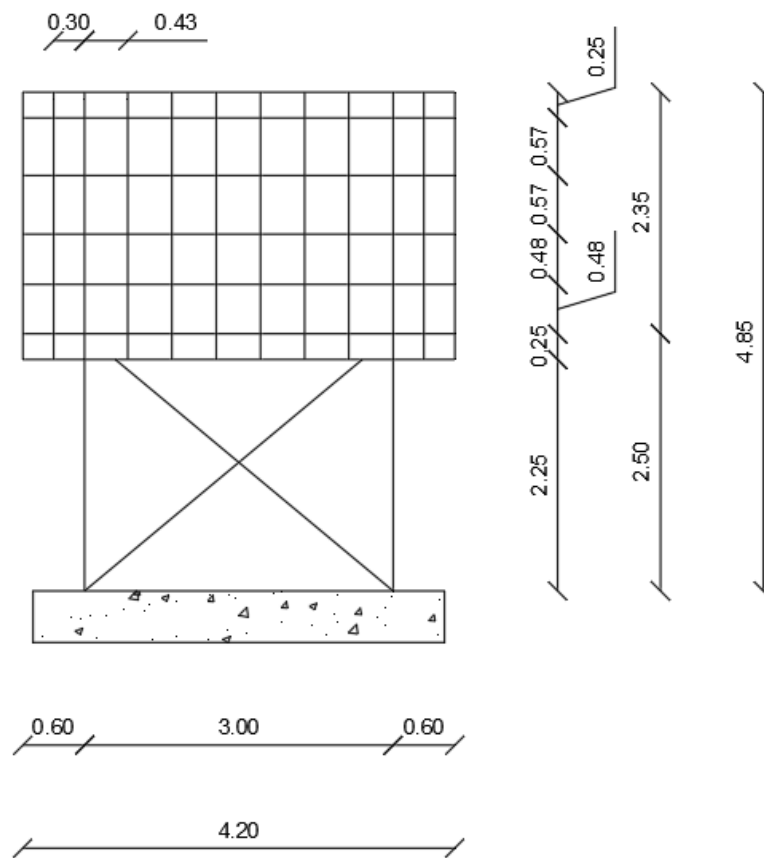


Figura 50 Prospetto Est dell'edificio a seguito delle modifiche.

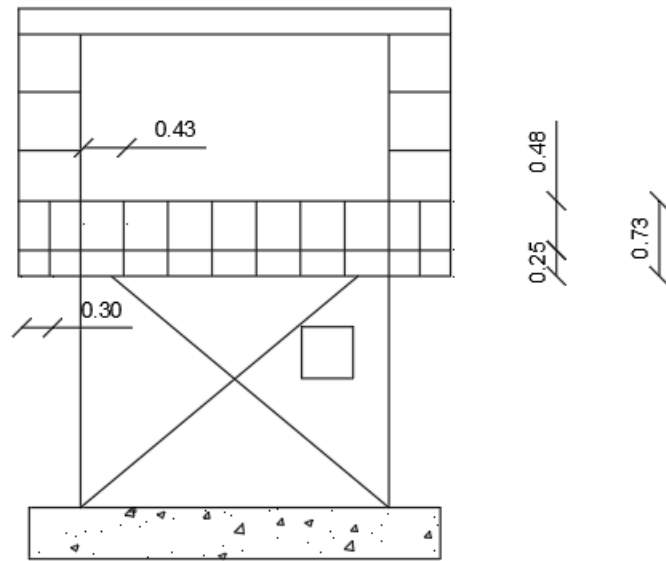


Figura 51 Prospetto Ovest dell'edificio a seguito delle modifiche.

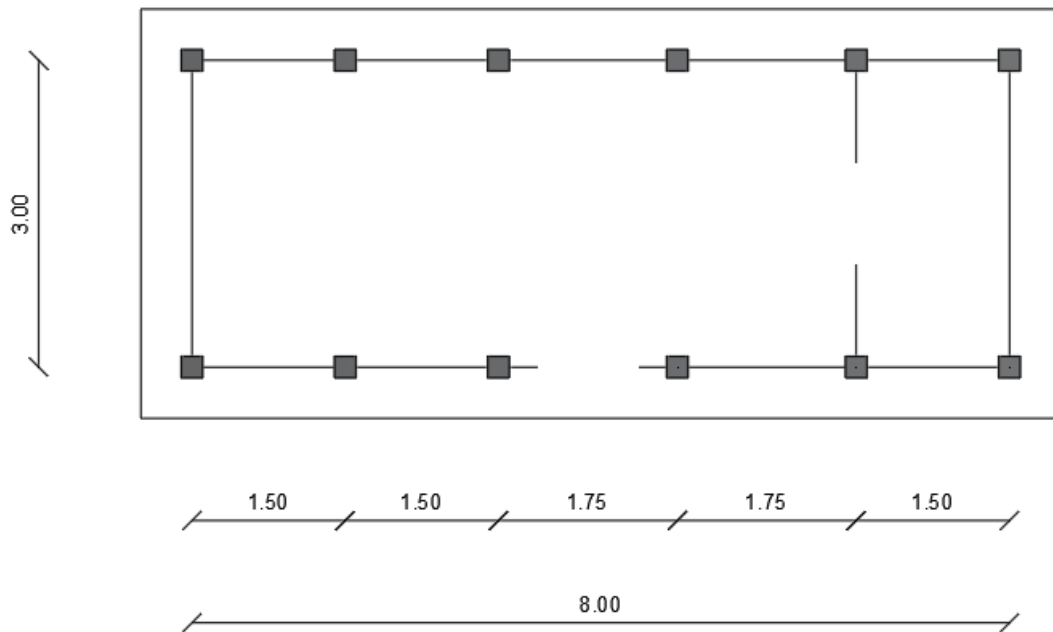


Figura 52 Pianta dell'edificio a seguito delle modifiche.

Nei capitoli che seguiranno si andrà a effettuare il dimensionamento dell'edificio così modificato, in tal caso le verifiche SLU verranno svolte anche per l'azione sismica agente. Nel capitolo 8 posto di seguito verrà effettuata l'analisi sismica della costruzione oggetto di studio e la modellazione dell'azione sismica su SAP2000.

8. ANALISI SISMICA DELL'EDIFICIO

Per la definizione dell'analisi sismica agente sull'edificio oggetto di studi si è fatto ricorso alle NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018" capitolo 7. In merito alla questione sismica poco o nulla è stato scritto nelle ISO 22156 in merito al bambù, così come anche per quanto concerne le altre normative internazionali, se non raccomandazioni derivanti da deduzioni empiriche del problema.

Prima di procedere al calcolo delle azioni è necessario definire il periodo di riferimento dell'azione sismica, esso dipende dalla vita nominale e dalla classe d'uso dell'opera. Nel seguente caso la vita nominale dell'opera è pari a 50 anni, mentre la classe d'uso è la seconda, da cui deriva un coefficiente d'uso C_U pari a 1. Il periodo di riferimento dell'azione sismica si calcola come:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

Per quanto concerne la categoria di sottosuolo associata al sito in esame si è supposta una categoria C, si è fatto riferimento a quanto prescritto dalle NTC2018, come riportato nella tabella posta di seguito;

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 87 Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato⁴⁹.

⁴⁹ NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018".

La categoria topografica del sito in esame è la T1 dato che il territorio di costruzione è pianeggiante o con leggeri pendii aventi inclinazione inferiore ai 15°, secondo quanto riportato nelle NTC2018;

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 88 Categorie topografiche⁵⁰.

Prima di procedere nel calcolo dei carichi e degli spettri di risposta associati a tale costruzione è necessario definire i parametri iniziali relativi al sito in esame, ossia i valori di:

- a_g , massima accelerazione di base;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di risposta di accelerazione orizzontale;
- T_c^* valore di riferimento per la determinazione del tempo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta.

Per la determinazione di tali valori ci si è avvalsi del file Excel Spettri di risposta NTC ver.1.0.3. Dato che la località in cui sorge la costruzione è il comune di Bologna i valori dei parametri iniziali in funzione del periodo di ritorno sono:

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_c^* [s]
30	0,053	2,478	0,258
50	0,066	2,482	0,272
72	0,077	2,481	0,278
101	0,088	2,473	0,285
140	0,102	2,459	0,288
201	0,120	2,410	0,292
475	0,166	2,404	0,310
975	0,212	2,436	0,315
2475	0,284	2,456	0,323

Tabella 89 Valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* in funzione del periodo di ritorno, per il sito in esame.

⁵⁰ NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018".

8.1 Combinazione di carico sismica

La combinazione SLU relativa all'ambito sismico con i relativi coefficienti di sicurezza risulta essere la seguente:

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

Dove:

- G_1 sono i carichi permanenti strutturali;
- G_2 sono i carichi permanenti non strutturali;
- P sono gli effetti delle presollecitazioni;
- E sono le azioni sismiche;
- Q_{kj} sono le azioni variabili;
- ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione.

I coefficienti di combinazione ψ_{2j} assono i seguenti valori per le azioni riguardati il progetto oggetto del seguente studio:

- $\psi_{2j} = 0$ Neve, Vento; Sovraccarichi di tipo H;
- $\psi_{2j} = 0,3$, Sovraccarichi categoria A.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$E = G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj} = G_1 + G_2 + 0,3 \cdot Q_{k,cat.A}$$

Tale azione è stata implementata sul programma SAP2000 mediante il comando Mass Source, con il quale è possibile considerare nell'analisi sismica della struttura tutti quei carichi che sono delle masse.

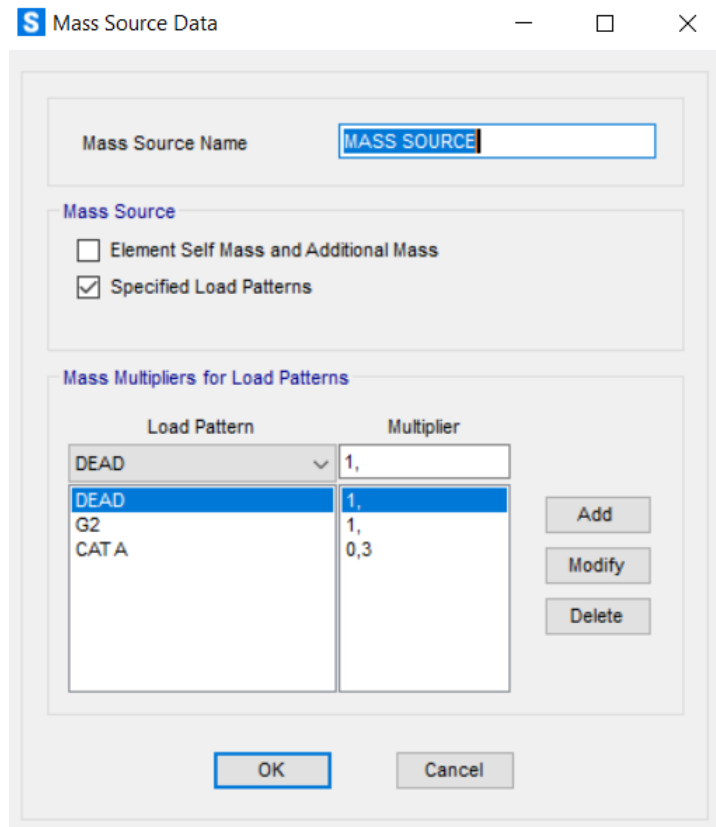


Figura 53 Comando Mass Source su SAP2000, dove per Dead si intendono i carichi G_1 .

Nelle NTC2018 si riporta che nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso. Gli stati limite di esercizio SLE sono:

- Stato Limite di Operatività (SLO);
- Stato Limite di Danno (SLD).

Gli stati limite ultimi SLU sono:

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Quelli a cui si farà riferimento nell'ambito del seguente progetto sono gli stati limite SLD e SLV.

8.2 Definizione dello Spettro di risposta per stati limite di Stato Limite di Danno (SLD)

Il calcolo dello spettro di risposta è stato effettuato in accordo con quanto previsto dalla normativa italiana NTC2018. Il calcolo del periodo di ritorno viene svolto avvalendosi di opportune tabelle prese dalle NTC2008 secondo le quali il periodo di ritorno T_R dipende dallo stato limite che si sta considerando e da V_R della struttura oggetto di studio.

LIMIT STATES			SERVICE LIFE: $V_N * C_U$			
			35	50	75	100
		PROBABILITY OF EXCEEDANCE DURING SERVICE LIFE	RETURN PERIOD (years)			
SLS	SLO	81%	21	30	45	60
	SLD	63%	35	50	75	100
ULS	SLV	10%	332	475	712	949
	SLC	5%	682	975	1462	1950

Tabella 90 Tabella dove vengono illustrati i tempi di ritorno T_R in funzione della vita di riferimento del fabbricato V_R e dello stato limite considerato.

In accordo con le NTC2018 per lo stato limite SLD si ha una probabilità del 63% di eccedenza durante la vita di servizio ed un tempo di ritorno T_R pari a 50 anni essendo $V_R = 50$ anni.

Per tale tempo di ritorno si hanno i seguenti dati iniziali:

$$a_g = 0,066 (g)$$

$$F_0 = 2,482$$

$$T_C^* = 0,272 s$$

Una volta noti i valori dei parametri iniziali sopra riportati è possibile definire i valori dei coefficienti C_C e S_S necessari per la definizione dello spettro di risposta, per fare ciò si è utilizzata la tabella posta di seguito estrapolata dalle NTC 2018:

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

Tabella 91 Espressioni di S_S e di C_C ⁵¹.

Dato che la categoria di sottosuolo è la C e dati i valori dei parametri iniziali sopra riportati si ha che i valori dei coefficienti sono:

$$S_S = 1,5$$

$$C_C = 1,614$$

Per quanto concerne il coefficiente topografico S_T si è supposto che il terreno relativo al sito considerato nello studio appartenga alla categoria topografica T_1 , relativa a terreno pianeggiante con versanti di inclinazione inferiori a 15° ove presenti. Per tale tipologia di terreno $S_T = 1$. Dalla conoscenza del valore di S_S e del valore di S_T è possibile calcolare il valore di S , il quale è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche. Esso si calcola mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T = 1,5$$

Lo spettro di risposta elastica in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico S_e , relativo allo stato limite SLD, è definito dalle espressioni seguenti:

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

⁵¹ NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018".

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

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

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

Dove:

- T è il periodo proprio di vibrazione;
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;
- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione;

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0,55$$

Nel caso oggetto di studio si è supposto uno smorzamento viscoso del 5% per cui si ha $\eta = 1$.

- a_g e F_0 sono i parametri iniziali definiti sopra;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione:

$$T_C = C_C \cdot T_C^* = 0,439 \text{ s}$$

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione:

$$T_B = \frac{T_C}{3} = 0,146 \text{ s}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6 = 1,87 \text{ s}$$

Per meglio comprendere i termini sopra esposti si riporta un grafico raffigurante l'andamento tipico di uno spettro di risposta elastica:

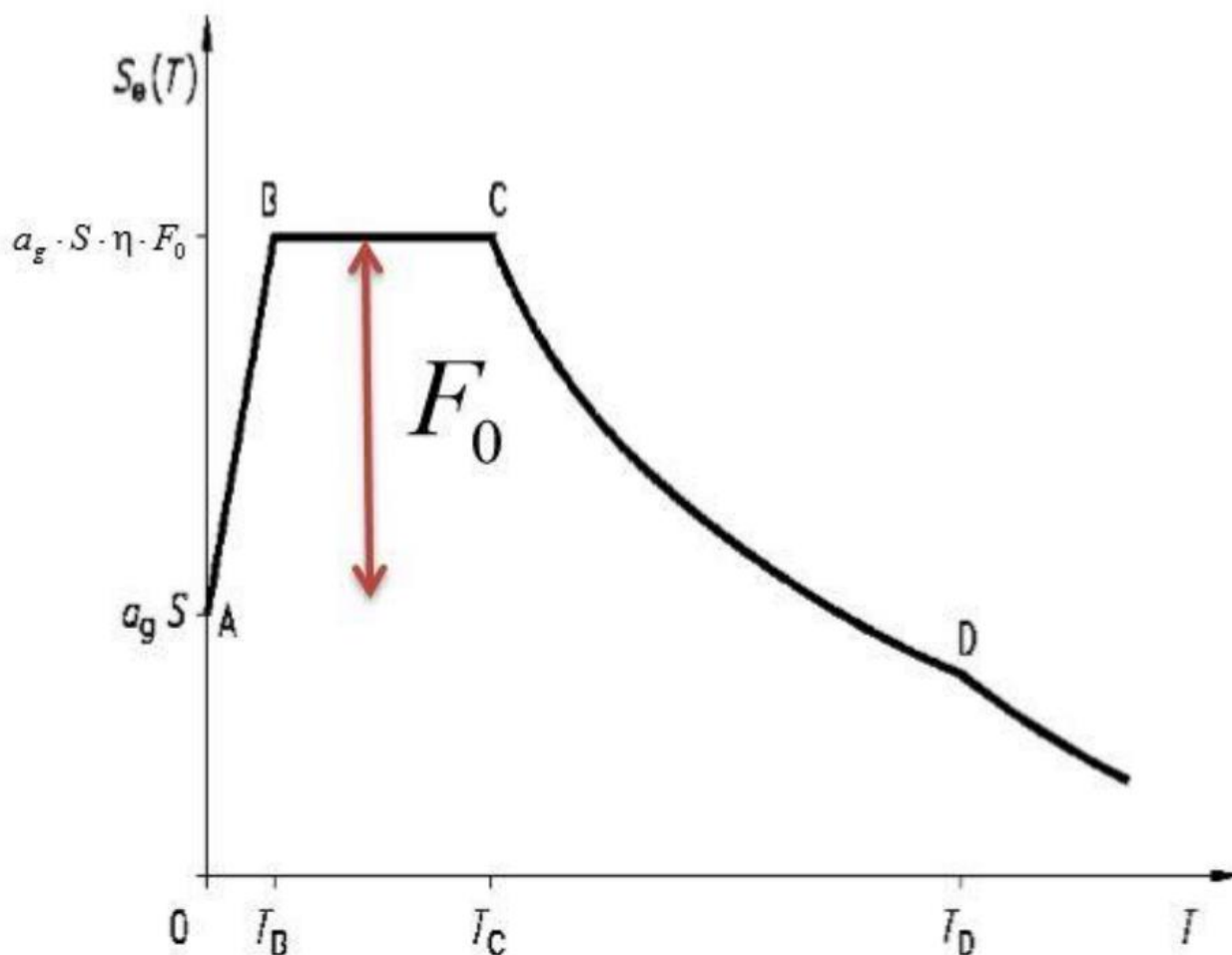


Figura 54 Andamento tipico dello spettro di risposta elastica per un generico edificio.

Nell'ambito del progetto svolto nel seguente lavoro di tesi si è andati ad implementare le informazioni sopra riportate nel programma agli elementi finiti SAP2000, per mezzo del comando Functions è stato possibile ottenere lo spettro di risposta elastica dello stato limite SLD.

Function Name

Function Damping Ratio

Parameters

ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude

ag, F0 and Tc* - by Island

ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,099
0,1459	0,2457
0,4378	0,2457
0,5378	0,2
0,6378	0,1687
0,7378	0,1458
0,8378	0,1284
0,9378	0,1147

Function Graph

(1,4496 , 0,0742)

Figura 55 Spettro di risposta elastica per lo stato limite SLD, ottenuto dall'implementazione delle informazioni sul programma agli elementi finiti SAP2000.

8.3 Definizione dello Spettro di risposta per stati limite di salvaguardia della Vita (SLV)

In accordo con le NTC2018 per lo stato limite LS si ha una probabilità del 10% di eccedenza durante la vita di servizio ed un tempo di ritorno T_R pari a 475 anni essendo $V_R = 50$ anni.

Per tale tempo di ritorno si hanno i seguenti parametri iniziali:

$$a_g = 0,166 (g)$$

$$F_0 = 2,404$$

$$T_C^* = 0,31 \text{ s}$$

I valori dei parametri associati alla categoria di sottosuolo C, alla categoria topografica T₁ ed ai parametri iniziali sopra riportati sono i seguenti:

$$S_S = 1,461$$

$$C_C = 1,545$$

$$S_T = 1$$

$$S = 1,461$$

Lo spettro di risposta di progetto in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico S_d, relativo allo stato limite SLV, è definito dalle espressioni seguenti:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_0}{q}$$

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

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

Dove:

- T_C , T_B e T_D hanno lo stesso significato riportato nel paragrafo 8.2, tuttavia in tal caso assumo il valore:

$$T_C = 0,479 \text{ s}$$

$$T_B = 0,160 \text{ s}$$

$$T_D = 2,263 \text{ s}$$

- F_0 , a_g e T hanno lo stesso significato de termini riportati nel paragrafo 4.2;
- q è il fattore di comportamento della struttura, il quale tiene conto delle caratteristiche duttili della stessa. Nell'ambito delle strutture in legno il fattore di struttura q tiene conto

del comportamento post elastico e dissipativo delle connessioni, in quanto in tali costruzioni il comportamento dissipativo delle stesse dipende esclusivamente dalle connessioni utilizzate. Per quanto concerne le costruzioni in bambù la normativa ISO 22156 riguardante l'ambito sismico è molto scarsa se non quasi del tutto assente. In essa si specifica che le costruzioni in bambù devono essere progettate per rimanere in campo elastico, pertanto il fattore di struttura q può variare tra 1 e 1,5, potendo arrivare fino ad un limite di 2,5 ove vengano effettuate delle sperimentazioni specifiche. Nel caso oggetto del seguente studio si è posto cautelativamente q pari a 1.

Andando ad implementare le informazioni sopra riportate nel programma agli elementi finiti SAP2000, per mezzo del comando Functions è stato possibile ottenere lo spettro di risposta di progetto dello stato limite SLV.

Function Name SLV

Function Damping Ratio 0,05

Parameters

ag, F0 and Tc* - by Latitude/Longitude

ag, F0 and Tc* - by Island

ag, F0 and Tc* User Specified

Site Longitude (degree)

Site Latitude (degree)

Island Name

Limit State

Usage Class

Nominal Life

Peak Ground Acc., ag/g

Magnification Factor, F0

Reference period, Tc*

Spectrum Type

Soil Type

Topography

h/H ratio

Spectrum Period, Tb

Spectrum Period, Tc

Spectrum Period, Td

Damping Percentage, Xi

Behavior Factor, q

Define Function

Period	Acceleration
0,	0,2425
0,1597	0,5829
0,4791	0,5829
0,5791	0,4822
0,6791	0,4112
0,7791	0,3584
0,8791	0,3176
0,9791	0,2852

Function Graph

(2,6594 , 0,0894)

Figura 56 Spettro di risposta di progetto per lo stato limite SLV, ottenuto dall'implementazione delle informazioni sul programma agli elementi finiti SAP2000.

Una volta ottenuti gli spettri di risposta per i due stati limite di SLD e SLV, come sopra mostrato, è possibile generare il carico associato agli stessi in SAP2000 mediante il comando "Load Case Data" ed inserendo come tipo di Load Case lo spettro di risposta. E' stato impostato un fattore di scala pari a 9,81, il quale rappresenta l'accelerazione di gravità da applicare al "Mass source" creata in precedenza. Si riporta di seguito l'esempio di tale comando relativamente al caso dello stato limite SLV per la direzione X:

S Load Case Data - Response Spectrum ×

Load Case Name

Modal Combination
 CQC
 SRSS
 Absolute
 GMC
 NRC 10 Percent
 Double Sum

Modal Load Case
 Use Modes from this Modal Load Case
 Standard - Acceleration Loading
 Advanced - Displacement Inertia Loading

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	SLV	9,81
Accel	U1	SLV	9,81

Show Advanced Load Parameters

Notes

Load Case Type

Directional Combination
 SRSS
 CQC3
 Absolute

Mass Source

Diaphragm Eccentricity
Eccentricity Ratio

Other Parameters
Modal Damping

Figura 57 Creazione del Load Case associato allo spettro di risposta per lo stato limite SLV in direzione X su SAP2000.

Come è possibile notare dall'immagine posta sopra nel programma SAP2000 è stata inserita cautelativamente un'eccentricità accidentale pari al 5%. Questo è stato fatto in quanto assumere il baricentro delle masse coincidente con il baricentro geometrico della pianta dell'impalcato equivale a dire che tutti i carichi accidentali sono posizionati in modo tale da far coincidere il centro di massa con il baricentro geometrico dell'impalcato e ciò risulta essere poco realistico. Il valore del 5% deriva da prescrizioni delle NTC2018 paragrafo 7.2.6, di cui si riporta un estratto *“Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze [nella localizzazione delle masse, n.d.a.], deve essere attribuita al centro di massa un'eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici e in assenza di più accurate determinazioni, l'eccentricità accidentale in ogni direzione non può essere considerata inferiore a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.”*

L'eccentricità del centro di massa darà vita a quattro differenti posizioni del baricentro delle masse. Avremo dunque quattro differenti combinazioni sismiche per ogni direzione del sisma, uno per ogni posizione del centro di massa.

8.4 Combinazione dei carichi sismici

Una volta ottenute le azioni sismiche in entrambe le direzioni x e y, le si deve combinare utilizzando il modo seguente:

$$1) E_{dx} + 0,3 \cdot E_{dy}$$

$$2) 0,3 \cdot E_{dx} + E_{dy}$$

Dove:

- E_{dx} è l'azione sismica di progetto lungo la direzione X;
- E_{dy} è l'azione sismica di progetto lungo la direzione Y.

Su SAP2000 sono state create varie combinazioni di carico, in totale 4 per ognuno dei due stati limite, in modo tale da riprodurre tutte le tipologie di carico possibili.

8.5 Scorrimento di interpiano

Per edificio aventi elementi non strutturali progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano (in cui rientra il caso oggetto del seguente studio), per effetto della loro deformabilità intrinseca oppure dei collegamenti alla struttura o per edifici senza elementi non strutturali si ha che lo scorrimento di interpiano deve rispettare la seguente limitazione:

$$q \cdot d_r \leq 0,01h$$

Dove:

- q è pari a 1;
- d_r è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, ottenuto dal SLD (Spettro Elastico con probabilità di eccedenza del 63%);
- h è l'altezza di piano.

Nel caso del modello con vincoli ad incastro nei nodi travi-pilastri del solaio di interpiano lo scorrimento di interpiano associato alle direzioni X e Y assume i seguenti valori;

COPERTURA X			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
1	0,001	<	0,0048
2	0,001	<	0,01
3	0,001	<	0,0153
4	0,001	<	0,021
5	0,001	<	0,0048
SOLAIO DI INTERPIANO X			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
6	0,0009	<	0,025
7	0,0009	<	0,025
8	0,0008	<	0,025
9	0,0008	<	0,025
10	0,0008	<	0,025
11	0,0007	<	0,025

Tabella 92 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione X per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli ad incastro.

COPERTURA Y			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
1	0,004	<	0,0048
2	0,009	<	0,01
3	0,014	<	0,0153
4	0,014	<	0,021
5	0,004	<	0,0048

SOLAIO DI INTERPIANO Y			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r < 0,01h$ (m)
6	0,0004	<	0,025
7	0,006	<	0,025
8	0,011	<	0,025
9	0,014	<	0,025
10	0,008	<	0,025
11	0,0006	<	0,025

Tabella 93 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione Y per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli ad incastro.

Dove la nomenclatura associata ai nodi viene riportata nell'immagine posta di seguito;

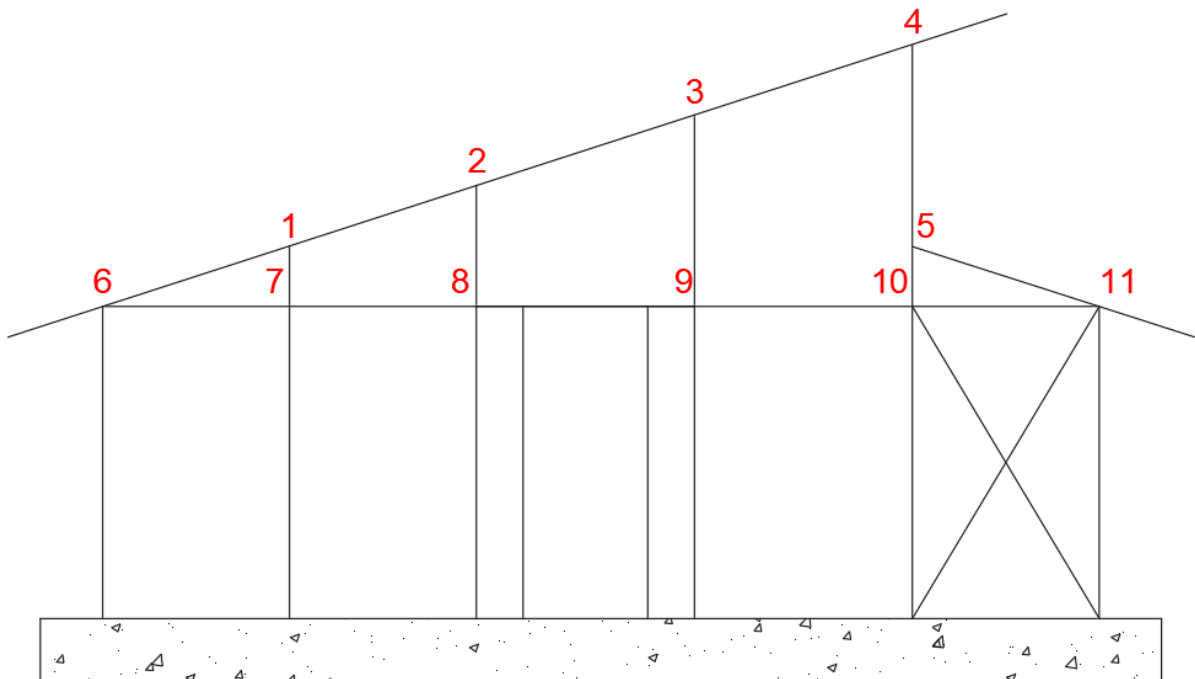


Figura 58 Nomenclatura dei nodi.

Nel seguito si riportano i valori dello scorrimento di interpiano associati al caso del modello con vincoli a cerniera nei nodi travi-pilastri nel solaio di interpiano, sia per la direzione X che per la direzione Y.

COPERTURA X			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
1	0,001	<	0,0048
2	0,001	<	0,01
3	0,001	<	0,0153
4	0,001	<	0,021
5	0,001	<	0,0048
SOLAIO DI INTERPIANO X			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
6	0,001	<	0,025
7	0,001	<	0,025
8	0,001	<	0,025
9	0,001	<	0,025
10	0,0008	<	0,025
11	0,0008	<	0,025

Tabella 94 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione X per la copertura ed il solaio di interpianto, per il modello a vincoli a cerniera.

COPERTURA Y			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
1	0,004	<	0,0048
2	0,008	<	0,01
3	0,014	<	0,0153
4	0,014	<	0,021
5	0,0045	<	0,0048
SOLAIO DI INTERPIANO Y			
NODI:	SCORRIMENTO d_r (m)	VERIFICA	LIMITAZIONE $d_r <$ 0,01h (m)
6	0,0004	<	0,025
7	0,006	<	0,025
8	0,011	<	0,025
9	0,014	<	0,025

10	0,008	<	0,025
11	0,0006	<	0,025

Tabella 95 Scorrimento di per lo stato limite SLD, in direzione Y per la copertura ed il solaio di interpiano, per il modello a vincoli a cerniera.

Le verifiche relative agli scorrimenti di interpiano sono soddisfatte per entrambi i modelli.

8.6 Effetti del secondo ordine (effetto P-Δ) (SLV)

Le non linearità geometriche sono prese in conto attraverso il fattore θ che, in assenza di più accurate determinazioni, può essere definito come:

$$\theta = \frac{P \cdot d_{Er}}{V \cdot h}$$

Dove:

- P è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- V è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento q, che in tal caso assume il valore di 1;
- h è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante;
- d_{Er} è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante.

Gli effetti della non linearità geometrica:

- possono essere trascurati, quando θ è minore di 0,1;
- possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$, quando θ è compreso tra 0,1 e 0,2;
- devono essere valutati attraverso un'analisi non lineare, quando θ è compreso tra 0,2 e 0,3.
- Il valore di θ non deve, in ogni caso, superare il valore di 0,3.

Inizialmente si considera il modello a vincoli ad incastro nei nodi travi-pilastri.

Come prima cosa è necessario determinare il valore del taglio alla base agente sulla struttura, che nel caso oggetto di studio assume i seguenti valori lungo le due direzioni principali;

$$V_{bx} = 16,84 \text{ KN}$$

$$V_{by} = 18,48 \text{ KN}$$

Tali valori sono stati desunti dal programma SAP2000, noti i quali è possibile determinare il valore del taglio agente sui vari piani dell'edificio utilizzando la formulazione sottostante:

$$V_{x,i} = V_{bx} \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j}$$

Dove:

- $V_{x,i}$ è il taglio agente sull'i-esimo piano;
- z_i è l'altezza dal suolo dell'i-esimo piano;
- m_i è la massa dell'i-esimo piano;
- $\sum z_j \cdot m_j$ è la somma dei prodotti delle masse per le altezze dal suolo dei vari piani di qui la struttura è costituita.

Di seguito si riportano in tabella i valori dei tagli $V_{x,i}$ per la copertura principale, la copertura secondaria ed il solaio di interpiano:

FORZE DI TAGLIO IN DIREZIONE X					
	z_i (m)	m_i (KN)	m_{TOT} (KN)	F_{bx} (KN)	F_{ix} (KN)
COPERTURA PRINCIPALE	3,2	6,940	25,499	16,84	5,703
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,159	25,499	16,84	1,480
PRIMO PIANO	2,5	15,044	25,499	16,84	9,657

Tabella 96 Tagli agenti sui vari piani in direzione X per il modello a vincoli ad incastro.

Avendo tutti i dati è possibile calcolare il valore di θ .

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE X					
	h (m)	P (KN)	V (KN)	d _r (m)	θ
COPERTURA PRINCIPALE	0,7	6,940	5,703	0,0022	0,00382
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,159	1,480	0,0016	0,00087
PRIMO PIANO	2,5	15,043	9,657	0,002	0,00125

Tabella 97 Valori di θ in direzione X per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli ad incastro.

I valori di θ sopra calcolati sono tutti inferiori a 0,1 pertanto si possono trascurare gli effetti del secondo ordine. Si ripete quanto sopra effettuato anche per la direzione Y ottenendo;

FORZE DI TAGLIO IN DIREZIONE Y					
	z _i (m)	m _i (KN)	m _{TOT} (KN)	F _{by} (KN)	F _{iy} (KN)
COPERTURA PRINCIPALE	3,2	6,940	25,499	18,48	6,258
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,159	25,499	18,48	1,624
PRIMO PIANO	2,5	15,044	25,499	18,48	10,598

Tabella 98 Tagli agenti sui vari piani in direzione Y per il modello a vincoli ad incastro.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE Y					
	h (m)	P (KN)	V (KN)	d _r (m)	θ
COPERTURA PRINCIPALE	0,7	6,940	6,258	0,03	0,0475
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,159	1,624	0,012	0,0060
PRIMO PIANO	2,5	15,044	10,598	0,021	0,0119

Tabella 99 Valori di θ in direzione Y per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli ad incastro.

Anche in questo caso i valori di θ sopra calcolati sono tutti inferiori a 0,1 pertanto si possono trascurare gli effetti del secondo ordine.

Si effettua ora la stessa analisi per il caso del modello a vincoli a cerniera nei nodi travi-pilastro nel solaio di interpiano.

Come prima cosa è necessario determinare il valore del taglio alla base agente sulla struttura, che nel caso oggetto di studio assume i seguenti valori lungo le due direzioni principali;

$$V_{bx} = 17,22 \text{ KN}$$

$$V_{by} = 19,82 \text{ KN}$$

Di seguito si riportano in tabella i valori dei tagli $V_{x,i}$ per la copertura principale, la copertura secondaria ed il solaio di interpiano:

FORZE DI TAGLIO IN DIREZIONE X					
	z_i (m)	m_i (KN)	m_{TOT} (KN)	F_{bx} (KN)	F_{ix} (KN)
COPERTURA PRINCIPALE	3,2	7,300	25,869	17,22	6,027
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,066	25,869	17,22	1,423
PRIMO PIANO	2,5	15,146	25,869	17,22	9,770

Tabella 100 Tagli agenti sui vari piani in direzione X per il modello a vincoli a cerniera.

Avendo tutti i dati è possibile calcolare il valore di θ .

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE X					
	h (m)	P (KN)	V (KN)	d_r (m)	θ
COPERTURA PRINCIPALE	0,7	7,300	17,22	0,002	0,0012
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,066	17,22	0,002	0,00008
PRIMO PIANO	2,5	15,146	17,22	0,002	0,0007

Tabella 101 Valori di θ in direzione X per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli a cerniera.

I valori di θ sopra calcolati sono tutti inferiori a 0,1 pertanto si possono trascurare gli effetti del secondo ordine. Si ripete quanto sopra effettuato anche per la direzione Y ottenendo;

FORZE DI TAGLIO IN DIREZIONE Y					
	z_i (m)	m_i (KN)	m_{TOT} (KN)	F_{by} (KN)	F_{iy} (KN)
COPERTURA PRINCIPALE	3,2	7,300	25,869	19,82	6,938
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,066	25,869	19,82	1,638
PRIMO PIANO	2,5	15,146	25,869	19,82	11,244

Tabella 102 Tagli agenti sui vari piani in direzione Y per il modello a vincoli a cerniera.

EFFETTI DEL SECONDO ORDINE Y					
	h (m)	P (KN)	V (KN)	d_r (m)	θ
COPERTURA PRINCIPALE	0,7	7,300	19,82	0,031	0,0163
COPERTURA SECONDARIA	2,67	2,066	19,82	0,018	0,0007
PRIMO PIANO	2,5	15,146	19,82	0,016	0,0049

Tabella 103 Valori di θ in direzione Y per i vari piani di cui la struttura oggetto del seguente studio è composta, per il modello a vincoli a cerniera.

Anche in questo caso i valori di θ sopra calcolati sono tutti inferiori a 0,1 pertanto si possono trascurare gli effetti del secondo ordine.

9. VERIFICHE AGLI SLU, STRUTTURA MODIFICATA

Nel seguente capitolo si riportano i calcoli condotti per determinare le sollecitazioni sugli elementi strutturali che compongono la costruzione oggetto delle modifiche riportate nel capitolo 7, ciò viene fatto ricorrendo al software agli elementi finiti SAP2000. Le combinazioni delle azioni adottate sono quelle indicate al capitolo 4 con i relativi coefficienti di sicurezza.

Il calcolo delle sollecitazioni agenti sui vari elementi strutturali varierà in funzione della combinazione di carico adottata, in questo caso si utilizzerà la combinazione fondamentale impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{j>1} \gamma_{Qj} \cdot \psi_{0j} \cdot Q_{kj}$$

Dove:

G_1 → carichi permanenti strutturali;

G_2 → carichi permanenti non strutturali;

Q_{k1} → azione variabile dominante;

$Q_{ki}, i > 1$ → azione variabile di accompagnamento;

P → stati di pretensione e precompressione;

$\psi_{ij}, i = 0,1,2$ → coefficienti di combinazione;

$\gamma_{Gi}, i = 1,2$ → coefficienti parziali di sicurezza;

$\gamma_{Qj}, j \geq 1$ → coefficienti parziali di sicurezza.

Per quanto riguarda le verifiche di resistenza (SLU) 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.

Al contrario di quanto fatto nel capitolo 7 le verifiche agli SLU riguarderanno oltre che la condizione di carico istantanea (vento) e breve (neve) anche il caso sismico e per alcuni elementi che verranno specificati nel seguito, il carico relativo alla classe di durata media a cui sono associati i carichi permanenti strutturali, non strutturali e quelli dovuti alla categoria A. Il motivo per il quale le verifiche riguardanti la classe di durata media non riguarderanno tutti gli elementi è che i pesi dovuti ai carichi permanenti risulta essere molto esegui, pertanto non incisivi da un punto di vista

dimensionale e gli effetti dei carichi dovuti alla categoria A riguardano esclusivamente una porzione del solaio di interpiano ed i pilastri immediatamente sottostanti. Saranno pertanto tali elementi ad essere dimensionati per tale combinazione di carico.

Per quanto concerne l'ambito sismico le resistenze di progetto assumeranno valori differenti rispetto al caso della sollecitazione del vento, malgrado entrambe appartengano alla classe di durata del carico istantanea. I valori di tali grandezze vengono riportati nell'Appendice B.

Nel seguito riportano i prospetti e la pianta della costruzione, per una maggiore chiarezza.

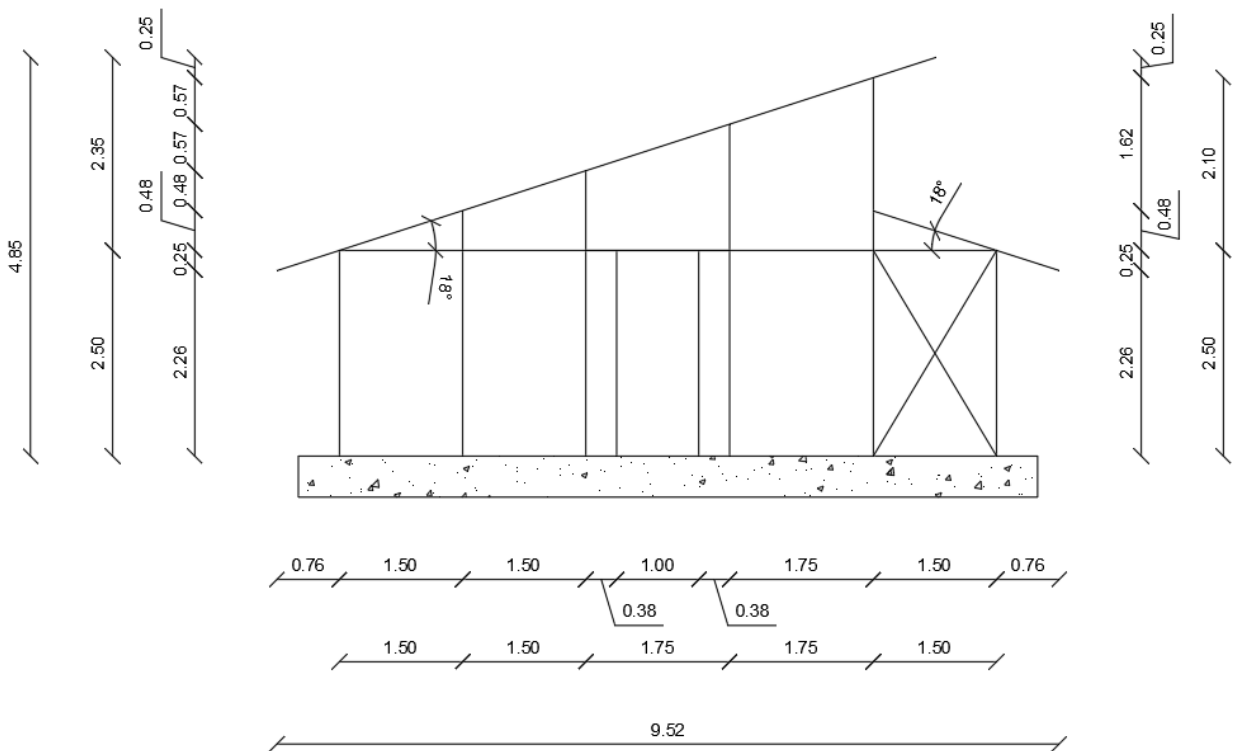


Figura 59 Prospetto Sud dell'edificio a seguito delle modifiche.

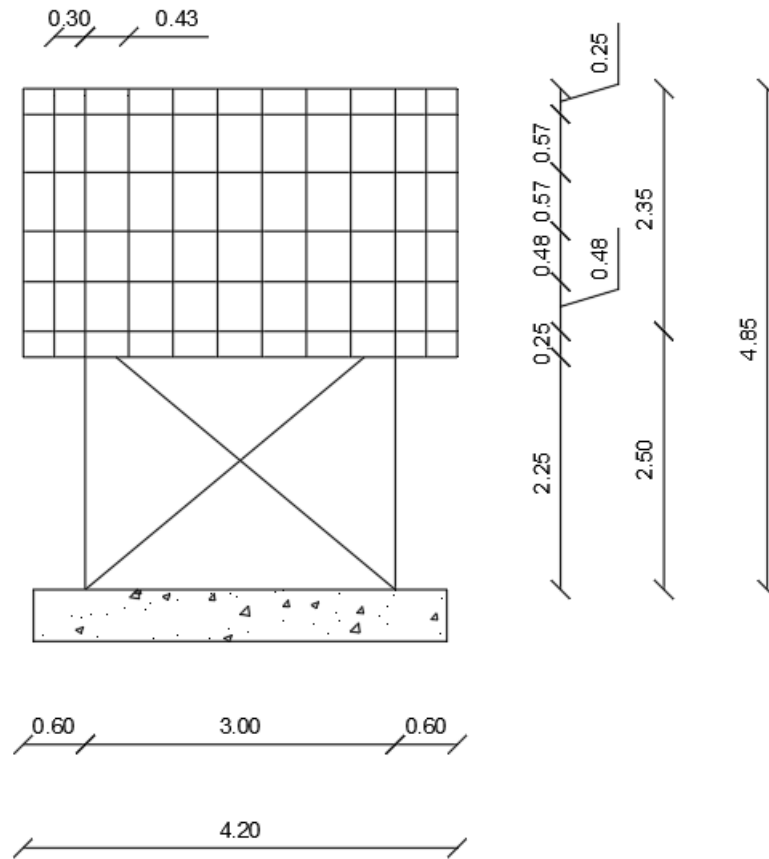


Figura 60 Prospetto Est dell'edificio a seguito delle modifiche.

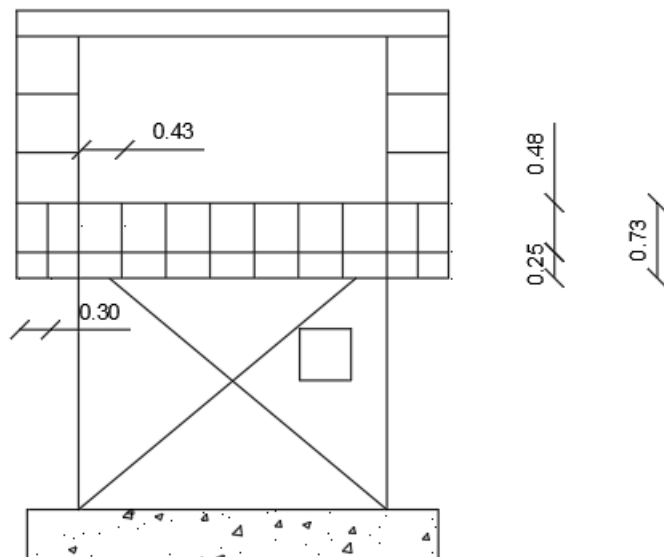


Figura 61 Prospetto Ovest dell'edificio a seguito delle modifiche.

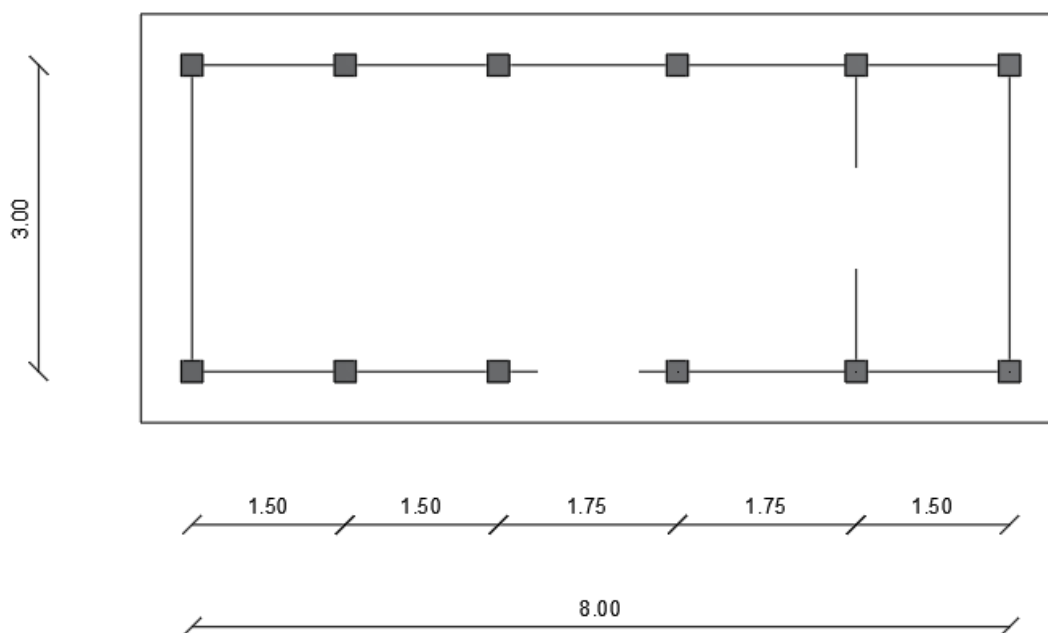


Figura 62 Pianta dell'edificio a seguito delle modifiche.

9.1 Copertura principale

9.1.1 Arcarecci

Per quanto attiene gli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave incastrata ad un estremo e incernierata a quello opposto con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo, la luce libera di inflessione risulta essere 1,85 metri, per l'arcareccio più lungo.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e sforzo assiale di trazione, pertanto sono necessarie le verifiche a tenso-flesso, flessione semplice e quella a taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, lo sforzo assiale e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,3	0,3	0,2
V_d (KN)	0,9	0,8	0,2
N_{td} (KN)	4	0	0

Tabella 104 Valori massimi del momento flettente, della trazione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,43m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 1.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, taglio e trazione (ove sia necessario), per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e nel caso del sisma:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	0,5	0,4	0,7
V_r (KN)	1,1	0,9	1,6
N_{tr} (KN)	63,7	/	/

Tabella 105 Valori della capacità portante a flessione, a taglio e a trazione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,60 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 0,4 \text{ KNm} \geq M_d = 0,3 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 0,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$M_r = 0,7 \text{ KNm} \geq M_d = 0,2 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.1.2 Trave di bordo

Tale elemento rappresenta l'arcareccio perimetrale che si collega con i pilastri, pertanto esso svolge il ruolo di trave di bordo, motivo per cui risulta essere maggiormente sollecitato rispetto agli altri arcarecci costituenti la copertura.

Lo schema statico è tuttavia lo stesso già descritto per gli arcarecci di copertura. La trave di bordo è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,9	1,1	0,6
V_d (KN)	1,2	2,3	0,8
N_{cd} (KN)	6,5	1,6	3,2

Tabella 106 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 22,2 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 21,1 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 22,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 171,8 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	21,3	20,0	21,6
B	1,41	1,08	1,17

Tabella 107 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,82 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 1,2 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,72 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 2,3 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,36 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

9.1.3 Travi Principali

Le travi principali che sostengono la copertura principale risultano essere 5. Tutte presentano uno schema statico di trave doppiamente incastrata, con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

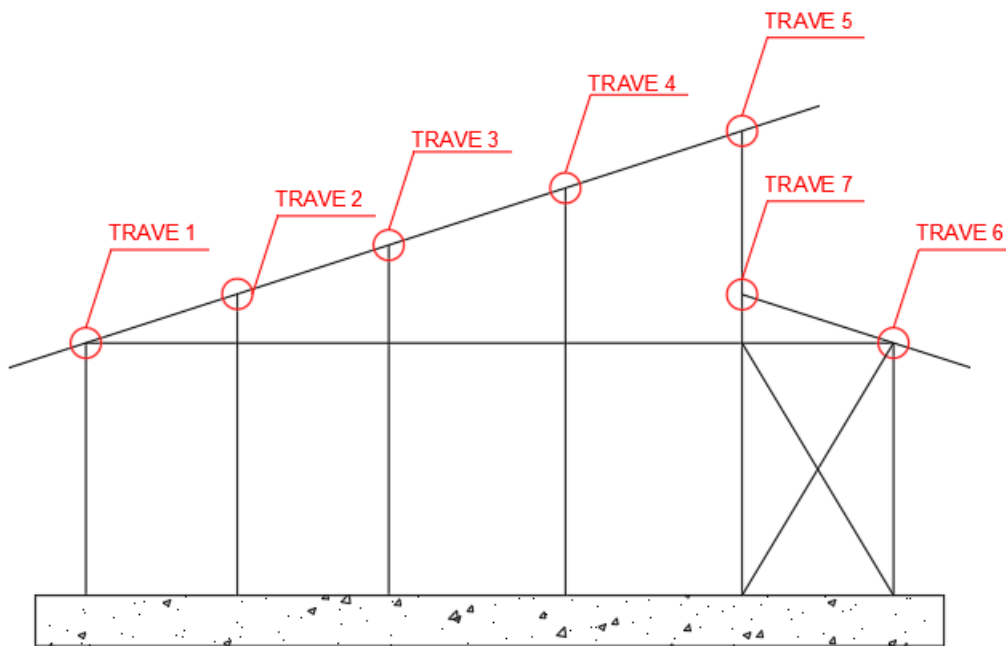


Figura 63 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.

Si parte dal dimensionamento della trave di copertura 1.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,8	1,6	0,5
V_d (KN)	4,4	3,9	1,5
N_{cd} (KN)	/	0,3	0,9
N_{td} (KN)	1,2	/	/

Tabella 108 Valori massimi del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 1 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$
$$P_e = 21,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$
$$P_e = 23,0 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,0
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	/	20,7	22,3
N_{tr} (KN)	254,8	/	/
B	1	1,01	1,04

Tabella 109 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 1 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, tenso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,74 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 4,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,88 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,20 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 2, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	2,1	1,8	0,9
V_d (KN)	4,9	4,2	2,5
N_{cd} (KN)	1,4	0,8	0,2

Tabella 110 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 2 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 27,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 28,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 214,8 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	27,6	25,9	27,9
B	1,05	1,03	1,00

Tabella 111 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 2 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,77 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 4,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,82 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 4,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,23 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 2,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 3, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,9	1,7	0,6
V_d (KN)	4,2	3,6	1,4
N_{cd} (KN)	2,1	1,9	0,7

Tabella 112 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 3 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 27,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 214,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,7 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	27,6	25,9	27,9
B	1,08	1,07	1,03

Tabella 113 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 3 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 4,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,80 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,20 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 1,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 4, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	2,5	2,3	0,4
V_d (KN)	5,6	5,0	0,6
N_{cd} (KN)	1,6	1,3	0,2

Tabella 114 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 4 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 6.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 193,3 \text{ KN}$$

$$P_e = 34,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 147,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 32,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 257,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 34,4 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	3,7	2,8	4,9
V_r (KN)	7,7	5,9	10,3
N_{cr} (KN)	33,1	31,1	33,4
B	1,04	1,02	1,01

Tabella 115 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 4 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 7,7 \text{ KN} \geq V_d = 5,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,82 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,9 \text{ KN} \geq V_d = 5,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,1 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 10,3 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 5, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	2,2	1,9	0,8
V_d (KN)	4,7	4,2	0,8
N_{cd} (KN)	1,4	1,3	1,0

Tabella 116 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 5 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 27,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 214,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 28,7 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	27,6	25,9	27,9
B	1,05	1,05	1,03

Tabella 117 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 5 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,81 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 4,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,90 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 4,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,22 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.2 Copertura secondaria

9.2.1 Arcarecci

Per quanto attiene gli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo e luce libera di inflessione pari a 1,6 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente e taglio, pertanto sono necessarie due verifiche quella a flessione e quella a taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,4	0,2	0,5
V_d (KN)	0,6	0,6	0,6

Tabella 118 Valori massimi del momento flettente e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,43m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 1.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione e taglio, per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e nel caso del sisma:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	0,5	0,4	0,7
V_r (KN)	1,1	0,9	1,6

Tabella 119 Valori della capacità portante a flessione, a taglio e a trazione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato della copertura secondaria.

Si riportano ora le verifiche a flessione semplice e a taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$M_r = 0,5 \text{ KNm} \geq M_d = 0,4 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 0,4 \text{ KNm} \geq M_d = 0,2 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 0,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$M_r = 0,7 \text{ KNm} \geq M_d = 0,5 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 1,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.2.2 Trave di bordo

Tale elemento rappresenta l'arcareccio perimetrale che si collega con i pilastri, pertanto esso svolge il ruolo di trave di bordo, motivo per cui risulta essere maggiormente sollecitato rispetto agli altri arcarecci costituenti la copertura.

Lo schema statico è tuttavia lo stesso già descritto per gli arcarecci di copertura. La trave di bordo è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,5	0,4	0,5
V_d (KN)	1,3	1,2	0,6
N_{cd} (KN)	1,9	0,5	0,4

Tabella 120 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave di bordo pari a 2.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 64,4 \text{ KN}$$

$$P_e = 10,9 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 10,3 \text{ KN}$$

$$P_e = 49,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 10,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 85,9 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	1,2	0,9	1,6
V_r (KN)	2,6	2,0	3,4
N_{cr} (KN)	10,5	9,8	10,6
B	1,21	1,05	1,04

Tabella 121 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave di bordo della copertura secondaria.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,68 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 2,6 \text{ KN} \geq V_d = 1,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,50 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 2,0 \text{ KN} \geq V_d = 1,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,36 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,4 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.2.3 Travi Principali

Le travi principali che sostengono la copertura secondaria risultano essere 2. Tutte presentano uno schema statico di trave doppiamente incastrata, con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

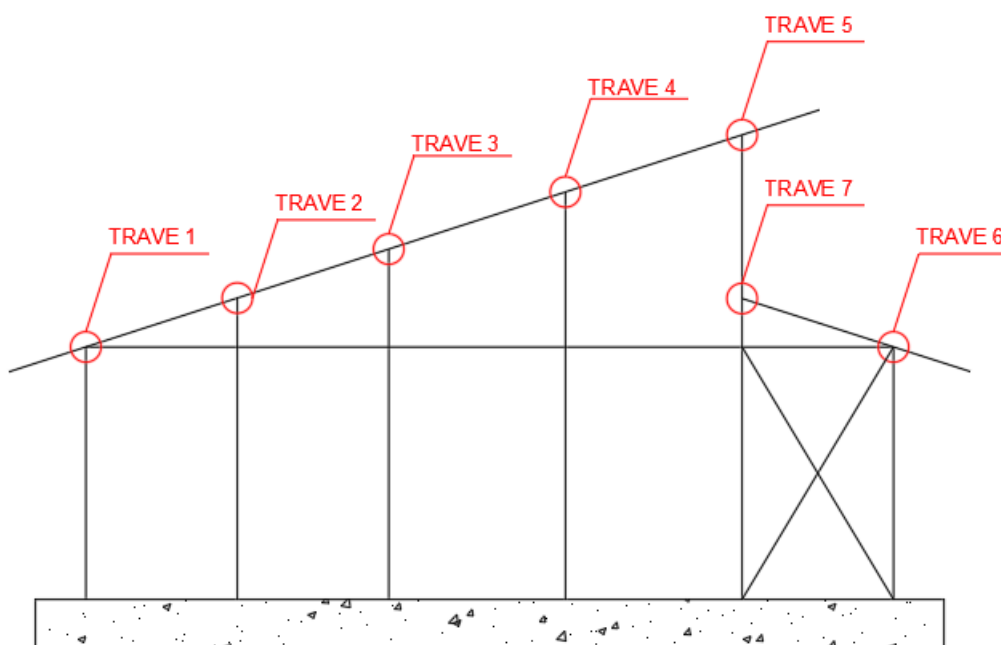


Figura 64 Nomenclatura delle travi associate alla copertura principale e a quella secondaria.

Si parte dal dimensionamento della trave di copertura 6.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,7	1,4	0,8
V_d (KN)	3,8	3,0	1,8
N_{cd} (KN)	0,7	0,1	0,6

Tabella 122 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 6 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 23,0 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 21,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 23,0 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	22,0	20,7	22,3
B	1,03	1,00	1,02

Tabella 123 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 6 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,75 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 3,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,28 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave 7, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,1	1,1	0,7
V_d (KN)	2,0	1,9	1,7
N_{cd} (KN)	3,7	1,3	2,8

Tabella 124 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 7 della copertura principale.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 23,0 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 21,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 23,0 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	22,0	20,7	22,3
B	1,19	1,06	1,14

Tabella 125 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave 7 della copertura principale.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,70 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 3,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,69 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,37 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.3 Solaio di Interpiano

9.3.1 Arcarecci

Per quanto attiene agli arcarecci lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con carico uniformemente distribuito lungo il suo sviluppo e luce libera di inflessione pari a 3 metri.

Tale elemento risulta essere soggetto a momento flettente e taglio, pertanto sono necessarie due verifiche quella a flessione e quella a taglio.

In questo caso si considererà anche il caso associato alla classe di durata permanente.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo e il taglio massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_d (KNm)	1,5	1,5	1,5	0,5
V_d (KN)	2,0	2,0	2,0	0,6

Tabella 126 Valori massimi del momento flettente e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

Dove i valori riportati nelle verifiche sopra esposte hanno lo stesso significato già definito nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un passo degli arcarecci di 0,35m ed un numero di culmi per arcareccio pari a 4.

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione e taglio, per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e nel caso del sisma:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	1,6	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	3,3	6,9

Tabella 127 Valori della capacità portante a flessione, a taglio in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'arcareccio maggiormente caricato del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$M_r = 2,4 \text{ KNm} \geq M_d = 1,5 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 2,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 1,9 \text{ KNm} \geq M_d = 1,5 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 2,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso di classe di durata Permanente:

$$M_r = 1,6 \text{ KNm} \geq M_d = 1,5 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,3 \text{ KN} \geq V_d = 2,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

4. Verifiche nel caso sismico:

$$M_r = 3,3 \text{ KNm} \geq M_d = 0,4 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.3.2 Travi Principali

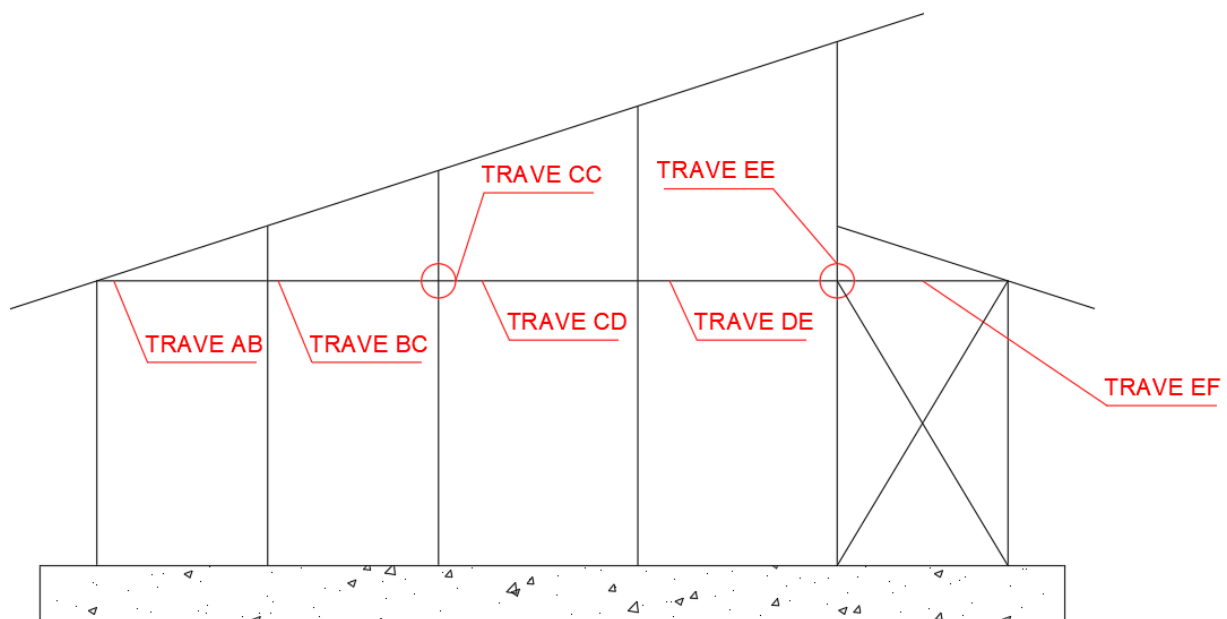


Figura 65 Nomenclatura travi di interpiano.

Le travi AB e BC sono soggette a delle sollecitazioni simili, inoltre per comodità di realizzazione si è deciso di realizzarle con lo stesso numero di culmi, pertanto si andrà a dimensionare la trave maggiormente caricata tra le due. Stessa cosa verrà fatta per il caso delle travi CD e DE.

Si parte dal dimensionamento della trave di interpiano BC, lo schema statico risulta essere quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 1,5 metri.

Essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,6	0,2	0,3
V_d (KN)	0,7	0,4	0,4
N_{cd} (KN)	4,3	/	5,6

Tabella 128 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave BC del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 3.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 96,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 13,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 13,8 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	1,7	3,3	2,4
V_r (KN)	3,9	6,9	5,1
N_{cr} (KN)	13,3	/	13,5
B	1,45	/	1,69

Tabella 129 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave BC del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, a flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,80 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 3,3 \text{ KNm} \geq M_d = 0,2 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,4 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,62 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 0,4 \text{ KN} \geq V_d = 5,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave DE, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale. Lo schema statico ad essa associato è quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 1,75m. In questo caso sarà necessario considerare anche il caso di classe di durata permanente.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_d (KNm)	2,6	2,6	2,6	1,1
V_d (KN)	5,2	5,2	5,2	2,3
N_{cd} (KN)	2,7	/	/	0,8

Tabella 130 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave DE del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 7.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 225,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 25,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 300,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 25,3 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_r (KNm)	4,3	3,3	2,8	5,7
V_r (KN)	9,0	6,9	5,8	12,0
N_{cr} (KN)	24,7	/	/	24,8
B	1,12	/	/	1,46

Tabella 131 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave DE del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,79 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 9,0 \text{ KN} \geq V_d = 5,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 3,3 \text{ KNm} \geq M_d = 1,6 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 5,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso di classe di durata Permanente:

$$M_r = 2,8 \text{ KNm} \geq M_d = 1,6 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,8 \text{ KN} \geq V_d = 5,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

4. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,60 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 12,0 \text{ KN} \geq V_d = 2,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave EF, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale. Lo schema statico associato a tale trave è quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 1,5m.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea e Breve e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,9	0,1	0,6
V_d (KN)	1,1	0,2	0,8
N_{cd} (KN)	/	/	4,2
N_{td} (KN)	11,8	/	/

Tabella 132 Valori massimi del momento flettente, dello sforzo assiale e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EF del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 3.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 184,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 13,8 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione, a trazione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	1,8	1,4	2,4
V_r (KN)	3,9	3,0	5,1
N_{cr} (KN)	/	/	13,6
N_{tr} (KN)	191,1	/	/
B	/	/	1,44

Tabella 133 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a trazione, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EF del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, tenso-flessione, flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{td}}{N_{tr}} + \frac{M_d}{M_r} = 0,55 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 1,4 \text{ KNm} \geq M_d = 0,1 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,0 \text{ KN} \geq V_d = 0,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,66 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave CC, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione. Lo schema statico è quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

In questo caso sarà necessario considerare anche il caso di classe di durata permanente.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_d (KNm)	0,9	0,8	0,8	0,4
V_d (KN)	1,1	1,0	1,0	0,3
N_{cd} (KN)	1	/	/	/

Tabella 134 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave CC del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 3.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 96,6 \text{ KN}$$

$$P_e = 4,3 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_r (KNm)	1,8	1,4	1,2	2,4
V_r (KN)	3,9	2,9	2,9	5,1
N_{cr} (KN)	4,3	/	/	/
B	1,30	/	/	/

Tabella 135 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave CC del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,76 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 1,4 \text{ KNm} \geq M_d = 0,8 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = \text{KN} \geq V_d = 1,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso di classe di durata Permanente:

$$M_r = 1,2 \text{ KNm} \geq M_d = 0,8 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 2,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

4. Verifiche nel caso sismico:

$$M_r = 2,4 \text{ KNm} \geq M_d = 0,6 \text{ KNm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne la trave EE, essa è soggetta a momento flettente, taglio e a sforzo assiale di compressione. Lo schema statico è quello di trave appoggiata con luce libera di inflessione pari a 3 metri.

In questo caso sarà necessario considerare anche il caso di classe di durata permanente.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il carico sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_d (KNm)	2,5	2,5	2,5	1,4
V_d (KN)	3,3	3,3	3,3	1,9
N_{cd} (KN)	0,8	/	/	/

Tabella 136 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EE del solaio di interpiano.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$M_r \geq M_d$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per trave sono pari a 7.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 225,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 10,0 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve, Permanente e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Classe di durata Permanente	Evento sismico
M_r (KNm)	4,3	3,2	2,8	5,7
V_r (KN)	9,0	6,9	5,8	12,0
N_{cr} (KN)	10,0	/	/	/
B	1,09	/	/	/

Tabella 137 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati alla trave EE del solaio di interpiano.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione, flessione semplice e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,72 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 9,0 \text{ KN} \geq V_d = 3,3 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$M_r = 3,2 \text{ KNm} \geq M_d = 2,5 \text{ KNm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 3,3 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso di classe di durata Permanente:

$$M_r = 2,8 \text{ KNm} \geq M_d = 2,5 \text{ KNm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 5,8 \text{ KN} \geq V_d = 3,3 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

4. Verifiche nel caso sismico:

$$M_r = 5,7 \text{ KNm} \geq M_d = 1,4 \text{ KNm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 12,0 \text{ KN} \geq V_d = 1,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

9.4 Pilastrata

Si riporta di seguito la nomenclatura dei pilastri;

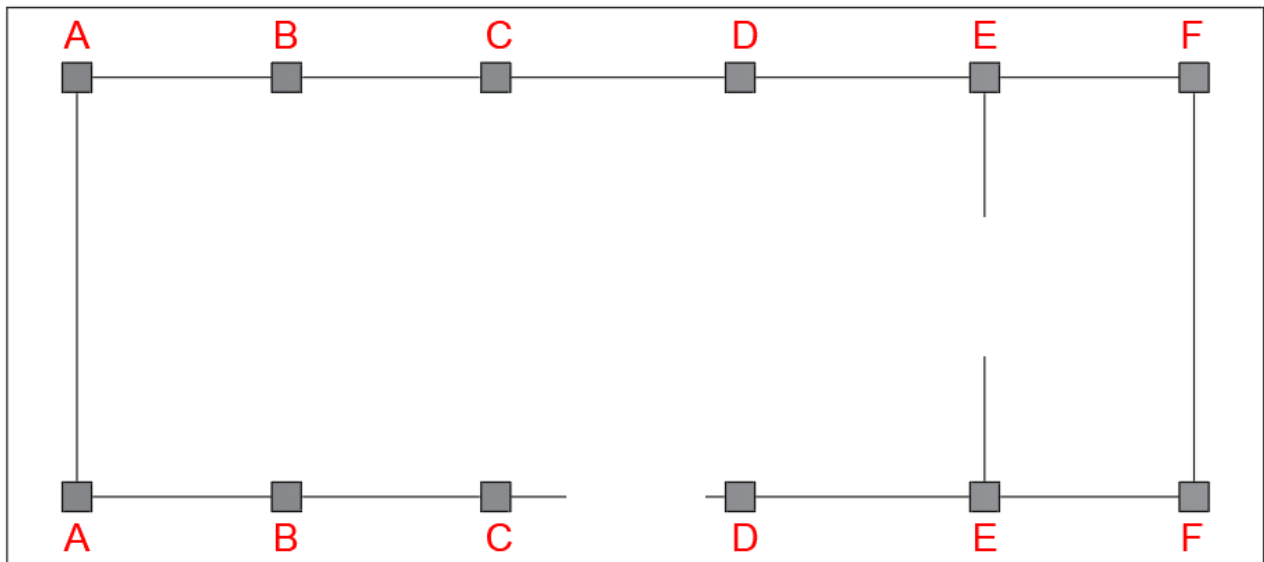


Figura 66 Denominazione pilastrata piano terra.

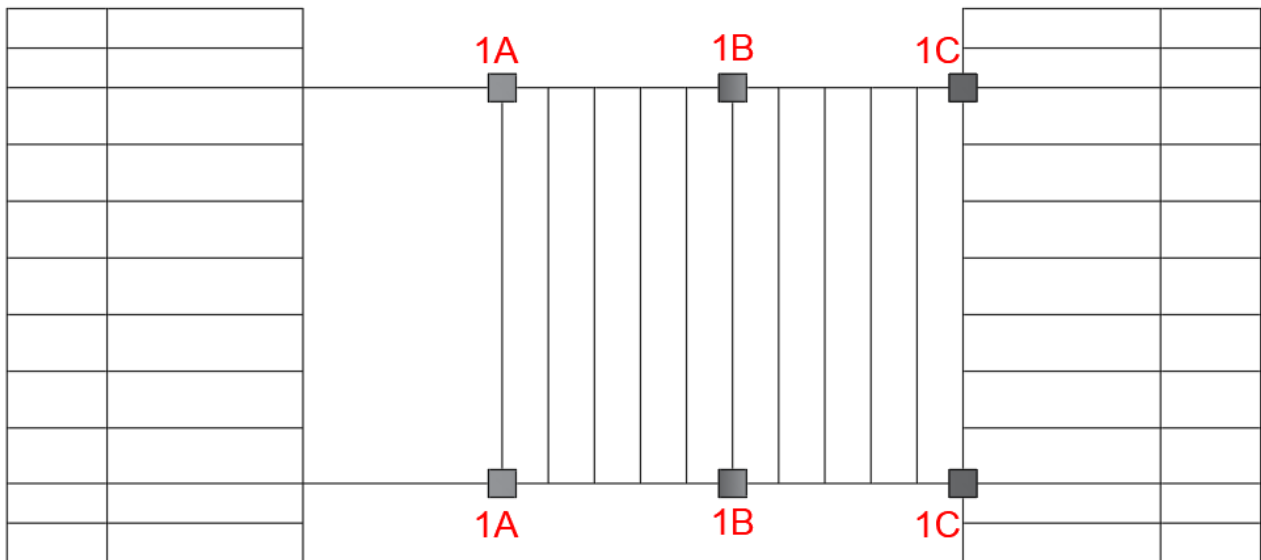


Figura 67 Denominazione pilastrata piano primo.

Per tutti i pilastri relativi a tale struttura si è scelto un valore del coefficiente di lunghezza effettiva K , riportato in normativa, pari a 1,2.

9.4.1 Pilastrata Piano Primo

Si parte del pilastro 1A, lo stesso presenta una luce libera di inflessione pari a 1 metro ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio. Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_d (KNm)	1,6	1,4	0,8
V_d (KN)	2,0	1,9	1,1
N_{cd} (KN)	7,4	6,4	0,9

Tabella 138 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1A.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 124,0 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 117,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 124,0 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	87,3	73,8	98,0
B	1,06	1,06	1,01

Tabella 139 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1A.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,78 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 2,0 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,88 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,26 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,1 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Malgrado dalle verifiche sopra riportate siano sufficienti 4 culmi per il suddetto pilastro, è stato necessario aumentare il numero a 5 per ragioni dettate dalla realizzazione dei nodi.

Per quanto concerne il pilastro 1B, esso presenta una luce libera di inflessione pari ad 1,55 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M _d (KNm)	1,6	1,4	0,7
V _d (KN)	1,5	1,3	0,7
N _{cd} (KN)	9,4	8,4	1,0

Tabella 140 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1B.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$
$$P_e = 87,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$
$$P_e = 83,0 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 214,8 \text{ KN}$$
$$P_e = 87,4 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	74,5	67,0	78,4
B	1,12	1,11	1,01

Tabella 141 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1B.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,71 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 1,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,79 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 1,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,19 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro 1C, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,1 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,6	1,5	1,0
V_d (KN)	3,8	2,5	3,0
N_{cd} (KN)	11,2	10,7	2,3

Tabella 142 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1C.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 6.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 193,3 \text{ KN}$$

$$P_e = 64,3 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 147,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 61,1 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 257,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 64,3 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	3,7	2,8	4,9
V_r (KN)	7,7	5,9	10,3
N_{cr} (KN)	11,2	54,6	60,5
B	1,21	1,21	1,04

Tabella 143 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro 1C.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,71 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 7,7 \text{ KN} \geq V_d = 3,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,84 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,9 \text{ KN} \geq V_d = 2,5 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,25 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 10,3 \text{ KN} \geq V_d = 3,0 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

9.4.2 Pilastrata Piano Terra

Si parte del pilastro A, lo stesso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio. Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M _d (KNm)	1,3	0,9	0,2
V _d (KN)	0,8	0,6	0,1
N _{cd} (KN)	8,5	7,3	4,2

Tabella 144 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro A.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 35,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 33,9 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 35,7 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	33,4	31,1	34,0
B	1,31	1,27	1,13

Tabella 145 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro A.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,95 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,85 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,6 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,17 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Malgrado dalle verifiche sopra riportate siano sufficienti 4 culmi per il suddetto pilastro, è stato necessario aumentare il numero a 5 per ragioni dettate dalla realizzazione dei nodi.

Per quanto concerne il pilastro B, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata	Classe di durata	Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M _d (KNm)	1,1	1	0,5
V _d (KN)	1,9	0,8	0,3
N _{cd} (KN)	8,6	7,6	1,4

Tabella 146 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro B.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$
$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 4.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$
$$P_e = 35,7 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 98,5 \text{ KN}$$
$$P_e = 33,9 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 171,8 \text{ KN}$$
$$P_e = 35,7 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	2,4	1,9	3,3
V_r (KN)	5,1	3,9	6,9
N_{cr} (KN)	33,4	31,1	34,0
B	1,31	1,27	1,13

Tabella 147 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro B.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,85 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 1,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,93 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,8 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,20 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,3 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Malgrado dalle verifiche sopra riportate siano sufficienti 4 culmi per il suddetto pilastro, è stato necessario aumentare il numero a 5 per ragioni dettate dalla realizzazione dei nodi.

Per quanto concerne il pilastro C, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	1,2	0,3	1,0
V_d (KN)	0,9	0,1	0,7
N_{cd} (KN)	11,4	11,4	3,3

Tabella 148 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro C.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$

$$P_e = 44,6 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 42,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 214,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 44,6 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	41,7	38,8	42,5
B	1,34	1,37	1,08

Tabella 149 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro C.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,80 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 0,9 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,47 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,34 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro D, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M _d (KNm)	1,6	0,2	1,6
V _d (KN)	1,1	0,1	1,1
N _{cd} (KN)	19,1	19,0	6,0

Tabella 150 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro D.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 7.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 225,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 62,5 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 172,5 \text{ KN}$$

$$P_e = 59,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 300,7 \text{ KN}$$

$$P_e = 62,5 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	4,3	3,3	5,7
V_r (KN)	9,0	6,9	12,0
N_{cr} (KN)	58,4	54,4	59,5
B	1,44	1,47	1,11

Tabella 151 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro D.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,87 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$
$$V_r = 9,0 \text{ KN} \geq V_d = 1,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,44 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$
$$V_r = 6,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,41 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$
$$V_r = 12,0 \text{ KN} \geq V_d = 1,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

Per quanto concerne il pilastro E, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,9	0,3	0,6
V_d (KN)	0,7	0,2	0,9
N_{cd} (KN)	19,0	16,2	12,4

Tabella 152 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro E.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 5.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 161,1 \text{ KN}$$

$$P_e = 44,6 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 123,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 42,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 214,8 \text{ KN}$$

$$P_e = 44,6 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_r (KNm)	3,1	2,3	4,1
V_r (KN)	6,4	4,9	8,6
N_{cr} (KN)	41,7	38,8	42,5
B	1,34	1,37	1,08

Tabella 153 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro E.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,97 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 6,4 \text{ KN} \geq V_d = 0,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,65 \leq 1 \rightarrow \text{Verificata}$$

$$V_r = 4,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,2 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,50 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$V_r = 8,6 \text{ KN} \geq V_d = 0,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Malgrado dalle verifiche sopra riportate siano sufficienti 5 culmi per il suddetto pilastro, è stato necessario aumentare il numero a 6 per ragioni dettate dalla realizzazione dei nodi.

Per quanto concerne il pilastro F, esso presenta una luce libera di inflessione pari a 2,5 metri ed è sollecitato da uno sforzo assiale di compressione a cui si aggiunge un momento flettente ed uno sforzo di taglio.

Si riportano nella tabella posta di seguito il momento flettente massimo, il taglio massimo e lo sforzo assiale di compressione massimo per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata		Evento sismico
	Istantanea	Breve	
M_d (KNm)	0,7	0,5	0,1
V_d (KN)	0,4	0,3	0,1
N_{cd} (KN)	6,2	3,3	6,7

Tabella 154 Valori massimi del momento flettente, della compressione e del taglio, in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro F.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} \leq 1$$

$$V_r \geq V_d$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 3.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 96,6 \text{ KN}$$

$$P_e = 26,8 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Breve:

$$P_c = 73,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 25,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 128,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 26,8 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante a flessione, a taglio, a compressione e il valore di B per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea, Breve e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Classe di durata Breve	Evento sismico
M_r (KNm)	1,8	1,4	2,4
V_r (KN)	3,9	3,0	5,1
N_{cr} (KN)	25,0	23,3	25,5
B	1,30	1,15	1,33

Tabella 155 Valori della capacità portante a flessione, a taglio, a compressione ed il valore di B in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati al pilastro F.

Si riportano ora le verifiche a presso-flessione e taglio:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,74 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$
$$V_r = 3,9 \text{ KN} \geq V_d = 0,4 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,55 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$
$$V_r = 3,0 \text{ KN} \geq V_d = 0,3 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

3. Verifiche nel caso sismico:

$$\frac{N_{cd}}{N_{cr}} + B \cdot \frac{M_d}{M_r} = 0,32 \leq 1 \rightarrow \textit{Verificata}$$
$$V_r = 5,1 \text{ KN} \geq V_d = 0,1 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Malgrado dalle verifiche sopra riportate siano sufficienti 3 culmi per il suddetto pilastro, è stato necessario aumentare il numero a 5 per ragioni dettate dalla realizzazione dei nodi.

9.4.3 Controventamenti

Come elementi di controventamento sono stati inseriti degli elementi ad X formati da culmi di bambù, essi hanno il compito di eliminare i momenti flettenti agenti sui pilastri a causa della presenza dell'azione del vento o dell'azione sismica.

Sono stati disposti due differenti elementi ad X, uno lungo la direzione X e uno lungo la direzione Y, come è possibile osservare nelle immagini poste all'inizio del capitolo, in modo da assorbire i momenti agenti in ambo le direzioni.

In tale paragrafo si andrà a dimensionare attraverso le verifiche agli SLU tali elementi, i quali sono stati modellati in SAP2000 con vincoli a cerniera agli estremi in modo che lavorino come elemento

“Struss”. Le verifiche agli SLU riguarderanno esclusivamente il caso di classe di durata del carico Istantanea, per la quale agisce il vento, ed il caso sismico, dato che nel caso di classe di durata Breve e in quello di classe di durata Permanente tali elementi risultano essere quasi del tutto scarichi, pertanto una loro trattazione è del tutto superflua ai fini strutturali.

Si inizia con le verifiche riguardati l’elemento di controventamento posto lungo la direzione X. Esso presenta una lunghezza libera di inflessione pari a 2,9 metri, e risulta essere soggetto solo a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito lo sforzo assiale di compressione massimo per la classe di durata del carico Istantanea e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Evento sismico
N_{cd} (KN)	11,0	8,9

Tabella 156 Valori massimi dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico o dell’evento sismico, associati all’elemento di controventamento posto lungo la direzione X.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$N_{cr} \geq N_{cd}$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 2.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell’elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 64,4 \text{ KN}$$

$$P_e = 19,4 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 85,9 \text{ KN}$$

$$P_e = 19,4 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante compressione per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Evento sismico
N_{cr} (KN)	18,0	18,4

Tabella 157 Valori della capacità portante a compressione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione X.

Si riportano ora le verifiche a compressione:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$N_{cr} = 18,0 \text{ KN} \geq N_{cd} = 11,0 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$N_{cr} = 18,4 \text{ KN} \geq N_{cd} = 8,9 \text{ KN} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Per quanto concerne l'elemento di controventamento posto lungo la direzione Y, esso presenta una lunghezza libera di inflessione pari a 3,9 metri, e risulta essere soggetto solo a sforzo assiale di compressione.

Si riportano nella tabella posta di seguito lo sforzo assiale di compressione massimo per la classe di durata del carico Istantanea e per il caso sismico;

Sollecitazione	Classe di durata Istantanea	Evento sismico
N_{cd} (KN)	5,1	4,7

Tabella 158 Valori massimi dello sforzo assiale di compressione in relazione alla classe di durata del carico o dell'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione Y.

Tale elemento deve soddisfare alle seguenti verifiche, riportate nelle ISO 22156:

$$N_{cr} \geq N_{cd}$$

I termini riportati nelle formule sopra presentano lo stesso significato di quelli mostrati nel capitolo 5, per la trattazione completa di tali verifiche si rimanda al capitolo 5 e al paragrafo 7.1.

Date le sollecitazioni sopra riportate è stato necessario ricorrere ad un numero di culmi per il pilastro sono pari a 1.

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per la classe di durata Istantanea:

$$P_c = 32,2 \text{ KN}$$

$$P_e = 5,5 \text{ KN}$$

Si riportano rispettivamente i valori delle capacità portanti a schiacciamento e ad instabilità dell'elemento oggetto di studio per l'ambito sismico:

$$P_c = 43,0 \text{ KN}$$

$$P_e = 5,5 \text{ KN}$$

Di seguito viene riportano la capacità portante compressione per l'elemento oggetto di studio per le classi di durata del carico Istantanea e per il caso sismico:

Resistenze	Classe di durata Istantanea	Evento sismico
N_{cr} (KN)	5,3	5,3

Tabella 159 Valori della capacità portante a compressione in relazione alla classe di durata del carico e all'evento sismico, associati all'elemento di controventamento posto lungo la direzione Y.

Si riportano ora le verifiche a compressione:

1. Verifiche nel caso di classe di durata Istantanea:

$$N_{cr} = 5,3 \text{ KN} \geq N_{cd} = 5,1 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

2. Verifiche nel caso di classe di durata Breve:

$$N_{cr} = 5,3 \text{ KN} \geq N_{cd} = 4,7 \text{ KN} \rightarrow \text{Verificata}$$

9.5 Conclusioni

Come è possibile osservare dalle verifiche condotte nei paragrafi precedenti la condizione di carico maggiormente gravosa ai fini strutturali, per la struttura oggetto del seguente studio, risulta essere quella che presenta come carico variabile principale il vento.

Di seguito si riporta in tabella il numero complessivo di culmi di bambù utilizzati per ogni elemento strutturale.

Travi	
Elementi	Numero di Culmi
Trave 1	4
Trave 2	5
Trave 3	5
Trave 4	6

Trave 5	5
Trave 6	4
Trave 7	4
Trave AB	3
Trave BC	3
Trave CD	7
Trave DE	7
Trave EF	3
Trave CC	3
Trave EE	7
Trave di bordo Copertura principale	4
Trave di bordo Copertura secondaria	2

Tabella 160 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione delle travi della costruzione.

Arcarecci	
Elementi	Numero di Culmi
Arcarecci copertura principale	1
Arcarecci copertura secondaria	1
Arcarecci solaio di interpiano	4

Tabella 161 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione degli arcarecci della costruzione.

Pilastri	
Elementi	Numero di Culmi
Pilastro 1A	5
Pilastro 1B	5
Pilastro 1C	6
Pilastro A	5
Pilastro B	5
Pilastro C	5
Pilastro D	7
Pilastro E	6
Pilastro F	5

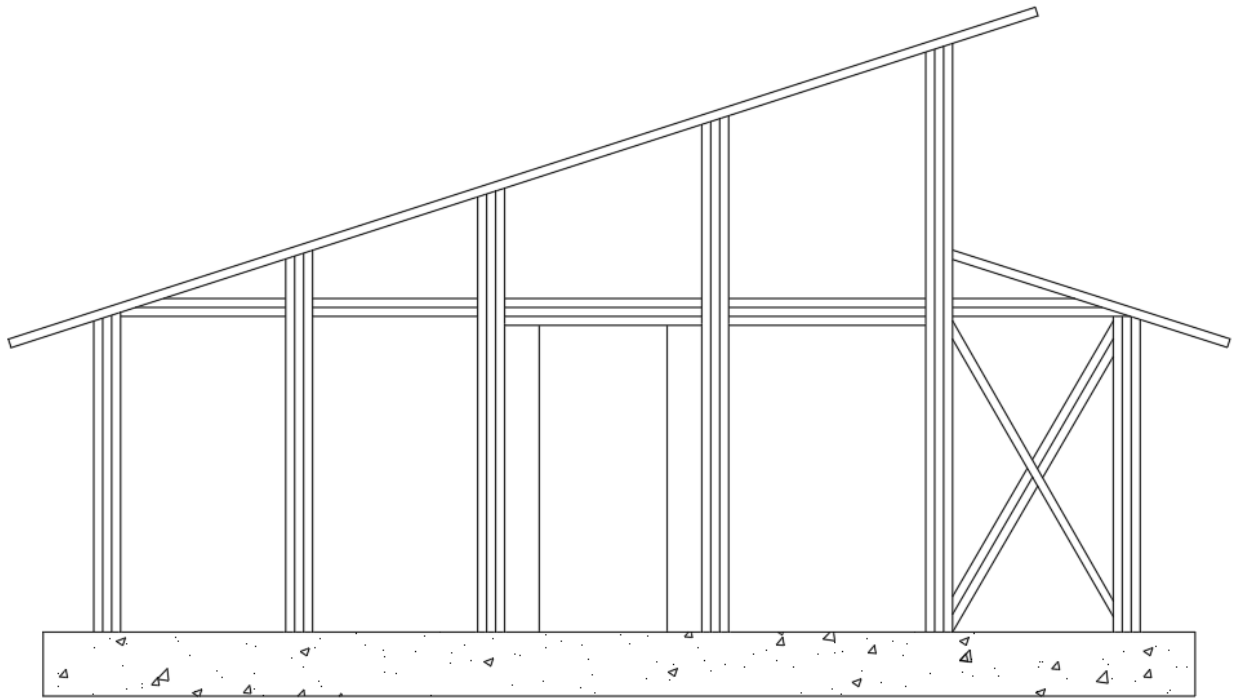
Tabella 162 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione dei pilastri della costruzione.

Elementi di controventamento	
Elementi	Numero di Culmi

Elemento posto lungo la direzione X	2
Elemento posto lungo la direzione Y	1

Tabella 163 Numero di culmi di bambù utilizzati per la realizzazione dei controventamenti della costruzione.

Si riportano nel seguito i prospetti e le piante della struttura mostrando la disposizione spaziale dei culmi;



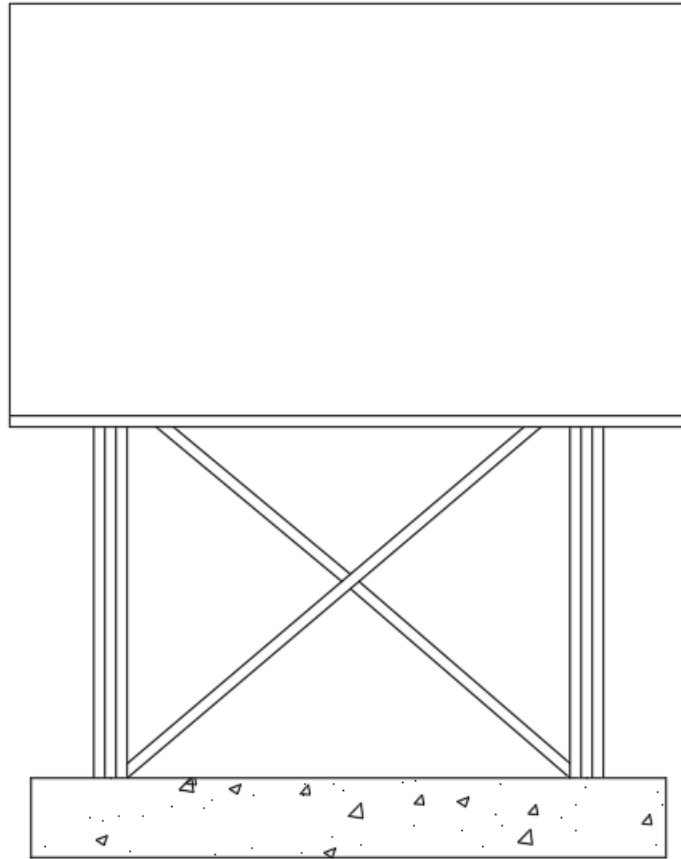
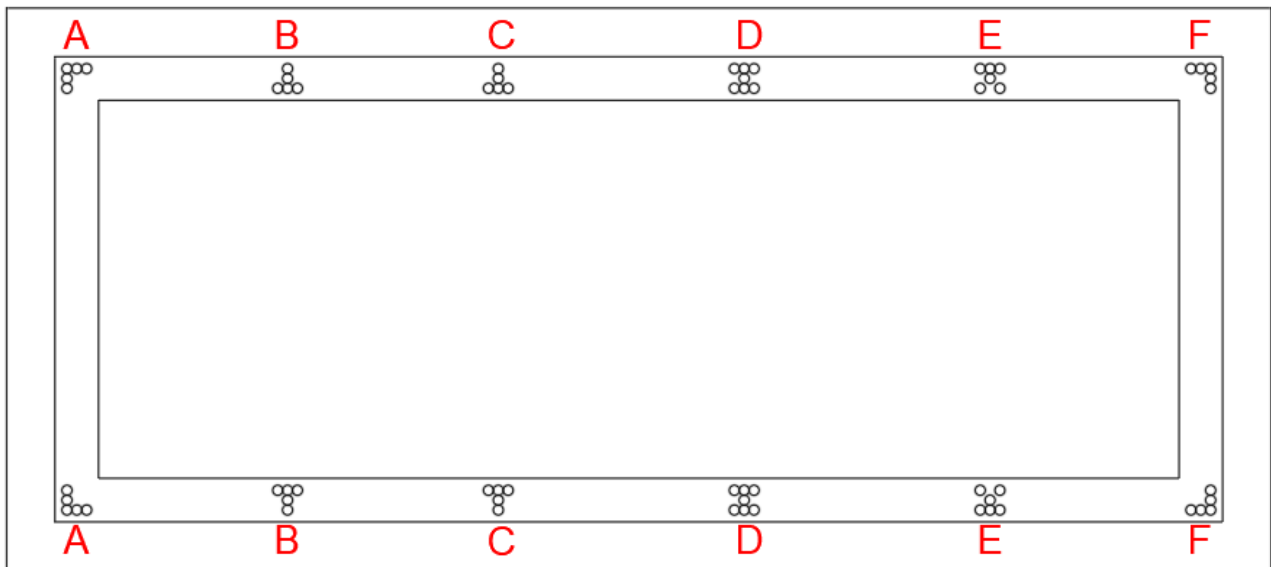


Figura 68 Prospetto Frontale e Prospetto Sud dell'edificio con la disposizione dei culmi.



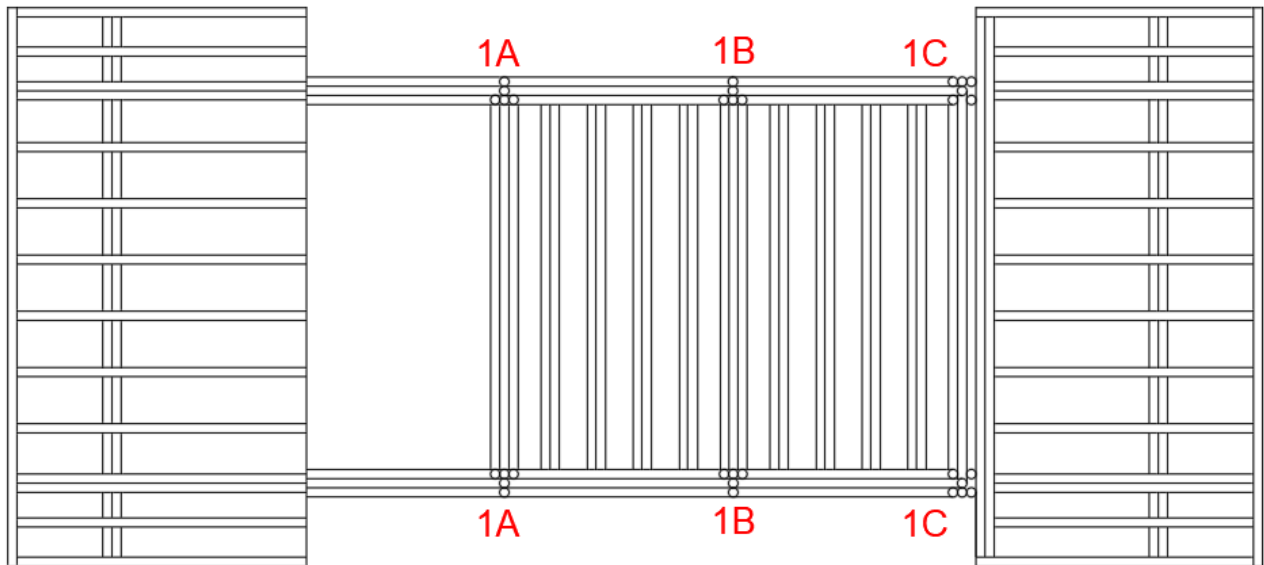


Figura 69 Piante del Piano Terra e del Primo Piano con la disposizione dei culmi.

Nell'Appendice C vengono riportate le disposizioni dei culmi per i vari elementi strutturali.

Nel capitolo successivo si andranno a dimensionare e progettare i giunti di connessione, elemento particolarmente delicato, che avrebbe meritato uno studio separato.

Di seguito si riporta il Render dell'edificio nel suo complesso;



Figura 70 Vista Render.

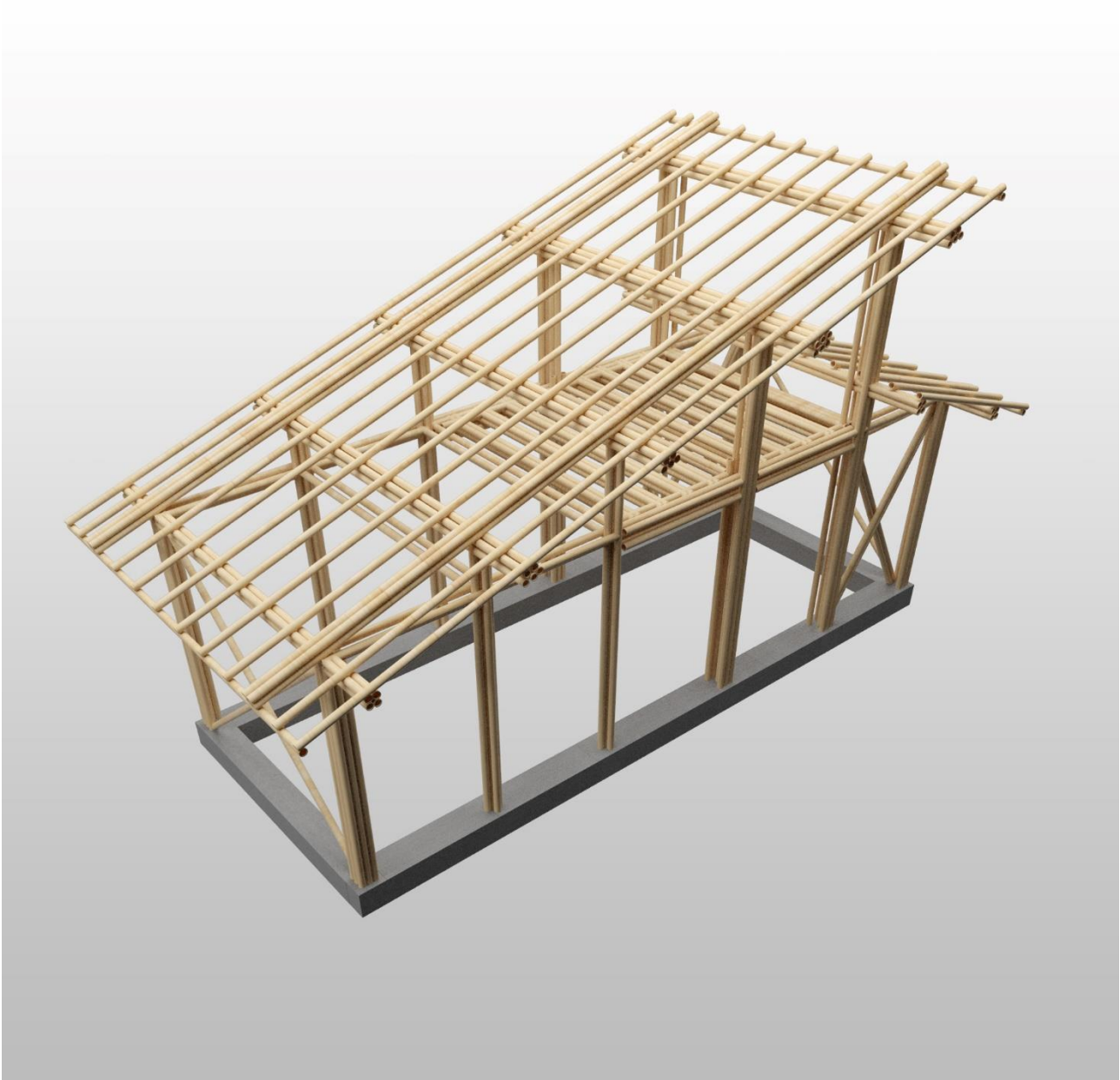


Figura 71 Vista Render.

10. PROGETTAZIONE DEI NODI DELLA STRUTTURA

Uno dei punti deboli delle strutture in bambù sono i giunti tra i differenti elementi. Questo è dovuto a molteplici motivazioni, alcune delle quali riguardano la forma dei culmi di bambù, altre dipendono dalle caratteristiche meccaniche del materiale stesso. Di seguito si riporta un elenco di tali motivazioni:

- Differenze tra elementi da connettere, i culmi possono presentare una variabilità geometrica (diametro esterno, spessore, curvatura);
- Profilo circolare cavo;
- Superficie esterna rigida e liscia;
- Scarsa resistenza a taglio;
- Ortotropicità del materiale, caratteristica che lo rende simile al legno.

I giunti nelle strutture in bambù sono un punto critico per il comportamento complessivo della struttura anche a seguito di sollecitazioni sismiche, in quanto in essi si concentra il comportamento dissipativo e duttile della struttura, essendo il bambù un materiale che presenta comportamento fragile. Il fattore di struttura q e la duttilità della costruzione nel suo complesso dipendono, pertanto, dal tipo di giunto che si realizza nei nodi della struttura.

Le tipologie di giunti utilizzati nelle costruzioni in bambù sono incredibilmente varie, e possono essere suddivisi in giunti tradizionali e giunti non tradizionali, i quali presentano un grado di ingegnerizzazione maggiore rispetto ai primi. Nei paragrafi che seguono si andranno a trattare queste due macro-famiglie.

10.1 Giunti Tradizionali

I giunti tradizionali possono essere suddivisi in due fondamentali tipologie, le quali differiscono in relazione all'elemento utilizzato per trasferire le sollecitazioni tra i diversi culmi costituenti il nodo oggetto di studio, essi sono: i culmi legati con corde e i culmi forati giuntati da perni in legno.

10.1 Culmi legati con corde

Tale tipologia di giunto risulta essere quella maggiormente utilizzata nella tradizione delle costruzioni in culmi di bambù, sia per la facile esecuzione del giunto sia per la facile reperibilità del materiale.

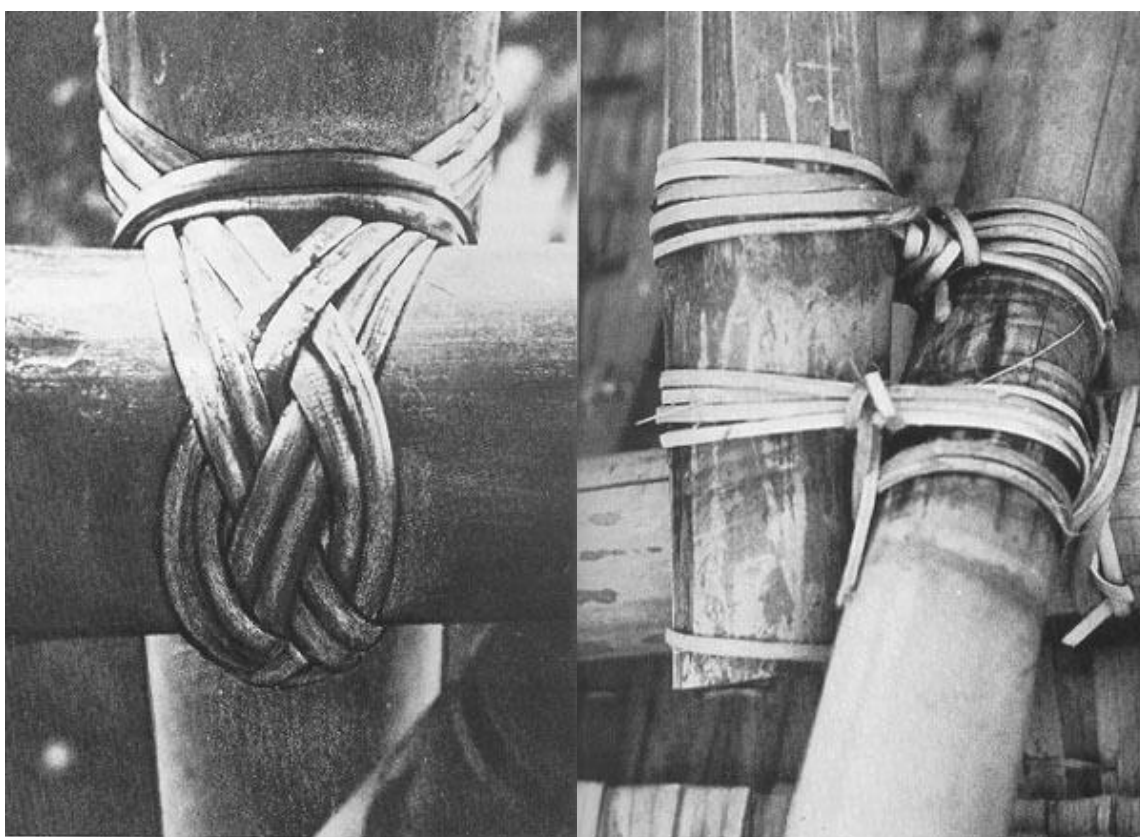


Figura 72 Giunti realizzati mediante la legatura di culmi di bambù.

Le corde possono essere realizzate mediante fibra di cocco, juta, liane o di fibre dello stesso bambù, esse devono essere poste in opera quando le fibre sono ancora verdi, in modo tale che con la perdita dell'acqua contenuta nelle stesse, il giunto risulti preteso. Tali elementi tengono i culmi uniti principalmente per mezzo dell'attrito che si genera tra le corde e la superficie dei culmi, pertanto esse trasferiscono tensioni tangenziali. A causa della superficie liscia dei culmi di bambù l'attrito che le corde sono in grado di generare risulta essere modesto, a causa di ciò tale tipologia di collegamento non è in grado di trasferire carichi elevati.

Altre problematiche sono la durabilità delle corde, che essendo di fibre naturali risulta essere limitata nel tempo, la perdita di attrito dovuta al fenomeno del rilassamento delle fibre, e il loro comportamento se soggette al fuoco.

I primi due problemi potrebbero essere ovviati mediante l'utilizzo di corde in acciaio, opportunamente trattate per resistere alla corrosione, tuttavia il terzo problema non può essere risolto mediante il ricorso ad elementi in acciaio, i quali presentano un pessimo comportamento nel caso in cui siano sottoposti all'azione del fuoco.

Ci sono casi in cui si abbina l'utilizzo delle corde con la foratura del culmo all'interno del quale si fanno passare le stesse, se da un lato questo aspetto garantisce una migliore presa sui culmi, dall'altro li rende meno resistenti a seguito delle bucaure.

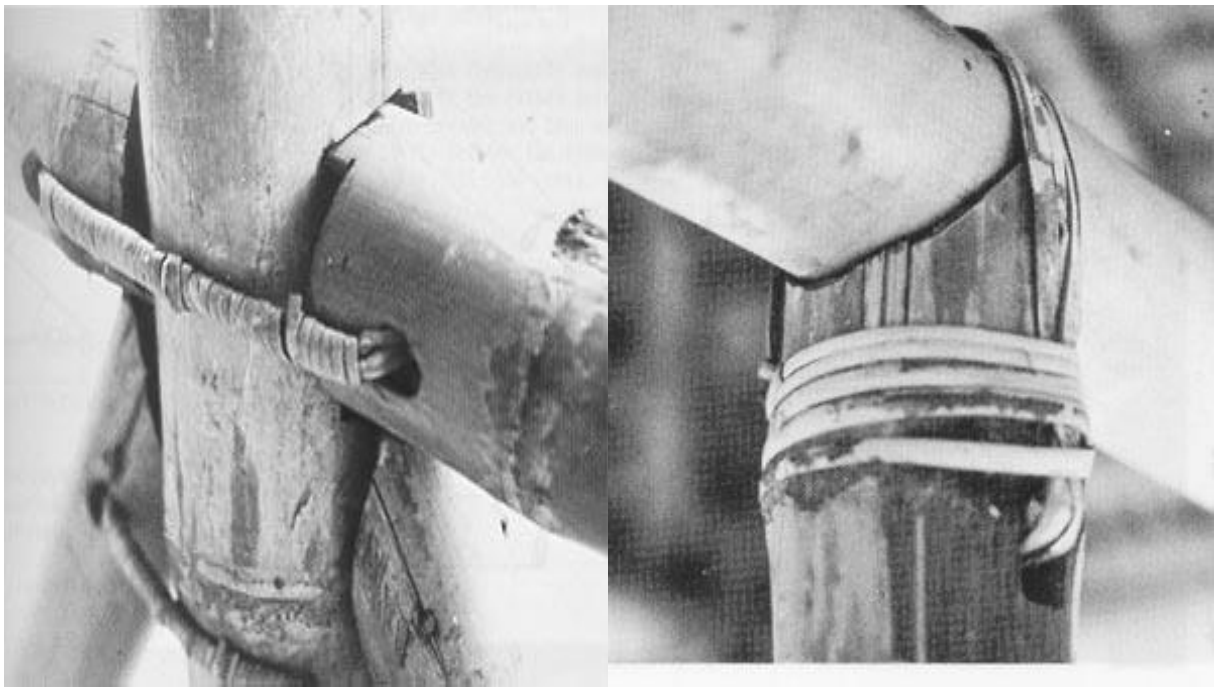


Figura 73 Giunti realizzati mediante la legatura di culmi di bambù e l'inserimento delle corde in fori fatti nei culmi stessi.

Si riporta nel seguito un'immagine raffigurante le varie tecniche utilizzate per la realizzazione delle legature nei giunti tra differenti culmi di bambù.

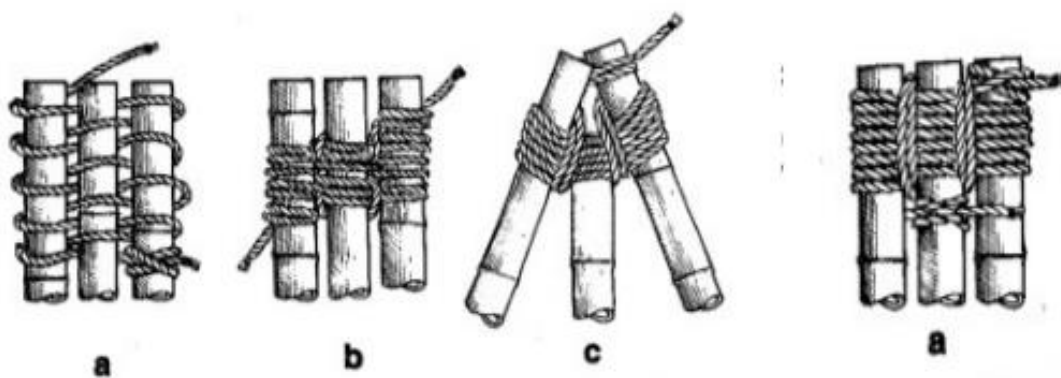
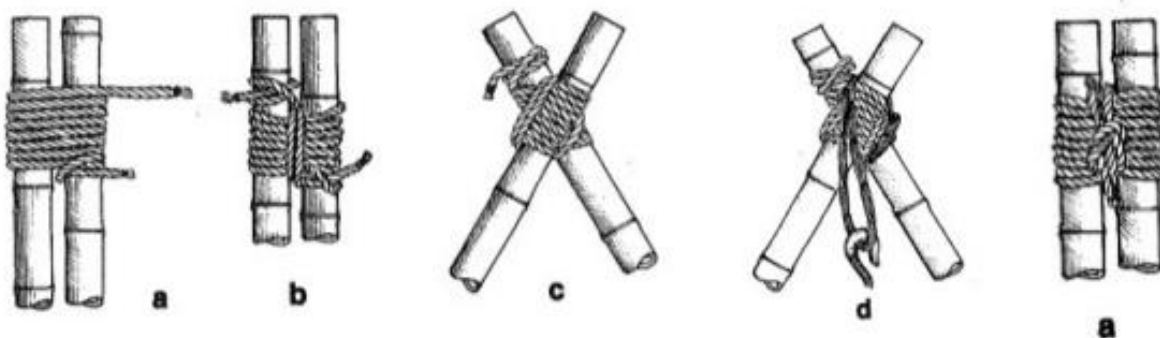
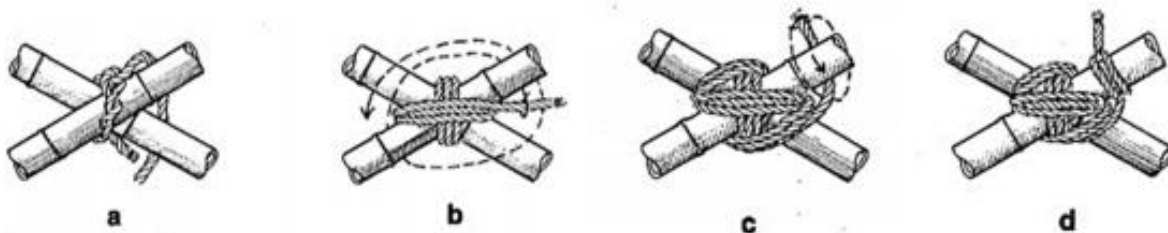
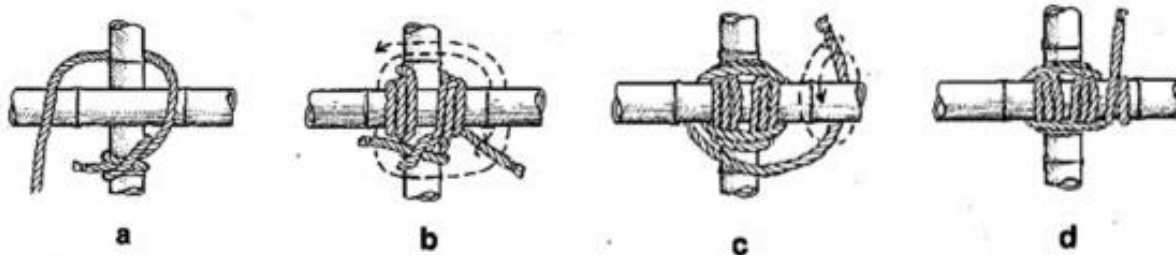


Figura 74 Tecniche di legatura di culmi con corde, in asse e a croce.

I vantaggi di questa tipologia di giunti risiedono nel basso costo, nella semplicità realizzativa, nel basso impatto ambientale, e nella necessità di non forare i culmi.

10.1.2 Culmi forati giuntati con perni in legno

Un altro tipo di tecnologia consiste nell'incastare un culmo nell'altro e bloccare il movimento mediante l'inserzione di bulloni e/o cunei, realizzati tradizionalmente in legno. Il difetto di tale tipologia di giunzione risiede nel fatto di dover forare il culmo stesso, il che comporta una perdita di sezione resistente e quindi una conseguente diminuzione di resistenza.

Durante il processo di foratura è possibile che si generino delle fessure longitudinali "splitting" nello spessore del culmo, le quali sono fonte di diminuzioni di resistenza ed un possibile innesco di una frattura fragile nel giunto.

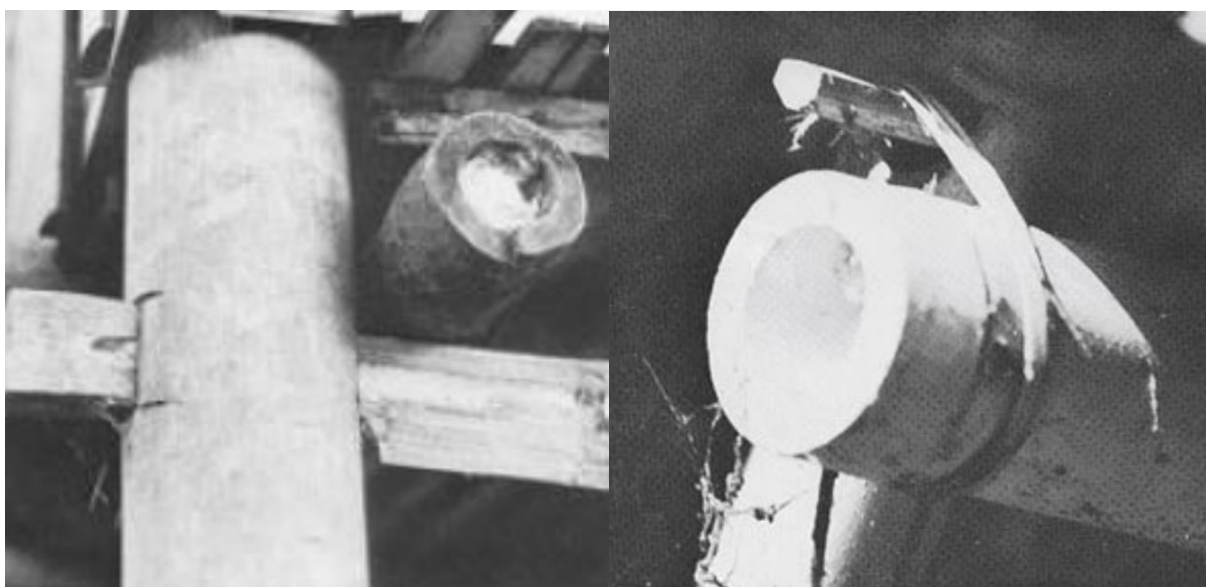


Figura 75 Giunti con culmi di bambù forati ed utilizzo di perni in legno.

Mediante tali giunti è possibile connettere un numero di culmi anche molto elevato, tuttavia maggiore è il numero di culmi da connettere maggiore è il numero di fori da dover effettuare e pertanto aumenta anche sensibilmente la perdita di resistenza dei culmi a seguito della perdita di sezione trasversale.

Gli svantaggi legati a tale tipologia di giunto sono in parte similia quelli già visti per il caso del giunto realizzato con corde forando il culmo di bambù. Si noti che il tipo di collasso che caratterizza questo tipo di giunto, ammesso che non si verifichi lo splitting, è per rottura dei perni in legno (o bambù).

Per ovviare a parte dei problemi legati alla rottura dei perni in legno, al giorno d'oggi si preferisce utilizzare perni in acciaio, i quali garantiscono delle prestazioni migliori e delle garanzie, in termini di resistenza e durabilità nettamente maggiori.

I vantaggi associati a tale tipologia di giunto risiedono nel basso costo sia economico che ambientale, nella semplicità e nella facile reperibilità del materiale.

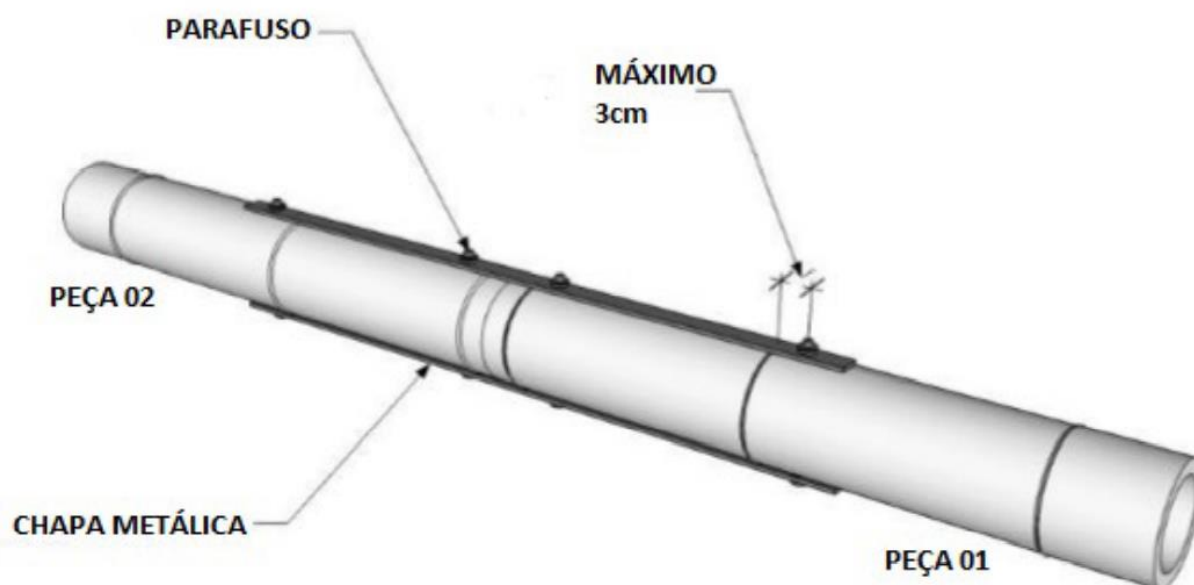
10.2 Giunti non tradizionali

Con l'evoluzione delle conoscenze ed un aumento delle ricerche in tale ambito si è cercato di garantire una maggiore affidabilità e delle migliori prestazioni dei giunti. Per arrivare a tali risultati si è fatto ampio ricorso ad elementi in acciaio.

Esempi sono stati la sostituzione delle corde e dei perni con elementi metallici, i quali offrono importanti miglioramenti del giunto, come una sua standardizzazione in termini di resistenze e un aumento di durabilità, a fronte di un aumento dei costi economici ed ambientali ed una maggiore complessità del giunto stesso sia in termini progettuali che realizzativi.

Nel caso di giunzioni con fori nei culmi di bambù gli svantaggi sono i medesimi già descritti nei paragrafi precedenti a cui si rimanda, infatti la foratura dei culmi comporta un indebolimento notevole dell'elemento di bambù sempre più esposto al pericolo di rottura per fessurazione.

Alcuni esempi di tale tipologia di giunti vengono anche riportati in alcune normative nazionali dei paesi sudamericani, come quella brasiliana, di cui si riportano nel seguito degli esempi;



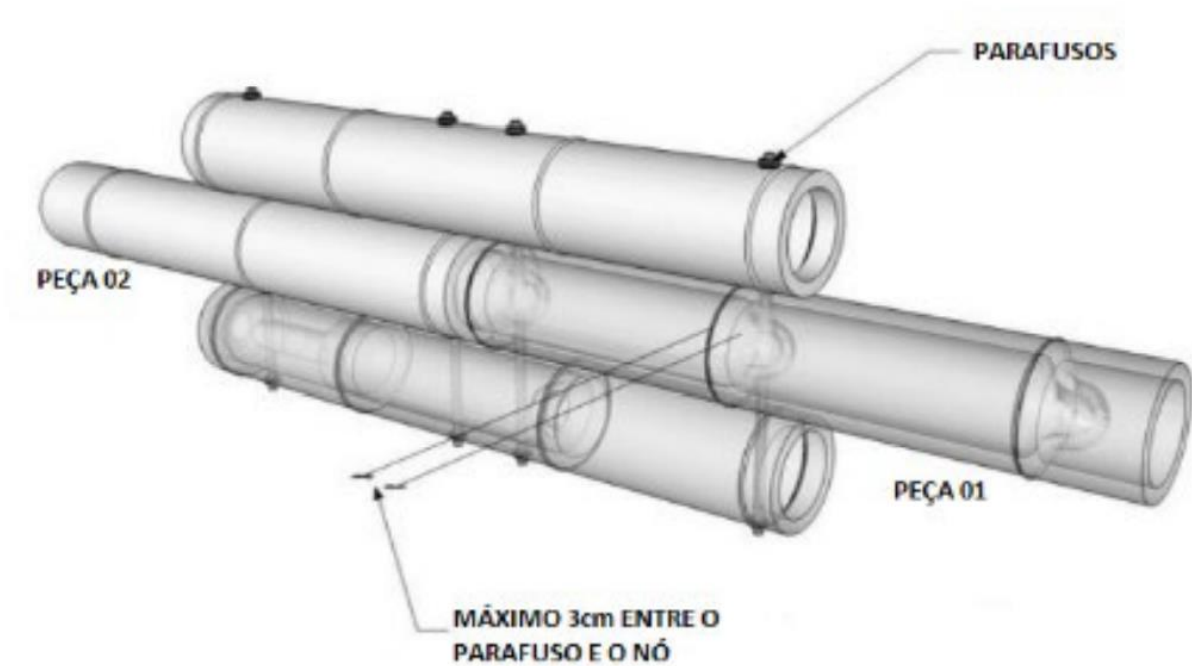


Figura 76 Giunzione tra culmi di bambù, realizzata mediante foratura degli stessi ed utilizzando elementi di collegamento in acciaio quali connettori a gambo cilindrico. Immagini prese dalla normativa brasiliana, ABNT/CB-002 PROJETO ABNT NBR 16828-1 JAN 2020.

Oltre a tali tipi di giunzioni che non sono altro che tipologie di giunzioni tradizionali in cui si sono sostituiti i materiali naturali, quali corde in fibre vegetali e perni in legno, con materiali metallici, nell'ambito delle costruzioni in bambù si stanno iniziando ad utilizzare sistemi dal profilo più innovativo data l'estrema plasmabilità della morfologia di questo materiale.

Ne è un esempio quello di Renzo Piano, nel quale si hanno delle piastre metalliche che si inseriscono dentro i culmi, con l'aggiunta fasciature metalliche contenitive per evitarne la rottura. Il vantaggio di tale soluzione è di ottenere un nodo tridimensionale.



Figura 77 Renzo Piano Building Workshop (1997).



Figura 78 Bamboo Pavillon, Keystone Footers, Guaduatech Project.

Un'altra tipologia di giunti innovativi che sta prendendo piede tra i progettisti e coloro che lavorano nel settore del bambù riguarda il riempimento dei culmi con malta cementizia o altri materiali. Tale tipologia di giunto è generalmente utilizzata nei nodi tra le fondazioni ed i pilastri della struttura in elevazione.

Il riempimento fornisce da un lato la possibilità di rendere l'estremità non più debolmente cava ma resistente alle sollecitazioni di taglio, inoltre tale riempimento comporta da un lato un notevole aumento del momento d'inerzia della sezione con conseguente aumento della resistenza del culmo a flessione, e dall'altro la possibilità di posizionare al suo interno un elemento connettore, genericamente di metallo, che garantisca la connessione del nodo con un altro elemento strutturale. Il giunto che ne viene fuori è dunque capace di raggiungere alti valori di resistenza a compressione. Altro importante miglioramento risulta essere l'assenza di foratura la quale era una delle cause principali della scarsa resistenza dei giunti nelle strutture in culmi di bambù, in quanto a causa della particolare forma degli stessi la foratura comportava una forte riduzione delle resistenze.



Figura 79 Giunto tra i culmi del pilastro ed il plinto delle fondazioni, mediante l'iniezione di malta all'interno dei culmi stessi e la presenza al loro interno di una barra filettata ancorata ai plinti.



Figura 80 Nodo di copertura e di fondazione, expo 2010, Shangai, MUDI architects.

Gli svantaggi associati a tale tipologia di collegamento risultano essere due:

- L'aumento di peso della struttura. Tale criticità può essere trascurata nel caso si utilizzi tale metodologia di collegamento esclusivamente nei nodi di fondazione;
- Il contrasto comportamentale tra il ripieno di malta cementizia e la cavità di bambù che lo contiene. I due materiali presentano comportamenti in termini di dilatazioni termiche differenti, ciò può causare delle fessurazioni nel culmo stesso.

Una tipologia di giunzione altamente innovativa e ad alta ingegnerizzazione è quella proposta da Cardenas, mediante tale giunto si semplifica enormemente il montaggio in cantiere ma si amplifica la procedura di preparazione del giunto prefabbricato.



Figura 81 Giunto ideato e realizzato dall'architetto Cardenas.

10.3 Giunti utilizzati nel progetto

Nell'ambito del seguente progetto si è presa la decisione di non forare i culmi di bambù. Tale decisione è stata presa in quanto la foratura comporta una riduzione della sezione utile, e pertanto una riduzione delle resistenze del culmo di bambù da collegare, oltre a questo, tale riduzione aumenta all'aumentare del numero di culmi che è necessario collegare tra loro, in quanto aumenta il numero di perni utilizzati necessari a garantire un corretto collegamento. Le operazioni di foratura comportano, inoltre, la possibile formazione di fessurazioni lungo la direzione dell'asse del culmo, ossia lungo la direzione della fibratura, aumentando il rischio di rottura per splitting, la quale risulta essere una rottura di tipo fragile.

Tale decisione ha comportato un incremento della complessità sia progettuale che realizzativa dei giunti stessi.

Nel seguito verranno esposti le varie tipologie di giunto utilizzate nei nodi della struttura, si rimanda al paragrafo 4 per le verifiche agli SLU degli stessi.

10.3.1 Giunti tra gli arcarecci della copertura principale

Per quanto concerne la copertura principale i culmi di bambù costituenti gli arcarecci devono interrompersi in corrispondenza della trave 3, in quanto i culmi di bambù *Edulis* possono raggiungere lunghezze complessive pari a 6 metri, mentre la copertura principale presenta una lunghezza pari a 8,40 metri, per tale motivo è necessario spezzare ogni arcareccio in due elementi distinti che si uniscono in corrispondenza della trave 3. In corrispondenza della suddetta trave si ha una lunghezza di sovrapposizione, la quale ha lo scopo di trasferire i carichi da un culmo all'altro garantendo una certa continuità dell'elemento, ragionamento del tutto simile a quello relativo ai ferri d'armatura degli elementi in calcestruzzo armato.

La lunghezza di sovrapposizione scelta è pari a 330 mm. Come tipologia di giunzione si è scelto di utilizzare dei semi ring in acciaio, di cui si riportano delle immagini;



Figura 82 Semi anelli in acciaio, connessi mediante bulloni.

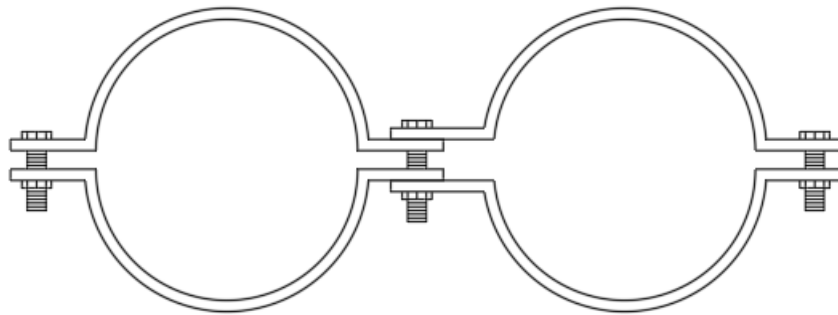


Figura 83 Vista frontale del semi ring in acciaio.

Nella zona di sovrapposizione sono stati posizionati due coppie di semi ring in modo tale da generare un vincolo ad incastro, questo malgrado nel modello di partenza tale vincolo fosse stato ipotizzato a cerniera, ciò comporta una riduzione delle sollecitazioni a flessione negli arcarecci.

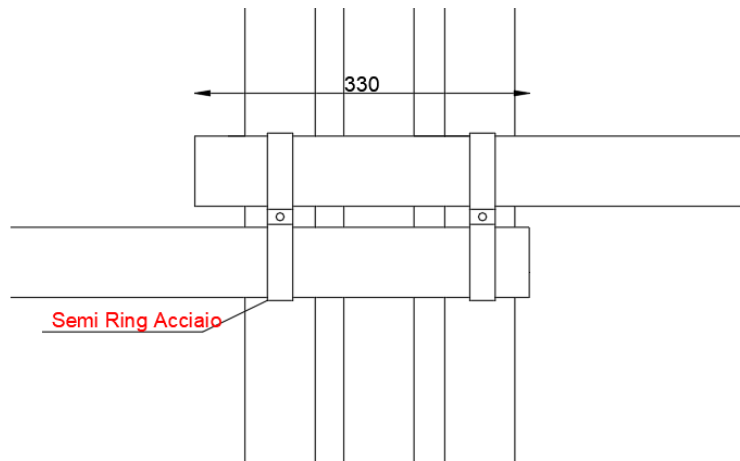


Figura 84 Zona di sovrapposizione tra i culmi costituenti un'arcarecci relativo alla copertura principale.

10.3.2 Giunti Travi-Pilastrri

Per quanto attiene ai giunti che hanno il compito di garantire un collegamento tra i culmi delle travi e quelli dei pilastri si è deciso di utilizzare come tipologia di giunto quella ideata da José Jaime García. E' stato scelto tale giunto privo di foratura essendo l'unico per il quel erano presenti dati sperimentali in merito alle caratteristiche meccaniche dello stesso.

Tale giunto è costituito da dei semi ring in acciaio uniti attraverso dei bulloni, le cui caratteristiche sono state ampiamente e brillantemente esposte nelle ricerche (15), (17) e nella tesi (26) riportate in bibliografia. Si riportano ora delle immagini rappresentati tali giunti per meglio comprenderne la geometria e il meccanismo mediante il quale essi lavorano.

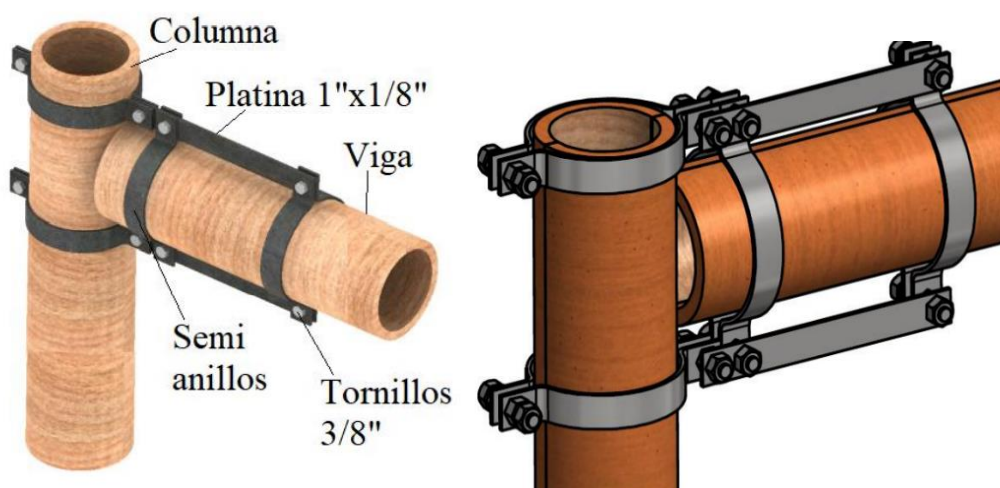


Figura 85 Giunto di García⁵².

⁵² Immagini prese da: R. G. Morán Perafán, J. J. García, "Desarrollo de Juntas con Precompresión Transversal para Culmos de Guadua angustifolia Kunth", Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Geomática Cali, noviembre de 2018.

La barra d'acciaio che collega i due ring agganciati all'elemento orizzontale, ossia la trave, ha le funzioni di irrigidire il nodo, aumentandone la rigidezza, distribuire in modo più uniforme il carico evitando che esso si concentri in un'area ristretta.

Oltre a questo, i ring sono dotati di un gioco tra i due semi ring costituenti lo stesso, questo è un accorgimento assolutamente essenziale per il corretto funzionamento del giunto in quanto permette di adattare il ring alle diverse misure che il culmo può avere. I culmi di bambù, infatti, presentano una certa variabilità geometrica per quanto attiene il diametro esterno, grazie a tale gioco è possibile adattare il giunto in acciaio alle reali dimensioni del culmo.

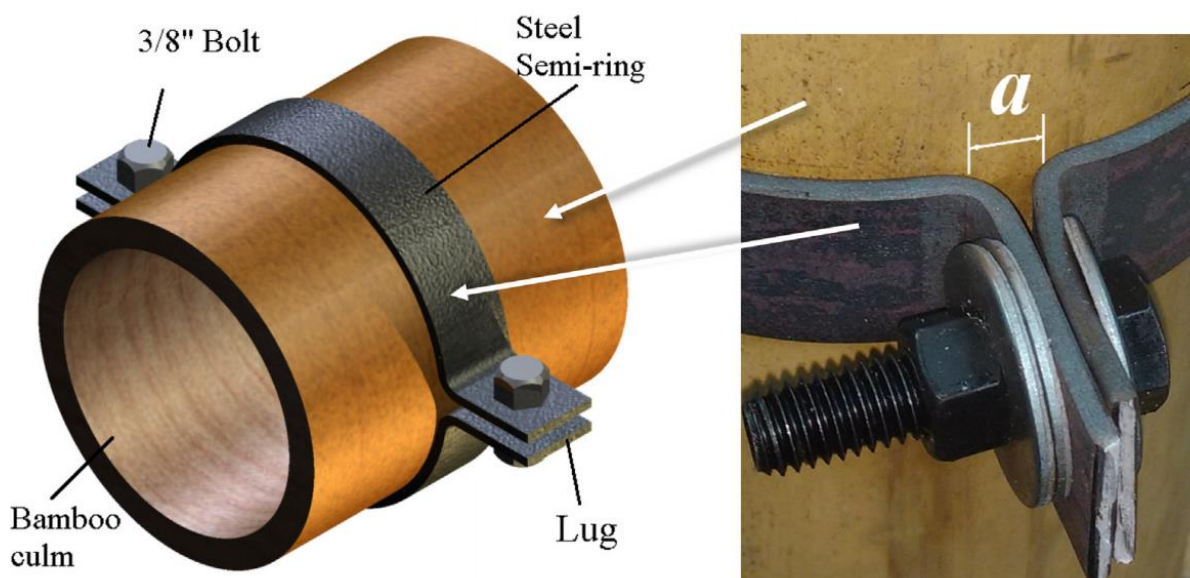


Figura 86 Ring in acciaio e particolare del gioco tra i due semi ring costituenti l'elemento complessivo⁵³.

Le dimensioni del semi ring sono 25,4 mm di ampiezza, e 3,2 mm di spessore con un bullone avente un diametro pari a 9,5 mm.

⁵³ R. Moran, J. Muñoz, H. F. Silva, J. J. García, "A bamboo beam-colum connection capable to transmit moment", 2017.
280

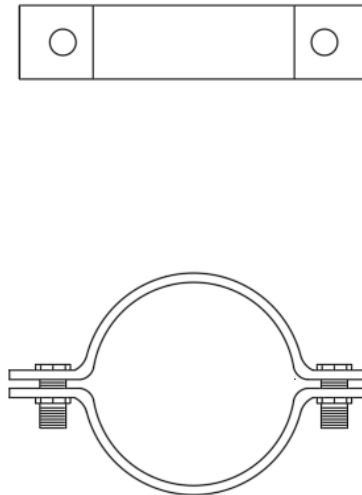


Figura 87 Vista dall'alto e vista frontale del Ring ideato da García.

Le caratteristiche di duttilità, resistenza, rigidezza e costo di un giunto realizzato in questo modo vengono riportate nella tabella posta di seguito, sono frutto del lavoro svolto nella tesi “R. G. Morán Perafán, J. J. García, “Desarrollo de Juntas con Precompresión Transversal para Culmos de Guadua angustifolia Kunth”, Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Geomática Cali, noviembre de 2018.”

Caratteristiche del giunto			
Resistenza (Nm)	Rigidezza (Nm/rad)	Duttilità	Peso (Kg)
1664	20250	3,9	1,8

Tabella 164 Caratteristiche del giunto di García.

Come è possibile osservare la duttilità del giunto in esame risulta essere maggiore di 2,5, tale risultato è di estrema importanza in quanto secondo la normativa internazionale ISO 22156, non è possibile utilizzare giunti in zona sismica aventi una duttilità inferiore di 2,5.

Tale tipologia di giunto è stata utilizzata anche per i nodi tra gli arcarecci e le travi della copertura, tuttavia in questo caso sono stati usati solo gli elementi ring, in particolare coppie di ring unite da dei bulloni.

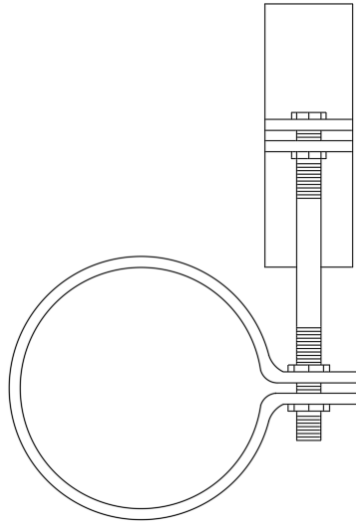


Figura 88 Prospetto frontale dei due ring utilizzati per collegare gli arcarecci con le travi di copertura.

10.3.3 Giunti Pilastro-fondazione

Per quanto attiene ai giunti tra i culmi dei pilastri e le fondazioni si è preferito utilizzare la tipologia di giunti che prevede il riempimento del culmo di bambù con calcestruzzo, il quale ha la funzione di solidarizzare il culmo con un elemento in acciaio, in questo caso una barra filettata di 14 mm di diametro e lunghezza di circa 300mm all'interno del culmo stesso, il quale a sua volta è vincolato alla platea di fondazione sottostante.

Il motivo per il quale è stata scelta tale tipologia di giunto risiede nel fatto che grazie al riempimento di calcestruzzo si ottiene un notevole incremento della resistenza a compressione e a taglio della base del culmo, la quale risulta essere la più sollecitata, questo grazie ad un incremento del momento d'inerzia della parte terminale del culmo, il che garantisce un notevole incremento della resistenza a momento flettente.

I culmi non poggiano direttamente sulla platea di fondazione, ma su un cordolo in calcestruzzo armato, il quale può essere sia gettato in opera sia prefabbricato, questo per evitare che gli stessi possano entrare in contatto con il terreno, il che causerebbe una forte accelerazione dei processi di degrado della base dei culmi, a causa dell'umidità e dell'attacco da parte di funghi ed insetti.

Altro importante accorgimento che è stato preso riguarda il fatto che nella parte finale dei culmi è stata posizionata una fascetta metallica in acciaio e delle corde in acciaio aventi il compito di evitare rotture per splitting della base del culmo, incrementando in questo modo la resistenza a compressione del culmo stesso.

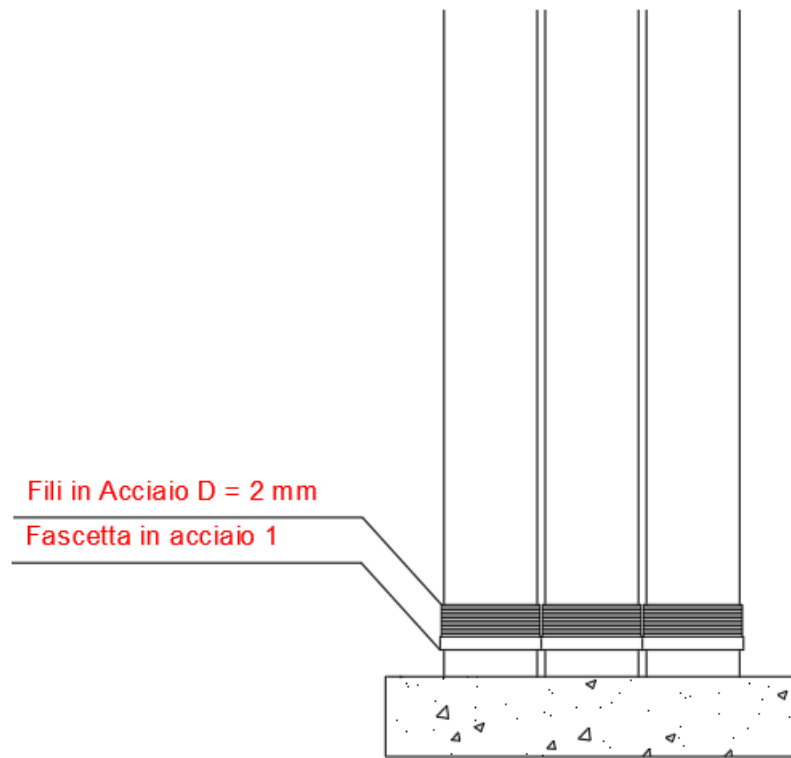


Figura 89 Dettaglio dei nodi di fondazione.

10.4 Verifiche SLU dei giunti

In tale paragrafo si andranno a studiare del dettaglio 3 nodi tipo per i quali verranno anche eseguite le verifiche agli SLU, considerando le 4 possibili combinazioni di carico in funzione della classe di durata del carico (Istantanea, Breve, Permanente) e del caso sismico.

Si riportano nel seguito i nodi che verranno studiati nel dettaglio;

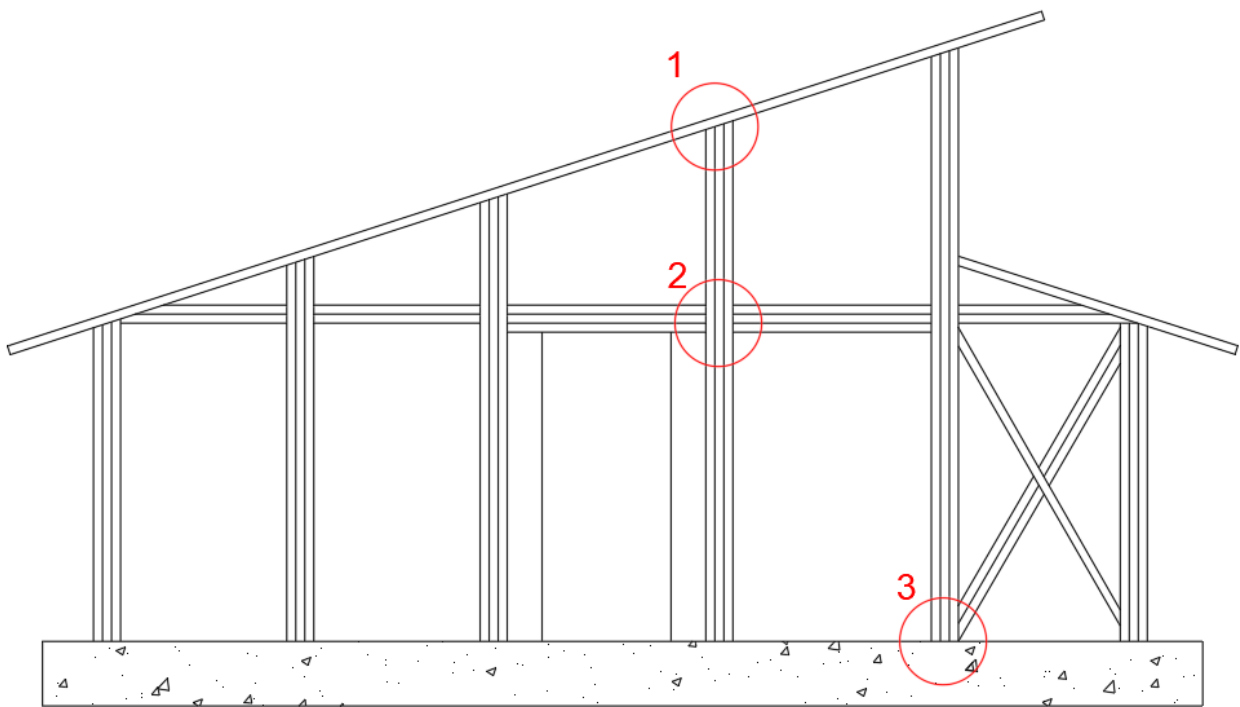


Figura 90 Nomenclatura dei nodi oggetto di studio.

Come è possibile notare dall'immagine posta sopra si è scelto di considerare un nodo di fondazione (complicato dalla presenza dell'elemento di controventamento), un nodo relativo al solaio di interpiano (complicato dalla presenza di un arcareccio del solaio che si innesta nello stesso in direzione ortogonale) ed un nodo relativo alla copertura principale (associato alla trave avente il maggior numero di culmi).

Si parte dallo studio del nodo 1.

10.4.1 Nodo 1

Il nodo 1 collega la trave 4 con il pilastro 1B e la trave di bordo. Tali elementi presentano un numero di culmi rispettivamente pari a 6 per la trave 4, 5 per il pilastro 1B e 4 per la trave di bordo.

Si riportano ora le sezioni trasversali di tali elementi per avere un'idea della disposizione geometrica dei culmi che li compongono;

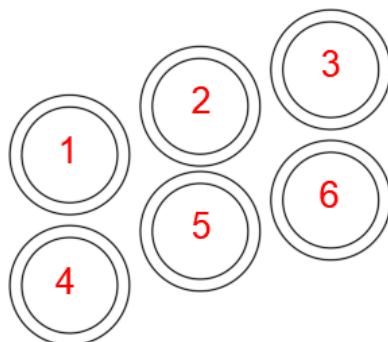


Figura 91 Sezione trasversale della Trave 4, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.

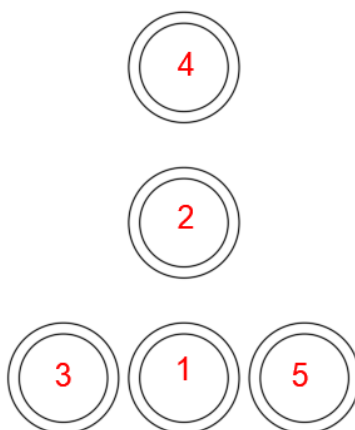


Figura 92 Sezione trasversale del Pilastro 1B, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

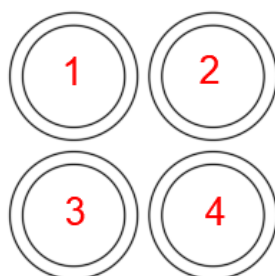


Figura 93 Sezione trasversale della Trave di bordo, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.

Come già enunciato nel paragrafo 3, si è scelto di utilizzare i ring progettati e realizzati da García. Si riporta una sezione, per meglio comprendere la geometria del nodo, il quale è costituito da più giunti tra vari culmi degli elementi strutturali costituenti il nodo.

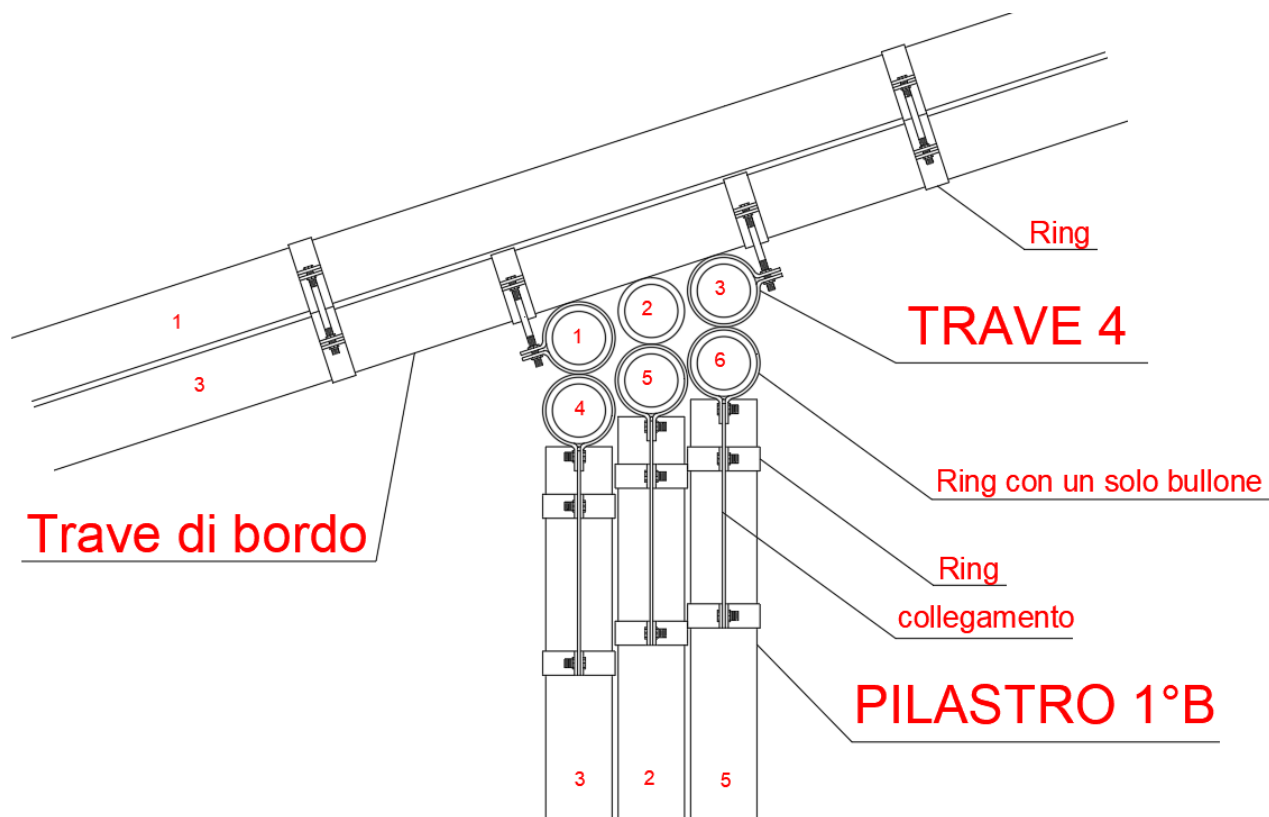


Figura 94 Geometria del nodo 1.

Come è possibile osservare i culmi di bambù dei pilastri presentano delle lunghezze differenti, e i culmi delle travi sono sfalsati in altezza, ciò è stato necessario per garantire che tutti i culmi presentino un contatto con la trave di bordo che altrimenti entrerebbe in contatto con uno solo di dei culmi della trave 4 causandone il collasso.

I culmi inferiori della trave 4 sono quelli direttamente collegati con i culmi del pilastro 1B sottostante, mediante un giunto che verrà mostrato in dettaglio in seguito, mentre i culmi esterni superiori forniscono un collegamento tra la trave 4 e la trave di bordo. Per garantire un funzionamento d'insieme della trave 4 è stato necessario inserire delle cerchiature metalliche attorte ai 6 culmi della trave stessa supponendo un passo pari a 300 mm, altrimenti ognuno dei culmi si deformerebbe singolarmente.

Il collegamento tra i culmi inferiori e quelli del pilastro è stato eseguito ricorrendo ad un giunto del tutto analogo a quello proposto da García, ma ribaltando i ruoli. Si riporta ora il prospetto

rappresentate il collegamento tra uno dei culmi inferiori della trave con un culmo del pilastro sul quale essa poggia, per meglio comprenderne la geometria.

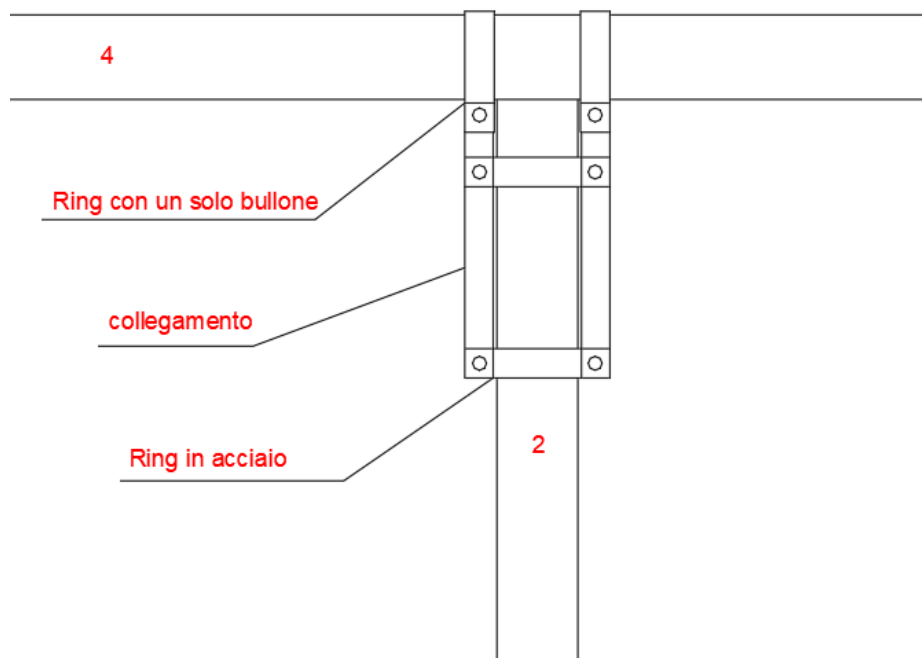


Figura 95 Giunto di collegamento tra un culmo della trave ed uno del pilastro sul quale essa poggia.

Osservando il giunto proposto da García, figura 94, si osserva che si è semplicemente ruotato lo stesso di 90°.



Figura 96 Giunto trave pilastro proposto da García.

Nel seguito si riportano gli elementi metallici utilizzati in tale nodo.

Il collegamento tra la trave di bordo e la trave 4 viene assicurato per mezzo di Ring di García con bulloni dotati di un'opportuna lunghezza, il collegamento avviene in due punti uno prima del nodo trave-pilastro ed uno dopo tale nodo, in modo tale da garantire un vincolo di incastro. Sono presenti anche dei ring che garantiscono il collegamento tra i culmi sovrapposti della trave di bordo, inoltre per assicurare un migliore comportamento d'insieme sono state inserite delle fasce metalliche con un passo ipotizzato pari a 300 mm, che tengono assieme tutti e 4 i culmi della trave di bordo come fatto per la trave 4. Di seguito nella figura 95 si riportano i giunti utilizzati per collegare la trave di bordo con la trave 4 e quelli usati per collegare i culmi della trave di bordo tra di loro.

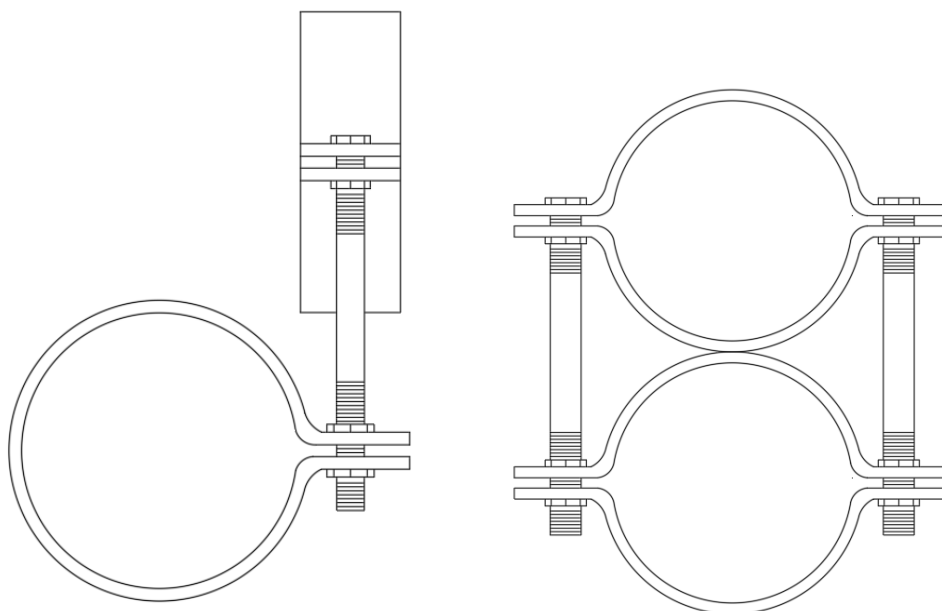


Figura 97 A sinistra si mostrano i Ring utilizzati per collegare la trave di bordo con la trave 4, a destra quelli utilizzati per collegare i culmi della trave di bordo tra di loro.

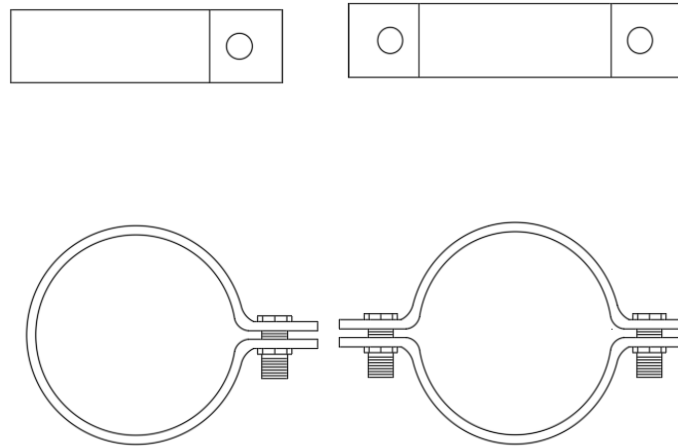


Figura 98 Sulla sinistra è riportato un Ring in acciaio continuo con un solo bullone, sulla destra un Ring in acciaio costituito da due semi ring.

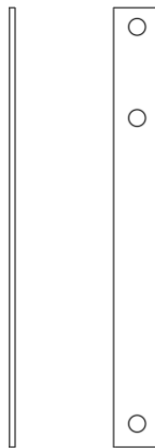


Figura 99 Elemento di collegamento ed irrigidimento del nodo.

Ora che si sono definite le geometrie del giunto e dei suoi elementi si procede con la fase di verifica del collegamento, si adotteranno le verifiche riportate nelle ISO 22156 che nel seguito verranno esplicitate.

Dato che non è stata effettuata foratura dei culmi costituenti il nodo in esame le verifiche che la normativa prescrive sono due:

- La verifica della capacità portante finale del culmo di bambù;
- La verifica della capacità portante circonferenziale del culmo di bambù.

La prima delle due verifiche sopra citate tiene conto della capacità portante a compressione della parte finale del culmo di bambù sollecitata da uno sforzo assiale di compressione esterno. Di seguito verrà esplicitata.

Nel caso di culmo privi di riempimento la capacità portante finale del culmo stesso si calcola adottando la formulazione sottostante⁵⁴:

$$P_b = C_{EB} \cdot f_c \cdot A$$

Dove:

- f_c è la resistenza a compressione di progetto parallela alla fibratura del bambù, essa dipende dalla classe di durata del carico;
- A è l'area della sezione trasversale del culmo;
- C_{EB} è un coefficiente che tiene conto del tipo di taglio della parte finale del culmo, ove è presente il giunto. Esso assume il valore di 0,4 nel caso in cui venga effettuato l'intaglio a bocca di pesce, mentre assume il valore di 0,8 nel caso di tagli diritti poggiati su una superficie piana.

I carichi assiali devono essere distribuiti in maniera uniforme sull'intera sezione trasversale del culmo. Nel nodo in esame tale verifica riguarderà i culmi del pilastro 1B.

Per quanto concerne la seconda verifica, ossia quella relativa alla capacità portante circonferenziale del culmo di bambù, secondo la ISO 22156 essa assume la forma:

$$P_{cir} = p_{cir} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot D \cdot L_{cir} \leq \frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$$

Dove:

- P_{cir} è la forza circonferenziale risultante, nell'ambito del nodo 1 essa risulta essere il taglio agente nel giunto diviso il numero di culmi costituenti la trave 4, ossia:

$$P_{cir} = \frac{V_{tot,i}}{n}$$

⁵⁴ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

- $V_{tot,i}$ taglio totale agente sull'elemento i-esimo costituente il giunto;
- n è il numero di culmi costituenti l'elemento i-esimo;
- p_{cir} è la pressione circonferenziale associata a P_{cir} ;
- D è il diametro esterno del culmo, pari a 70 mm;
- L_{cir} è la lunghezza lungo il culmo su cui viene applicata la pressione, nel caso oggetto di studio assume il valore pari alla larghezza del ring, ossia 25,4 mm;
- β è l'angolo centrale che descrive la porzione di circonferenza su cui viene applicata la pressione, nell'ambito del nodo 1 esso assume il valore di 180°;

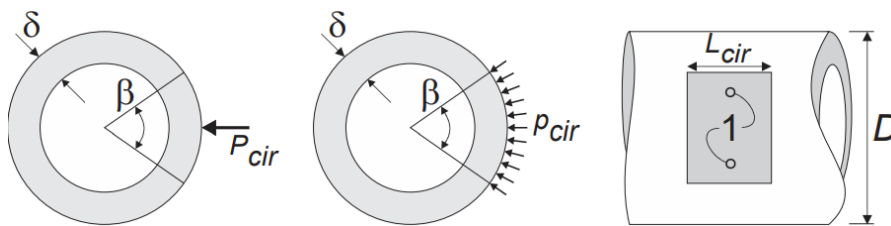


Figura 100 Geometria dei collegamenti del cuscinetto circonferenziale⁵⁵.

- f_{m90} è la resistenza di progetto a flessione circonferenziale del bambù, essa dipende dalla classe di durata del carico;
- δ è lo spessore delle pareti del culmo di bambù, pari a 7 mm per i culmi utilizzati nel seguente progetto;
- K_m è un fattore che dipende dall'angolo β , esso assume il valore di 0,5 per $\beta = 180^\circ$;

β	45°	60°	75°	90°	105°	120°	135°	150°	165°	180°
K_M	0.067	0.112	0.164	0.220	0.277	0.333	0.386	0.432	0.471	0.500
NOTE: $K_{MC} = (1/\pi) \times [(\pi - \beta/2)\cos(\pi - \beta/2) + (\pi - \beta/2)]$; β expressed in radians										

Tabella 165 Valore del fattore K_m (Young 1989, case 17.12)⁵⁶.

Oltre a tale verifica è necessario che il valore di P_{cir} soddisfi, secondo le ISO 22156, anche la seguente disuguaglianza:

$$P_{cir} \leq 0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$$

⁵⁵ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

⁵⁶ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

Dove:

- L è L_{cir} ;
- f_c è la resistenza di progetto a compressione parallela alla fibratura, funzione della classe di durata del carico.

Le due verifiche sopra riportate prendono in considerazione rispettivamente lo sforzo assiale ed il taglio agente nei singoli culmi costituenti il giunto, ma nulla dicono in merito al momento flettente esterno.

Si è scelto di adottare un'ulteriore verifica che prenda in considerazione il momento flettente esterno agente sui vari elementi costituenti il giunto, di seguito viene esplicitata:

$$M_{yd} \geq M_{d,i} = \frac{M_d}{n}$$

Dove:

- M_d è il momento flettente esterno agente su uno degli elementi strutturali costituenti il nodo;
- $M_{d,i}$ è il momento flettente esterno agente sull' i -esimo culmo costituente l'elemento strutturale oggetto di studio;
- n è il numero di culmi che compongono l'elemento strutturale oggetto di studio;
- M_{yd} è la capacità portante di progetto del singolo giunto costituente il nodo. Essa si calcola a partire dalla capacità portante media, la quale è stata estrapolata dalla ricerca (28), pari a 1,664 KNm.

Si procede al calcolo di M_{yd} , come prima cosa è necessario calcolare il valore della capacità portante caratteristica al frattile 5%, con la confidenza del 75%, sapendo che la varianza ottenuta dalle sperimentazioni è dell'ordine del 0,12 KNm e che il numero di provini utilizzati nei test è stato di 10.

M_{mean} (KNm)	s (KNm)	t_k	$M_{k, 0.05}$ (KNm)
1,664	0,12	1,92	1,44
n	$k_{0.75}$	v	$F_{k, 0.05, 0.75}$ (KNm)
10	2,04	0,07	1,375

Tabella 166 Valori della resistenza caratteristica a flessione del giunto.

	C_{df}	FS_m	M_d (KNm)
Sisma	0,85	1,75	0,668
Lunga	0,55	2,5	0,303
Breve	0,65	2,5	0,358
Istantanea	0,85	2,5	0,468

Tabella 167 Valori della resistenza di progetto a flessione del giunto.

Le verifiche sono state eseguite per le 3 classe di durata del carico (Istantanea, Breve, e Permanente) e per il caso sismico.

Si parte con le verifiche riguardanti i culmi della trave 4 giuntati ai culmi del pilastro 1B, costituita da 6 culmi di bambù. Di seguito si riportano le sollecitazioni di sforo assiale, taglio e momento flettente agenti sull'elemento nel suo complesso e sui singoli culmi costituenti lo stesso.

Trave 4				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
M_{max} (KNm)	2,5	2,1	0,3	0,3
V_{max} (KN)	6	5,1	0,6	0,9
$N_{c,max}$ (KN)	1,6	1,3	0,2	0,3

Tabella 168 Sollecitazioni agenti sulla trave 4, in funzione della classe di durata del carico, per il caso sismico.

I-esimo culmo della Trave 4				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{max,i}$ (KNm)	0,42	0,35	0,05	0,05
$V_{max,i}$ (KN)	1,0	0,85	0,1	0,15
$N_{c,max,i}$ (KN)	0,27	0,22	0,04	0,06

Tabella 169 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave 4, in funzione della classe di durata del carico e del caso sismico.

La verifica a capacità portante finale del culmo non è necessaria in tale caso, dato che i culmi della trave costituenti tale nodo non risulta essere vincolati nella parte terminale degli stessi, nei riguardi della deformazione assiale.

Si parte dalla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù. Il valore di P_{cir} risulta essere;

$$P_{cir} = \frac{V_{max, i}}{n_{ring}}$$

Dove n_{ring} è il numero di ring presenti nel culmo i-esimo della trave 4 in corrispondenza del nodo 1 oggetto di studio, essi sono 2, pertanto si va a dividere il taglio $V_{max, i}$ per il numero di ring presenti, in quanto su di essi si va a distribuire la sollecitazione circonferenziale. Si riporta il valore della risultante circonferenziale per i differenti casi di carico;

P_{cir}			
Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
0,5	0,4	0,1	0,1

Tabella 170 Valori della risultante circonferenziale per la trave 4.

Il valore così ottenuto di P_{cir} deve soddisfare le seguenti disuguaglianze:

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,5	\leq	6,9	V
Breve	0,4	\leq	5,3	V
Permanente	0,1	\leq	4,5	V
Sisma	0,1	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,5	\leq	2,1	V
Breve	0,4	\leq	1,6	V
Permanente	0,1	\leq	1,3	V
Sisma	0,1	\leq	2,8	V

Tabella 171 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave 4.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per il singolo culmo relativo alla trave 4.

	$M_{\max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,42	\leq	0,47	V
Breve	0,35	\leq	0,36	V
Permanente	0,05	\leq	0,30	V
Sisma	0,05	\leq	0,67	V

Tabella 172 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave 4.

Per quanto riguarda i culmi del pilastro 1B (costituito da 5 culmi), connessi con i culmi della trave 4, sono state svolte le verifiche associate alla capacità portante finale del culmo, P_b , e alla capacità portante circonferenziale.

Di seguito si riportano le sollecitazioni di sforo assiale e taglio agenti sui singoli culmi costituenti il pilastro.

I-esimo culmo del Pilastro 1B				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$V_{\max,i}$ (KN)	0,27	0,22	0,04	0,06
$N_{c,\max,i}$ (KN)	1,96	1,78	0,26	0,22

Tabella 173 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente il pilastro 1B, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Lo sforzo di taglio associato ai giunti costituiti dai Ring per i culmi del pilastro 1B, sono gli sforzi assiali agenti sulla trave 4.

Si procede alla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù.

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,14	\leq	6,9	V
Breve	0,11	\leq	5,3	V
Permanente	0,02	\leq	4,5	V
Sisma	0,03	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,14	\leq	2,1	V
Breve	0,11	\leq	1,6	V
Permanente	0,02	\leq	1,3	V
Sisma	0,03	\leq	2,8	V

Tabella 174 Verifiche circonferenziali relative ai culmi del pilastro 1B.

Si procede ora con la verifica della capacità portante finale dei culmi di bambù del pilastro, ossia la capacità portante a compressione della parte finale del culmo in corrispondenza del giunto.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	1,97	\leq	12,89	V
Breve	1,78	\leq	9,85	V
Permanente	0,26	\leq	8,34	V
Sisma	0,22	\leq	17,18	V

Tabella 175 Verifiche della capacità portante finale dei culmi di bambù del pilastro 1B, in corrispondenza dei giunti del nodo 1.

Per il calcolo di P_b si è assunto $C_{eb} = 0,4$, intraprendendo l'ipotesi maggiormente gravosa, tale scelta sarà attuata anche per le verifiche che seguiranno.

Per quanto attiene ai giunti tra la trave di bordo e la trave 4 si procede come fatto sopra. Le verifiche che si dovranno considerare sono 2 quella a momento flettente e quella a pressione circonferenziale.

Si riportano nel seguito le sollecitazioni agenti sulla trave di bordo nel suo complesso e quelle agenti sui singoli culmi costituenti la stessa, che verranno utilizzati per la definizione delle verifiche.

Trave di Bordo				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
M_{max} (KNm)	0,3	0,3	0,0	0,3
V_{max} (KN)	0,9	0,9	0,2	0,3
$N_{c,max}$ (KN)	3,5	0,5	0,0	2,5

Tabella 176 Sollecitazioni agenti sulla trave di bordo, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

I-esimo culmo della Trave di Bordo				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{\max,i}$ (KNm)	0,08	0,08	0,00	0,08
$V_{\max,i}$ (KN)	0,23	0,23	0,04	0,08
$N_{c,\max,i}$ (KN)	0,88	0,13	0,00	0,63

Tabella 177 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave di bordo, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si procede alla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù.

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,23	\leq	6,9	V
Breve	0,23	\leq	5,3	V
Permanente	0,04	\leq	4,5	V
Sisma	0,08	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,23	\leq	2,1	V
Breve	0,23	\leq	1,6	V
Permanente	0,04	\leq	1,3	V
Sisma	0,08	\leq	2,8	V

Tabella 178 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave di bordo.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per il singolo culmo relativo alla trave di bordo.

	$M_{\max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,08	\leq	0,47	V
Breve	0,08	\leq	0,36	V

Permanente	0,00	\leq	0,30	V
Sisma	0,08	\leq	0,67	V

Tabella 179 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave di bordo.

I giunti associati a tale nodo sono stati in parte modificati per esigenze architettoniche e costruttive, per tentare di ridurre al minimo gli elementi metallici presenti nel nodo. Si è andati ad eliminare i ring che collegano la trave di bordo con la trave 4 e quelli che garantiscono il collegamento tra i culmi della trave di bordo stessa, oltre che le fasce metalliche presenti lungo la trave di bordo. Questi elementi sono stati sostituiti con un unico elemento, aventi la geometria riportata nella figura sottostante;

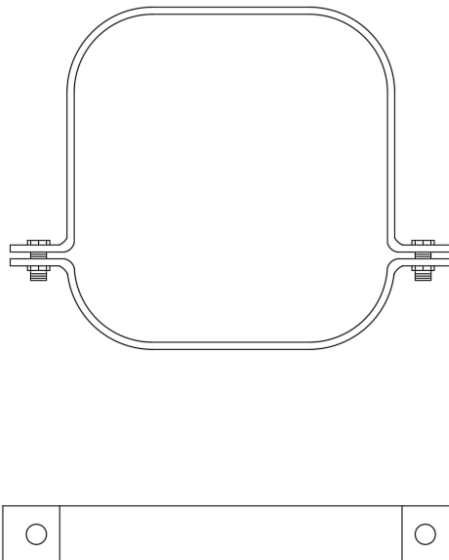


Figura 101 Fascia metallica che collega i culmi della trave di bordo tra loro e con la trave 4.

Tale elemento garantisce il collegamento tra la trave di bordo e la trave 4, essa viene posta in due punti, prima e dopo il nodo, in modo tale da generare un vincolo ad incastro, altrimenti si avrebbe un vincolo a cerniera cilindrica, inoltre esso garantisce il collegamento tra tutti i culmi della trave di bordo.

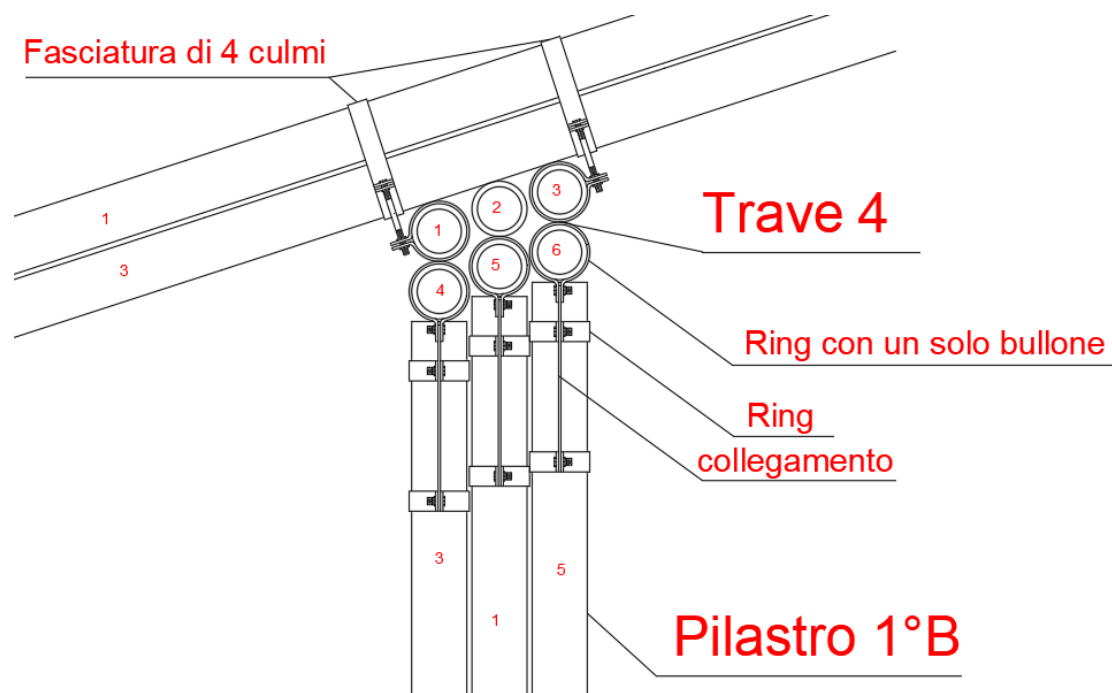


Figura 102 Giunti nodo 1, modificati.

Per tale giunto metallico non ci sono studio che ne definiscano la duttilità, la rigidezza e la resistenza, si dovrà prevedere pertanto una sperimentazione specifica per la determinazione di tali caratteristiche. Tale sperimentazione per questioni di tempo non è stata svolta nell'ambito del seguente lavoro di tesi.



Figura 103 Vista Render, Nodo 1.



Figura 104 Vista Render, Nodo 1.

10.4.2 Nodo 2

Il nodo 2 è il nodo associato al solaio di interpiano, esso collega le travi CD e DE con i pilastri 1B e D e con uno degli arcarecci del solaio. Tali elementi presentano un numero di culmi rispettivamente pari a 6 per la trave 4, 5 per il pilastro 1B e 4 per la trave di bordo.

Si riportano ora le sezioni trasversali di tali elementi per avere un'idea della disposizione geometrica dei culmi che li compongono;

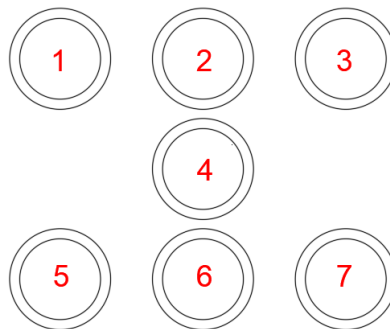


Figura 105 Sezione trasversale della Trave CD e DE, con numerazione dei culmi costituenti la stessa.

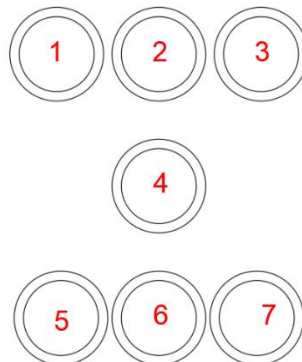


Figura 106 Sezione trasversale del pilastro D, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

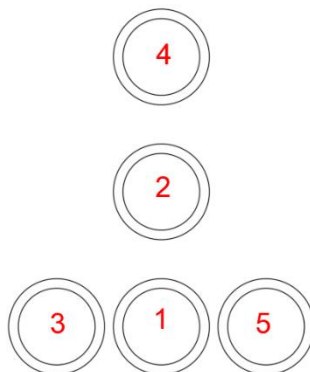


Figura 107 Sezione trasversale del pilastro 1B, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

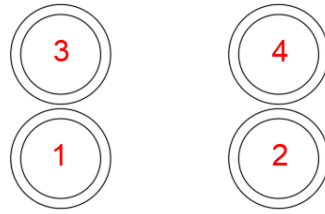


Figura 108 Sezione trasversale dell'arcareccio del solaio di interpiano, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

Come già enunciato nel paragrafo 3, si è scelto di utilizzare i ring progettati e realizzati da García. Si riporta una sezione ed un prospetto, per meglio comprendere la geometria del nodo, il quale è costituito da più giunti tra vari culmi degli elementi strutturali costituenti il nodo.

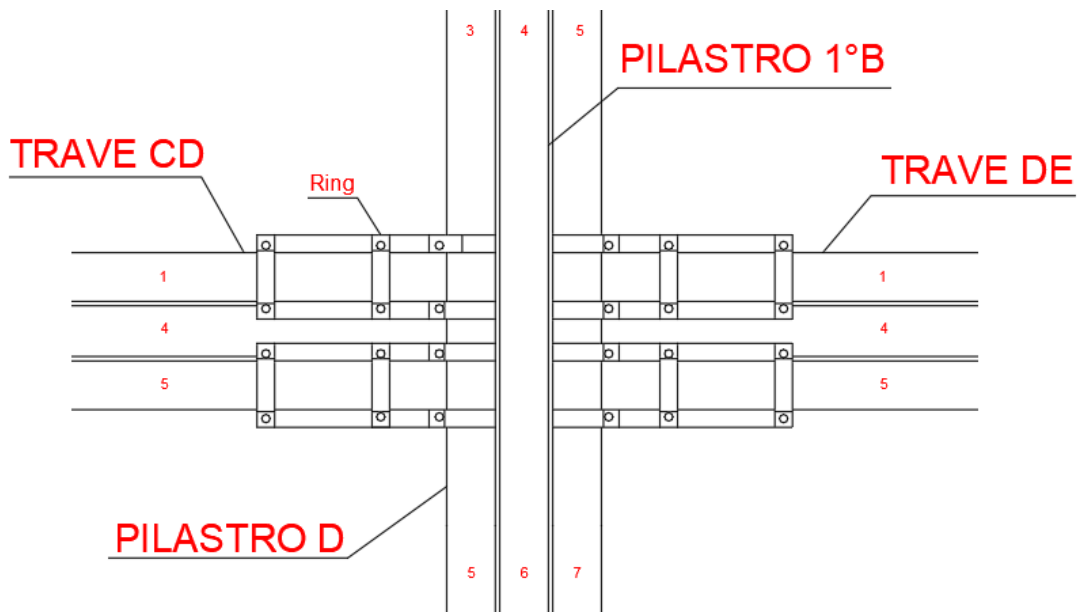


Figura 109 Prospetto del nodo 2.

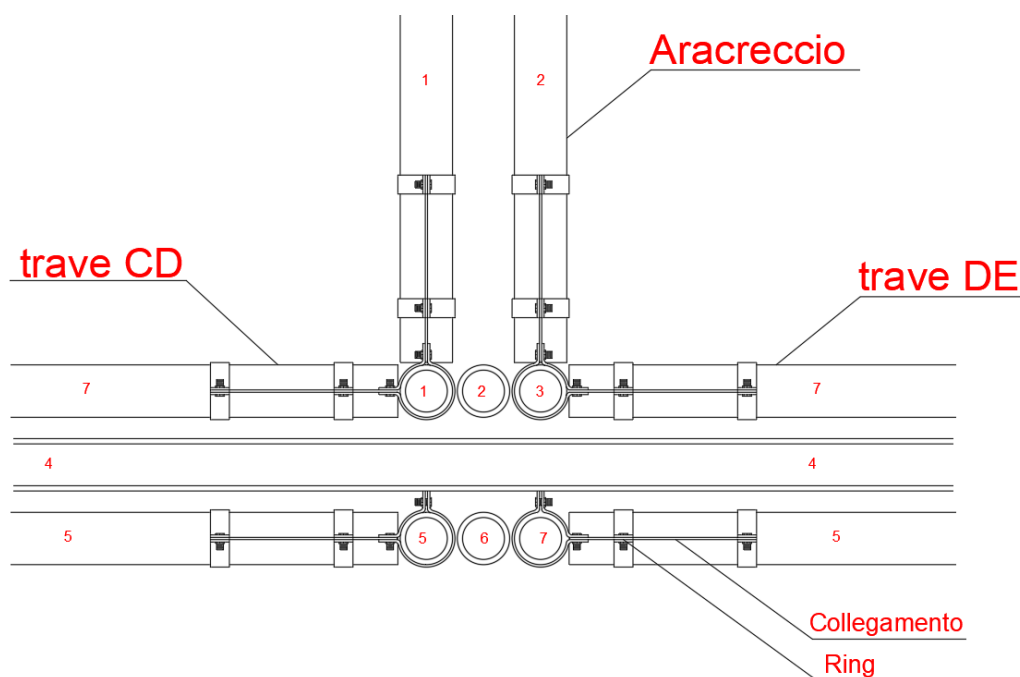


Figura 110 Sezione del nodo 2.

Come è possibile osservare dalle immagini sopra riportate i 4 culmi perimetrali delle travi, quelli in corrispondenza degli spigoli si interrompono in prossimità del pilastro i cui culmi eccetto quello centrale proseguono fino al tetto. Tale soluzione è stata scelta per:

- garantire una continuità dei culmi del pilastro;
- per ridurre al minimo i giunti di collegamento mantenendo al contempo le travi e gli arcarecci tutti sullo stesso layer;
- per fare in modo che le travi CC e EE scaricassero le loro sollecitazioni direttamente sui pilastri e non sulle travi perimetrali.

I tre culmi centrali della trave, come si può vedere delle immagini poste sopra, sono passanti, ossia non si interrompono in corrispondenza del nodo, ma passano attraverso il pilastro. Le motivazioni per le quali si è decisa tale soluzione costruttiva sono fondamentalmente due. La prima è una questione associata al numero di giunzioni da realizzare, infatti adottando tale soluzione si andrà ad utilizzare un unico elemento di connessione, al contrario se si fosse scelto di far passare il culmo centrale del pilastro ed interrompere quelli della trave sarebbero stati necessari due giunti, uno per il culmo inferiore ed uno per quello superiore della trave. La seconda motivazione riguarda il fatto

che tale scelta garantisce un maggior grado di incastro al nodo, rendendolo di fatto maggiormente assimilabile ad un vincolo ad incastro piuttosto che a cerniera.

Il giunto utilizzato per il collegamento dei culmi centrali della trave e dei culmi centrali dei pilastri D e 1B è identico a quello utilizzato nel nodo 1, e riportato in figura 93, in ogni caso di seguito si riporta il collegamento ove verranno mostrati esclusivamente i culmi centrali per garantire una migliore comprensione di tale collegamento.

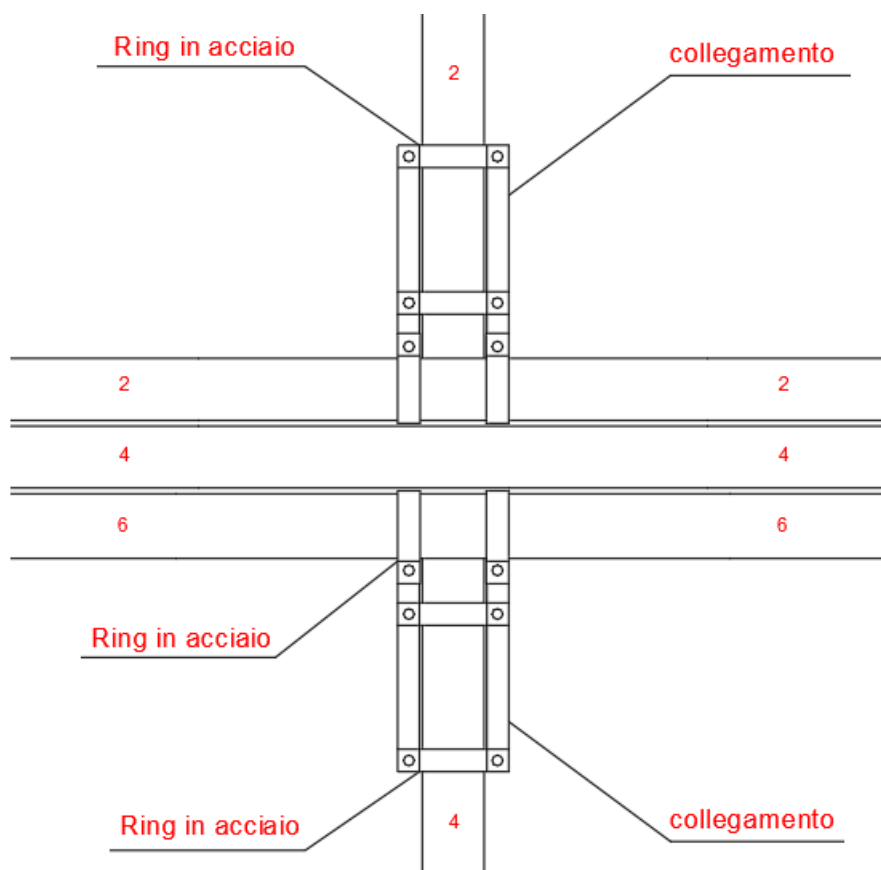


Figura 111 Prospetto del giunto tra il culmo centrale dei pilastri con i culmi centrali delle travi.

Lungo la luce delle travi e dei pilastri verranno poste delle cerchiature metalliche con lo scopo di garantire un funzionamento d'insieme dei culmi costituenti tali elementi, il passo di tali cerchiature è stato ipotizzato pari a 300 mm.

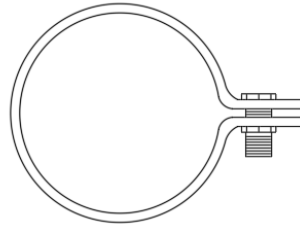


Figura 112 Ring ad un solo bullone presente nel nodo tra i culmi centrali della trave ed i pilastri.

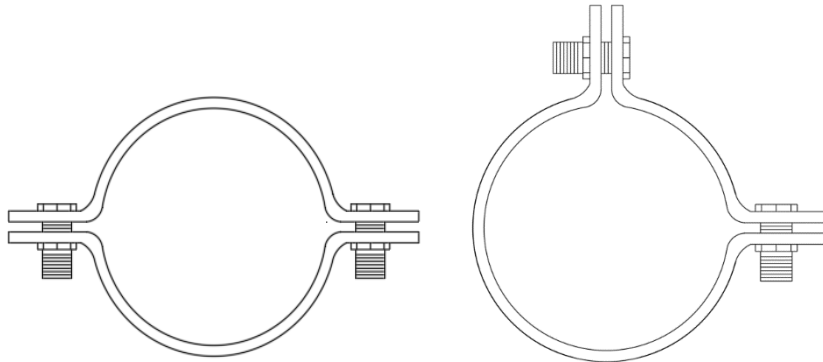


Figura 113 Due tipologie di Ring in acciaio formato da due semi ring uniti da bulloni.

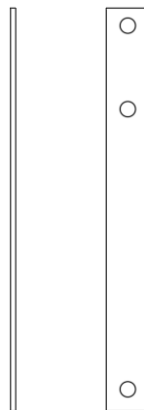


Figura 114 Elemento di collegamento ed irrigidimento del nodo.

Ora che si sono definite le geometrie del giunto e dei suoi elementi si procede con la fase di verifica del collegamento, si adotteranno le verifiche riportate nelle ISO 22156 che nel seguito verranno

esplicitate. Le verifiche che si adotteranno per tale nodo sono le stesse già utilizzate per il nodo 1, per una loro trattazione completa ed esaustiva si rimanda al paragrafo 10.4.1.

Si parte dalle giunzioni tra i culmi della trave DE e quelli del pilastro D. La trave DE è costituita da 7 culmi. Le verifiche associate alle giunzioni tra la trave CD ed il pilastro D sono del tutto analoghe a quelle tra la trave DE ed il pilastro D, dato che le sollecitazioni sono le medesime, pertanto verranno omesse nel seguito. Si inizia dalla verifica dei giunti tra i culmi esterni della trave DE, ossia i culmi 1,3,5,7 con i culmi esterni del pilastro D, per i quali si sono usati i Ring di Garcia. Di seguito si riportano le sollecitazioni di sforo assiale, taglio e momento flettente agenti sulla trave DE nel suo complesso e sui culmi costituenti la stessa.

Trave DE				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
M_{\max} (KNm)	2,6	2,6	2,6	1,1
V_{\max} (KN)	5,2	5,2	5,2	2,3
$N_{c,\max}$ (KN)	12,0	0,0	0,0	8,0

Tabella 180 Sollecitazioni agenti sulla trave DE, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

I-esimo culmo della trave DE				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{\max,i}$ (KNm)	0,37	0,37	0,37	0,16
$V_{\max,i}$ (KN)	0,74	0,74	0,74	0,33
$N_{c,\max,i}$ (KN)	1,71	0,00	0,00	1,14

Tabella 181 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente la trave DE, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si parte dalla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù, le quali risultano essere;

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,37	\leq	6,9	V
Breve	0,37	\leq	5,3	V
Permanente	0,37	\leq	4,5	V
Sisma	0,16	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,37	\leq	2,1	V
Breve	0,37	\leq	1,6	V
Permanente	0,37	\leq	1,3	V
Sisma	0,16	\leq	2,8	V

Tabella 182 Verifiche circonferenziali relative ai culmi della trave DE.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per il singolo culmo relativo alla trave DE.

	$M_{max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,37	\leq	0,47	V
Breve	0,37	\leq	0,36	F
Permanente	0,37	\leq	0,30	F
Sisma	0,16	\leq	0,67	V

Tabella 183 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi della trave DE.

Le verifiche a momento flettente per le classi di durata Breve e Permanente non vengono soddisfatte, pertanto si andrà ad inserire nel nodo un elemento diagonale tra i culmi esterni della trave DE ed in quelli della trave DC con i culmi esterni del pilastro D, tale elemento avrà una larghezza pari a 25,4 mm ed uno spessore pari a 3,2 mm. La geometria del giunto diviene pertanto:

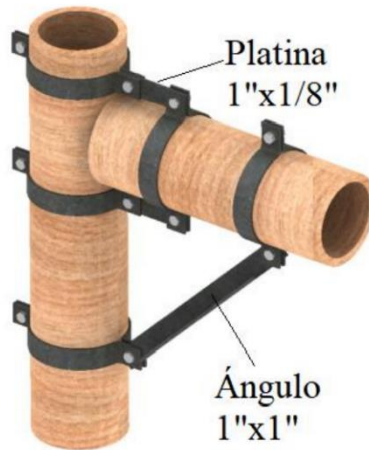


Figura 115 Giunto con Ring e con diagonale.

Il giunto così modificato presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

Resistenza (KNm)	Rigidezza (KNm/rad)	Duttilità	Peso (Kg)
5,2	89,9	3,6	2,3

Tabella 184 Giunto con ring in acciaio e diagonale⁵⁷.

Utilizzando tali giunti rinforzati si ottengono le seguenti resistenze di progetto a flessione in funzione della condizione di carico:

	C_{df}	FS_m	M_d (KNm)
Sisma	0,85	1,75	2,09
Lunga	0,55	2,5	0,95
Breve	0,65	2,5	1,12
Istantanea	0,85	2,5	1,96

Tabella 185 Resistenze del giunto con diagonale.

⁵⁷ Dati presi da: R. Moran, J. Muñoz, H. F. Silva, J. J. García, "A bamboo beam-column connection capable to transmit moment", 2017.

Note le resistenze a flessione del giunto così modificato si avranno le seguenti verifiche:

	$M_{\max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,37	\leq	1,96	V
Breve	0,37	\leq	1,12	V
Permanente	0,37	\leq	0,95	V
Sisma	0,16	\leq	2,09	V

Tabella 186 Verifiche a flessione del giunto modificato con il diagonale, per i culmi esterni della trave DE.

Si riporta ora la verifica associata alla capacità portante finale dei culmi esterni della trave DE, essa riguarderà esclusivamente le condizioni di carico Istantanea e sismica, dato che nelle altre lo sforzo assiale è del tutto assente.

	$N_{c,\max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	1,71	\leq	12,89	V
Sisma	1,14	\leq	17,18	V

Tabella 187 Verifiche della capacità portante finale dei culmi esterni, 1,3,5,7, della trave DE, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.

Ora è necessario studiare il giunto tra il culmo centrale del pilastro 1B, ossia il 4, e la trave DE. Di seguito si riportano le sollecitazioni di sforzo assiale, taglio e momento flettente agenti sul culmo centrale costituente il pilastro 1B.

Culmo 4 del pilastro 1B				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{\max,i}$ (KNm)	0,32	0,30	0,04	0,14
$V_{\max,i}$ (KN)	0,30	0,26	0,06	0,14
$N_{c,\max,i}$ (KN)	1,90	1,72	0,24	0,20

Tabella 188 Sollecitazioni agenti sul culmo 4 costituente il pilastro 1B, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si procede alla verifica della capacità portante circonferenziale del giunto.

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,15	\leq	6,9	V
Breve	0,13	\leq	5,3	V
Permanente	0,03	\leq	4,5	V
Sisma	0,07	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,15	\leq	2,1	V
Breve	0,13	\leq	1,6	V
Permanente	0,03	\leq	1,3	V
Sisma	0,07	\leq	2,8	V

Tabella 189 Verifiche circonferenziali relative al culmo 4 del pilastro 1B.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per il culmo 4 relativo al pilastro 1B.

	$M_{max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,32	\leq	0,47	V
Breve	0,30	\leq	0,36	V
Permanente	0,04	\leq	0,30	V
Sisma	0,14	\leq	0,67	V

Tabella 190 Verifiche a flessione del giunto, per il culmo centrale 4 del pilastro 1B.

Si procede ora con la verifica della capacità portante finale del culmo centrale 4 del pilastro 1B, ossia la capacità portante a compressione della parte finale del culmo in corrispondenza del giunto.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	1,90	\leq	12,89	V
Breve	1,72	\leq	9,85	V
Permanente	0,24	\leq	8,34	V
Sisma	0,20	\leq	17,18	V

Tabella 191 Verifiche della capacità portante finale del culmo 4 del pilastro 1B, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.

Si procede ora con la verifica del giunto tra l'arcareccio del solaio di copertura ed il pilastro D. Si analizzeranno come prima cosa i culmi dell'arcareccio, essi sono sollecitati da momento flettente, taglio e sforzo assiale.

Di seguito si riportano le sollecitazioni;

Arcareccio solaio di interpiano				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
M_{max} (KNm)	2,0	2,0	2,0	0,5
V_{max} (KN)	1,5	1,5	1,5	0,6
N_{max} (KN)	3,7	0,7	0,0	0,0

Tabella 192 Sollecitazioni agenti sull'arcareccio del solaio di interpiano, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

I-esimo culmo dell'arcareccio del solaio di interpiano				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{max,i}$ (KNm)	0,38	0,38	0,38	0,13
$V_{max,i}$ (KN)	0,50	0,50	0,50	0,15
$N_{max,i}$ (KN)	0,93	0,18	0,00	0,00

Tabella 193 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente l'arcareccio del solaio di interpiano, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si parte dalla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù, le quali risultano essere;

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,25	\leq	6,9	V
Breve	0,25	\leq	5,3	V
Permanente	0,25	\leq	4,5	V
Sisma	0,08	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,25	\leq	2,1	V
Breve	0,25	\leq	1,6	V
Permanente	0,25	\leq	1,3	V
Sisma	0,08	\leq	2,8	V

Tabella 194 Verifiche circonfenziali relative ai culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per i culmi relativi all'arcareccio del solaio di interpiano.

	$M_{max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,38	\leq	0,47	V
Breve	0,38	\leq	0,36	F
Permanente	0,38	\leq	0,30	F
Sisma	0,13	\leq	0,67	V

Tabella 195 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.

Le verifiche a momento flettente per le classi di durata Breve e Permanente non vengono soddisfatte, pertanto sarà necessario, anche in questo caso, ricorrere al giunto modificato con l'aggiunta del diagonale, come fatto per i giunti relativi ai culmi esterni delle travi DE e DC. Le verifiche a flessione diventano:

	$M_{max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,38	\leq	1,96	V
Breve	0,38	\leq	1,12	V
Permanente	0,38	\leq	0,95	V
Sisma	0,13	\leq	2,09	V

Tabella 196 Verifiche a flessione del giunto modificato con il diagonale, per i culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano.

Si riporta ora la verifica associata alla capacità portante finale dei culmi dell'arcareccio, essa riguarderà esclusivamente le condizioni di carico Istantanea e breve, dato che nelle altre lo sforzo assiale è del tutto assente.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	0,93	\leq	12,89	V
Breve	0,18	\leq	9,86	V

Tabella 197 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.

Le ultime verifiche riguardano i giunti nei culmi 1 e 3 del pilastro D, in quanto gli stessi sono sollecitati da un momento flettente composto, dato dalla somma di quello arrivante dai culmi della trave DE o DC e da quello associato ai culmi degli arcarecci. Gli stessi sono sollecitati da una pressione circonferenziale data dalla somma di quelle relative ai culmi della trave DE o DC e da quello associato ai culmi degli arcarecci.

Per il calcolo del momento risultante si è ricorso alla somma vettoriale, di seguito riportata:

$$M = \sqrt{M_{DE}^2 + M_{arc}^2}$$

Da cui si ottengono i seguenti momenti flettenti associati al singolo culmo;

	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$M_{max,i}$ (KNm)	0,53	0,53	0,53	0,21

Tabella 198 Sollecitazioni agenti sui culmi 1 e 3 del pilastro D, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si parte dalla verifica a capacità portante circonferenziale dei culmi di bambù, le quali risultano essere;

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	0,62	\leq	6,9	V
Breve	0,62	\leq	5,3	V
Permanente	0,62	\leq	4,5	V
Sisma	0,24	\leq	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	0,62	\leq	2,1	V
Breve	0,62	\leq	1,6	V
Permanente	0,62	\leq	1,3	V
Sisma	0,24	\leq	2,8	V

Tabella 199 Verifiche circonferenziali relative ai 1 e 3 culmi del pilastro D.

Si procede ora alla verifica a momento flettente per i culmi relativi all'arcareccio del solaio di interpiano.

	$M_{max,i}$ (KNm)		M_d (KNm)	
Istantanea	0,53	\leq	1,96	V
Breve	0,53	\leq	1,12	V
Permanente	0,53	\leq	0,95	V
Sisma	0,21	\leq	2,09	V

Tabella 200 Verifiche a flessione del giunto, per i culmi 1 e 3 del pilastro D.

Si riportano le verifiche a capacità portante della parte terminale del culmo di bambù.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	2,87	\leq	12,89	V
Breve	2,74	\leq	9,86	V
Permanente	2,04	\leq	8,34	V
Sisma	0,86	\leq	17,18	V

Tabella 201 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'arcareccio del solaio di interpiano, in corrispondenza dei giunti del nodo 2.

I giunti associati ai culmi centrali della trave sono stati in parte modificati per esigenze architettoniche e costruttive, per tentare di ridurre al minimo gli elementi metallici presenti nel nodo. Si è andati ad eliminare i ring che collegano i culmi centrali della trave con i culmi centrali dei pilastri. Questi elementi sono stati sostituiti con un unico elemento, aventi la geometria riportata nella figura sottostante;

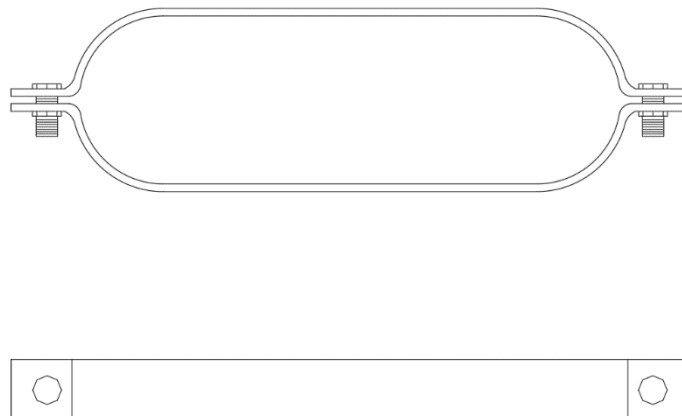


Figura 116 Fascia metallica che collega tra loro i 3 culmi centrali della trave e gli stessi con i culmi centrali dei pilastri 1B e D.

Tale elemento viene posto in due punti, prima e dopo il nodo, in modo tale da generare un vincolo ad incastro, altrimenti si avrebbe un vincolo a cerniera cilindrica, inoltre esso garantisce il collegamento tra tutti i culmi della trave di bordo.

Per tale giunto metallico non si hanno studio per quanto concerne la duttilità, la rigidezza e la resistenza dello stesso, si dovrà prevedere pertanto una sperimentazione specifica per la

determinazione di tali caratteristiche. Tale sperimentazione per questioni di tempo non è stata svolta nell'ambito del seguente lavoro di tesi.

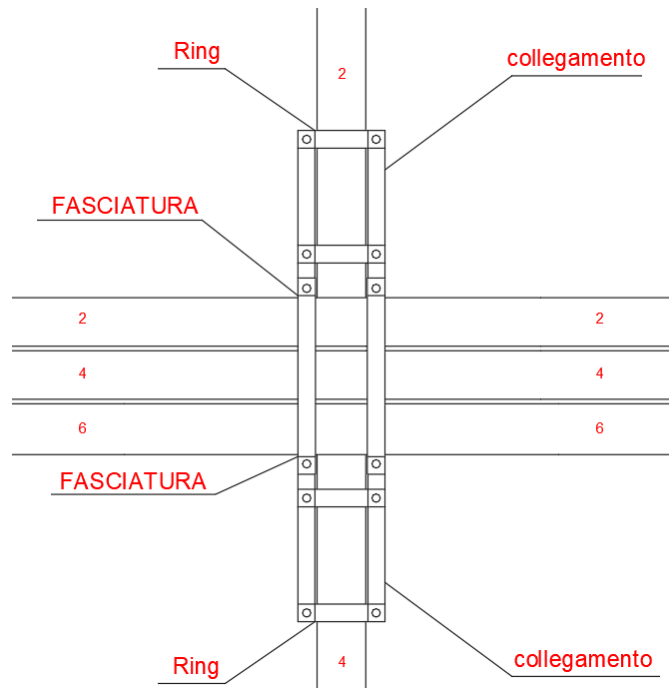


Figura 117 Nodo centrale modificato.

Si riporta il prospetto de nodo modificato, ove sono presenti anche i diagonali.

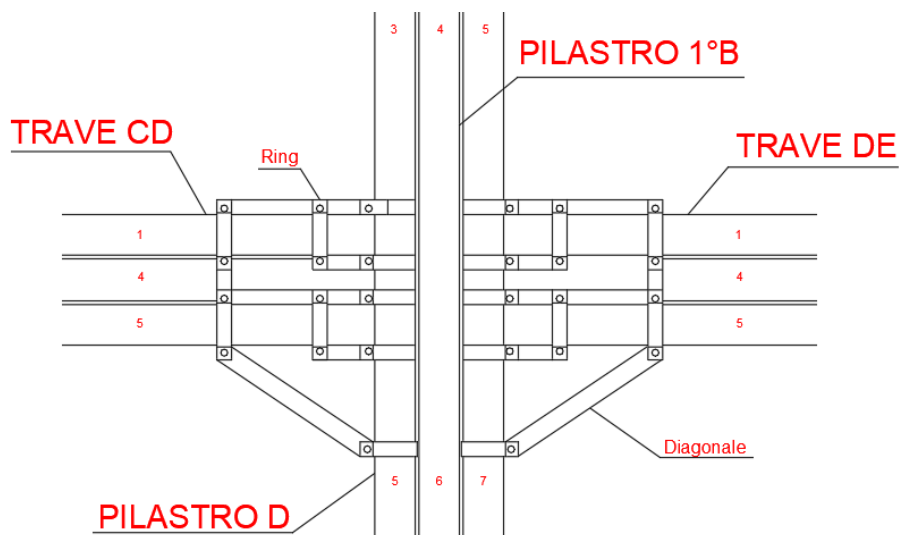


Figura 118 Prospetto del nodo 2 con l'aggiunta dei diagonali.

Gli elementi diagonali sono stati posti esclusivamente nei culmi inferiori della trave e dell'arcareccio, per questioni di spazio, pertanto è stato posto un elemento in acciaio verticale collegante i culmi 1

e 5, in modo da vincolare il culmo superiore a quello inferiore, rendendoli di fatto solidali. Il nodo così realizzato è assimilabile ad un incastro più che ad un vicolo di cerniera.

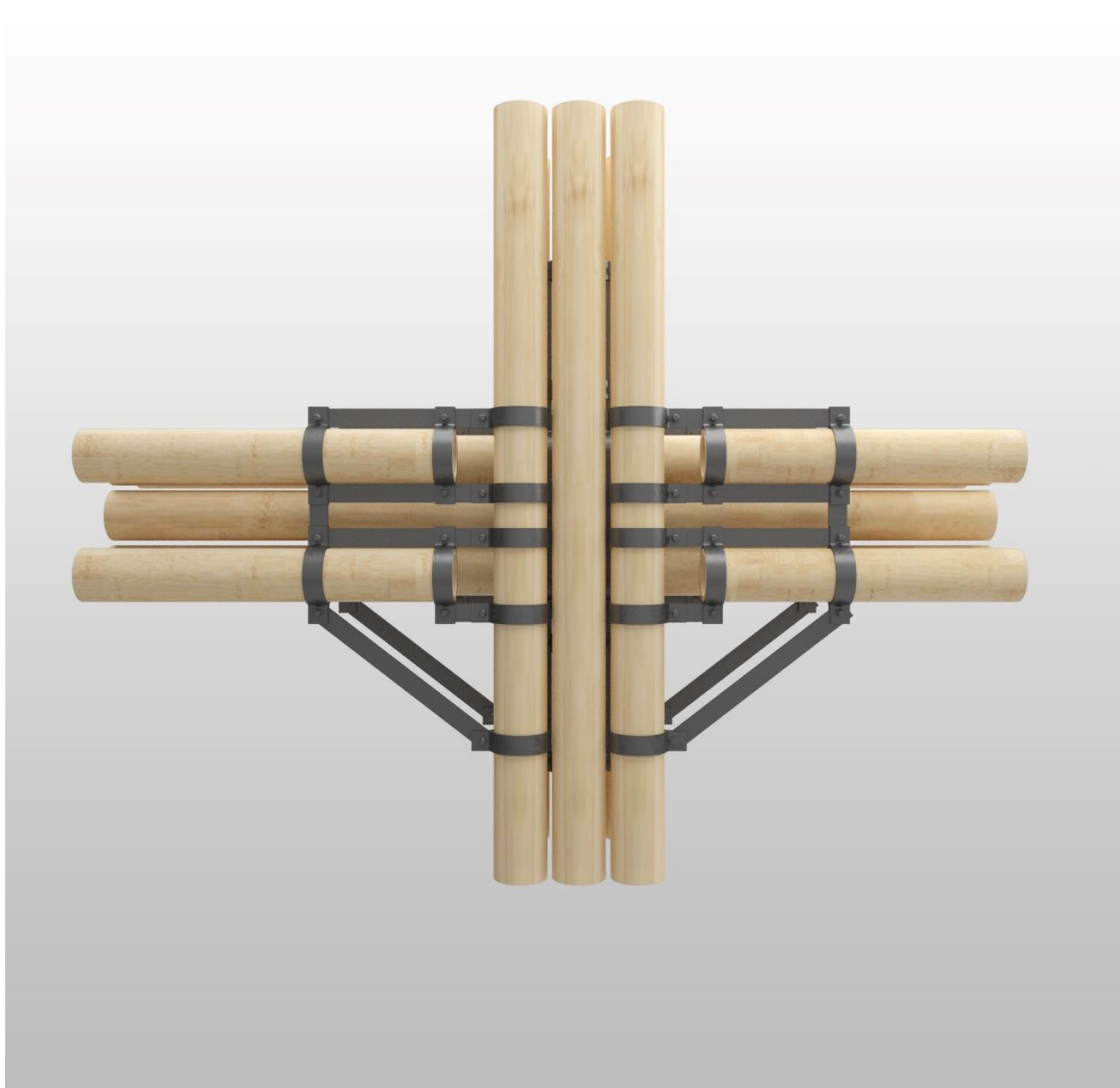


Figura 119 Vista Render, verso l'esterno dell'edificio, Nodo 2.

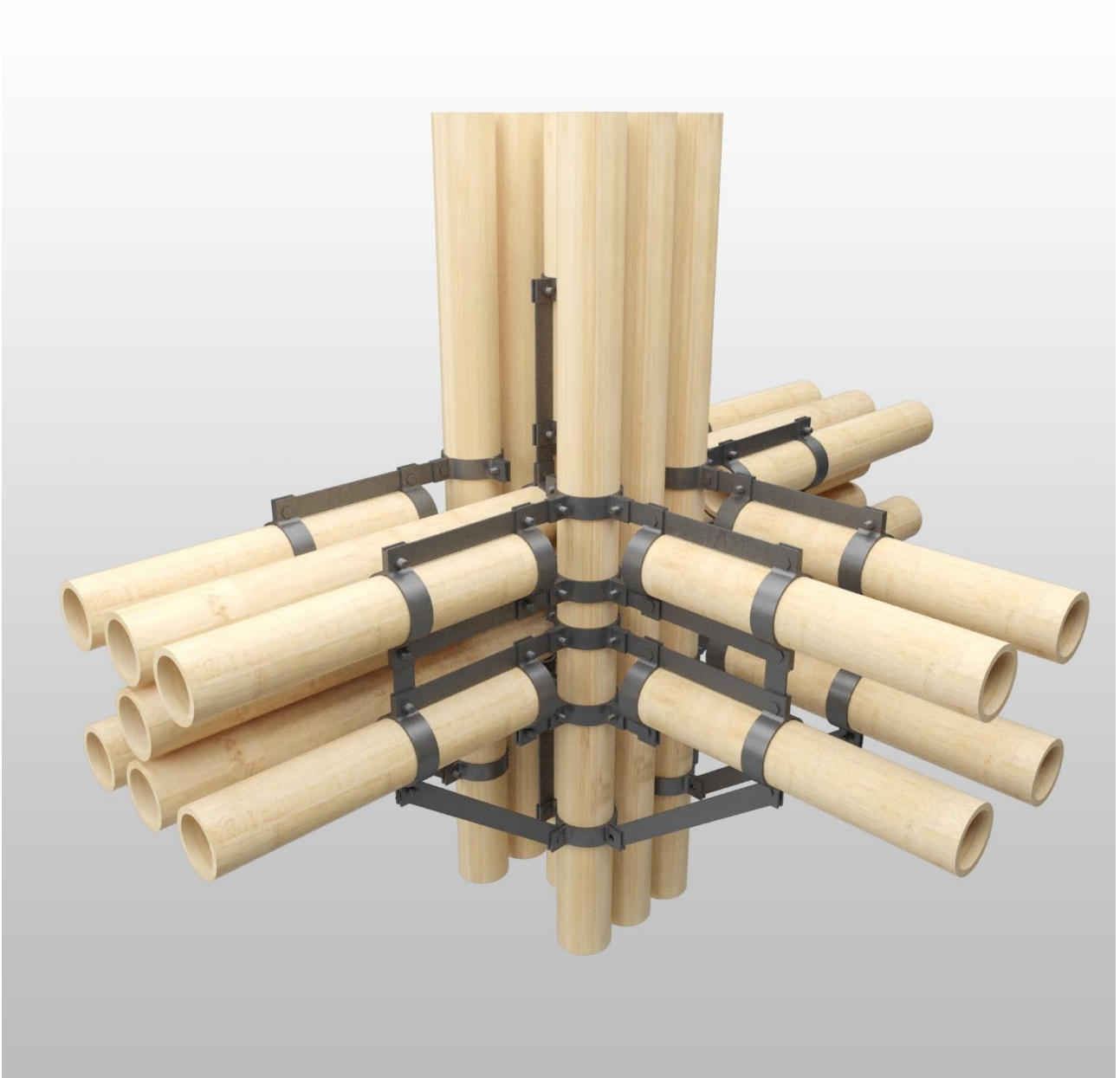


Figura 120 Vista Render, verso l'interno dell'edificio, Nodo 2.

10.4.3 Nodo 3

Il nodo 3 è il nodo associato alle fondazioni, esso collega il pilastro E e l'elemento di controventamento posto lungo X con il cordolo di fondazione. Tali elementi presentano un numero di culmi rispettivamente pari a 6 il pilastro e 2 per l'elemento di controventamento.

Si riportano ora le sezioni trasversali di tali elementi per avere un'idea della disposizione geometrica dei culmi che li compongono;

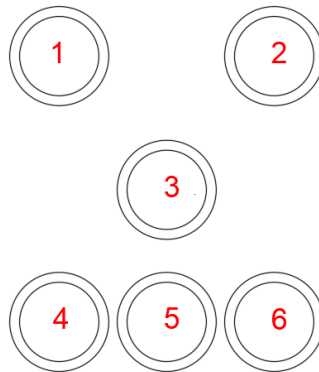


Figura 121 Sezione trasversale del Pilastro E, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

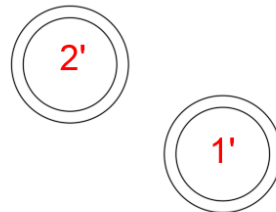


Figura 122 Sezione trasversale dell'elemento di controventamento lungo X, con numerazione dei culmi costituenti lo stesso.

Il collegamento tra i culmi del pilastro ed il cordolo di fondazione viene garantito inserendo all'interno dei culmi stessi una barra filettata avente una lunghezza di 300 mm all'interno del culmo stesso, ed un diametro pari a 14 mm, tali valori derivano da regole empiriche adottate dagli operatori di tale settore, in seguito all'esperienza maturata nelle costruzioni in bambù, tuttavia non ci sono evidenze scientifiche che tali valori siano corretti e del tutto affidabili, sarebbero pertanto necessarie delle ricerche specifiche. La solidarizzazione della barra filettata con il culmo di bambù è garantita dall'iniezione di calcestruzzo all'interno del culmo stesso. La presenza del calcestruzzo inoltre garantisce un notevole aumento delle resistenze a compressione, a taglio e a flessione della parte terminale del culmo ove è presente il calcestruzzo. Per evitare o ridurre eventuali fenomeni di splitting della parte terminale dei culmi causati da carichi eccessivi o da valori differenti delle

deformazioni da ritiro dei due materiali è stata inserita una fascetta metallica con spessore pari a 3 mm e larghezza pari a 10 mm e sono stati aggiunti dei fili in acciaio con lo stesso scopo, aventi diametro pari a 2 mm.

Per quanto attiene all'elemento di controventamento, il culmo in basso si innesta direttamente sul cordolo ed il collegamento è del tutto analogo a quello visto per i culmi del pilastro E, mentre per quanto attiene al culmo superiore esso si collega attraverso giunto al culmo centrale del pilastro, ciò si è reso necessario per questioni legato allo spazio. Come giunto si sono utilizzati i ring ideati da García, già visti in precedenza.

Si riporta una sezione ed un prospetto, per meglio comprendere la geometria del nodo, il quale è costituito da più giunti tra vari culmi degli elementi strutturali costituenti il nodo.

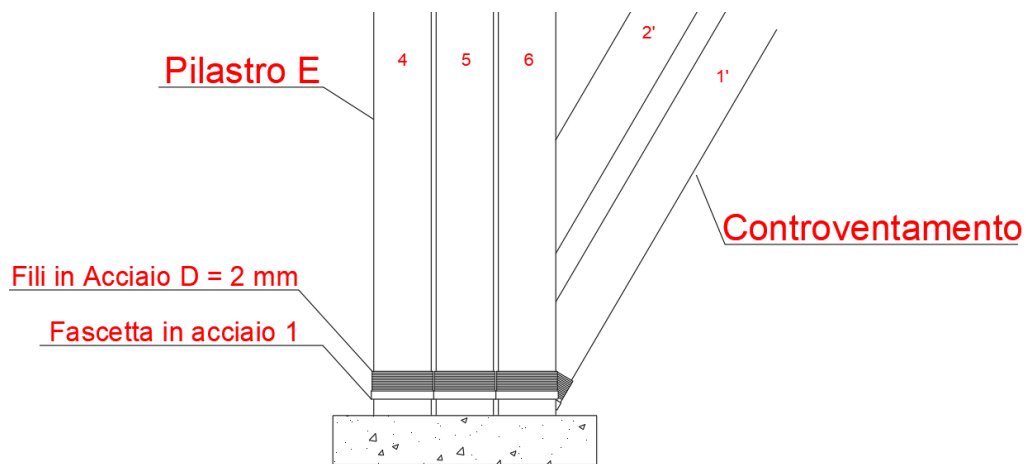


Figura 123 Prospetto Nodo 3.

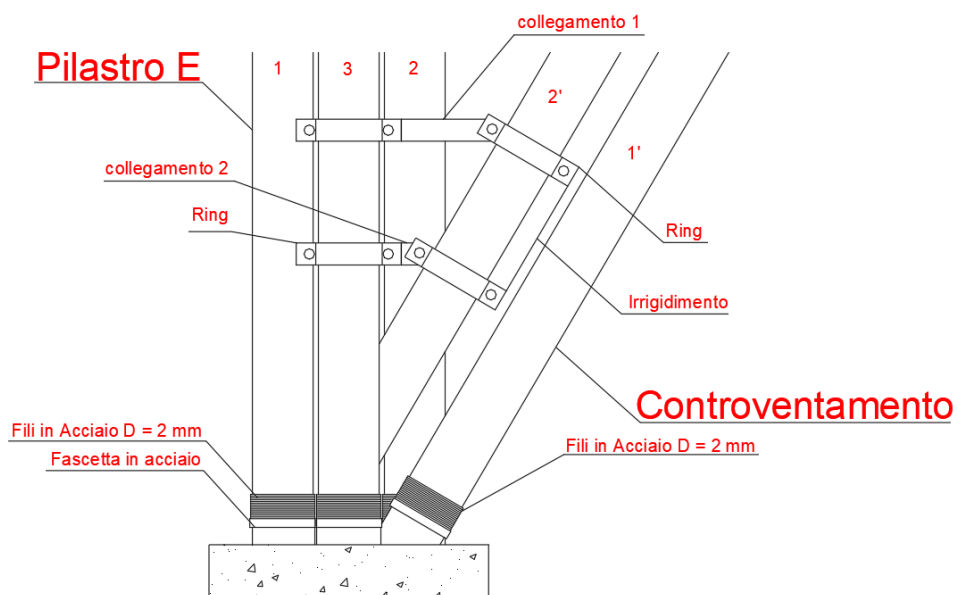


Figura 124 Sezioni del nodo 3.

Nel seguito si riportano gli elementi metallici utilizzati in tale nodo.

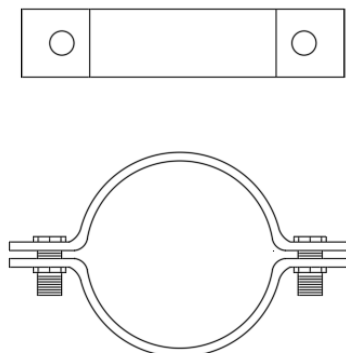


Figura 125 Ring in acciaio formato da due semi ring uniti da bulloni.

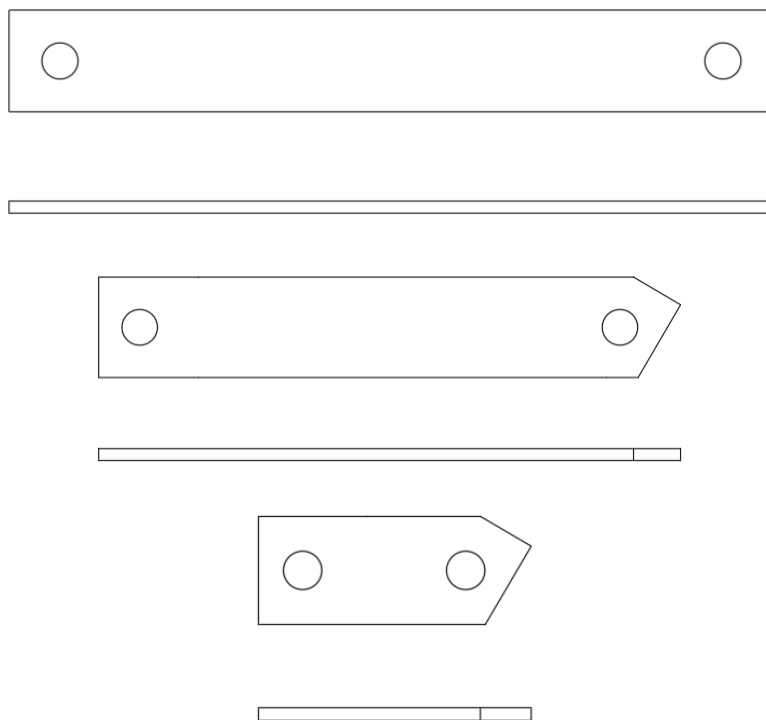


Figura 126 A partire da sopra troviamo l'elemento irrigidente, a seguire il collegamento 1 e l'elemento più in basso è il collegamento 2.

Ora che si sono definite le geometrie del giunto e dei suoi elementi si procede con la fase di verifica del collegamento, si adotteranno le verifiche riportate nelle ISO 22156 che nel seguito verranno esplicitate. Le verifiche che si adotteranno per tale nodo sono le stesse già utilizzate per il nodo 1, per una loro trattazione completa ed esaustiva si rimanda al paragrafo 10.4.1.

Si parte con le verifiche riguardanti i culmi dell'elemento di controventamento. Esso è costituito da 2 culmi. Date le condizioni di vincolo l'unica sollecitazione agente sullo stesso è quella di sforzo assiale, pertanto si riporta tale azione suddivisa per il singolo culmo.

I-esimo culmo dell'elemento di controventamento				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$N_{c,max,i}$ (KN)	5,95	1,5	0,7	3,9

Tabella 202 Sollecitazioni agente sull'elemento di controventamento, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

Si riporta ora la verifica associata alla capacità portante finale dei culmi dell'elemento di controventamento. Si dovrebbero eseguire due verifiche distinte una associata al culmo superiore, il quale si innesta sul culmo centrale del pilastro E, per il quale si utilizzerà, come fatto per i paragrafi precedenti un coefficiente C_{EB} pari a 0,4 ed una seconda verifica relativa al culmo inferiore ancorato direttamente con il cordolo per il quale si dovrà adottare un coefficiente C_{EB} pari a 0,8 dato che il taglio del culmo è dritto e poggiate su di una superficie piana, tuttavia questa seconda verifica viene omessa, in quanto le sollecitazioni sono identiche mentre le resistenze nel secondo caso sono nettamente superiori, pertanto se la prima verifica è soddisfatta lo sarà in maniera automatica anche la seconda.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	5,95	≤	12,89	V
Breve	1,5	≤	9,85	V
Permanente	0,7	≤	8,34	V
Sisma	3,9	≤	17,18	V

Tabella 203 Verifiche della capacità portante finale dei culmi dell'elemento di controventamento, in corrispondenza dei giunti del nodo 3.

Si procede con la verifica a pressione circonferenziale del culmo centrale, ossia il 3, del pilastro E sul quale è giuntato, mediante i Ring di Garcia, uno dei culmi dell'elemento di controventamento. Per determinare la risultante circonferenziale agente sul culmo è necessario considerare la componente orizzontale della forza assiale che arriva dal culmo dell'elemento di controventamento superiore, la quale si calcola come:

$$F_x = F \cdot \cos(\alpha)$$

Dato che l'angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale è di 60° si ha che la componente orizzontale per le differenti condizioni di carico risulta essere:

	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
F_x (KN)	2,96	0,74	0,35	1,95

Figura 127 Forza circonferenziale risultante agente sul culmo 3, centrale, del pilastro E.

Si riportano le verifiche a capacità portante circonferenziale del culmo di bambù;

	P_{cir} (KN)		$\frac{2f_{m90} \cdot L_{cir}^2 \cdot \delta^2 \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right)}{3D \cdot K_m}$	
Istantanea	1,48	≤	6,9	V
Breve	0,37	≤	5,3	V
Permanente	0,17	≤	4,5	V
Sisma	0,98	≤	9,3	V

	P_{cir} (KN)		$0,5 \cdot L \cdot \delta \cdot f_c$	
Istantanea	1,48	≤	2,1	V
Breve	0,37	≤	1,6	V
Permanente	0,17	≤	1,3	V
Sisma	0,98	≤	2,8	V

Tabella 204 Verifiche circonferenziali relative al culmo 3 del pilastro E.

Si riporta ora la verifica a capacità portante finale dei culmi del pilastro E, costituito da 6 culmi. Come prima cosa si riporta lo sforzo normale agente sull'elemento nel suo complesso e sui singoli culmi costituenti lo stesso.

Pilastro E				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$N_{c,max}$ (KN)	19,1	16,0	9,84	12,4

Tabella 205 Sollecitazioni agenti sul pilastro E, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

I-esimo culmo del pilastro E				
	Istantanea	Breve	Permanente	Sisma
$N_{c,max,i}$ (KN)	3,18	2,67	1,64	2,07

Tabella 206 Sollecitazioni agenti sull'i-esimo culmo costituente il pilastro E, in funzione della classe di durata del carico, o per il caso sismico.

In questo caso nell'ambito della verifica a capacità portante finale del culmo si adotterà un coefficiente C_{EB} pari a 0,8 dato che il taglio del culmo è dritto e poggiante su di una superficie piana. Si dovrà sommare a tale capacità portante, la capacità portate a compressione associata al calcestruzzo posto all'interno del culmo, ossia si avrà una capacità portante complessiva data da:

$$P_{r,tot} = P_{r,cls} + P_b = f_{cd,cls} \cdot A_{int} + C_{EB} \cdot f_c \cdot A$$

Dove:

- $f_{cd,cls}$ è la resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo utilizzato all'interno dei culmi di bambù, pari a 14,17 MPa;
- A_{int} è l'area della parte interne del culmo, avente diametro pari a 56 mm.

	$N_{c,max,i}$ (KN)		P_b (KN)	
Istantanea	3,18	≤	60,67	V
Breve	2,67	≤	54,61	V
Permanente	1,64	≤	51,58	V
Sisma	2,07	≤	69,26	V

Tabella 207 Verifiche della capacità portante finale dei culmi del pilastro E.



Figura 128 Vista Render, Nodo 3.

10.5 Conclusioni

I giunti utilizzati nei nodi travi-pilastro hanno l'incredibile vantaggio di non arrecare perdite di resistenza al culmo di bambù, in quanto non necessitano di foratura dello stesso. Essi presentano una buona duttilità, pari a 3,9, accompagnata da una resistenza modesta. Per ottenere resistenza maggiori è necessario ricorrere ad alcune modifiche dei giunti sopra esposti, riportante nello studio (26).

Altri vantaggi che tale tipologia di giunto comporta sono:

- l'adattabilità dei ring in acciaio alle dimensioni variabili dei culmi di bambù, grazie al gioco che è presente tra le alette esterne come riportato nell'immagine sottostante.

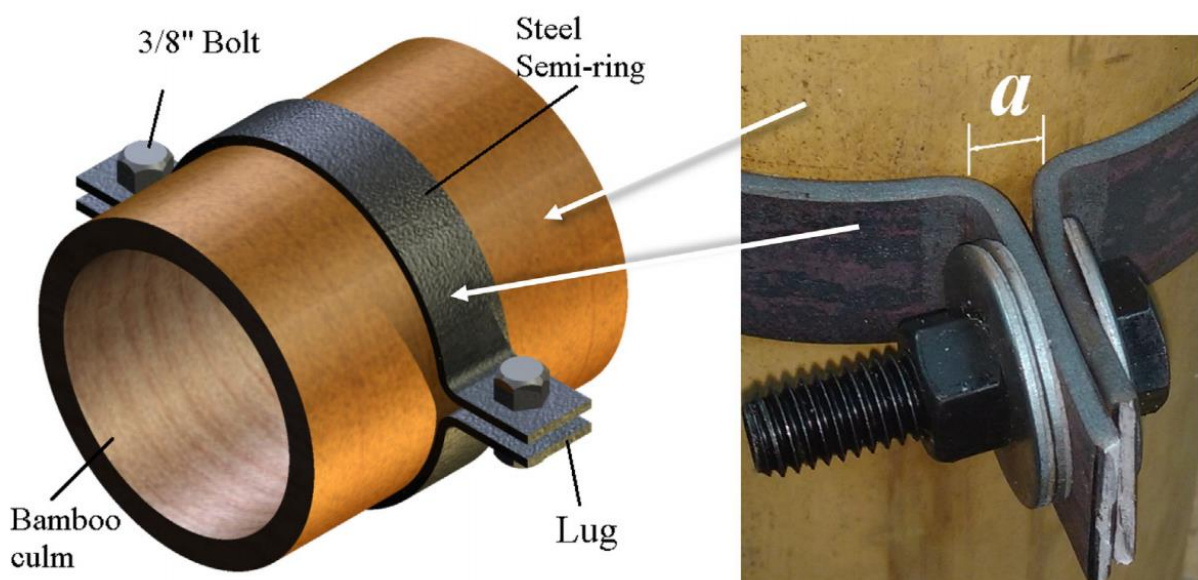


Figura 129 Gioco presente tra le alette esterne dei ring in acciaio.

- La facile sostituzione delle singole componenti metalliche costituenti il giunto, le quali possono subire un danneggiamento a seguito di sollecitazioni esterne;
- La possibilità di realizzare giunti multi-culmo, anche con un numero molto elevato di culmi, come nel caso del seguente progetto, ed in cui i culmi presentano diverse angolazioni tra di loro.

Sono presenti anche degli svantaggi:

- Gli elementi metallici sono esposti all'ambiente esterno, il che comporta una forte riduzione della durabilità degli stessi;
- I ring in acciaio sono esposti al fuoco in caso di incendio, il che è un problema di grande rilevanza a causa del pessimo comportamento al fuoco dell'acciaio;
- In caso di incendio il bambù subirà una riduzione di sezione a causa del fenomeno della carbonizzazione, mentre gli elementi in acciaio subiranno una dilatazione a causa dell'aumento della temperatura. A seguito di tali fenomeni si avrà una perdita di contatto tra i culmi e i Ring in acciaio che causerà la formazione in tutti i nodi della struttura di cerniere con il conseguente collasso dell'edificio stesso;
- I nodi se costituiti da un numero elevato di culmi diventano incredibilmente complessi sia nella fase di progettazione che in quella di realizzazione

11. VERIFICHE A SLE

Nel seguente capitolo si riporta il calcolo delle frecce per differenti elementi strutturali ai fini della definizione delle verifiche agli SLE. La deformata e gli spostamenti di una struttura risultante dagli effetti delle azioni esterne (quali forze assiali e di taglio, momenti flettenti e scorrimento nei giunti) e dall'umidità devono rimanere entro limiti appropriati, avendo riguardo nei confronti delle possibilità di danneggiamento dei materiali di rivestimento delle superfici, dei soffitti, dei pavimenti, dei tramezzi e delle finiture, nonché delle necessità funzionali e di qualsiasi requisito estetico.

Nel calcolo della freccia di un dato elemento strutturale si dovrà utilizzare il valore del modulo elastico E del bambù calcolato come:

$$E_{d,SLE} = E_d \cdot C_v$$

Dove:

- E_d è il modulo elastico del materiale funzione delle differenti classi di durata del carico, i cui valori sono esplicitati nel capitolo 3;
- C_v è il fattore di modifica che tiene conto delle deformazioni di taglio, esso si calcola come:

$$C_v = 0,5 + 0,05 \cdot \frac{a}{D} \leq 1,0$$

Dove:

- D è il diametro esterno del culmo, nel seguente caso pari a 70 mm;
- a è la lunghezza della luce di taglio dell'elemento, ossia distanza tra la sezione in cui il momento flettente è massimo e quella in cui il momento flettente è nullo.

Nel caso in cui C_v risulti maggiore di 1, verrà posto uguale ad 1,0.

Per il calcolo delle frecce sarà necessario ricorrere alla combinazione di carico rara impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE);

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{j>1} \psi_{0j} Q_{kj}$$

Le frecce totali devono essere calcolate applicando valori di E_d , opportunamente determinati, separatamente alla componente permanente e transitoria dei carichi applicati e sommando insieme

le frecce così ottenute, ossia si considererà un E_d relativo alla classe di durata permanente per i carichi strutturali, non strutturali permanenti e per i carichi dovuti alla categoria A, mentre si utilizzerà un E_d associato alla classe di durata breve per il carico da neve ed un E_d associato alla classe di durata istantanea per il carico da vento. Non verrà preso in considerazione l'ambito sismico dato che esso induce frecce modeste sugli elementi strutturali.

Si dovrà calcolare in maniera separata la freccia relativa ai carichi permanenti w_G e quella relativa ai carichi variabili w_Q .

Nella formulazione per il calcolo della freccia di una trave si terrà conto anche della deformabilità a taglio, attraverso la rigidezza a taglio dell'elemento e sfruttando il fattore di taglio.

Nel caso di trave in semplice appoggio con carico uniformemente distribuito la freccia w si calcola utilizzando la seguente formulazione:

$$w = \frac{5}{384} \frac{q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A}$$

Nel caso di trave incastrata con carico uniformemente distribuito la freccia w si calcola utilizzando la seguente formulazione:

$$w = \frac{1}{384} \frac{q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A}$$

Dove:

- q è il carico uniformemente distribuito;
- l è la lunghezza libera di inflessione dell'elemento oggetto di studio;
- χ è il fattore di taglio, il quale nel caso di sezione trasversale avente forma di corona circolare, assume il valore di 2.

I limiti delle frecce sono fissati dalla normativa NTC2018 capitolo 4, essi sono:

$$w_Q \leq \frac{l}{300}$$

$$w_{tot} \leq \frac{l}{200}$$

Dove:

- w_{tot} è la freccia totale data dalla somma di quella dovuta ai soli carichi permanenti e di quella dovuta ai soli carichi variabili, $w_{tot} = w_G + w_Q$;
- l è la luce libera di inflessione dell'elemento oggetto di studio.

Nel seguito si considererà la condizione di carico statica essendo quella che comporta le frecce maggiori rispetto a quella associata al sisma.

11.1 Copertura principale

Per quanto attiene agli arcarecci di copertura, si considera l'arcareccio (costituito da 1 culmo) maggiormente caricato con luce libera di inflessione pari a 1850 mm. L'arcareccio è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito, a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti.

Si riportano i carichi di progetto, considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili. Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico da vento e a quello da neve.

$$q_G = 0,055 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 0,560 \text{ KN/m}$$

Per i carichi G_1 e G_2 si utilizzerà un valore di E_d relativo alla classe di durata Permanente, pari a 5849 MPa, mentre per il carico Q_{neve} da neve un E_d associato alla classe di durata Breve, pari a 12348 MPa ed infine per il carico Q_{vento} da vento un E_d associato alla classe di durata Breve, pari a 12998 MPa. Stessa cosa dovrà essere fatta per quanto riguarda il modulo di taglio G_d , il quale varia in funzione della classe di carico considerata.

Le frecce w_G e w_Q si calcolano con la formula riportata precedentemente.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 0,42 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 1,92 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 2,34 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 1,92 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 6,17 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$w_{tot} = 2,34 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 9,25 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

Si procede ora con la verifica agli SLE della trave principale di copertura maggiormente caricata, la quale risulta essere la trave 4 (costituita da 6 culmi), essa presenta una luce libera di inflessione pari a 3000 mm. La trave è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti.

Si riportano i carichi di progetto considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili. Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico da vento e a quello da neve.

$$q_G = 0,29 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 2,38 \text{ KN/m}$$

Procedendo come fatto precedentemente per l'arcareccio, ossia si andranno a calcolare le frecce della trave riferite ai due carichi sopra riportati.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 2,52 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 9,32 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 11,84 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 9,32 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 10,00 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$w_{tot} = 11,84 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 15,00 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

11.2 Copertura secondaria

Si procede come fatto per la copertura principale.

Si considera l'arcareccio maggiormente caricato avente luce libera di inflessione pari a 1600 mm (costituito da 1 culmo), esso è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti.

Si riportano i carichi di progetto considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili.

Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico da vento e a quello da neve.

$$q_G = 0,055 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 0,560 \text{ KN/m}$$

Procedendo come la paragrafo 11.1. Le frecce w_G e w_{Qk} si calcolano con la formula riportata precedentemente.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 0,24 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 1,08 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 1,32 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 1,08 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 5,33 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

$$w_{tot} = 1,32 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 8,00 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificata}$$

Si procede ora con la verifica agli SLE della trave principale di copertura maggiormente caricata, la quale risulta essere la trave 6 (costituita da 4 culmi), essa presenta una luce libera di inflessione pari a 3000 mm. La trave è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti.

Si riportano i carichi di progetto considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili. Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico da vento e a quello da neve.

$$q_G = 0,25 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 1,70 \text{ KN/m}$$

Procedendo come fatto precedentemente per l'arcareccio si andranno a calcolare le frecce della trave riferite ai due carichi sopra riportati.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 3,26 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 9,98 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 13,24 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 9,98 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 10,0 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$w_{tot} = 13,24 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 15,0 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

11.3 Solaio di interpiano

Si procede come fatto nei paragrafi precedenti, partendo per la valutazione delle verifiche agli SLE dagli arcarecci. Si considera l'arcareccio maggiormente caricato avente luce libera di inflessione pari

a 3000 mm (costituito da 4 culmo), esso è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti, in particolare grazie alla presenza nei giunti degli elementi diagonali.

Si riportano i carichi di progetto considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili. Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico relativo alla Categoria A del fabbricato, ad esso saranno associati un valore del modulo elastico E_d e del modulo di taglio G_d relativi alla classe di durata permanente.

$$q_G = 0,18 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 0,7 \text{ KN/m}$$

Procedendo come la paragrafo 11.1. Le frecce w_G e w_{Qk} si calcolano con la formula riportata precedentemente.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 2,36 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 9,13 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 11,50 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 9,13 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 10,00 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$w_{tot} = 11,50 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 15,00 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

Si procede ora con la verifica agli SLE della trave principale del solaio di interpiano maggiormente caricata, la quale risulta essere la trave DE (costituita da 7 culmi). Essa presenta una luce libera di inflessione pari a 1750 mm. La trave è assimilabile ad uno schema statico di trave doppiamente incastrata con carico uniformemente distribuito a causa delle condizioni di carico e di vincoli ivi presenti.

Si riportano i carichi di progetto considerando separatamente i carichi permanenti da quelli variabili. Dove i primi sono associati ai carichi permanenti strutturali e non strutturali, mentre i secondi sono associati al carico relativo alla Categoria A del fabbricato.

$$q_G = 2,01 \text{ KN/m}$$

$$q_Q = 3,00 \text{ KN/m}$$

Procedendo come fatto precedentemente per l'arcareccio si andranno a calcolare le frecce della trave riferite ai due carichi sopra riportati.

$$w_G = \frac{1}{384} \frac{q_G \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_G \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 1,75 \text{ mm}$$

$$w_Q = \frac{1}{384} \frac{q_Q \cdot l^4}{E_d \cdot I} + \frac{1}{8} \frac{q_Q \cdot l^2 \cdot \chi}{G_d \cdot A} = 2,62 \text{ mm}$$

$$w_{tot} = w_G + w_Q = 4,38 \text{ mm}$$

Di seguito si riportano le verifiche per la freccia dovuta ai carichi variabili e la freccia totale, per combinazioni di carico rara.

$$w_Q = 2,62 \text{ mm} \leq \frac{l}{300} = 5,83 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

$$w_{tot} = 4,38 \text{ mm} \leq \frac{l}{200} = 8,75 \text{ mm} \rightarrow \textit{Verificata}$$

12. CONCLUSIONI

Il seguente lavoro di tesi ha dimostrato che anche nel contesto italiano è possibile progettare un edificio mediante culmi di bambù coltivato in Italia, nel rispetto delle normative nazionali NTC2018. Gli obiettivi prefissati erano quelli di individuare i punti critici della normativa internazionale sul bambù, ossia la ISO 22156, e le problematiche relative all'utilizzo del bambù italiano in una progettazione che risponda ai requisiti necessari per un edificio da costruire in Italia.

Di seguito si sintetizzano le problematiche riscontrate nell'utilizzo della normativa ISO 22156.

I coefficienti di sicurezza utilizzati nell'ambito della normativa riguardante il bambù presentano elevati valori anche a causa dell'ancora scarsa conoscenza in merito alle caratteristiche meccaniche del materiale, esempio ne è il calcolo delle resistenze di progetto X_d del bambù determinate mediante la resistenza caratteristica con frattile al 5% e con il 75% di confidenza.

L'effetto scala nella normativa ISO 22156 sul bambù non viene preso in considerazione come invece viene fatto per il legno, malgrado il bambù, proprio come il legno, presenti difetti insiti nella sua origine naturale.

Nella normativa risulta del tutto assente una sezione riguardante la progettazione in ambito sismico e quella relativa al fuoco.

Particolare criticità si osserva relativamente ai giunti tra gli elementi. Il capitolo della normativa riguardante i giunti tratta principalmente quelli realizzati con perni passati attraverso il culmo stesso, ossia nei quali si realizza la foratura del culmo.

Per la tipologia di giunti utilizzati nel progetto di tesi, ad esempio, è stato necessario adattare una procedura per la verifica degli stessi.

Per quanto attiene ai giunti in cui i culmi sono riempiti con del materiale, quale ad esempio la malta di cemento, si rimanda all'esecuzione di test specifici per la definizione delle loro proprietà meccaniche, rimarcando l'assenza di dati e ricerche in tale settore. Il rimando all'esecuzione di test specifici è spesso presente nella normativa ISO, non solo nel capitolo relativo ai giunti, ma nella sua interezza, come ad esempio per le classi di durabilità del bambù esposto ad agenti esterni.

Un altro punto critico riguarda il fatto che la normativa ISO utilizza coefficienti di sicurezza molto elevati, comportando una drastica riduzione delle resistenze del bambù. Ciò è dovuto a molteplici fattori; tra cui la grande variabilità delle resistenze, le quali variano in funzione della specie, del territorio di coltivazione, delle caratteristiche climatiche e della posizione lungo l'asse del culmo, ma anche per le scarse conoscenze sul comportamento del materiale.

Una possibile soluzione potrebbe essere quella di redigere una normativa specifica per alcune specie di bambù italiano, in modo da ridurre variabilità delle caratteristiche meccaniche del materiale.

Un altro punto problematico riguarda il comportamento delle travi multi-culmo. La normativa impone che i culmi di bambù costituenti un unico elemento strutturale non collaborino tra loro (per esempio per travi e pilastri). Il momento d'inerzia di un elemento multi-culmo, quindi, si calcola come la somma dei momenti d'inerzia dei singoli culmi costituenti lo stesso, causando il fatto che il momento d'inerzia così risultate sia notevolmente più ridotto rispetto a quello che si avrebbe se l'elemento multi-culmo fosse un sistema collaborante.

In fase di progettazione invece, si sono riscontrate diverse problematiche che nel seguito verranno esposte.

Una delle prime che si cita è la forte suscettibilità degli elementi strutturali costituiti da culmi di bambù a sforzi di flessione agenti sugli stessi, causate dall'assenza di collaborazione tra i culmi costituenti uno stesso elemento, come già ampiamente descritto nel capitolo 2 e nel capitolo 6.

Altra problematica riscontrata è la non rettilineità dei culmi lungo il loro asse longitudinale, che comporta, qualora essi siano soggetti ad uno sforzo di compressione assiale, l'insorgere di un momento flettente, dato dall'eccentricità.

La forte complessità sia in fase di progettazione che di realizzazione dei giunti. La scelta di giunti che non comportano la foratura del culmo, comportano un maggior onere in termini di tempo di progettazione ed esecuzione.

Una delle problematiche più ricorrenti riscontrate durante la progettazione è stata, tuttavia, la mancanza di dati inerenti le caratteristiche meccaniche e conoscitive del comportamento del bambù, oltre ad un riferimento normativo completo ed affidabile. Molte decisioni sia in fase di modellazione sia in fase di verifica delle sollecitazioni, come ad esempio la parte relativa ai giunti, sono state prese nell'ambito di tale lavoro di tesi in quanto non erano presenti indicazioni normative al riguardo.

A posteriori si sarebbe potuto optare per soluzioni differenti in termini strutturali rispetto a quelle adottate in tale progetto, pur mantenendo i volumi ed il sistema strutturale pressoché invariati. Una delle modifiche avrebbe potuto riguardare il solaio di interpiano andando a sostituire l'orditura secondaria ivi presenti con un elemento bidimensionale in legno, in particolare un pannello in CLT. In tal modo si sarebbe avuta una migliore distribuzione dei carichi, garantita dall'effetto lastra, sulle

quattro travi perimetrali, riducendo contemporaneamente lo spessore complessivo del solaio stesso.

Altra modifica avrebbe riguardato la copertura, la quale essendo non simmetrica comporta l'insorgere di momenti flettenti e torcenti agenti sull'edificio qualora lo stesso sia soggetto ad una forza orizzontale quale quella del vento o del sisma, pertanto una copertura a due falde sarebbe stata, a fini ingegneristici migliore.

Malgrado le varie problematiche associate all'utilizzo del bambù sotto forma di culmi, che tale lavoro di tesi ha messo in mostra, si ritiene che tale materiale possa essere un valido sostituto non solo del legno ma anche di altri materiali comunemente utilizzati nell'ambito dell'ingegneria civile, quali calcestruzzo, acciaio e muratura, grazie al basso impatto economico ed ambientale che tale materiale comporta e grazie alle elevate caratteristiche di resistenza meccanica che esso possiede. Una volta che verrà raggiunto un grado di confidenza ottimale in merito alle caratteristiche meccaniche ed alle proprietà di tale materiale e del suo comportamento in ambito strutturale sarà possibile modificare, anche radicalmente, la normativa in merito, andando ad eliminare le criticità insite nella stessa, che hanno generato i maggiori problemi in tale lavoro di progettazione. Sarà necessario del tempo ma alla fine tale materiale verrà compreso ed accettato come materiale da costruzione al pari di quelli comunemente utilizzati, sia nel mondo accademico che in quello lavorativo.

APPENDICE A

In tale appendice vengono riportati i valori dei coefficienti di pressione associati al carico da vento ed il carico stesso, in funzione della direzione del vento incidente sull'edificio e dell'orientazione delle pareti rispetto alla direzione stessa.

Vento agente in direzione positiva dell'asse X.

➤ 1° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,96	1	600
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,23	1	-143,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,7	1	-437,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,36	1	-225
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,37	1	-231,25

Tabella 208 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 1° modo.

➤ 2° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,56	1	350
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,63	1	-393,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,1	1	-687,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,76	1	-475
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,77	1	-481,25

Tabella 209 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 2° modo.

➤ 3° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,96	1	600
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,23	1	-143,75
LATERALI				

q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,7	1	-437,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,44	1	275
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,37	1	-231,25

Tabella 210 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 3° modo.

➤ 4° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,56	1	350
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,63	1	-393,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,1	1	-687,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,04	1	25
TETTOIA				

q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,77	1	-481,25

Tabella 211 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione positiva dell'asse X, 4° modo.

Vento agente in direzione negativa dell'asse X.

➤ 1° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,96	1	600
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,23	1	-143,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,7	1	-437,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,17	1	-731,25
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,36	1	-225

Tabella 212 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 1° modo.

➤ 2° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,56	1	350
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,63	1	-393,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,1	1	-687,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,57	1	-981,25
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,76	1	-475

Tabella 213 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 2° modo.

➤ 3° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,96	1	600
SOTTOVENTO				

q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,23	1	-143,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,7	1	-437,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,17	1	-731,25
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,44	1	253,88

Tabella 214 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 3° modo.

➤ 4° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,56	1	350
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,63	1	-393,75
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,1	1	-687,5

COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,57	1	-981,25
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,04	1	25

Tabella 215 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione negativa dell'asse X, 4° modo.

Vento agente in direzione dell'asse Y, in questo caso, essendo l'edificio simmetrico rispetto all'asse X, non importa il verso del vento dato che l'effetto sull'edificio risulta essere lo stesso, pertanto si riporterà solo un caso, essendo l'altro del tutto analogo.

➤ 1° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	1	1	625
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,33	1	-206,25
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,7	1	-437,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)

390,625	1,6	-0,76	1	-475
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,76	1	-475

Tabella 216 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione sia positiva che negativa dell'asse Y, 1° modo.

➤ 2° Modo;

SOPRAVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	0,6	1	375
SOTTOVENTO				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-0,73	1	-456,25
LATERALI				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,1	1	-687,5
COPERTURA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,16	1	-725
TETTOIA				
q_r (N/m ²)	C_e	C_p	C_d	Pressione del vento P (N/m ²)
390,625	1,6	-1,16	1	-725

Tabella 217 Valori dei coefficienti di pressione C_p e della pressione del vento agente sulle pareti, nel caso di vento spirante in direzione sia positiva che negativa dell'asse Y, 2° modo.

APPENDICE B

In tale appendice vengono riportati i valori delle resistenze di progetto del bambù *Edulis* utilizzato nell'ambito del seguente progetto, nel caso di carico sismico. In tal caso, secondo la normativa ISO 22156, i coefficienti di sicurezza relativi alle resistenze associati al bambù risultano essere differenti rispetto ai carichi standard, in particolare si ha:

	f_c	f_t	f_m	f_v	f_{t90}	f_{m90}
FS_m	1.5	1.5	1.5	3.0	3.0	1.5

Tabella 218 Coefficienti di sicurezza relativi alle resistenze del bambù in ambito sismico⁵⁸.

Si ha che le resistenze di progetto risultano essere:

Valori di resistenza espressi in MPa					
	C_R	C_T	C_{DF}	FS_m	
$f_{t,0,d}$	1,1	1	0,85	1,5	61,3
$f_{c,0,d}$	1,1	1	0,85	1,5	31,0
$f_{m,0,d}$	1,1	1	0,85	1,5	41,0
$f_{m,90,d}$	1,1	1	0,85	1,5	15,4
$f_{v,d}$	1,1	1	0,85	2	2,5

Tabella 219 Valori di progetto delle resistenze del bambù *Moso* autoctono italiano espresse in MPa, in ambito sismico.

⁵⁸ ISO/DIS 22156, "Bamboo — Structural design", 2020.

APPENDICE C

In tale appendice si riportano le sezioni trasversali dei vari elementi strutturali quali travi, pilastri ed arcarecci costituenti la struttura oggetto di studio, per comprendere la disposizione dei culmi di bambù adottata per i vari elementi.

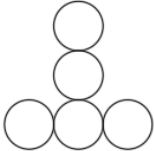
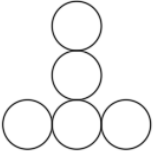
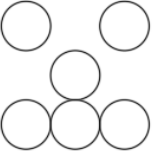
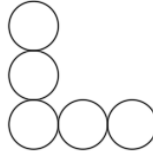
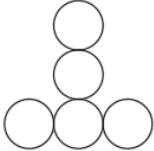
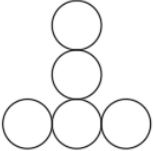
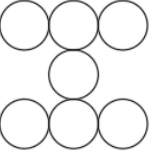
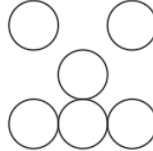
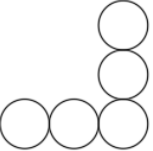
PILASTRO 1A 	PILASTRO 1B 	PILASTRO 1C 	PILASTRO A 	
PILASTRO B 	PILASTRO C 	PILASTRO D 	PILASTRO E 	PILASTRO F 

Tabella 220 Sezioni trasversali dei vari pilastri costituenti la struttura.


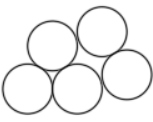
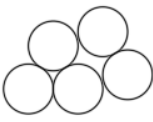

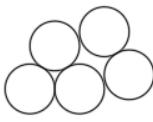



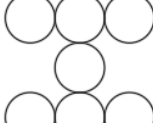


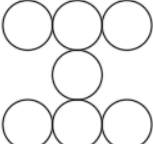


TRAVE 1 	TRAVE 2 	TRAVE 3 	TRAVE 4 	TRAVE 5 
TRAVE 6 	TRAVE 7 	TRAVE AB-BC 	TRAVE CD-DE 	TRAVE EF 
TRAVE CC 	TRAVE EE 	TRAVE DI BORDO C.P. 	TRAVE DI BORDO C.S. 	

Tabella 221 Sezioni trasversali delle travi. C.P. sta ad indicare la copertura principale, mentre C.S. indica la copertura secondaria.

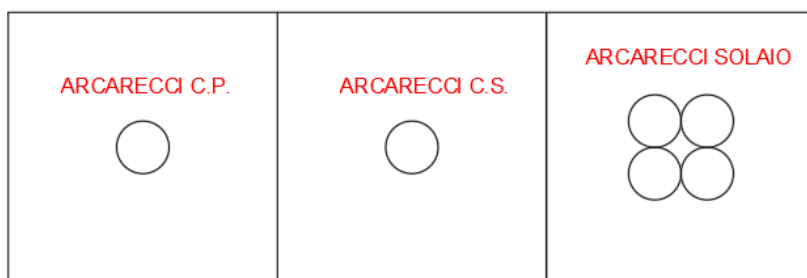


Tabella 222 Sezioni trasversali degli arcarecci. C.P. sta ad indicare la copertura principale, mentre C.S. indica la copertura secondaria.

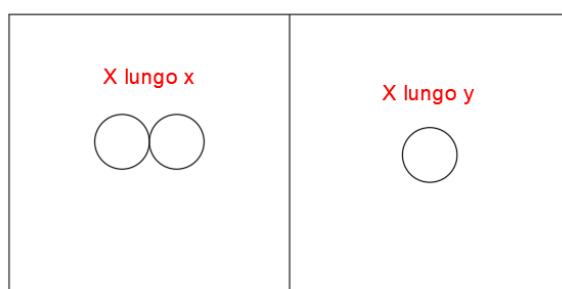


Tabella 223 Sezioni trasversali degli elementi di controventamento.

BIBLIOGRAFIA

1. NTC 2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.
2. ISO/DIS 22156, “Bamboo — Structural design”, 2020.
3. CNR-DT 207/2008, “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
4. BS ISO 19624:2018, “Bamboo structures — Grading of bamboo culms — Basic principles and procedures”;
5. ISO/DIS 12122-1, “Timber structures — Determination of Characteristic values — Part 1”.
6. UNI EN 1995-1-1, “Progettazione delle strutture di legno, Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici”.
7. Guidelines on the Design and Construction of Bamboo Scaffolds.
8. NSR-10; cap. 12, “Norma de sismoresistencia, estructuras de Guadua”.
9. ABNT/CB-002 PROJETO ABNT NBR 16828-1 JAN 2020, “Estruturas de bambu”.
10. J. Zahn, “Re-examination of ylinen and other column equations”, 1993.
11. M. Fabiani, F. Davì, L. Mentrasti, S. Lenci, “Bamboo structures: italian bamboo as likely resource for green building”, Phd thesis, Università politecnica delle Marche.
12. L. Molari, L. Mentrasti, M. Fabiani, “Mechanical characterization of five species of Italian bamboo”, 2019.
13. S. Greco, L. Molari, M. Fabiani, L. Mentrasti, “Il Bambù Italiano: prove meccaniche e connessioni assiali per prospettive sostenibili”, Università di Bologna, 2017.
14. M. C. Laverde, “il Bambù come materiale da costruzione”, Napoli: Esselibri, 2008.
15. R. Moran, J. Muñoz, H. F. Silva, J. J. García, “A bamboo beam-colum connection capable to transmit moment”, 2017.
16. C. Gauss, K.A. Herries, M. Kadivar, Y. Akinbade, H. Savastano Jr., “Quality assessment and mechanical characterization of preservative-treated Moso bamboo (*P. edulis*)”, *European Journal of Wood and Wood Products* (2020) 78:257–270, 2020.
17. R. Moran, H. F. Silva, J. J. García, C. Benitez, “Design of steel connectors for structural bamboo members”, *AMDM 2016 Tercer Congreso Internacional Sobre Tecnologías Avanzadas de Mecatrónica, Diseño y Manufactura*, 2016.
18. Allegato B alle norme tecniche per le costruzioni: tabelle dei parametri che definiscono l’azione sismica.
19. GM. Oka, A. Triwiyono, A. Awaludin, S. Siswosukarto, “Experimental and Theoretical Investigation of Bolted Bamboo Joints without Void Filled Material”, *Applied Mechanics and Materials Vol. 776* (2015) pp 59-65, 2015.
20. A. Awaludin, V. Andriani, “Bolted bamboo joints reinforced with fibers”, *2nd International Conference on Sustainable Civil Engineering Structures and Construction Materials 2014 (SCESCM 2014)*, 2014.
21. N. P. N. Pradhan, T. S. Paraskeva, E. G. Dimitrakopoulos, “Experimental characterization of multi-full-culm bamboo to steel connections”, C. Ha-Minh et al. (eds.), *CIGOS 2019, Innovation for Sustainable Infrastructure, Lecture Notes in Civil Engineering* 54.
22. C. Konrath, L. Molari, M. Raupach, A. Steinhoff, H. Schafer, “Experimental investigations on the mechanical characteristics of European bamboo”, Università di Bologna, 2019.

23. M. Minardi, F. Di Trapani, C. Demartino, "Sviluppo di sistemi reticolari spaziali ibridi acciaio-bambù: caratterizzazione sperimentale del comportamento delle connessioni", Politecnico di Torino, 2020.
24. L. Molari, "Il bambù italiano come materiale da costruzione", DICAM Università di Bologna.
25. M.F. Garcià-Aladìn, J.F. Correal, J.J. Garcià, "Theoretical and experimental analysis of two-culm bamboo beams", ICE Structures and Buildings Volume 171 Issue SB4, 2017.
26. R. G. Morán Perafán, J. J. García, "Desarrollo de Juntas con Precompresión Transversal para Culmos de Guadua angustifolia Kunth", Facultad de Ingeniería Escuela de Ingeniería Civil y Geomática Cali, noviembre de 2018.
27. I.Caltabiano, A.Lacirignola, "BAMBU", per ideare sperimentalmente e costruire", Roma: Aracne, 2012.