SERVIZIO SANITARIO REGIONALE
EMILIA-ROMAGNA
Azienda Unità Sanitaria Locale di Parma
Strada del Quartiere n°2/a - 43125 PARMA Tel. 0521/393111 - Fax 0521/282393

DIPARTIMENTO TECNICO E DELLE TECNOLOGIE
SERVIZIO ATTIVITA' TECNICHE
Via Spalato n°2 - 43125 Parma - Tel. 0521/393400 - Fax 0521/286311 - Pec. serv_attivita_tecniche@pec.ausl.pr.it

DISTRETTO DI PARMA
AREA DI VIA XXIV MAGGIO - PARMA

REALIZZAZIONE CASA DELLA SALUTE "LUBIANA-SAN LAZZARO", CENTRO DIALISI TERRITORIALE E POLO TERRITORIALE COMUNALE

PROGETTO ESECUTIVO
STRUTTURALE

RELAZIONE DI CALCOLO SULLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

GRUPPO DI LAVORO:

geom. Giuliano Bastasini
per. ind. Giuseppe Carlassare
ing. Federica Ceresa
per. ind. Paolo Crovini
ing. Elisa Degiovanni
ing. jr. Roberto Degiovanni
geom. Laura Del Bono
ing. Vincenzo Facchino
geom. Roberto Gallarotti
ing. Daniela Gatto
arch. Andrea Mambriani
per. ind. Paolo Mazzina
geom. Roberto Mellini
per. ind. Paolo Robuschi
ing. Renato Maria Saviano
geom. Pier Paolo Taddei
geom. Michele Tagliavini
geom. Roberta Tagliavini

IL PROGETTISTA DELLE STRUTTURE
ing. PAOLO LANDINI

Studio Ar.Tec ingegneria e architettura s.r.l.
viale dei mille 140 – 43125 parma
tel 0521 292918 fax 0521 290195
studio@studioartecsrl.it

N. ELABORATO **RC.02**

SCALA

IL DIRETTORE GENERALE
dr.ssa ELENA SACCENTI

IL DIRETTORE DEL DISTRETTO
dr.ssa GIUSEPPINA CIOTTI

IL DIRETTORE DEL S.A.T.
ing. RENATO MARIA SAVIANO

IL RESP. UNICO DEL PROCEDIMENTO
geom. ROBERTA TAGLIAVINI

IL PROGETTISTA
ing. RENATO MARIA SAVIANO

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA
ing. RENATO MARIA SAVIANO

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	EMISSIONE	20.07.2016	ing. Landini	ing. Landini	ing. Landini
1	REVISIONE	03.10.2016	ing. Landini	ing. Landini	ing. Landini
2	REVISIONE	03.11.2016	ing. Landini	ing. Landini	ing. Landini
3					
FILE:					

Sul presente elaborato vige il DIRITTO di PROPRIETA', per cui ne è vietata la riproduzione anche parziale, cessione a terzi, la diffusione, se non dietro nostra espressa autorizzazione scritta.
Ogni violazione sarà perseguita ai sensi delle vigenti leggi civili e penali

PROGETTO ESECUTIVO RIGUARDANTE LE STRUTTURE

RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

1. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE 5

1.1 PREMESSA. 5

- CARATTERISTICHE DELLA COSTRUZIONE 5
- CARATTERISTICHE DELLE INTERFERENZE CON IL TERRITORIO CIRCOSTANTE 6
- CARATTERISTICHE E RILIEVO TOPOGRAFICO DEL SITO 6
- PRINCIPALI PARAMETRI DI CALCOLO 6

1.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE. 6

1.2.1 ES Analisi storico-critica 6

1.2.2 ES Esito del rilievo geometrico-strutturale 6

1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA. 6

- DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA 6
- CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE 8
- CRITERI GENERALI DELLA COSTRUZIONE 8
- CRITERI GENERALI DI ANALISI E VERIFICA 8

1.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO. 10

1.5 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE. 11

- CARICHI PERMANENTI E PESI PROPRI 11
- CARICHI ACCIDENTALI 12

1.6 MODELLO NUMERICO. 14

1.6.1 Metodologia di modellazione ed analisi. 15

1.6.2 Informazioni sul codice di calcolo. 16

- CODICE DI CALCOLO ADOTTATO, SOLUTORE E AFFIDABILITÀ DEI RISULTATI 16
- ATTESTATO DELL'AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO E DELLE PROCEDURE IMPLEMENTATE NEI PRODOTTI SOFTWARE "AMV" 19
- SOLUTORE LIFE06. ELEMENTI DI TEORIA 20

1.6.3 Valutazione rigidezza solai e verifica secondo 7.7.5.3. 21

1.6.4 Valutazione del primo periodo di vibrazione della struttura 29

1.7 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO A E CORPO C 35

- INFORMAZIONI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO 35

- SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE 37
- LISTA MATERIALI UTILIZZATI 38
- GRUPPI DELLA STRUTTURA 39
- RELAZIONI / PIANI RIGIDI 39
- VINCOLI ADOTTATI NEL MODELLO STRUTTURALE – ELEMENTI TRAVI E TRAVETTI 44
- CARICHI APPPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO 44
- COMBINAZIONI DI CARICO 47
- RISULTATI ANALISI 53
- VERIFICHE PANNELLI XLAM 55
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TAGLIO IN FONDAZIONE 62
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TRAZIONE IN FONDAZIONE 68
- CONNESSIONE PER RIPRISTINO CONTINUITÀ PANNELLI 73
- VERIFICHE TRAVI IN LEGNO 75
- VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE TRAVI PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA 79
- VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI 80
- VERIFICHE IN CASO DI INCENDIO 82
- VERIFICA DELLE PARETI IN CARTONGESSO 93
- GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 95

1.8 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO B 96

- INFORMAZIONI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO 96
- SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE 98
- LISTA MATERIALI UTILIZZATI 99
- GRUPPI DELLA STRUTTURA 99
- RELAZIONI / PIANI RIGIDI 100
- VINCOLI ADOTTATI NEL MODELLO STRUTTURALE – ELEMENTI TRAVI E TRAVETTI 104
- CARICHI APPPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO 105
- COMBINAZIONI DI CARICO 107
- RISULTATI ANALISI 113
- VERIFICHE PANNELLI XLAM 115
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TAGLIO IN FONDAZIONE 123
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TRAZIONE IN FONDAZIONE 128
- CONNESSIONE PER RIPRISTINO CONTINUITÀ PANNELLI 134
- VERIFICHE TRAVI IN LEGNO 136
- VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE TRAVI PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA 143
- VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI 143
- VERIFICHE IN CASO DI INCENDIO 147

- VERIFICA DELLE PARETI IN CARTONGESSO 158
- GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 158

1.9 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO D 159

- INFORMAZIONI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO 159
- SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE 160
- LISTA MATERIALI UTILIZZATI 162
- GRUPPI DELLA STRUTTURA 163
- RELAZIONI / PIANI RIGIDI 164
- VINCOLI ADOTTATI NEL MODELLO STRUTTURALE – ELEMENTI TRAVI E TRAVETTI 168
- CARICHI APPPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO 169
- COMBINAZIONI DI CARICO 174
- RISULTATI ANALISI 180
- VERIFICHE PANNELLI XLAM 183
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TAGLIO IN FONDAZIONE 192
- EQUIVALENZA CONNETTORI A TRAZIONE IN FONDAZIONE 197
- CONNESSIONE PER RIPRISTINO CONTINUITÀ PANNELLI 203
- VERIFICHE TRAVI IN LEGNO 206
- VERIFICA A COMPRESSIONE DELLE TRAVI PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA 213
- VERIFICA A COMPRESSIONE PERPENDICOLARE ALLA FIBRATURA TRAVE ROMPITRATTA 214
- VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI 216
- VERIFICHE IN CASO DI INCENDIO 220
- VERIFICA DELLE PARETI IN CARTONGESSO 230
- GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 233

1.10 VERIFICA DEL MARTELLAMENTO TRA I DIVERSI CORPI 233

- MARTELLAMENTO TRA CORPO A E CORPO B E TRA CORPO C E CORPO B 233

1.11 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICA DELLA PENSILINA METALLICA DEL CORPO D 236

- INFORMAZIONI E CARATTERISTICHE DI PROGETTO 237
- SEZIONI UTILIZZATE NEL MODELLO STRUTTURALE 238
- LISTA MATERIALI UTILIZZATI 239
- GRUPPI DELLA STRUTTURA 239
- RELAZIONI / PIANI RIGIDI 239
- VINCOLI ADOTTATI NEL MODELLO STRUTTURALE – ELEMENTI TRAVI E TRAVETTI 243
- CARICHI APPPLICATI AL MODELLO DI CALCOLO 244
- COMBINAZIONI DI CARICO 245
- RISULTATI DELL'ANALISI MODALE 246
- VERIFICHE SLU 247

- VERIFICHE SLE 248
- REAZIONI VINCOLARI 249
- VERIFICA INCASTRO ALLA BASE 250
- VERIFICA CONNESSIONE TRAVE PILASTRO 255
- VERIFICA CONNESSIONE TRAVE- TRAVE SECONDARIA 256
- GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI 257

1.12 VERIFICHE LOCALI COMUNI AI DIVERSI CORPI 257

- CONNESSIONE TRA TRAVE E PANNELLO XLAM 257
- CONNESSIONE TRA TRAVI PRINCIPALI E PASSAFUORI SENSO TRASVERSALE 258
- CONNESSIONE TRA TRAVI PRINCIPALI E PASSAFUORI SENSO LONGITUDINALE 260
- VERIFICA SECONDO 7.3.7.1 263
- CONTROVENTI IN COPERTURA – BANDELLE METALLICHE 264
- VERIFICA TAVOLATO – FASE TRANSITORIA DI MONTAGGIO 265

2. RELAZIONE SISMICA 268

2.1 RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO 268

2.2 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO 268

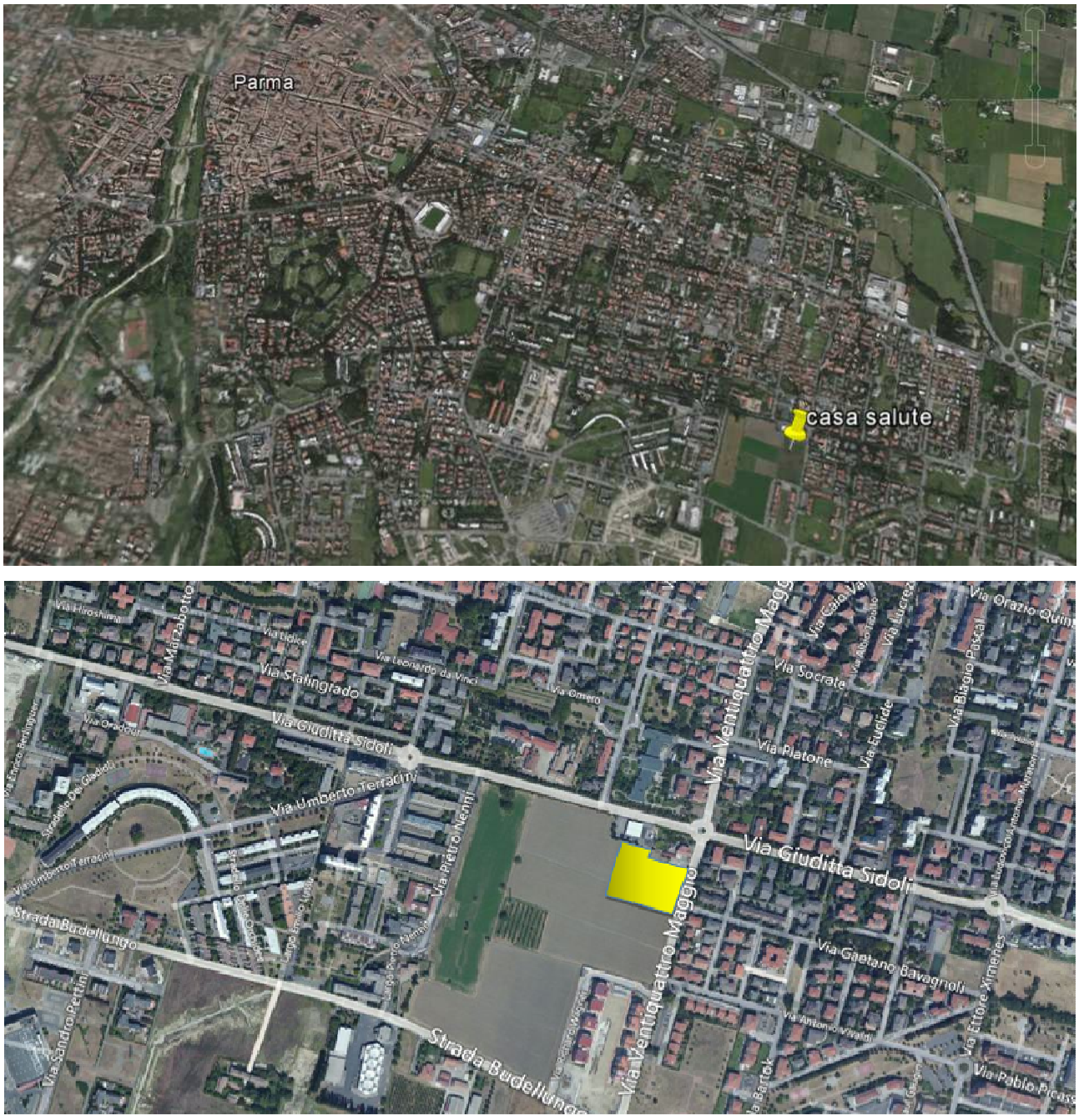
2.3 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE ALLA "PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE" 268

1. RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE IN ELEVAZIONE

1.1 PREMESSA.

- **Caratteristiche della costruzione**

L'edificio in oggetto verrà edificato in Via XXIV Maggio, nel comune di Parma (PR) e sarà destinato a Casa della Salute. La presente relazione attiene il progetto esecutivo delle strutture in elevazione.



Vista aerea del luogo in cui sorgerà la casa della salute.

- **Caratteristiche delle interferenze con il territorio circostante**

L'intervento in progetto, nel suo complesso, composto da tre corpi strutturalmente separati mediante giunto srutturale, risulta di fatto isolato rispettando la distanza tra costruzioni e strade adiacenti pertanto non si hanno interazioni con il terreno corcostante.

- **Caratteristiche e rilievo topografico del sito**

Per quanto riguarda le caratteristiche del terreno su cui sorgerà l'edificio in progettto si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione geologica a firma del dott. Geol. Alberto Trivioli allegata alla presente relazione. In estrema sintesi il terreno è stato classificato mediante prova Masw come terreno tipo C e categoria topografica T1.

- **Principali parametri di calcolo**

– Vita nominale (V_N): 50	– Amplificazione topografica (S_T): 1.00
– Classe d'uso della costruzione: IV	– Zona sismica del sito: III
– Periodo di riferimento (V_R): 100anni	– Latitudine: 44,784903°
– Categoria del sottosuolo: C	– Longitudine: 10.358128°
– Categoria topografica (T_i): T1	– Quota: 30 mslm

1.2 ES ANALISI STORICO-CRITICA ED ESITO DEL RILIEVO GEOMETRICO-STRUTTURALE.

1.2.1 ES Analisi storico-critica

Poiché l'edificio è di nuova realizzazione non è coerente far riferimento ad una analisi storico-critica.

1.2.2 ES Esito del rilievo geometrico-strutturale

Quanto detto per l'analisi storico critica vale anche per l'esito del rilievo geometrico-strutturale.

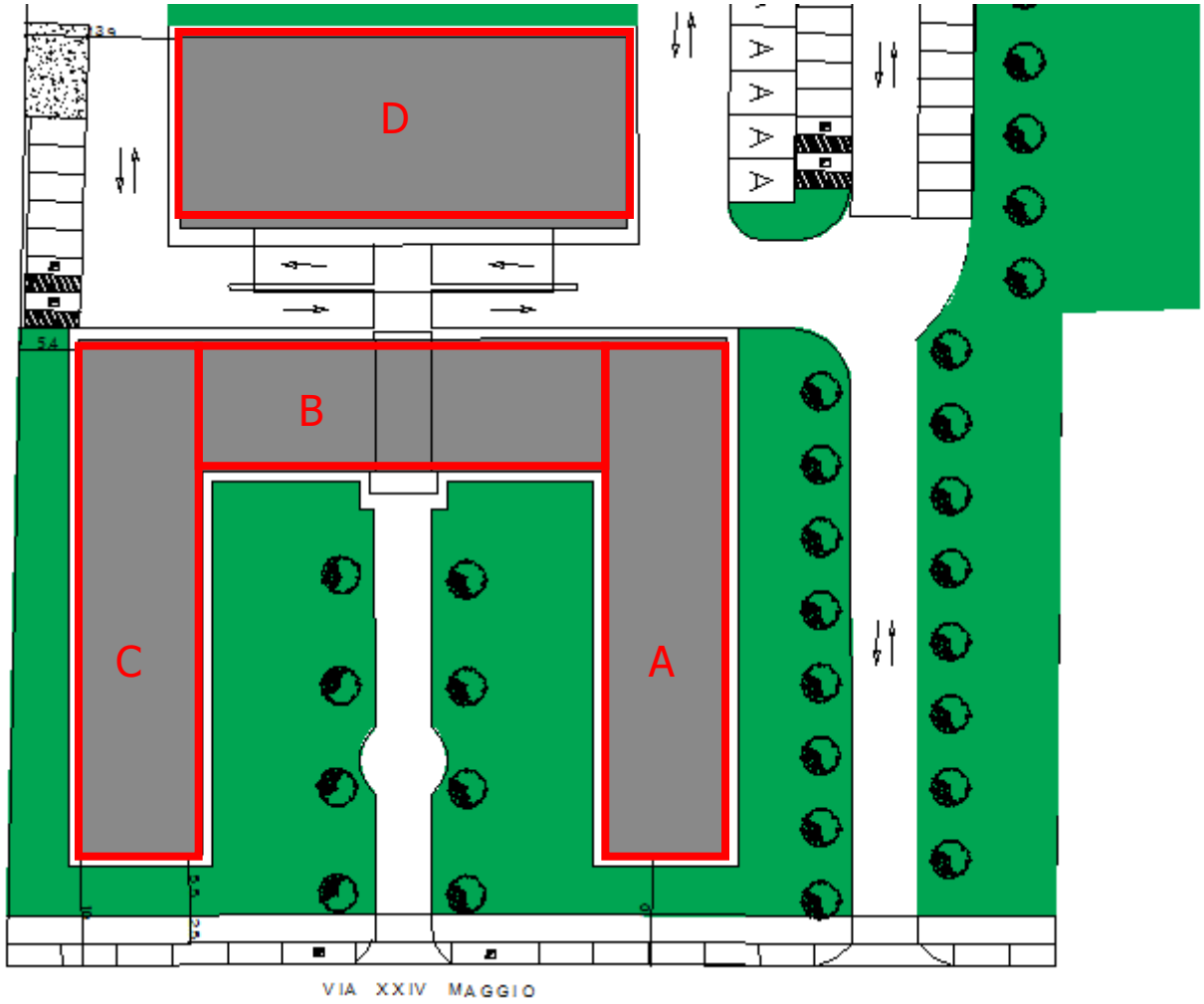
1.3 DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA.

- **Descrizione generale dell'opera**

Il progetto è costituito da quattro corpi di fabbrica monopiano strutturalemente separati tra loro, tre dei quali architettonicamente uniti tra di loro, per una superficie complessiva di 2170 mq. I fabbricati destinati a Casa della Salute e Servizi sociali del Comune di Parma hanno una forma a "L" e sono architettonicamente uniti tra loro da un atrio di ingresso comune, formando un unico elemento a forma di ferro di cavallo di area complessiva 1468 mq. L'edificio destinato al Centro Dialisi e Centrale 118, ha invece forma rettangolare e dimensioni 702 mq, ed è ubicato sulla parte retrostante del lotto, con accesso e parcheggi riservati. Nella parte antistante è presente un porticato a protezione degli accessi.

Come accennato all'inizio di questo paragrafo si è scelto di suddividere gli elementi architettonici in quattro corpi strutturalemnte indipendenti in modo così da regolarizzare ognuno di essi ed evitare forme particolarmmente sfavorevoli da un punto di vista sismico.

Di seguito si riporta uno schema con l'individuazione del complesso architettonico e dei quattro corpi strutturali.



Vista dei quattro corpi strutturalmente indipendenti

Pareti

Gli elementi strutturali verticali saranno a pannello multistrato di tavole incrociate incollate con uno spessore totale di 10cm. Le pareti saranno opportunamente collegate tra loro sia in orizzontale che in verticale. Le pareti sono state verificate tenendo conto dei carichi orizzontali (vento e sisma) così come dell'eccentricità geometrica e accidentale del carico verticale. Le pareti a pannello multistrato di tavole incrociate, inoltre, saranno adeguatamente ancorate alla sottostante radice in larice a sua volta correttamente ancorata al cordolo o platea in c.a. tramite speciali mezzi di connessione in metallo.

Copertura

Le strutture di copertura sono tra loro differenti in funzione del corpo di riferimento. In particolare i corpi A e C sono caratterizzati da copertura ad andamento curvilineo con doppia curvatura concavo/convesso. Il corpo B ha copertura caratterizzata da falda a singola pendenza ed infine il corpo D è caratterizzato da copertura a botte. Tutte le copertura sono realizzate con orditura principale realizzata in legno lamellare GL24h e da orditura secondaria sempre in legno lamellare.

Caratteristiche di resistenza a l fuoco

La struttura deve garantire una resistenza minima nei confronti dell'incendio R30 salvo alcune zone individuate negli elaborati grafici di progetto a cui si richiede una resistenza superiore.

- **Criteri generali di progettazione**

Con riferimento al paragrafo 7.2.1. (DM 14/01/2008), la costruzione è dotata di sistemi strutturali che garantiscano rigidezza e resistenza nei confronti delle due componenti ortogonali orizzontali delle azioni sismiche. La costruzione soggetta all'azione sismica è stata progettata in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non-dissipativo $\rightarrow$ SLE $\Rightarrow$ Gli effetti sono calcolati senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche)

b) comportamento strutturale non-dissipativo $\rightarrow$ SLU $\Rightarrow$ Gli effetti sono calcolati senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche) q=1,5

Gli elementi strutturali delle fondazioni:

a) sono dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante.

b) devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento strutturale attribuito alla struttura su di esse gravante.

- **Criteri generali della costruzione**

Secondo i parametri del Paragrafo 7.2.2. (DM 14/01/2008), la struttura è regolare in pianta ed è regolare in altezza; viene rispettata la distanza tra la costruzioni contigue (con quella adiacente è previsto un giunto sismico), l'altezza massima dei nuovi edifici e la limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale.

- **Criteri generali di analisi e verifica**
  - Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, allo stato limite di operatività e nei confronti di eventuali azioni eccezionali , in questo caso rappresentate dall'azione del fuoco in caso d'incendio. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti per lo

SLD e per lo SLO. Le verifiche svolte in relazione allo stato limite considerato sono di seguito evidenziate all'interno della tabella di riferimento presente all'interno della normativa tecnica di riferimento al C7.1.I:

Tabella C7.1.I - Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso.

SL	Descrizione della prestazione	Riferimento Norme	Classe d'uso			
			I	II	III	IV
SLO	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2			x	x
	Funzionalità degli impianti	§ 7.3.7.3			x	x
SLD	Resistenza degli elementi strutturali	§ 7.3.7.1			x	x
	Contenimento del danno degli elementi non strutturali	§ 7.3.7.2	x	x		
	Contenimento delle deformazioni del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Contenimento degli spostamenti permanenti dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
SLV	Assenza di martellamento tra strutture contigue	§ 7.2.2	x	x	x	x
	Resistenza delle strutture	§ 7.3.6.1	x	x	x	x
	Duttilità delle strutture	§ 7.3.6.2	x	x	x	x
	Assenza di collasso fragile ed espulsione di elementi non strutturali	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Resistenza dei sostegni e collegamenti degli impianti	§ 7.3.6.3	x	x	x	x
	Stabilità del sito	§ 7.11.3	x	x	x	x
	Stabilità dei fronti di scavo e dei rilevati	§ 7.11.4	x	x	x	x
	Resistenza del sistema fondazione-terreno	§ 7.11.5.3	x	x	x	x
	Stabilità dei muri di sostegno	§ 7.11.6.2.2	x	x	x	x
	Stabilità delle paratie	§ 7.11.6.3.2	x	x	x	x
	Resistenza e stabilità dei sistemi di contrasto e degli ancoraggi	§ 7.11.6.4.2	x	x	x	x
SLC	Resistenza dei dispositivi di vincolo temporaneo tra costruzioni isolate	§ 7.2.1	x	x	x	x
	Capacità di spostamento degli isolatori	§ 7.10.6.2.2	x	x	x	x

Le verifiche evidenziate in verde sono contenute all'interno della seguente relazione mentre le verifiche evidenziate in blu relative al sistema fondale sono riportate all'interno della relativa relazione. Per quanto riguarda le verifiche evidenziate in rosso si rimanda ad apposito elaborato. Tutte le altre verifiche non devono essere svolte per il progetto poiché non coerenti. E' importante precisare che la verifica per la duttilità della struttura non è coerente poiché si è adottato un fattore di struttura pari ad 1,5 pertanto non si è applicato alcun fattore di sovraresistenza legato alla gerarchia delle resistenze, laddove necessario si sono rispettate anche tutte le prescrizioni geometriche sui diversi elementi e connessioni.

- Verifiche struttura in fondazione

Le fondazioni verranno verificate sia nel caso statico che nel caso sismico; nel caso statico verranno riportati i diagrammi delle tensioni sul terreno allo SLU-SLV. Si allega inoltre il diagramma delle deformazioni allo SLE sia nella combinazione rara che in quella quasi permanente da cui si può notare come gli spostamenti siano del tutto compatibili con la tipologia di struttura adottata.
Analogamente al caso statico vengono verificate le tensioni sul terreno (allo SLV) e le deformazioni (allo SLD).
Per le verifiche strutturali in fondazione nel caso sismico, secondo quanto indicato al punto 7.2.5 delle norme, vengono amplificate le sollecitazioni trasferite in fondazione, dagli elementi soprastanti, con un γ_{rd}=1,1 per le strutture a bassa duttilità.
Nel caso delle fondazioni non sono necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile, comunque utilizzando un minimo dello 0.2%Ac di armature longitudinali così come richiesto all'interno della normativa tecnica di riferimento.

- Verifica struttura in elevazione

Per i pannelli "x-lam" sono riportate le sollecitazioni principali e le verifiche a presso-tenso flessione, taglio e torsione e stabilità degli elementi realmente utilizzati compresa la verifica degli elementi di connessione. E' riportata anche la verifica della copertura in legno.
Le verifiche di deformabilità sono eseguite allo SLD ed allo SLO (classe IV); vengono riportati gli spostamenti massimi allo SLV per valutare l'ampiezza del giunto sismico con l'edificio esistente.
Sono infine riportati le verifiche di resistenza per le travi ed i travetti sia allo SLU che allo SLV e le deformate allo SLE.

- Fattore di struttura

Il sistema costruttivo con pannelli "x-lam" garantisce, come indicato precedentemente un coefficiente di struttura q_0 pari a 2 (par. 7.7.3. NTC2008) valido per "pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni" pertanto con un fattore di struttura dato da $q=q_0*K_R$:

In particolare per il progetto oggetto della seguente relazione, essendo la struttura monopiano, e quindi sedi di possibile plasticizzazione in numero limitato, si è scelto di adottare un fattore di struttura pari ad 1,5 pertanto considerando la struttura come non dissipativa.

1.4 QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO.

Le norme a cui si fa riferimento nella progettazione dell'opera sono le seguenti:

- OPCM 20 marzo 2003 n° 3274 "Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale (…)".
- D.M. 14 gennaio 2008 "Nuove Norme tecniche per le costruzioni".
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
- D.M. 31 dicembre 2007, n. 248, recante proroga di termini previsti da disposizioni legislative e disposizioni urgenti in materia finanziaria.
- Eurocodice 5 - Progettazione di strutture di legno
- Eurocodice 8 – UNI EN 1998-1:2005 (Regole specifiche per il legno)
- CNR DT206/2007 – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno

1.5 AZIONI DI PROGETTO SULLA COSTRUZIONE.

Le azioni applicate al modello strutturale sono le seguenti:

- **CARICHI PERMANENTI E PESI PROPRI**

  G1: il carico degli elementi viene automaticamente considerato dal programma di calcolo.

  G2: Tavolato ligneo densità 650kg/m^3 spessore 2cm → 13kg/m^2

  OSB/3 densità 650kg/m^3 spessore 2cm → 13kg/m^2

  Stiferite GT densità 40kg/m^3 spessore 16cm → 6.4kg/m^2

  Doppia listellatura 4x5cm→ 5kg/m^2

  Lamiera grecata → 10kg/m^2

  Fotovoltaico → 20kg/m^2

  Controsoffitto → 10kg/m^2

Totale: 77.4kg/m^2

Poiché non si conosce la tipologia di sottostruttura che caratterizza i pannelli fotovoltaici si è scelto di considerare nel calcolo un carico pari a 80kg/m^2

- **CARICHI ACCIDENTALI**
  - Neve

○	**Zona I - Alpina** Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \le 200$ m q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] kN/mq $a_s > 200$ m
◉	**Zona I - Mediterranea** Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	q_{sk} = 1,50 kN/mq $a_s \le 200$ m q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona II** Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	q_{sk} = 1,00 kN/mq $a_s \le 200$ m q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] kN/mq $a_s > 200$ m
○	**Zona III** Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	q_{sk} = 0,60 kN/mq $a_s \le 200$ m q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481^2] kN/mq $a_s > 200$ m

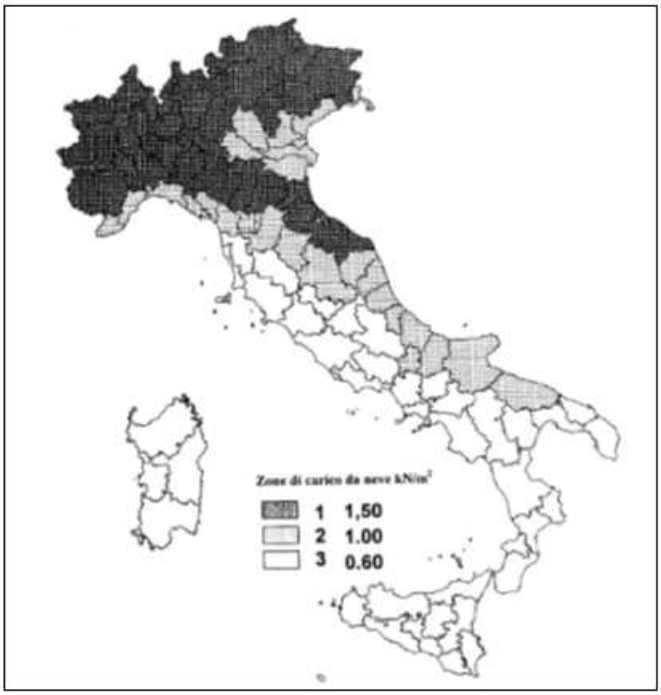
q_s (carico neve sulla copertura [N/mq]) = $\mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$

μ_i (coefficiente di forma)

q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

C_E (coefficiente di esposizione)

C_t (coefficiente termico)



Valore carratteristicio della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	30
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.50

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

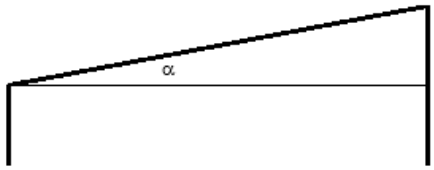
q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.50

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	10

μ	0.8

1.20 kN/mq | μ



– Vento

2) Emilia Romagna

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
2	25	750	0.015
a_s (altitudine sul livello del mare [m])			30
T_R (Tempo di ritorno)			100
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \le a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \le 1500$ m			
v_b (T_R = 50 [m/s])			25.000
α_R (T_R)			1.03924
v_b (T_R) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s])			25.981

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

c_e (coefficiente di esposizione)

c_p (coefficiente di forma)

c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2$ (ρ = 1,25 kg/mc)

q_b [N/mq]	421.88

Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

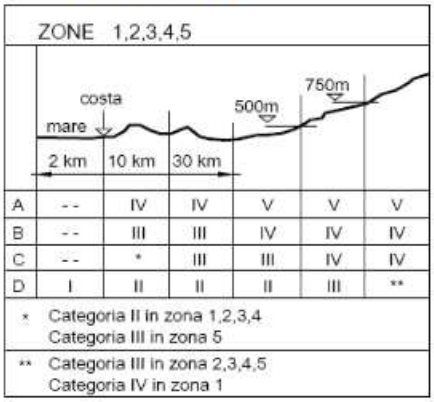
Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

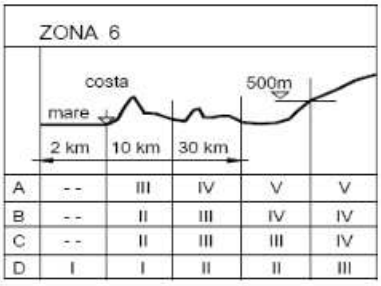
Categoria di esposizione



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

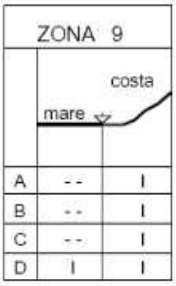
** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1



A	- -	III	IV	V	V
B	- -	II	III	IV	IV
C	- -	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

A	- -	- -	IV
B	- -	- -	IV
C	- -	- -	III
D	I	II	*

* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7



A	- -	I
B	- -	I
C	- -	I
D	I	I

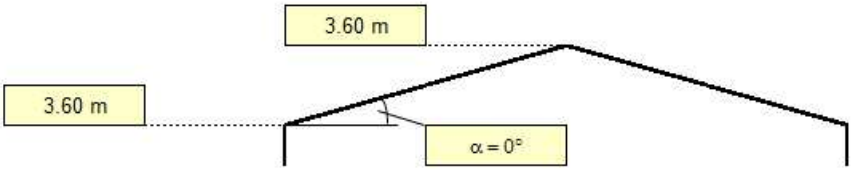
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
2	B	30

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

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

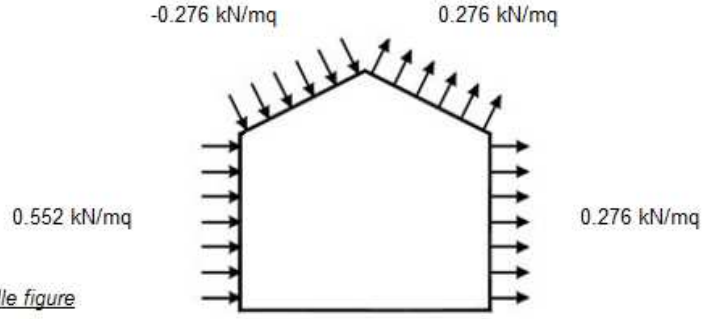
Cat. Esposiz.	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]	c_t
IV	0.22	0.3	8	1

z [m]	c_e
z ≤ 8	1.634
z = 3.6	1.634
z = 3.6	1.634



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.552
(2)	-0.276
(3)	0.276
(4)	0.276



***N.B**. Se p (o c_{pe}) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure*

1.6 MODELLO NUMERICO.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche è stato adeguatamente valutato, interpretato e trasferito nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in

generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati, nei casi più semplici (apparecchi d'appoggio, cerniere, carrelli), con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidezze nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo. I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidezza flessionale e tagliante dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali (non utilizzati). Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare.
La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui. In questo caso i solai orizzontali vengono considerati come rigidi rispettando le indicazioni riportate nell'Eurocodice 5 e 8; il solaio inclinato viene considerato come rigido. Quest'ultimo aspetto sarà approfondito nel seguito mediante opportune valutazioni ed analisi. Si ritiene che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale della struttura. Sono stati inoltre valutate tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

1.6.1 Metodologia di modellazione ed analisi.

Per la risoluzione completa della strutture si è utilizzata la versione 2014 del programma agli elementi finiti Mastersap (prodotto dalla AMV srl di Ronchi dei Legionari – GO). Come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto le strutture in elevazione sono separate tra loro da un opportuno giunto sismico pertanto per analizzare gli elementi in xlam si è scelto di considerare modelli di calcolo separati. Il giunto sismico non prosegue però a livello fondale pertanto per l'analisi delle strutture in calcestruzzo si è realizzato un modello tridimensionale completo di tutti gli edifici e delle relative fondazioni. Per la verifica della struttura in legno (pannelli in x-lam e copertura in legno lamellare) come descritto in precedenza si sono utilizzati modelli di calolo separati corpo per corpo (in virtù dei giunti sismici presenti) vincolando i pannelli alla base con cerniere sferiche. Il modello viene generalmente utilizzato per la verifica delle membrature bidimensionali e monodimensionali sia nel caso sismico che caso statico, in elevazione ed in fondazione; per la verifica sismica si utilizza l'analisi statica lineare. Il modello viene utilizzato sia per determinare le deformazioni che per le sollecitazioni.

La parte di fondazione (comprensiva delle pareti in c.a.) è stata modellata con elementi piastra e travi di fondazione su suolo elastico; la struttura in legno invece è stata modellata con elementi piastra per i pannelli in x-lam ed elementi lineari per pilastrini, travi e travetti in legno. Le unioni tra pannelli verticali e primo solaio sono state schematizzate con elementi verticali in acciaio incastrati alla base ed incernierati in testa mentre le unioni orizzontali tra i pannelli con biellette in acciaio (pareti d'angolo) ed elementi trave in legno con cerniera su un lato (per le pareti interne).
In generale le geometrie utilizzate (interassi delle membrature e sezioni) coincidono con quelle reali dei corrispondenti elementi, i carichi applicati (come lineari uniformemente distribuiti lungo gli elementi monodimensionali e come pressione su quelli bidimensionali) sono quelli dedotti dalla tabella di analisi dei carichi, mentre i pesi propri vengono sempre messi in conto automaticamente dal programma; in particolare si sono considerati i solai in legno come piani rigidi. Come descritto in precedenza per approfondire tale aspetto si rimanda al relativo paragfrafo riportato in seguito. Per completezza si riportano in apposito allegato i tabulati di input (comprendenti geometrie, materiali, carichi e condizioni di carico), di output (spostamenti nodali, sollecitazioni, deformazioni relative ed armature minime) nonché lo schema del modello, della numerazione degli elementi e la visualizzazione sintetica delle sollecitazioni principali.L'azione statica e l'azione sismica sono state applicate alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).
L'azione sismica è calcolata mediante analisi lineare statica. In particolare verrà, per ogni modello di calcolo, dimostrato il soddisfacimento della condizione "sine qua non" riportata al paragrafo 7.3.2. III capoverso della normativa tecnica di riferimento.
Le verifiche verranno eseguite con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.
Prima di procedere con la descrizione dei modelli è opportuno chiarire che l'analisi sismica statica equivalente è in questo caso applicabile poiché tutti i corpi hanno altezze inferiori ai 40m, sono caratterizzate da regolarità in altezza ed hanno periodo proprio di vibrazione principale nelle due direzioni inferiore a 2.5Tc o Td. Per questo particolare aspetto si rimanda a quanto contenuto all'interno del paragrafo 1.6.4 dove verrà calcolato il modo di vibrare principale del corpo D (struttura caratterizzata dall'altezza maggiore pertanto caratterizzata dal periodo proprio di vibrazione maggiore) e confrontato con i relativi periodi sullo spettro di progetto.

1.6.2 Informazioni sul codice di calcolo.

- **Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il

documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

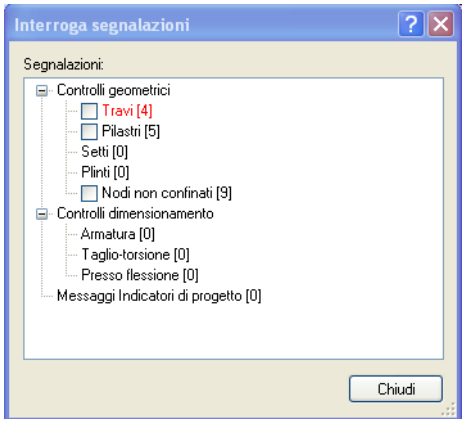
Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di Lanczos noto come Thick Restarted Lanczos ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria LAPACK.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato precondizionato.

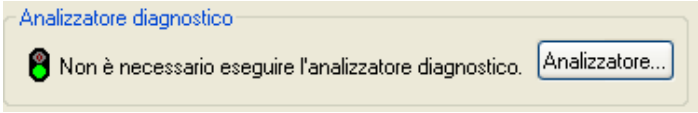


Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche,

anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.



Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

- **Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti Software "AMV"**

AMV S.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari
(Gorizia) Italy

Ph. +39 0481.779.903 r.a.
Fax +39 0481.777.125
E-mail: info@amv.it
www.amv.it

Cap. Soc. € 10.920,00 i.v.
P.Iva: IT00382470318
C.F. e Iscriz. nel Reg. delle Imp. di GO
00382470318 - R.E.A. GO n° 048216

SOFTWARE COMPANY

Attestato dell'affidabilità del codice di calcolo e delle procedure implementate nei prodotti software AMV In base al paragrafo 10.2 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e successivi aggiornamenti).

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14/01/2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito (www.amv.it) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato precondizionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito www.amv.it.

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodia-gnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per l'acciaio, legno, alluminio, muratura etc. Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

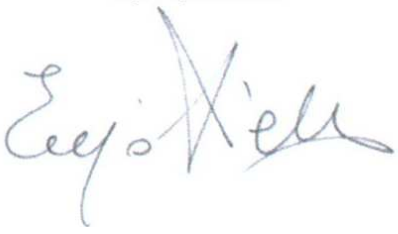
Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale.

Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire delle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

Le altre procedure di calcolo, oltre a MasterSap, seguono la medesima impostazione teorica e lo stesso procedimento di validazione.

AMV s.r.l.
Il legale rappresentante
Ing. Eugenio Aiello



- **Solutore LIFE06. Elementi di teoria.**

  Il programma usa il Solutore Life 1.2, impostato secondo i canoni dei codici di calcolo originari della famiglia Sap. Il solutore è stato sottoposto ad una serie intensiva di test di validazione prendendo in esame, come di prassi, casi significativi tratti dalla letteratura scientifica, soluzioni esatte proposte dalla teoria classica, nonché realizzando confronti con solutori di provata affidabilità. Tutti i test significativi sono raccolti in un documento specifico di validazione del solutore (sotto si mostra il indice). Oltre che per l'affidabilità e attendibilità dei risultati, **LiFE** si qualifica per le straordinarie prestazioni in termini di velocità, di assoluta preminenza in campo internazionale.

Il solutore Life 1.2
Elementi di teoria

AMV s.r.l.
Via San Lorenzo, 106
34077 Ronchi dei Legionari (GO)
E-mail: info@amv.it

12 gennaio 2006

Indice

0.1 Premessa 5

1 Caratteristiche generali 7
1.1 Nodi, gradi di libertà e sistemi di riferimento nodali 7
1.2 Masse nodali 10
1.3 Gradi di libertà e vincoli 10
1.3.1 Interventi sui gradi di libertà 11
1.3.2 Relazioni cinematiche complesse tra gradi di libertà . . . 11
1.3.3 Piano rigido 13
1.4 Carichi 19
1.4.1 Condizioni di carico 19
1.4.2 Carichi nodali 19
1.4.3 Carichi elementari 19
1.4.4 Combinazioni di carico 20

2 La libreria di elementi finiti 23
2.1 Generalità 23
2.2 Elemento *truss* (asta reticolare) 24
2.2.1 Caratteristiche generali 24
2.2.2 Matrice di rigidezza 25
2.2.3 Matrice di massa 25
2.2.4 Carichi 25
2.2.5 Sforzi 27
2.3 Elemento *frame* (travi e pilastri) 28
2.3.1 Caratteristiche generali 28
2.3.2 Il riferimento locale 28
2.3.3 Matrice di rigidezza e vettore dei carichi 29
2.3.4 Offsets 31
2.3.5 Connessioni elastiche 34
2.3.6 Sconnessioni 35
2.3.7 Effetto delle connessioni elastiche e delle sconnessioni sulla matrice di massa 36
2.3.8 Prescrizione contemporanea di offsets e sconnessioni o connessioni elastiche 36
2.4 Elemento *shell4* (guscio - piastra) 37
2.4.1 Caratteristiche generali 37
2.4.2 Materiali e caratteristiche geometriche 38
2.4.3 Carichi 40
2.4.4 Sforzi 41

3

2.5 Elemento *plane4* (stato piano di tensione) 42
2.5.1 Caratteristiche generali 42
2.5.2 Stati piani di tensione 42
2.5.3 Stati piani di deformazione 44
2.5.4 Problemi assialsimmetrici 44
2.5.5 Carichi 45
2.5.6 Sforzi 45
2.6 Elemento *boundary* (vincolo) 46

3. Analisi 49
3.1 Analisi strutturale ad elementi finiti 49
3.2 Analisi statica lineare 50
3.2.1 Il solutore lineare 51
3.3 Analisi Modale associata allo spettro di risposta 52
3.3.1 Analisi dinamica 52
3.3.2 Richiami di teoria 53
3.3.1 Analisi modale associata allo spettro di risposta con **LIFE 1.2** 59
3.3.1 Analisi dinamica 51
3.4 Analisi statica e modale con i contributi geometrici del secondo ordine 52

4. Appendice 65
4.1 Notazioni e convenzioni 65
4.2 Formato dei files 66
4.3 Carichi applicati ad una trave con conci rigidi 67
4.4 Calcolo delle caratteristiche di sollecitazione e degli spostamenti nelle travi inflesse 68
4.4.1 Flessione sul piano 1-2 70
4.4.2 Flessione sul piano 1-3 72
4.4.3 Azione normale e momento torcente 74
4.5 Calcolo delle NURBS per la rappresentazione della deformata . . . 74
4.6 TMESH: generatore di mesh plane 77
4.6.1 Introduzione 77
4.6.2 Rappresentazione della superficie 77
4.6.3 Generazione della mesh 79
4.6.4 Rappresentazione della geometria in TMESH 80
4.6.5 Aspetti teorici 82

1.6.3 Valutazione rigidezza solai e verifica secondo 7.7.5.3.

Precedentemente è stato descritto come all'interno dei modelli di calcolo siano stati considerati i solai infinitamente rigidi, è necessario pertanto fornire una opportuna dimostrazione a supporto della scelta effettuata.

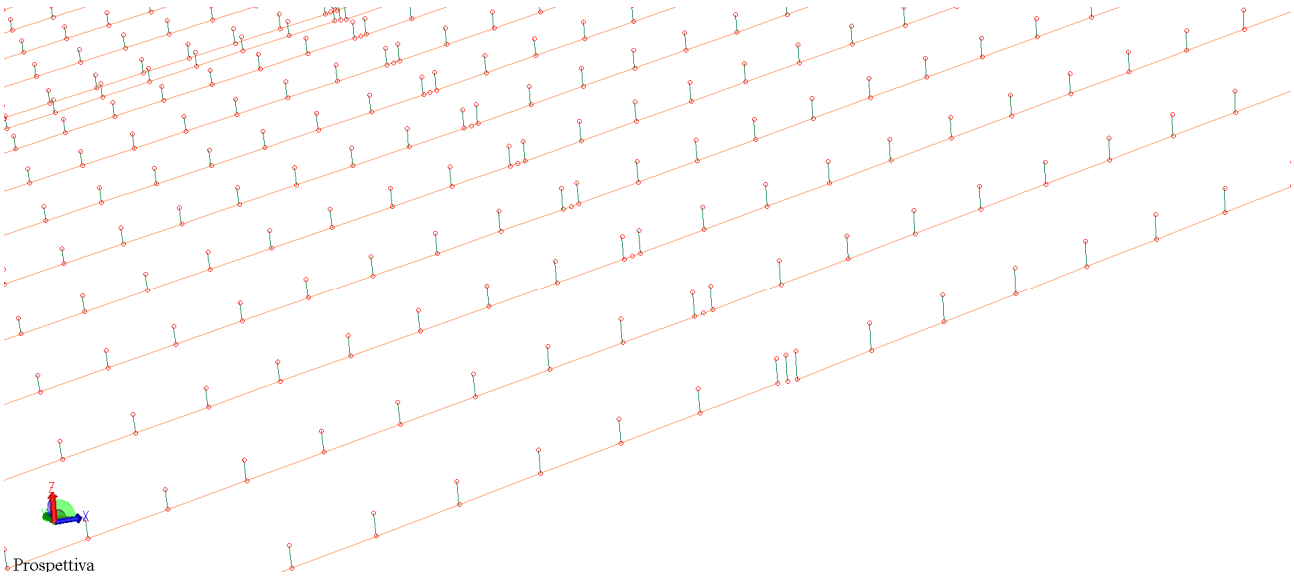
All'interno del paragrafo 7.7.4 della normativa tecnica di riferimento NTC08 viene dichiarato quanto segue:

"Gli impalcati devono essere in generale assunti con la loro deformabilità; possono essere assunti come rigidi nel modello strutturale, senza necessità di ulteriori verifiche se:

a) *Sono state rispettate le disposizioni costruttive date nel successivo 7.7.5.3 per gli impalcati.*
b) *Eventuali aperture presenti non influenzano significativamente la rigidezza globale di lastra nel proprio piano."*

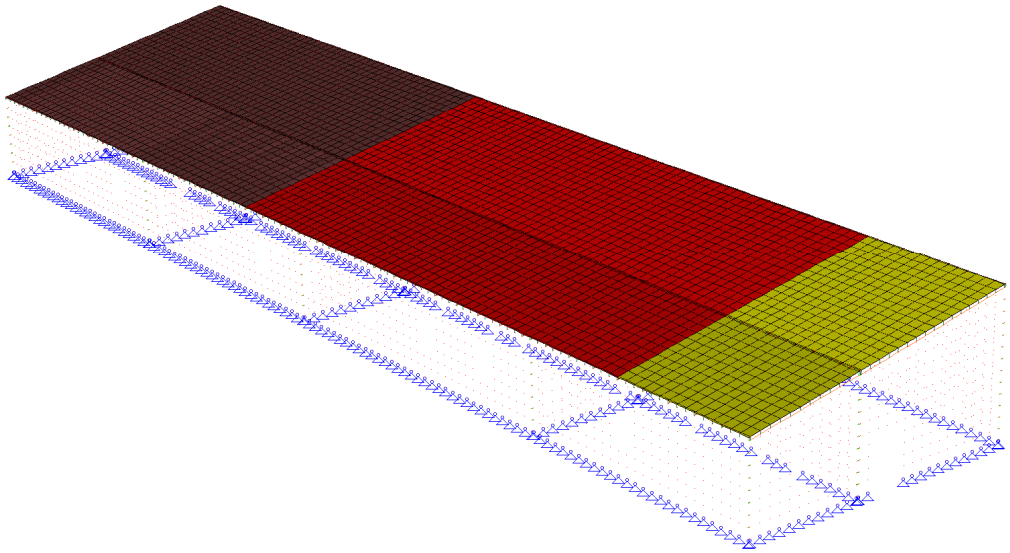
Poiché nel nostro caso non sono presenti aperture che influenzano il comportamento a lastra dell'impalcato sarà necessario rispettare le disposizioni riportate al 7.7.5.3 affinchè il solaio possa essere considerato rigido.

Tale paragrafo descrive principalmente le caratteristiche del collegamento che deve essere realizzato tra gli elementi di rivestimento strutturale e gli elementi di controventamento orizzontale in questo caso rappresentati dai pannelli in osb. Pertanto si è realizzato un opportuno modello di calcolo per valutare l'entità della chiodatura da realizzare per rispettare le indicazioni contenute all'interno di tale paragrafo. Pertanto all'interno di un modello di calcolo tra quelli descritti successivamente (si è utilizzato quello del corpo A/C) si sono inserite degli elementi veriticali tipo beam rappresentativi degli elementi di connessione tra pareti xlam e OSB e tra travetti e OSB.

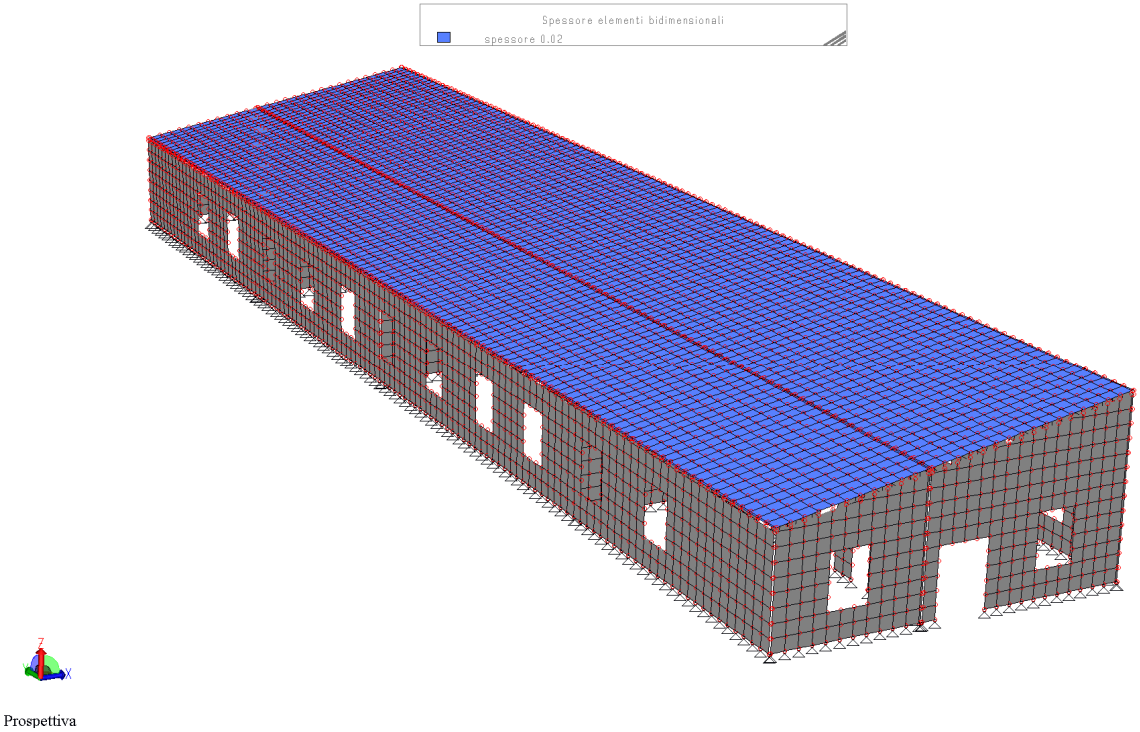


Vista degli elementi verticali tipo beam rappresentativi dei mezzi di unione (passo circa 40cm), tali mezzi di unione sono in corripondenza dei travetti e delle pareti xlam e collegano questi agli elementi shell che descrivono la pannellatura osb posta in copertura.

Tali elementi sono da un lato collegati alla struttura (travetti e pareti Xlam) e dall'altro ad elementi piastra che rappresentano il pannello OSB in copertura. In particolare tali elementi sono caratterizzati da un vincolamento del tipo incastro-cerniera in modo che coerentemente con la realtà di funzionamento si abbia trasferimento di sola azione tagliante. Si riporta di seguito una immagine che descrive la posizione degli elementi shell che rappresentano i pannelli OSB/3 inseriti in copertura:



Vista degli elementi piastra che rappresentano i pannelli OSB, ai quali sono collegati gli elementi beam verticali rappresentanti le connessioni tra copertura e struttura.



Spessore delle piastre che rappresentano i pannelli OSB (2cm)

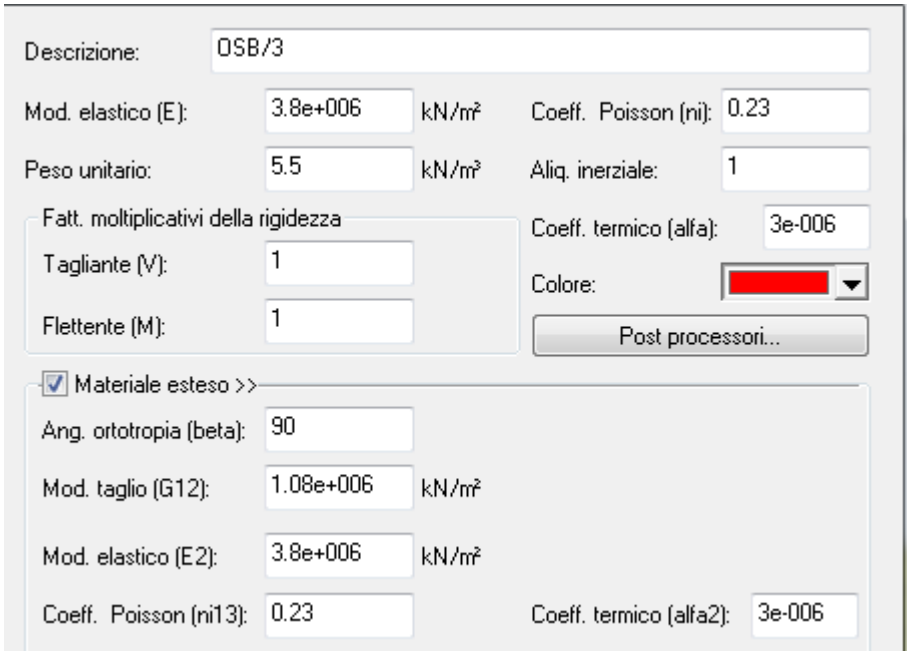
Le caratterictiche meccaniche del pannello OSB sono le seguenti:

		OSB/2 e OSB/3		
Spessore [mm]		>6–10	>10–18	>18–25
ρ_k [kg/m³]		550	550	550
$f_{m,k}$ [N/mm²]	0	18,0	16,4	14,8
	90	9,0	8,2	7,4
$f_{t,k}$ [N/mm²]	0	9,9	9,4	9,0
	90	7,2	7,0	6,8
$f_{c,k}$ [N/mm²]	0	15,9	15,4	14,8
	90	12,9	12,7	12,4
$f_{v,k}$ [N/mm²]		6,8	6,8	6,8
$f_{r,k}$ [N/mm²]		1,0	1,0	1,0
E_m [N/mm²]	0	4930	4930	4930
	90	1980	1980	1980
$E_{t,c}$ [N/mm²]	0	3800	3800	3800
	90	3000	3000	3000
G_v [N/mm²]		1080	1080	1080
G_r [N/mm²]		50	50	50

Tab. 1: Valori caratteristici dei pannelli di tipo OSB/2 e OSB/3 fabbricati secondo UNI EN 300

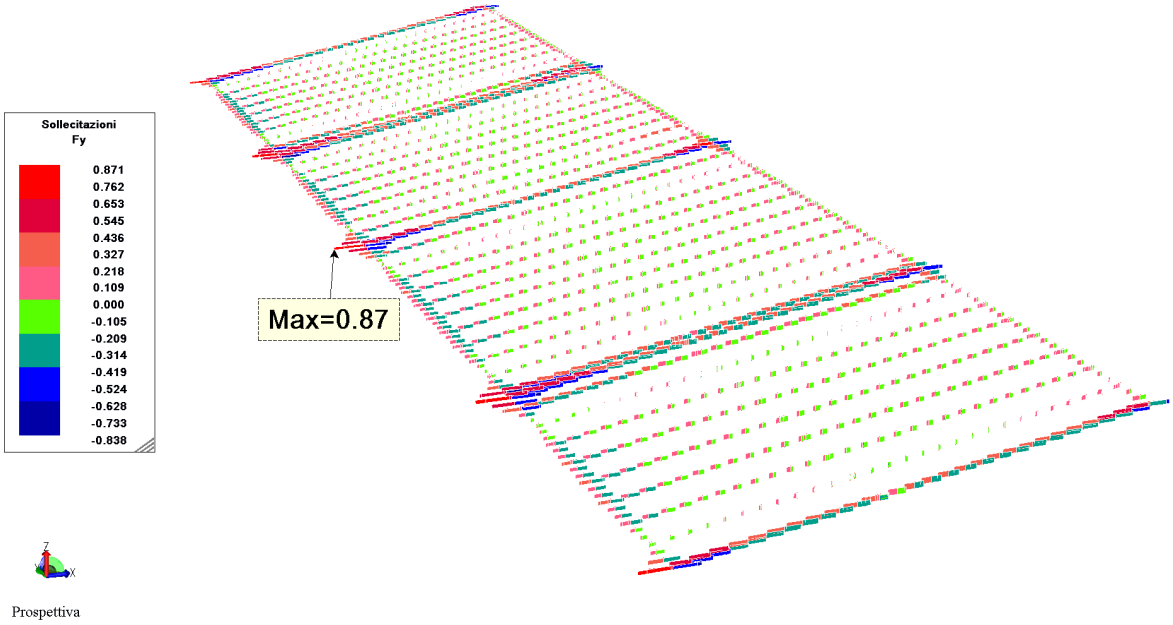
Pertanto si è creato un opportuno materiale con caratteristiche ortotrope che rappresenti in modo corretto il comportamento dell'OSB. E' opportuno precisare che il valore del coefficiente di Poisson per un elemento OSB non è di facile individuazione, in particolare si è cercato all'interno di pubblicazioni scientifiche e l'unico riferimento a tale valore è stato trovato all'interno di:

"Thomas W.H., Poisson's ratio of an oriented strand board, Wood and Science Technology, #37, 2003, pp. 259-268" All'interno del quale quale viene indicato il valore di 0.23 che viene utilizzato all'interno delle elaborazioni numeriche. I parametri adottati nelle analisi ed inseriti all'interno del modello di calcolo sono dunque i seguenti:

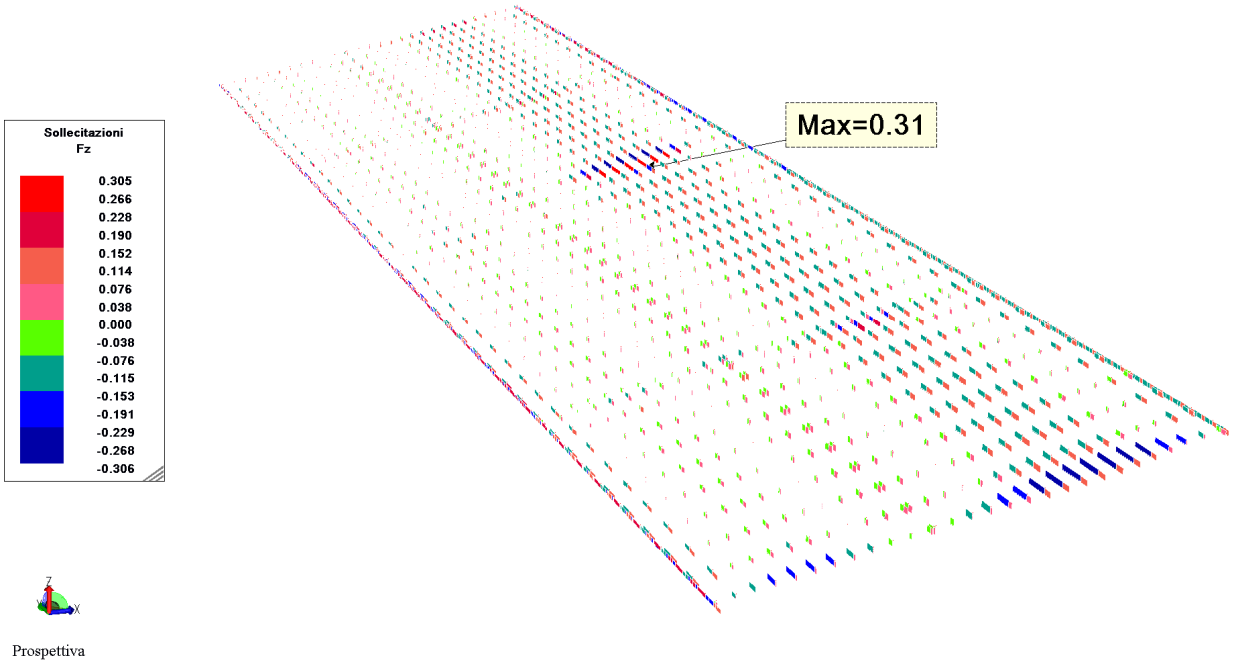


E’ opportuno chiarire che in questa sede si è trascurato il contributo del tavolato ligneo, al quale si affida sostanzialmente il solo compito di collegamento a taglio tra i pannelli di OSB in modo da poterli considerare continui. Prima di riportare i risultati ottenuti dall’analisi si specifica che gli elementi di connessione modellati hanno un passo tra loro circa pari a 40cm.

Si è svolta l’analisi sismica statica equivalente per valutare le sollecitazioni massime che interessano gli elementi di connessione per tutte le combinaioni di carico. Le sollecitazioni così ricavate sugli elementi di connessione sono le seguenti:



Taglio nella direzione Y (in kN)



Taglio nella direzione X (in kN)

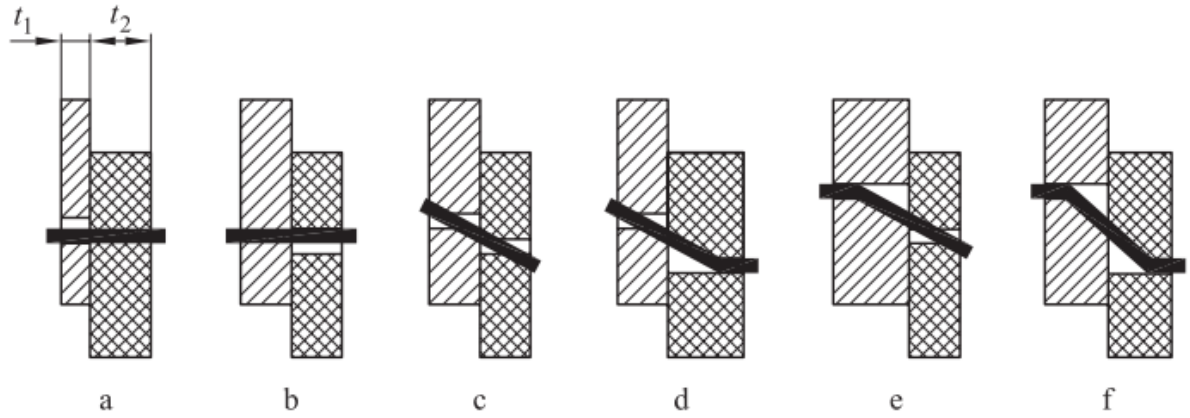
Poiché si ha taglio in entrambe le direzioni la sollecitazione massima sulla connessione sarà la combinazione delle due; in particolare, ponendosi a favore di sicurezza assumendo i tagli massimi agenti sullo stesso elemento di connessione, si ottiene:

$$\sqrt{0.87^2 + 0.31^2} = 0.92kN$$

Considerando dunque che, come detto in precedenza nel modello di calcolo i connettori hanno interasse di circa 40cm, la sollecitazione corrisponde a 2.3kN/m.

Si procede ora con la verifica della connessione considerando che sia realizzata con chiodi tipo ring (a gambo zigrinato) 2.8x40mm.

La connessione si configura come connessione tra legno e legno ad un piano di taglio pertanto secondo la teoria di johansen le diverse modalità di rottura della connesione sono le seguenti:



La resistenza della connessione sarà dunque la minore relativamente alle diverse modalità di rottura sopra descritte e regolate dalle seguenti relazioni:

- Per mezzi di unione a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min.\begin{cases} f_{h,1,k} t_1 d & \text{(a)} \\ f_{h,2,k} t_2 d & \text{(b)} \\ \dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{1+\beta}\left[\sqrt{\beta + 2\beta^2\left[1 + \dfrac{t_2}{t_1} + \left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2\right] + \beta^3\left(\dfrac{t_2}{t_1}\right)^2} - \beta\left(1 + \dfrac{t_2}{t_1}\right)\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(c)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_1 d}{2+\beta}\left[\sqrt{2\beta(1+\beta) + \dfrac{4\beta(2+\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(d) (8.6)} \\ 1{,}05\dfrac{f_{h,1,k} t_2 d}{1+2\beta}\left[\sqrt{2\beta^2(1+\beta) + \dfrac{4\beta(1+2\beta)M_{y,Rk}}{f_{h,1,k} d t_2^2}} - \beta\right] + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(e)} \\ 1{,}15\sqrt{\dfrac{2\beta}{1+\beta}}\sqrt{2M_{y,Rk} f_{h,1,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(f)} \end{cases}$$

con:

$$\beta = \frac{f_{h,2,k}}{f_{h,1,k}} \tag{8.8}$$

dove:

$F_{v,Rk}$ è la capacità portante caratteristica per singolo piano di taglio e per singolo mezzo di unione;

t_i è lo spessore del legno o del pannello, oppure la profondità di penetrazione, con i uguale a 1 oppure a 2, vedere anche punti da 8.3 a 8.7;

$f_{h,i,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento nell'elemento ligneo i-esimo;

d è il diametro del mezzo di unione;

$M_{y,Rk}$ è il momento caratteristico di snervamento per il mezzo di unione;

β è il rapporto fra le resistenze a rifollamento degli elementi;

$F_{ax,Rk}$ è la capacità caratteristica assiale a estrazione per il mezzo di unione, vedere (2).

Per chiodi aventi diametri fino a 8 mm, si applicano le seguenti resistenze caratteristiche a rifollamento per il legno e per l'LVL:

- senza preforatura

$$f_{h,k} = 0{,}082\rho_k d^{-0,3} \text{ N/mm}^2 \tag{8.15}$$

- con preforatura

$$f_{h,k} = 0{,}082(1 - 0{,}01d)\rho_k \text{ N/mm}^2 \tag{8.16}$$

dove:

ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno, in kg/m^3;

d è il diametro del chiodo, in mm.

$$M_{y,Rk} = \begin{cases} 0{,}3 f_u d^{2,6} & \text{per chiodi a gambo cilindrico} \\ 0{,}45 f_u d^{2,6} & \text{per chiodi a gambo quadro e scanalato} \end{cases} \tag{8.14}$$

dove:

$M_{y,Rk}$ è il valore caratteristico per il momento di snervamento, in Nmm;

d è il diametro del chiodo, come definito nella EN 14592, in mm;

f_u è la resistenza a trazione del filo, in N/mm^2.

- per pannelli di particelle e pannelli OSB:

$$f_{h,k} = 65 d^{-0,7} t^{0,1} \qquad (8.22)$$

dove:

$f_{h,k}$ è la resistenza caratteristica a rifollamento, in N/mm^2;

d è il diametro del chiodo, in mm;

t è lo spessore del pannello, in mm.

Si procede pertanto con il calcolo della capacià portante della connessione chiodata (OSB-Tavolato) specificando che non si è considerato il contributo dell'effetto corda e che non si è considerata la preforatura:

t1	20	[mm]	(OSB)
t2	20	[mm]	(C24 Tavolato)
ρ1	550	[kg/m3]	(OSB)
ρ2	420	[kg/m3]	(C24 Tavolato)
d	2.8	[mm]	(Chiodo Ring 2.8x40mm)
fu	600	[Mpa]	(Chiodo Ring 2.8x40mm)

Myk	2617.480088	[Mpa]	(Chiodo Ring 2.8x40mm)
fh1k	42.65851512	[Mpa]	(OSB senza preforatura)
fh2k	25.28807282	[Mpa]	(C24 Tavolato senza preforatura)
β	0.592802463		

Fv (a)	2.388876847	[kN]
Fv (b)	1.416132078	[kN]
Fv (c)	0.780122964	[kN]
Fv (d)	0.869636628	[kN]
Fv (e)	0.692819831	[kN]
Fv (f)	0.784558718	[kN]

Fv,k	0.692819831
Fv,d	**0.461879887**

In virtù del risultato sopra ottenuto è necessario predisporre 2.3/0.462=4.9→5 chiodi in un metro. In virtù delle dimensioni del tavolato sottostante si è scelto, rispettando quanto appena calcolato di predisporre i chiodi con interasse di 15cm.

Si raccomanda che il legno sia preforato quando lo spessore degli elementi di legno è minore di:

$$t = \max.\begin{cases} 7d \\ (13d - 30)\dfrac{\rho_k}{400} \end{cases} \qquad (8.18)$$

dove:

- t è lo spessore minimo dell'elemento ligneo necessario per evitare la preforatura, in mm;
- ρ_k è la massa volumica caratteristica del legno, in kg/m^3;
- d è il diametro del chiodo, in mm.

Nel nostro caso t=max(19.6mm; 6.72mm) è minore dello spessore dei legni collegati che sono di 20mm pertanto non è necessario provvedere alla preforatura del legno.

La presenza del tavolato al di sotto dell'OSB rispetta la prescrizione richiesta all'interno del 7.7.5.3 relativa alla connessione di tutti i bordi del rivestimento strutturale.

A sua volta il tavolato è inchiodato ai travetti principali e pertanto sarà necessario che anche questa connessione sia in grado di trasmettere le sollecitazioni precedentemente calcolate garantendo così un controventamento efficace degli elementi della copertura. In particolare tale connessione è realizzata sempre con chiodi tipo Ring (a gambo zigrinato) 2.8x60mm. La resistenza della connessione risulta essere la seguente:

t1	40	[mm]	(GL24h)
t2	20	[mm]	(C24 Tavolato)
ρ1	380	[kg/m3]	(GL24h)
ρ2	420	[kg/m3]	(C24 Tavolato)
d	2.8	[mm]	(Chiodo Anker 4x40mm)
fu	600	[Mpa]	(Chiodo Anker 4x40mm)
Myk	2617.480088	[Mpa]	(Chiodo Anker 4x40mm)
fh1k	22.87968493	[Mpa]	(GL24h senza preforatura)
fh2k	25.28807282	[Mpa]	(C24 Tavolato senza preforatura)
β	1.105263158		
Fv (a)	2.562524712	[kN]	
Fv (b)	1.416132078	[kN]	
Fv (c)	0.892730853	[kN]	
Fv (d)	0.980656224	[kN]	
Fv (e)	0.612842298	[kN]	
Fv (f)	0.68242231	[kN]	

Fv	0.612842298
Fv,d	**0.408561532**

In virtù del risultato sopra ottenuto è necessario predisporre 2.3/0.408=5.6→6 chiodi in un metro. Pertanto i chiodi sarranno posti con interasse di 15cm.

La resistenza della connessione tra pannello e tavolato come si può evincere appena sotto è in grado di trasmettere correttamente gli sforzi tra gli elementi, predisponendo un connettore ogni 15cm.

La connessione chiodata si configura come vincolo bilatero tra gli elementi orizontali e verticali.

Concludendo quindi si può notarte come, rispettando i requisiti descritti all'interno del paragrafo 7.7.5.3 si possa considerare all'interno della modellazione i solai come infinitamente rigidi.

1.6.4 Valutazione del primo periodo di vibrazione della struttura

L'applicabilità della analisi sismica statica equivalente è limitata, come descritto in precedenza, alle strutture la cui altezza si ainferiore ai 40m, siano regolari in altezza ed abbiano un periodo proprio di vibrazione inferiore a 2,5 volte Tc o Td. Come si può evincere dagli elaborati grafici di progettto le strutture che costituiscono l'edificio sono caratterizzate da altezze inferiori ai 40m e da regolarità in altezza. Per quanto riguarda il primo modo di vibrare si può far riferimento alla formulazione indicata in normativa secondo la quale il periodo principale di vibrazione è pari a $T=C*H^{3/4}$. Con C coefficiente che per strutture in altri materiali che non siano c.a. o acciaio vale 0.05. Pertanto per le strutture oggetto di analisi si ottengono i seguenti valori:

Corpo	H [m]	T [s]
A	5.5	0.179573
B	4.34	0.150344
C	5.5	0.179573
D	6.33	0.199537

I parametri ssimici ricavabili dall'ubicazione dell'edificio sono i seguenti:

Probabilità di superamento P,VR

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P,VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	60
SLE: SLD	63	101
SLU: SLV	10	949
SLU: SLC	5	1950

$V_R = 100$ anni , $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

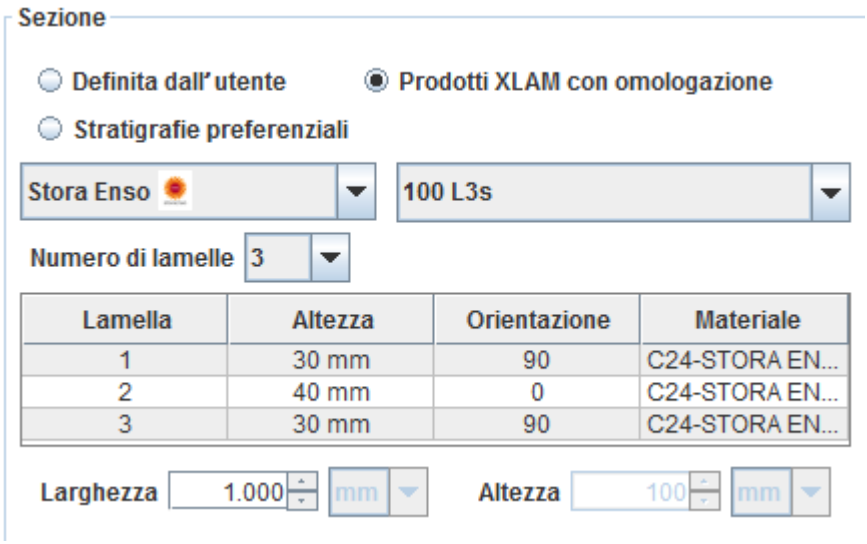
Parametri di Spettro

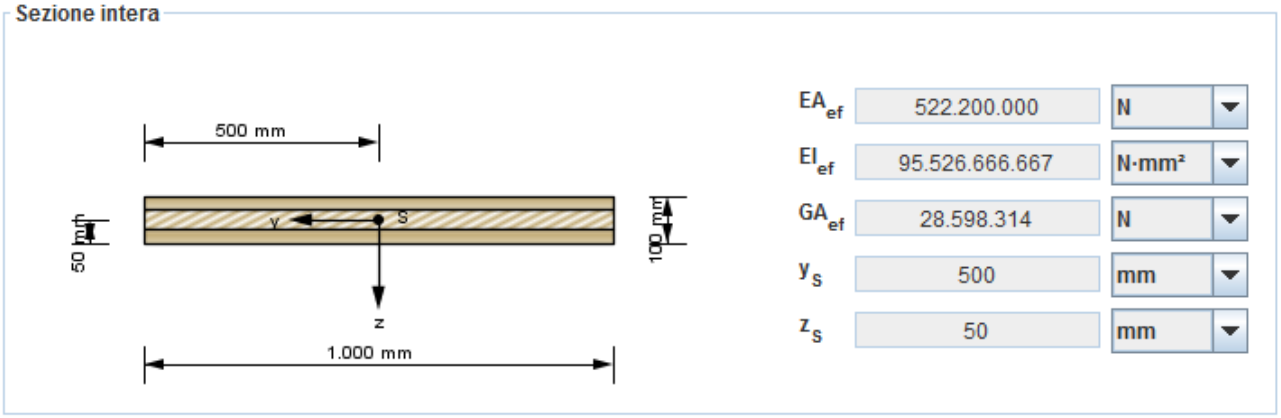
a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)	S,S	C,C	S	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	F,v
SLE: SLO	60	0.061	2.497	0.264	1.500	1.630	1.500	0.144	0.431	1.844	0.833
SLE: SLD	101	0.077	2.488	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.908	0.932
SLU: SLV	949	0.180	2.454	0.290	1.435	1.580	1.435	0.153	0.458	2.320	1.406
SLU: SLC	1950	0.224	2.478	0.301	1.367	1.560	1.368	0.157	0.470	2.496	1.583

Per una migliore comprensione degli stessi si rimanda a quanto contenuto all'interno del capitolo 2 della presente relazione.

L'analisi risulta applicabile poiché come si può notare 2.5*Tc=1.145s e Td=2.32s risultano maggiori dei periodi propri di vibrazione della struttura calcolati in precedenza. A supporto della valutazione precedentemente sviluppata si è scelto per il corpo D, quello caratterizzato dal periodo di vibrazione maggiore, di valutare il periodo proprio adottando il principio di D'alembert maggiormente preciso rispetto alla formulazione speditiva descritta dalla normativa tecnica di riferimento. Come primo punto si stima la rigidezza G equivalente per il pannello adottato nel calcolo:





In virtù dei risultati sopra riportati si può ricavare il valore di G poiché conoscendo l'area totale pari a 100*1000=100000mm^2 si ha:

28598314/100000=286MPa

Si specifica che in prima approssimazione si sono considerati i pannelli senza aperture. I risultati ottenuti sono i seguenti:

Rigidezza pannelli XLAM							
Direzione	*allineamento*	*numero pannelli*	*lunghezza [m]*	*altezza [m]*	*spessore [m]*	*G* [Mpa]*	*Rigidezza [kN/m]*
X	F	1	40.3	5.04	0.1	286	274423.8095
X	G	1	40.3	6.15	0.1	286	224893.6585
X	H	1	40.3	5.04	0.1	286	274423.8095
Totale direzione X							**773741.2776**
Y	1	1	17.02	5.83	0.1	286	100193.2075
Y	2	1	11.72	5.71	0.1	286	70443.15236
Y	2'	1	5.3	5.59	0.1	286	32539.53488
Y	3	1	11.72	5.71	0.1	286	70443.15236
Y	4	1	11.72	5.71	0.1	286	70443.15236
Y	4'	1	5.3	5.59	0.1	286	32539.53488
Y	5	1	11.72	5.71	0.1	286	70443.15236
Y	6'	1	5.3	5.59	0.1	286	32539.53488
Y	6	1	11.72	5.71	0.1	286	70443.15236
Y	7	1	17.02	5.83	0.1	50	17516.29503
Totale direzione Y							**567543.869**

Analisi dei carichi (combinazione sismica)		
Tipoogia	*Carico [kN/m²]*	*Coefficiente ψ_2*
G1	1	1
G2	0	1
Q (neve)	1.2	0
Totale massa sismica	**1**	**kN/m²**

Solai	*Lunghezza [m]*	*Larghezza [m]*	*Superficie [m²]*	*Carico [kN/m²]*	*Peso sismico [kN]*
Copertura totale	40.2	18.33	736.866	1	736.866
Totale peso sismico					**736.866**

Pannelli	**Volume**	**V/2**	**Peso proprio**	**Peso**
F	20.3112	10.1556	5	50.778
G	24.7845	12.39225	5	61.96125
H	20.3112	10.1556	5	50.778
1	9.92266	4.96133	5	24.80665
2	6.69212	3.34606	5	16.7303
2'	2.9627	1.48135	5	7.40675
3	6.69212	3.34606	5	16.7303
4	6.69212	3.34606	5	16.7303
4'	2.9627	1.48135	5	7.40675
5	6.69212	3.34606	5	16.7303
6'	2.9627	1.48135	5	7.40675
6	6.69212	3.34606	5	16.7303
7	9.92266	4.96133	5	24.80665
				319.0023

Periodo proprio della struttura	
Direzione X	**0.074105827**
Direzione Y	**0.086526776**

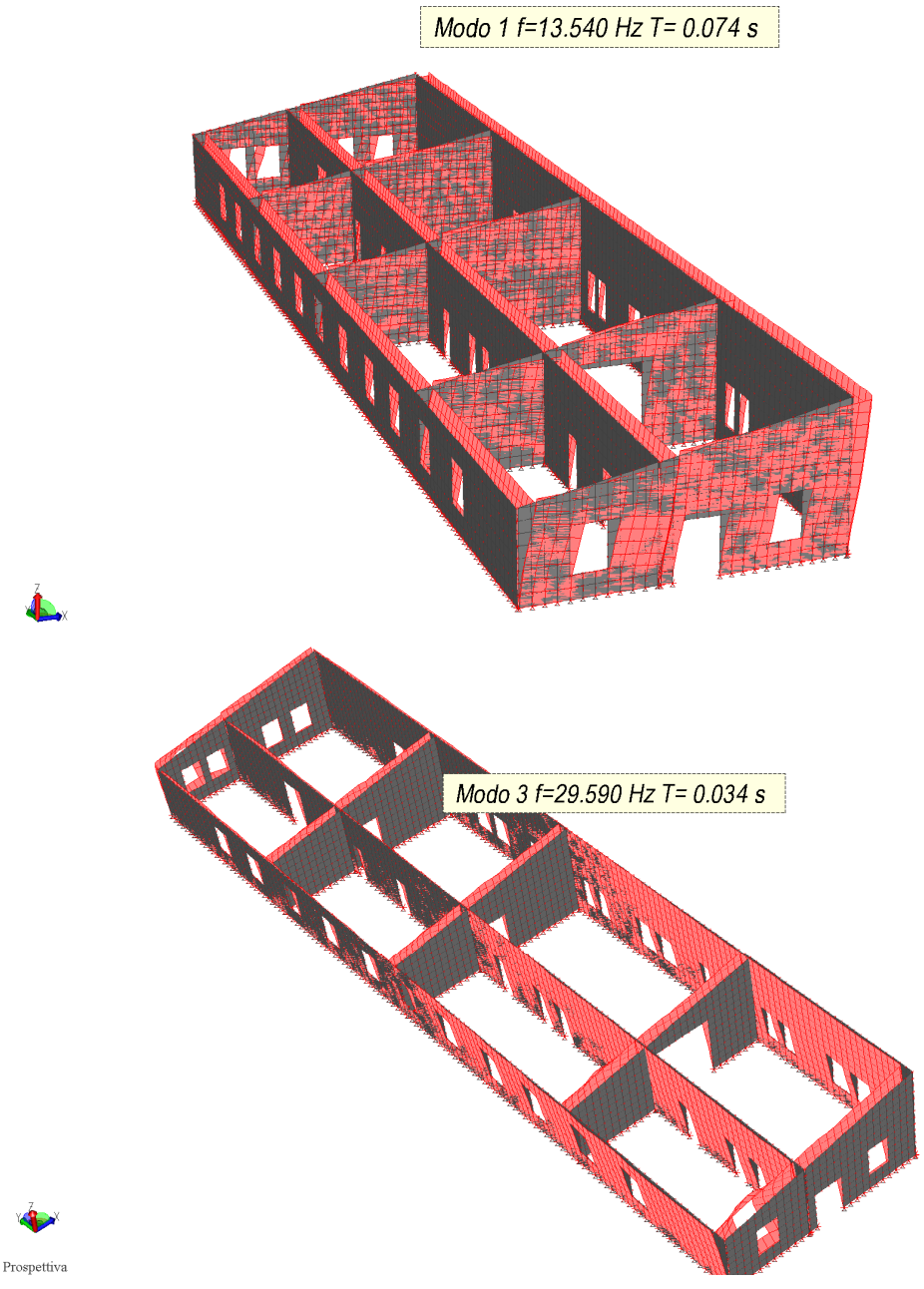
Come si può notare il periodo proprio di vibrazione valutato con il principio di d'alembert risulta inferiore rispetto a quello calcolato con la formula di normativa. Pertanto per l'applicazione dell'analisi sismica statica lineare si è scelto di fare riferimento ponendosi a favore di sicurezza al periodo calcolato con la formula speditiva che corrispondendo al plateau dello spettro. Questa scelta ci pone in condizioni di sicurezza anche a fronte di una struttura maggiormente rigida. Per

l'applicabilità dell'analisi statica lineare è necessario rispettare anche quanto riportato all'interno del paragrafo 7.3.2. e più precisamente al terzo capoverso. In particolare questa condizione "sine qua non" prevede che la struttura non dipenda dai modi di vibrare superiori. Pertanto per dimostrare quanto sopra si sono analizzati i risultati dell'analisi modale sui modelli di calcolo descritti all'interno dei paragrafi successivi. In particolare i risultati ottenuti sono i seguenti:

- Corpo A e corpo C

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+2.43e+002	100	+7.10e-005	0	+5.35e-002	0	+3.91e+003	7
Progressiva	+2.43e+002	100	+7.10e-005	0	+5.35e-002	0	+3.91e+003	7
Modo: 2	+4.01e-003	0	+6.55e+000	3	+5.70e-004	0	+4.47e+004	83
Progressiva	+2.43e+002	100	+6.55e+000	3	+5.40e-002	0	+4.87e+004	90
Modo: 3	+3.94e-006	0	+2.33e+002	96	+2.18e-002	0	+1.23e+002	0
Progressiva	+2.43e+002	100	+2.40e+002	99	+7.58e-002	0	+4.88e+004	90

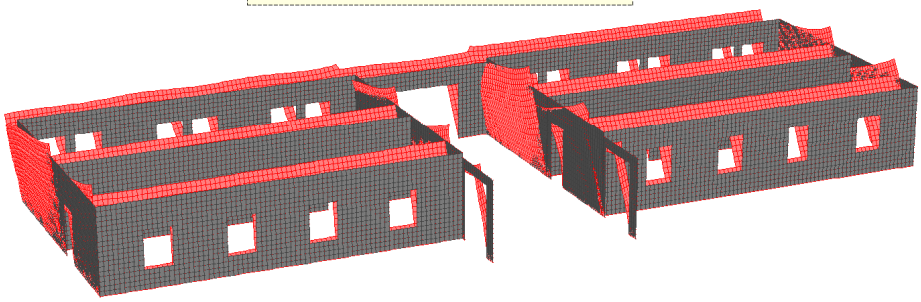


- Corpo B

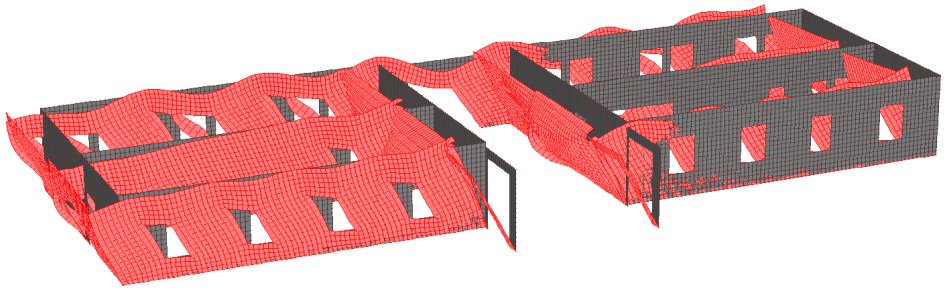
MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+3.24e-004	0	+3.48e+001	97	+1.54e-003	0	+3.80e+001	3
Progressiva	+3.24e-004	0	+3.48e+001	97	+1.54e-003	0	+3.80e+001	3
Modo: 2	+3.28e-001	1	+4.29e-001	1	+3.44e-003	0	+2.50e+002	20
Progressiva	+3.28e-001	1	+3.52e+001	98	+4.98e-003	0	+2.88e+002	23
Modo: 3	+3.26e+001	91	+6.30e-003	0	+1.19e-001	0	+5.19e+000	0
Progressiva	+3.30e+001	92	+3.52e+001	98	+1.24e-001	0	+2.93e+002	24

Modo 1 f=42.300 Hz T= 0.024 s



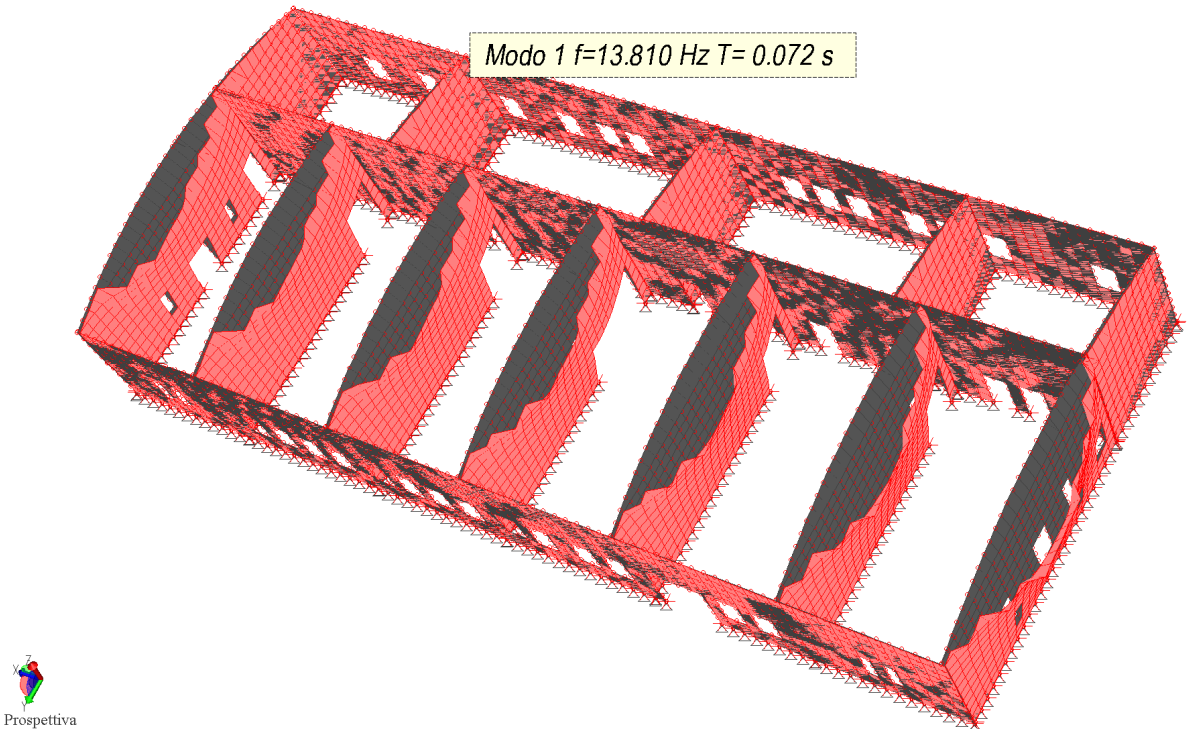
Modo 3 f=54.850 Hz T= 0.018 s

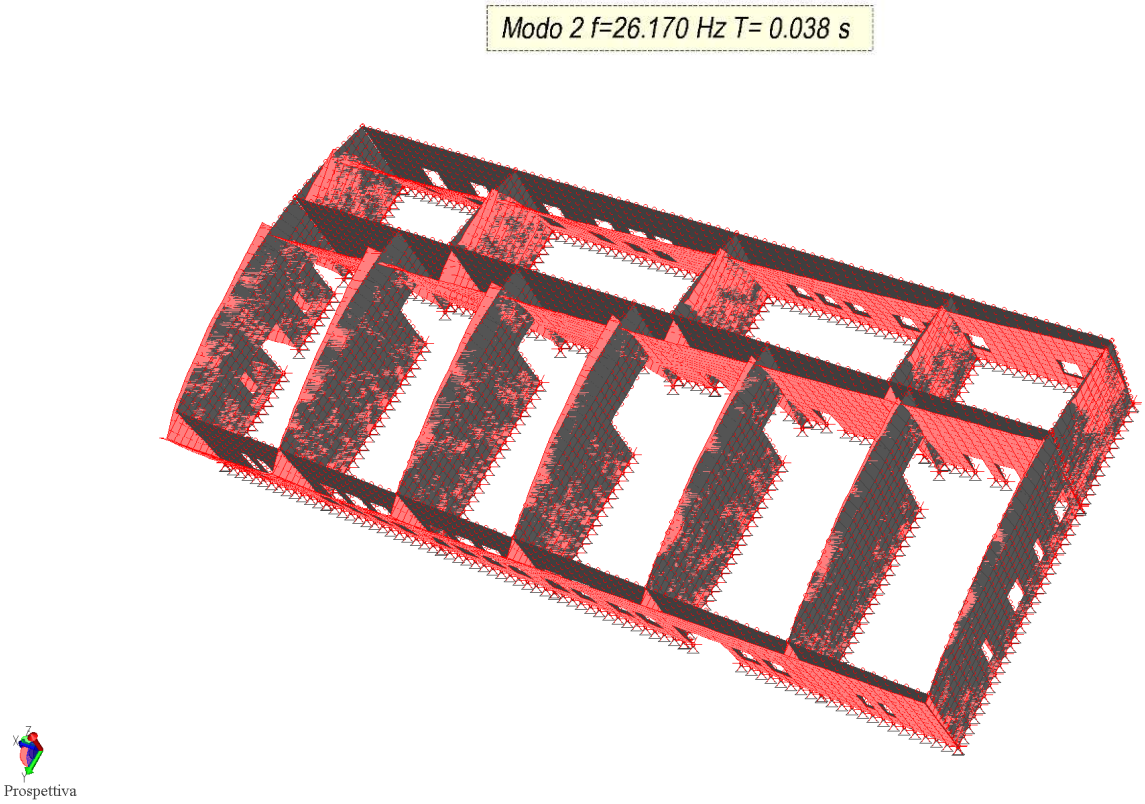


- Corpo D

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%	Rotaz.Z	%
Modo: 1	+3.04e+001	86	+3.59e-006	0	+2.56e-008	0	+1.67e+000	0
Progressiva	+3.04e+001	86	+3.59e-006	0	+2.56e-008	0	+1.67e+000	0
Modo: 2	+1.73e+000	0	+6.51e-005	92	+4.96e-007	0	+9.40e-001	0
Progressiva	+3.21e+001	86	+6.87e-005	92	+5.22e-007	0	+2.61e+000	0
Modo: 3	+6.93e+000	0	+5.50e-004	0	+3.38e-007	0	+3.57e+000	81
Progressiva	+3.90e+001	70	+6.19e-004	0	+8.59e-007	0	+6.19e+000	81



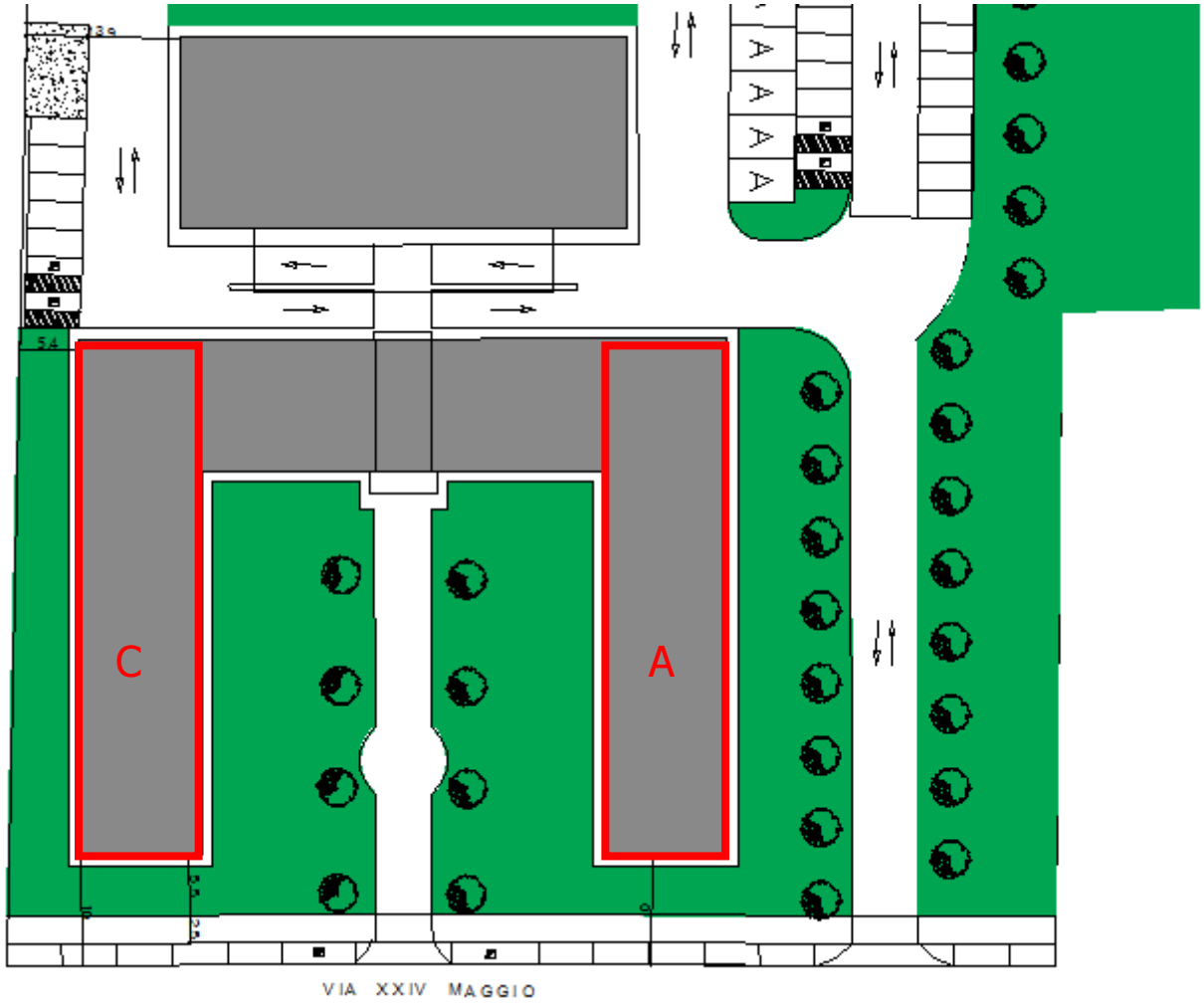


Come si può evincere dai risultati sopra riportati i modelli di calcolo descrivono strutture non sensibili ai modi di vibrare superiori. In quest'ottica è dunque applicabile l'analisi sismica statica lineare.

1.7 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO A E CORPO C

Come descritto e visto in precedenza la casa della salute in progetto è articolata in quattro corpi strutturalmente indipendenti pertanto di seguito si riportano le caratteristiche ed i risultati dei singoli modelli di calcolo rappresentativi delle diverse porzioni.

Come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto i corpi A e C sono uguali tra loro e speculari pertanto di seguito se ne studierà solo uno ed i risultati così ottenuti saranno rappresntativi anche dell'altro corpo.



- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	**Corpo A esecutivo SLV**
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni

Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.182
F0	2.45
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Fattore q di struttura	qor=1.5
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Sd (T1)	0.426 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.426

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0775
F0	2.49
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.289 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.289

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0622
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.232 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.232

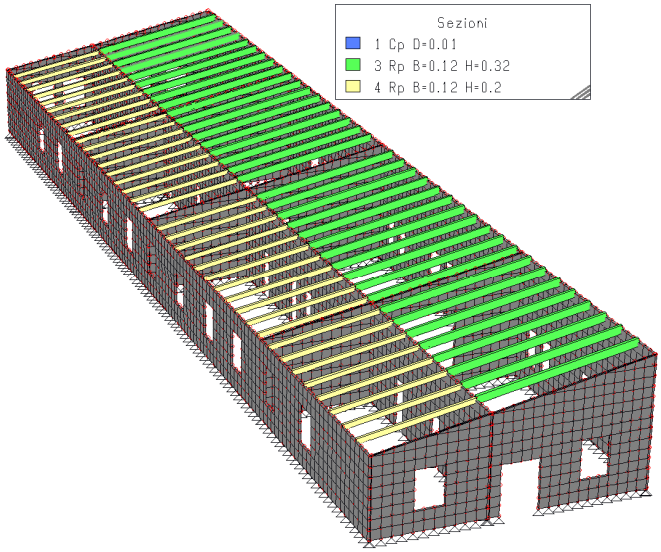
- **Sezioni utilizzate nel modello strutturale**

SEZIONI RETTANGOLARI

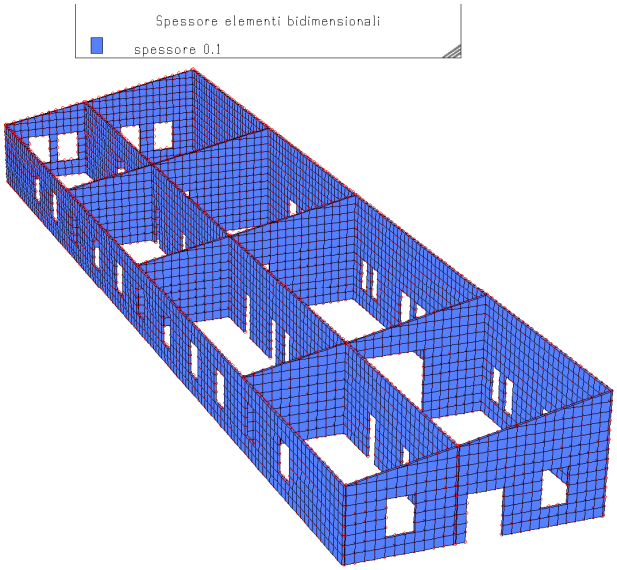
Codice	Base	H
3	0.120	0.320
4	0.120	0.200

SEZIONE CIRCOLARE PIENA

Codice	Diametro
1	0.010



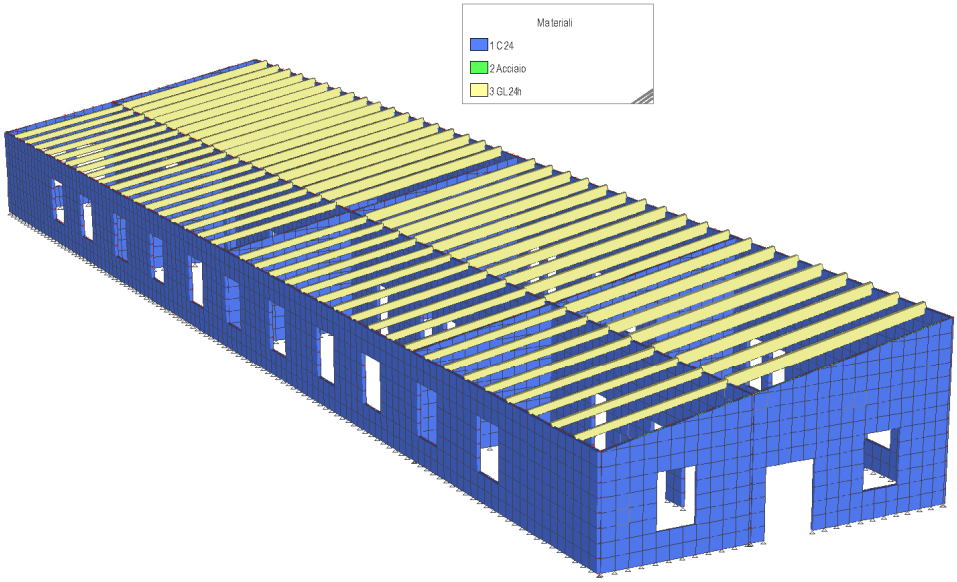
Gli elementi caratterizzati da sezione circolare piena sono gli elementi utilizzati per simulare il comportamento delle connessioni tra pannelli.



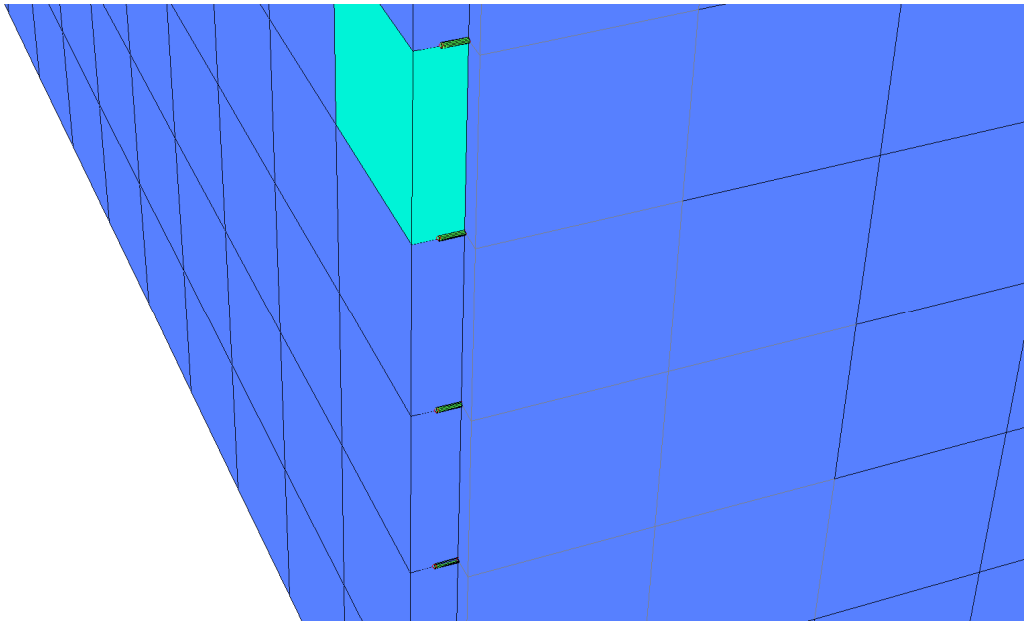
- **Lista Materiali Utilizzati**

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	C24	+1.10e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
2	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	GL24h	+1.15e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Si specifica che il valore del coefficiente di Poisson utilizzato sia per il massiccio C24 che per il lamellare GL24h è riferito al valore indicato per il legno di conifera.



Prospettiva



Si possono notare gli elementi in acciaio che simulano la connessione tra gli elementi. Gli elementi di connessione ad angolo dei pannelli così come per le pareti interne sono stati inseriti per tenere conto della reale connessione che intercorre tra questi elementi realizzata con viti per legno. In

particolare questi elementi non rappresentano le singole viti bensì quello che si ricerca con questa tipologia di connessione è il comportamento in quanto questa tipologia di connessione modellata come incastro cerniera permette di considerare il trasferimento di sforzi taglianti ma non il trasferimento di momenti. Questi elementi sono posizionati agli angoli della struttura ed all'incrocio delle pareti interne laddove si ha quindi connessione tra pareti a 90°.

- **Gruppi della struttura**

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Connessioni	
2	Travi tetto	

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

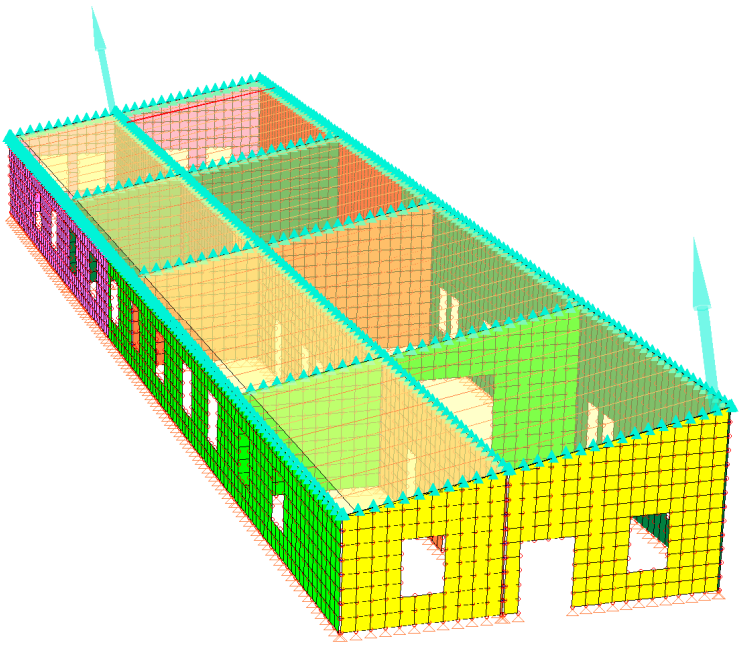
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	XLAM	
2	002	
3	003	
4	004	
5	005	
6	006	
7	Parete 1	
8	251	
9	252	
10	253	
11	254	

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Cerniere base pannelli	

- **Relazioni / Piani rigidi**

In virtù di quanto contenuto all'interno del paragrafo 1.6.3 si sono considerati i solai come infinitamente rigidi:



Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

- I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

- I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

- Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

- I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

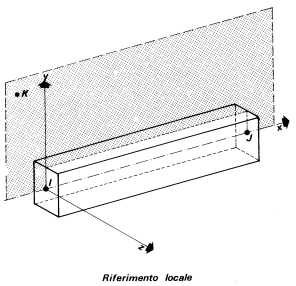
I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

- Gli Elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

  - Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.



L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

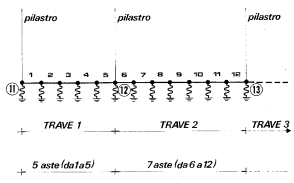
Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.



I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

Vi=Vf; di=df=0, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- <u>Elemento Shell (Guscio)</u>

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche

ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.
Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.
Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.
Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

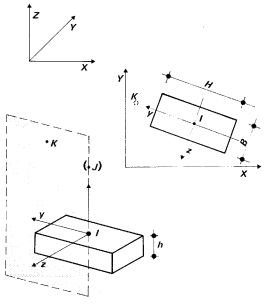
- Elemento Boundary (Vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).
I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

- Elemento Plinto

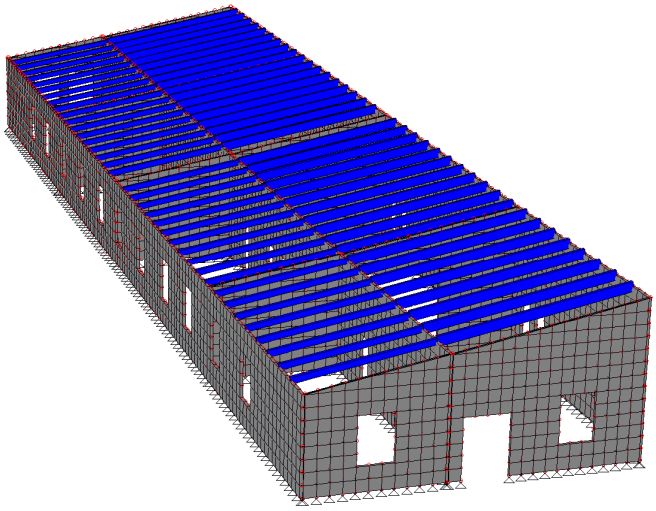
Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.
Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).



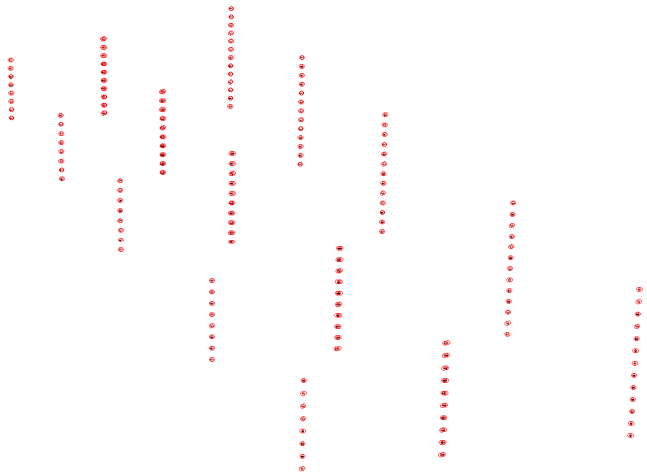
Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.
La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

- **Vincoli adottati nel modello strutturale – elementi travi e travetti**



Svincoli nodo travi (nodo i e nodo j)



Svincoli collegamenti orizzontali tra i pannelli verticali cerniera-incastro

I collegamenti tra i diversi pannelli sono stati schematizzati mediante l'inserimento di opportune travi caratterizzate dal vincolo incastro cerniera come descritto appena sopra. I vincoli esterni dei pannelli in fondazione sono invece rappresentati da cerniere distribuite.

- **Carichi appplicati al modello di calcolo**

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale V, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Tetto permanente portato	3	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.800000	0.000	0.800000	0.000	1.0000	1.0000
Neve	4	Condizione 4	Variabile: Neve	1.200000	0.000	1.200000	0.000	0.0000	0.0000

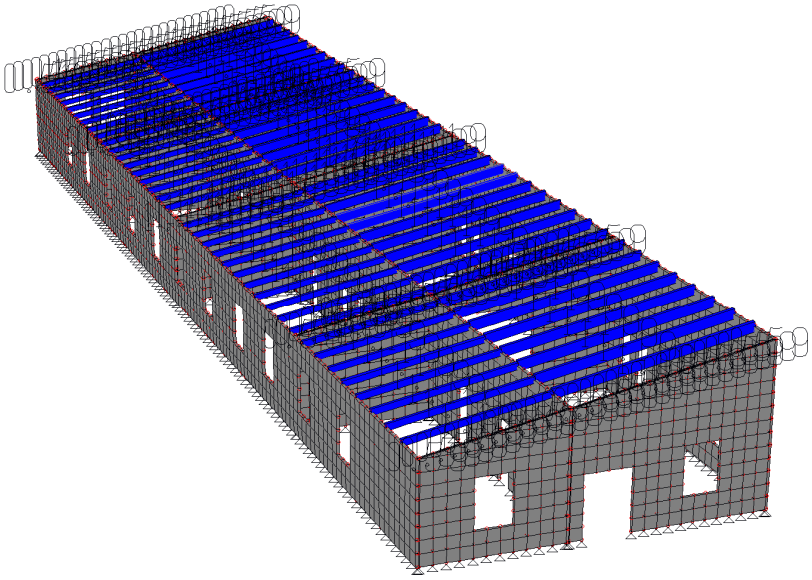
CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione globale X, agente sulla superficie reale

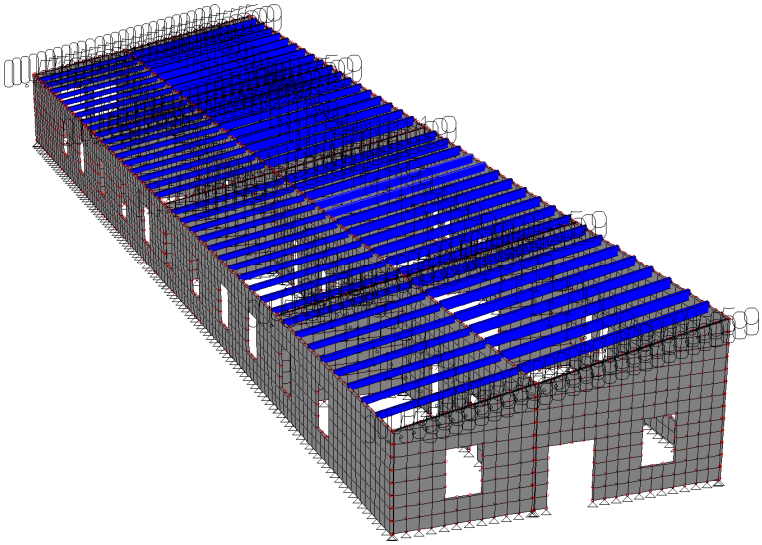
Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +X	1	Condizione 1	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +X	2	Condizione 1	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento depressione -X	6	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000
Vento pressione -X	5	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000

Carico di superficie nella direzione globale Y, agente sulla superficie reale

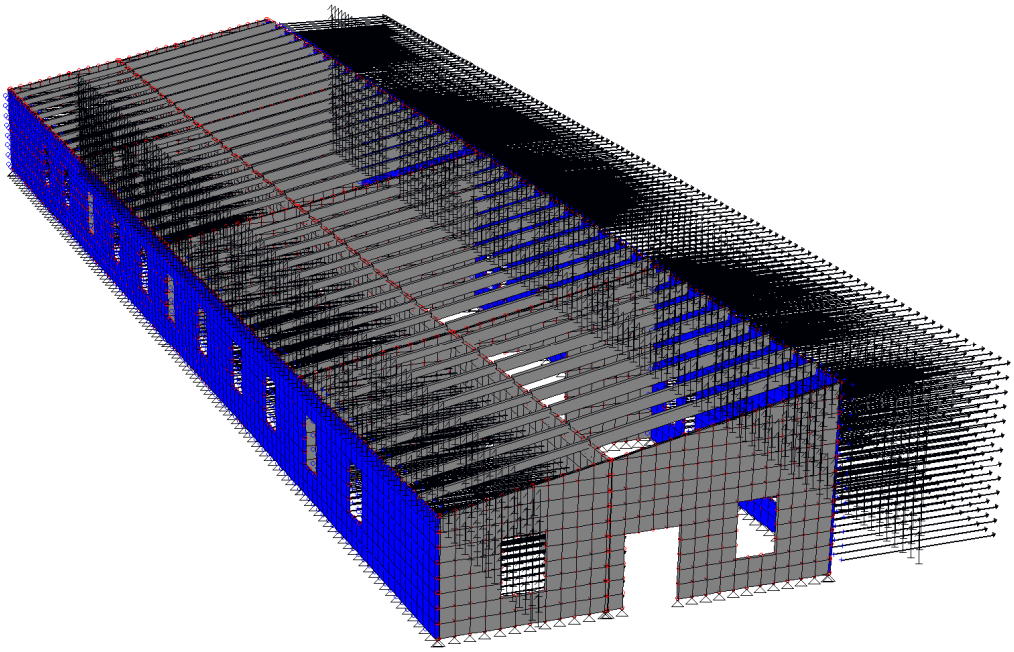
Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +Y	7	Condizione 5	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +Y	8	Condizione 5	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento pressione -Y	9	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione -Y	10	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000



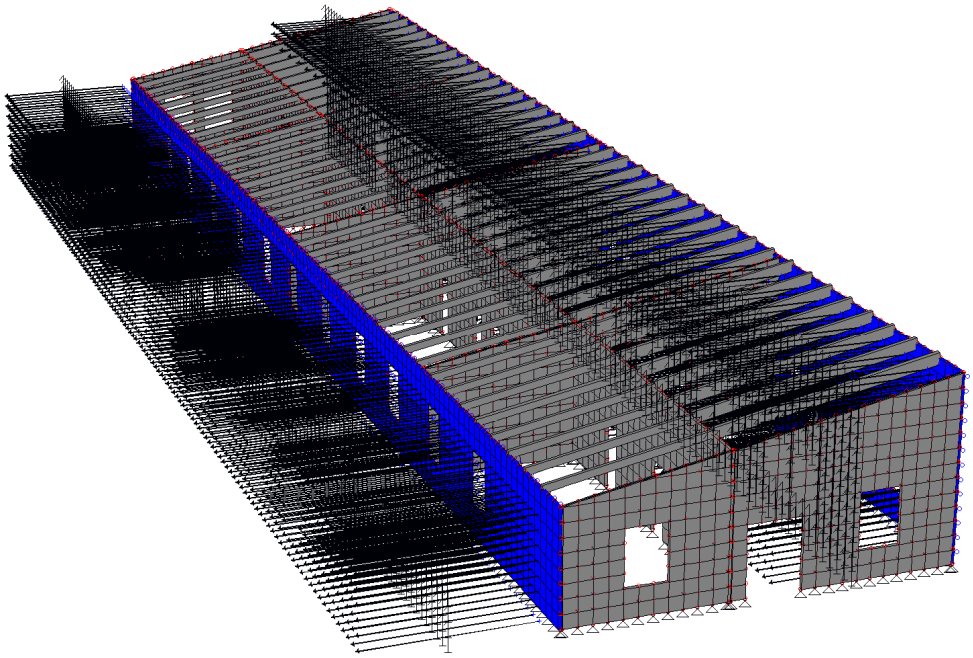
Carico tetto pemanente portato



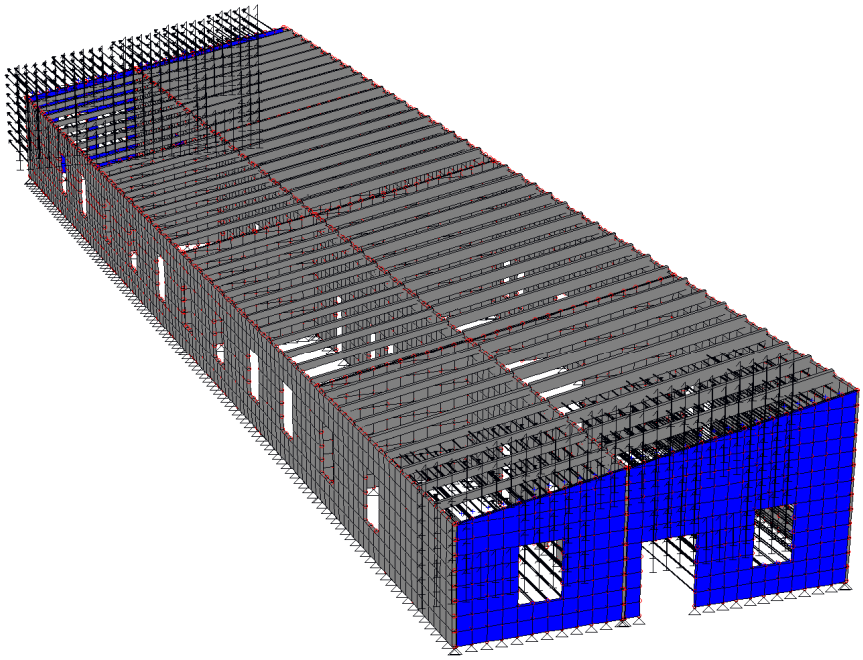
Carico neve



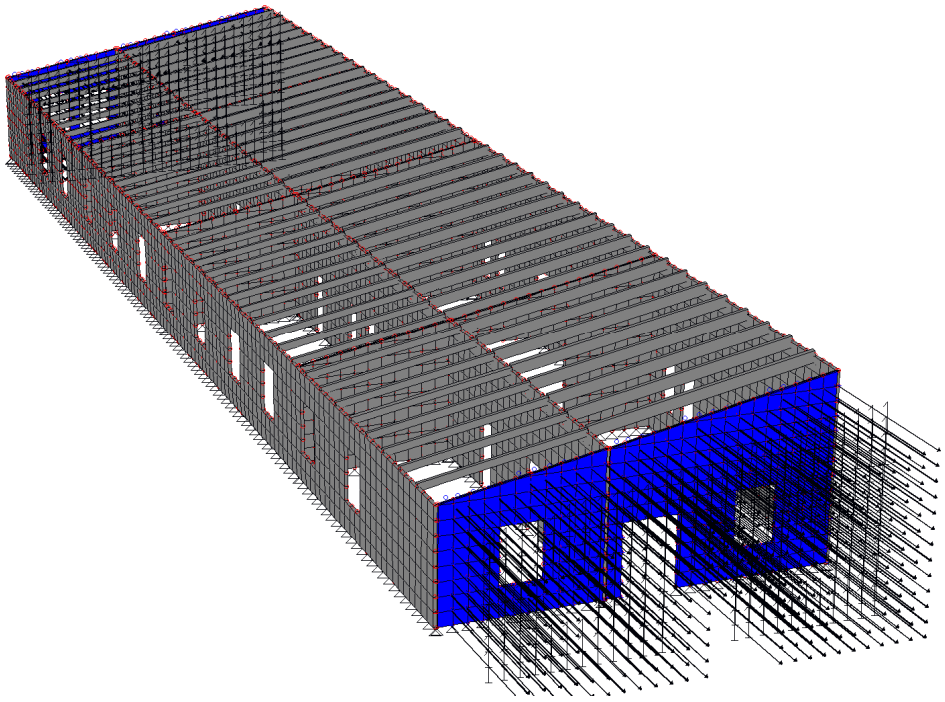
Vento direzione +X



Vento direzione –X



Vento drezione+Y



Vento direzione -Y

- **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali

di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{qi}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

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

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalle struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica Neve dominante vento +X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.900
2	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
3	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
4	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
5	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
6	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
7	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
8	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
9	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
10	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
11	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
12	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
13	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
14	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
15	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
16	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
17	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
37	Statica Neve dominante vento -X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.900
38	Statica Neve dominante vento +Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900
39	Statica Neve dominante vento -Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.900
40	Statica vento dominante +X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.500
41	Statica vento dominante -X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.500
42	Statica vento dominante +Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500
43	Statica vento dominante -	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
	Y	Torsione: Assente	Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.500
44	Incendio	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
18	Rara neve dominante vento +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.600
19	Frequente neve dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.200
20	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
45	Rara neve dominante vento -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.600
46	Rara neve dominante vento +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
47	Rara neve dominante vento -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
48	Rara vento dominante +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.000
49	Rara vento dominante -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.000
50	Rara vento dominante +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.000
51	Rara vento dominante -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
52	Frequente vento dominante +X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.200
53	Frequente vento dominante -X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.200
54	Frequente vento dominante +Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.200
55	Frequente vento dominante -Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.200

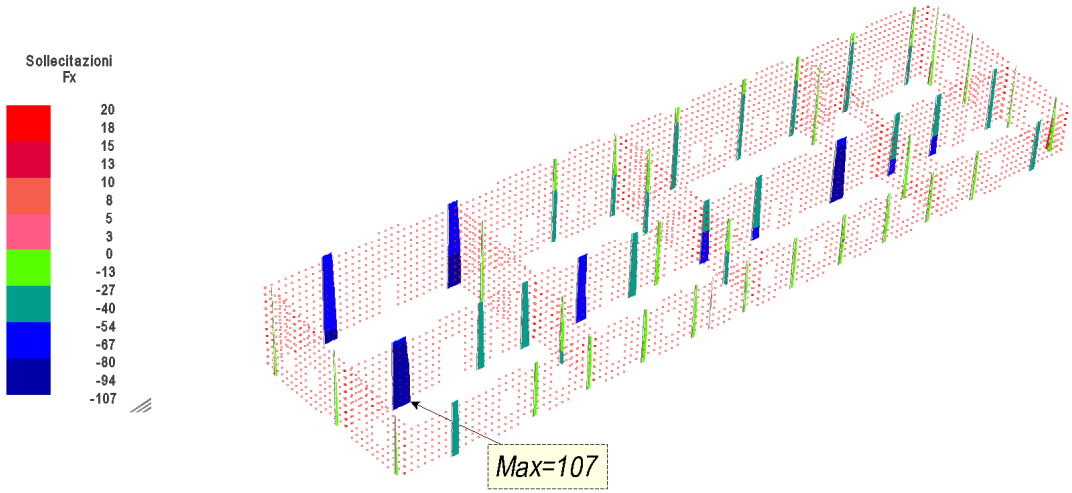
COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
21	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
22	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
23	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
24	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
25	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
26	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
27	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
28	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
29	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

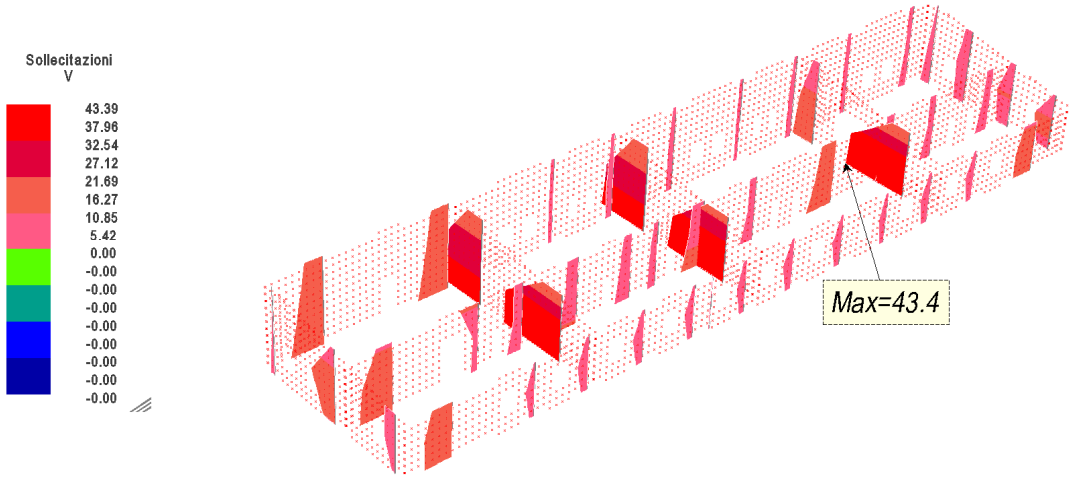
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
30	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
31	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
32	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
33	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
34	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
35	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
36	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

- **Risultati analisi**

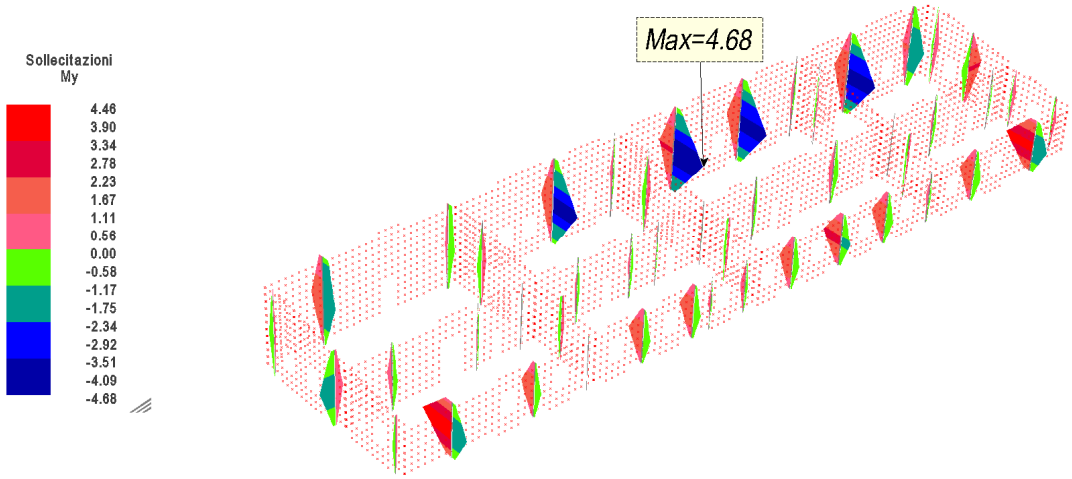
Le sollecitazioni e gli spostamenti ottenuti dale analisi sono le seguenti:



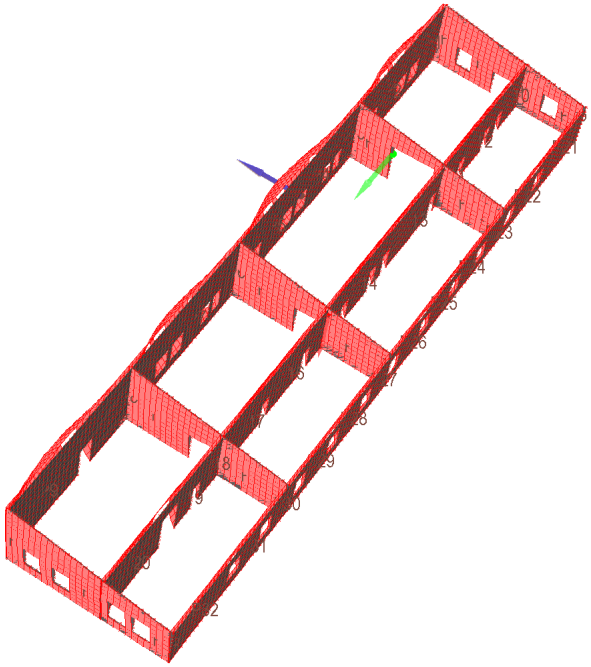
Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (inviluppo SLU SLV) [kN]

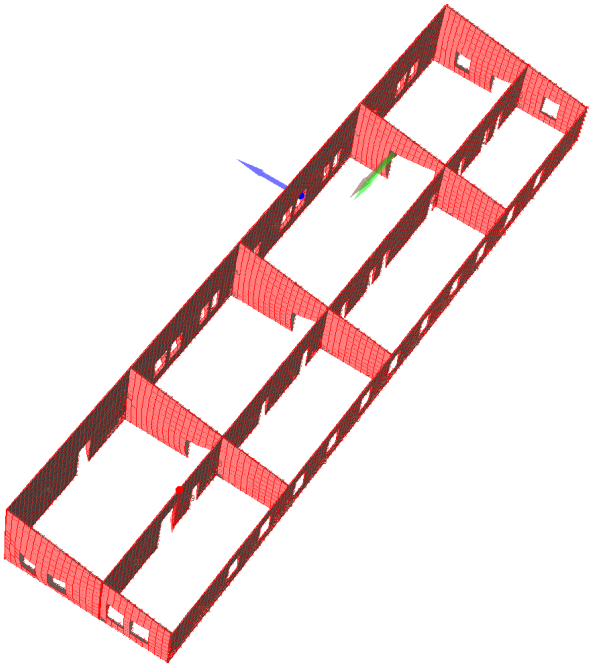


Sollecitazioni taglianti (inviluppo SLU SLV) [kN]



Momenti flettenti (inviluppo SLU SLV) [kNm]





Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 3132 **d=**0.0034 dx=0.0034 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0034 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 4669 **dy=**0.0003 dx=0.0002 dz=0.0000
Direzione z: nodo 4725 **dz=**-0.0001 dx=0.0004 dy=0.0000

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 4669 **d=**0.0012 dx=0.0001 dy=0.0012 dz=0.0000
Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0010 dy=0.0001 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 4669 **dy=**0.0012 dx=0.0001 dz=0.0000
Direzione z: nodo 251 **dz=**-0.0000 dx=0.0001 dy=0.0001

Spostamenti SLV (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche Pannelli XLAM**

Si riportano di seguito le verifche dei pannelli XLAM, in particolare è opportuno chiarire la tipologia di pannello adottata e le relative connessioni con la fondazione. Il pannello utilizzato è un pannello triplo strato 30+40+30mm in legno massiccio C24 come si evince dalla tabella sottostante:

L3s 100	Pannello-L 3s 100mm	3	100

Strati

Strato	Categoria	Spessore [mm]	Orientamento
3	C24	30	90°
2	C24	40	0°
1	C24	30	90°

Le tabelle di verifica adottate per la verifica dei pannelli sono le seguenti:

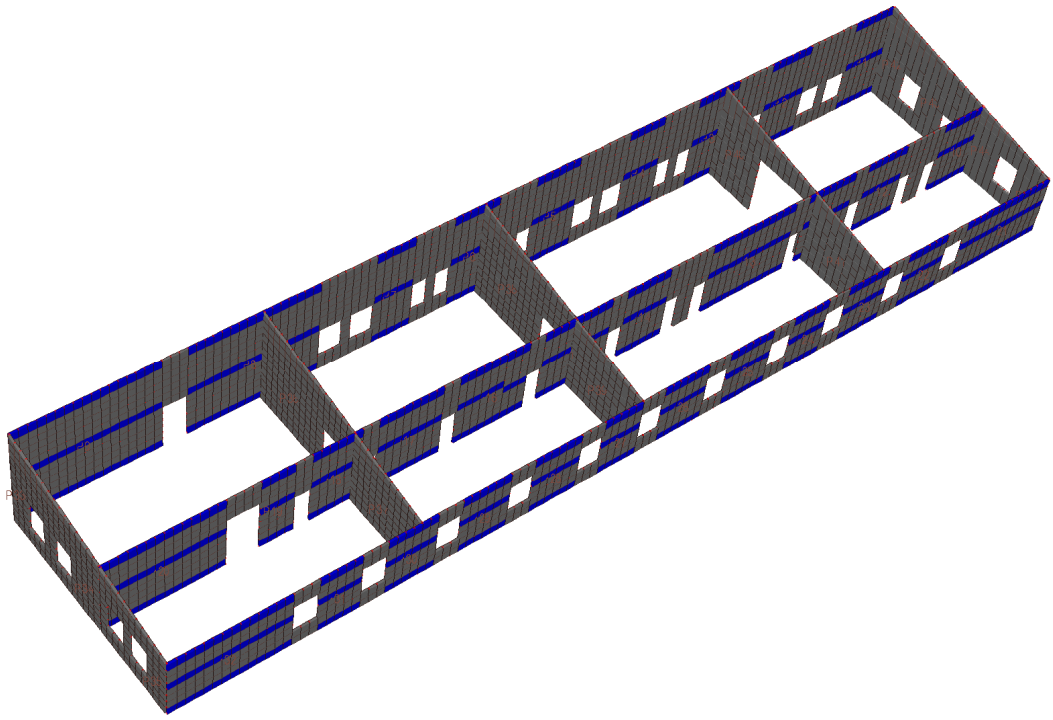
Tabella:	Tabella pannelli X (Attiva) — Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100 — ...
ß yx:	1
k mod:	1
Direzione di posa strato esterno:	verticale
γm,conn	1.5
Connessione:	fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale — ...		
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200 — ...		
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

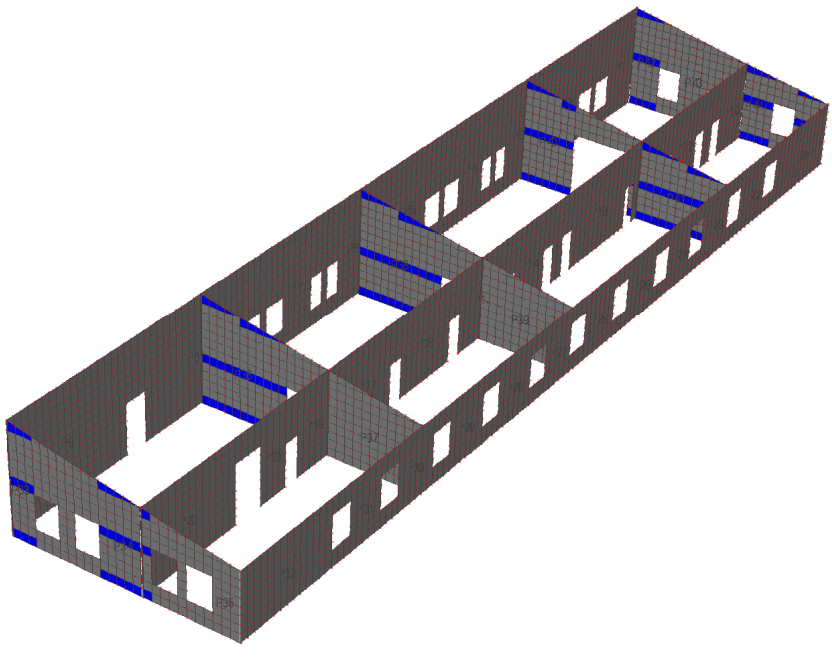
Tabella:	tabella pannelli Y — Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100
ß yx:	1
k mod:	1
Direzione di posa strato esterno:	verticale
γm,conn	1.5
Connessione:	fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale		
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200		
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

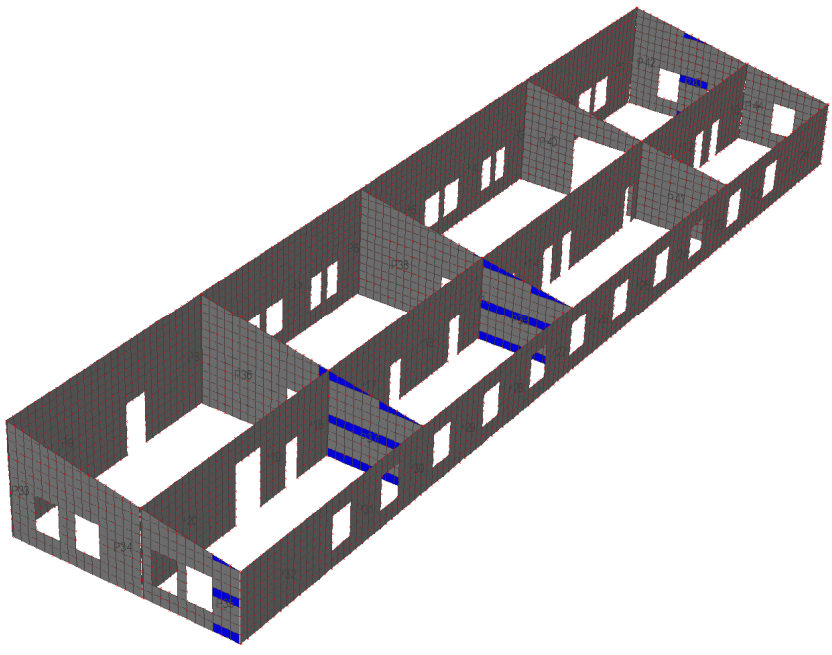
Tabella:	4 hold down	Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100	...
ß yx:	1	
k mod:	1	
Direzione di posa strato esterno:	verticale	
γm,conn	1.5	
Connessione:	fondazione in calcestruzzo	

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale	...	
Numero:	4	Distaza bordo esterno [cm]:	15
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200	...	
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

Le fasce blu nelle figure precedenti rappresentano le zone di verifica considerate per ogni pannello, in particolare quindi sono presenti tre bande, una in corrispondenza della sommità una alla base ed una terza in mezzeria. Questa suddivisione è suggerita all'interno del manuale di calcolo. Per una migliore comprensione delle stesse si riporta quanto contenuto all'interno del manuale del software di calcolo:

Per definire un pannello XLam è sufficiente selezionare tutti gli elementi finiti (che normalmente hanno tutti una tabella di verifica associata) che lo costituiscono, come indicato in fig. 11.33 per il pannello del piano superiore. Così facendo però, per le regole illustrate al precedente par. 11.9, la sezione di mezzeria è individuata da tutte le strisce di elementi eccetto la prima e l'ultima.

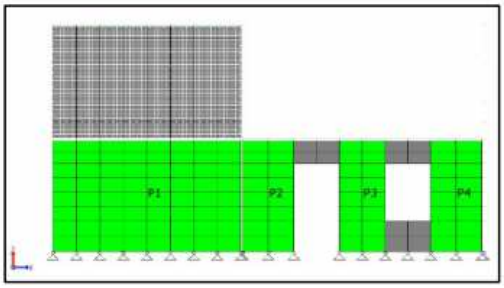


fig. 11.33

Attraverso il comando **Selezione automatica elementi di verifica** del menù principale di fig. 11.5 si ovvia a questa situazione: infatti, la tabella di verifica automaticamente viene tolta ad alcuni elementi in modo tale da individuare un'univoca sezione di integrazione, come illustrato in fig. 11.34.

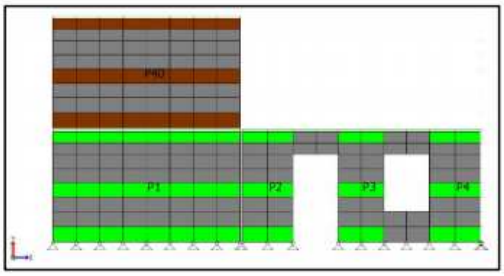
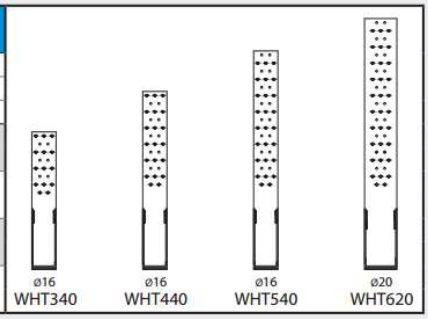


fig. 11.34

Le caratteristiche dei collegamenti adottati sono i seguenti (tratti dal catalogo Rothoblaas):

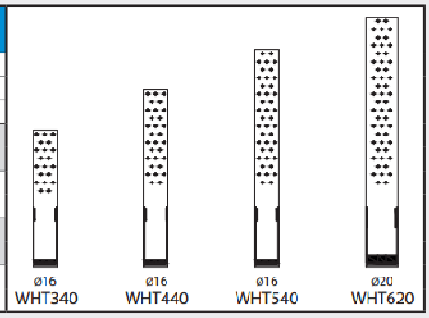
DATI TECNICI - GIUNZIONE ELEMENTO VERTICALE SU LEGNO

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
			n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



Utilizzando 2 angolari TYP WHT per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

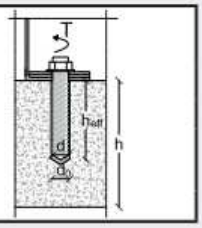
WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione			
			R_k lato legno		R_k lato acciaio	
TYP WHT	Fissaggio fori Ø 5 (connettori)		n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	ø 4,0 x 40	ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	ø 4,0 x 60	ø 5,0 x 50		38,6		
440	ø 4,0 x 40	ø 5,0 x 40	30	47,1	* H 10 mm	63,4
	ø 4,0 x 60	ø 5,0 x 50		57,9		
540	ø 4,0 x 40	ø 5,0 x 40	42	65,9	* H 10 mm	63,4
	ø 4,0 x 60	ø 5,0 x 50		81,1		
620	ø 4,0 x 40	ø 5,0 x 40	52	81,6	** H 20 mm	85,2
	ø 4,0 x 60	ø 5,0 x 50		100,4		



* Rondella UI S505610 ** Rondella UI S707720

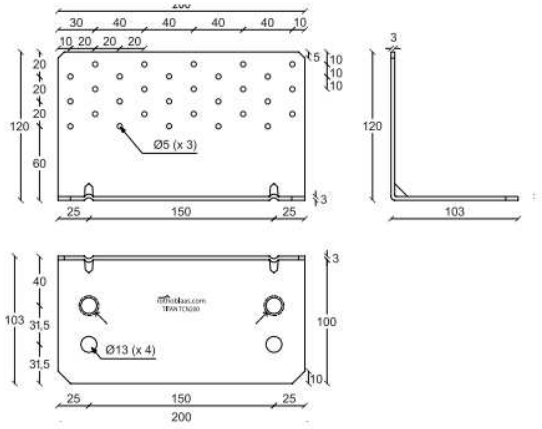
DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		1) h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5



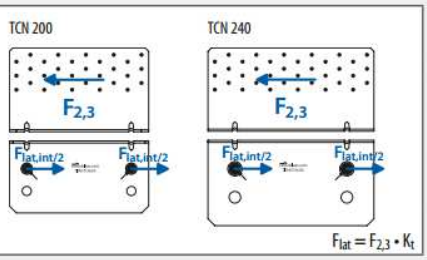
L'ancoraggio con resina vinilestre è utilizzabile esclusivamente su cls non fessurato.

TITAN TCN 200



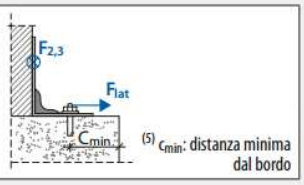
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
	Fissaggio fori		Chiodi Anker		Viti per piastre (LBS)		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno	Ø 4,0 x 60		Ø 5,0 x 50			
TYP TCN	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	$K_{t\perp}$ (2) int (3)	$K_{t\perp}$ (2) ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00

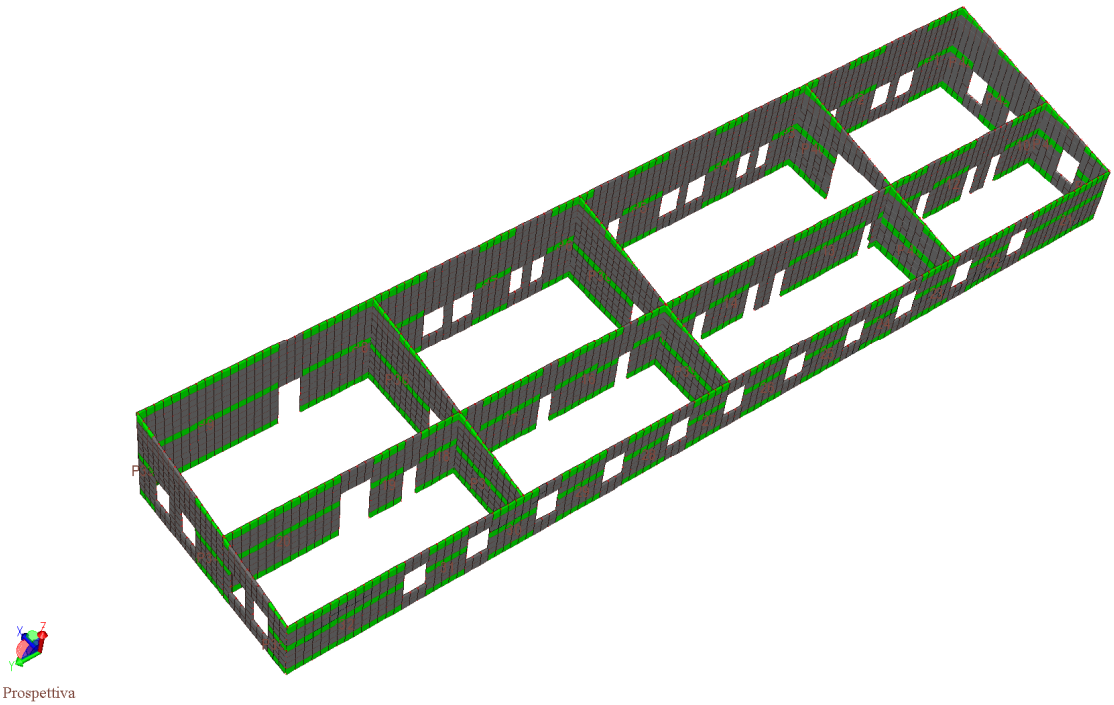


DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{zul} [KN]	R_k [KN]	Ym	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100

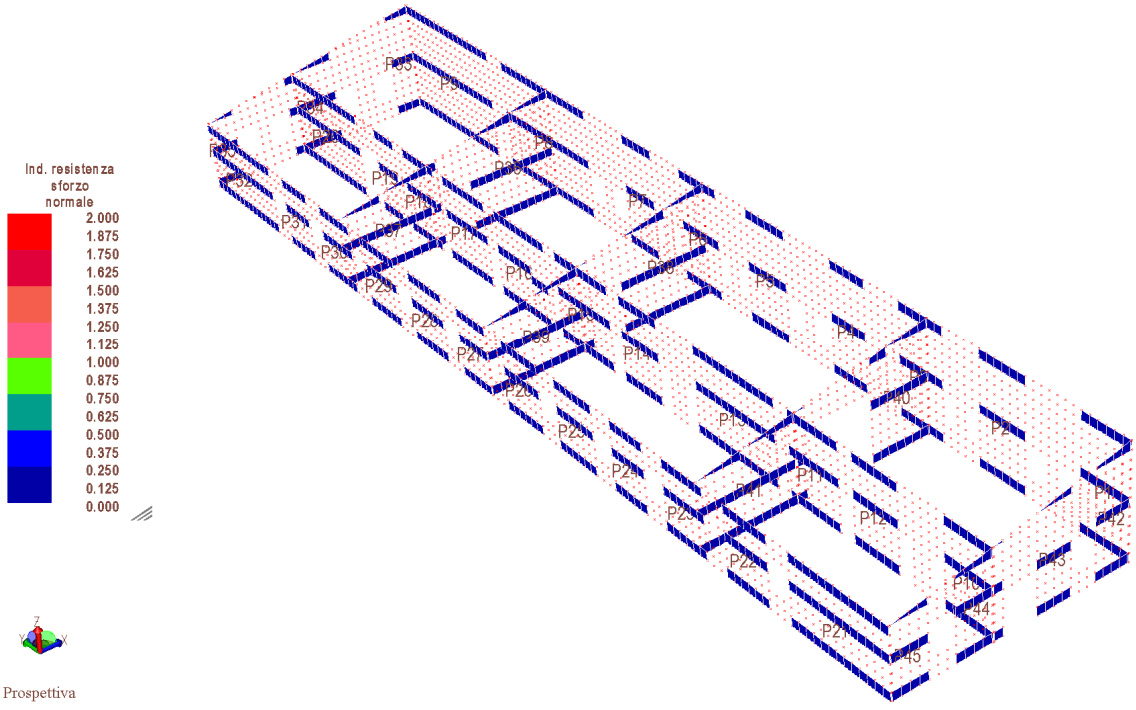


I risultati delle verifche sulla base dei parametri sopra riportati sono i seguenti:

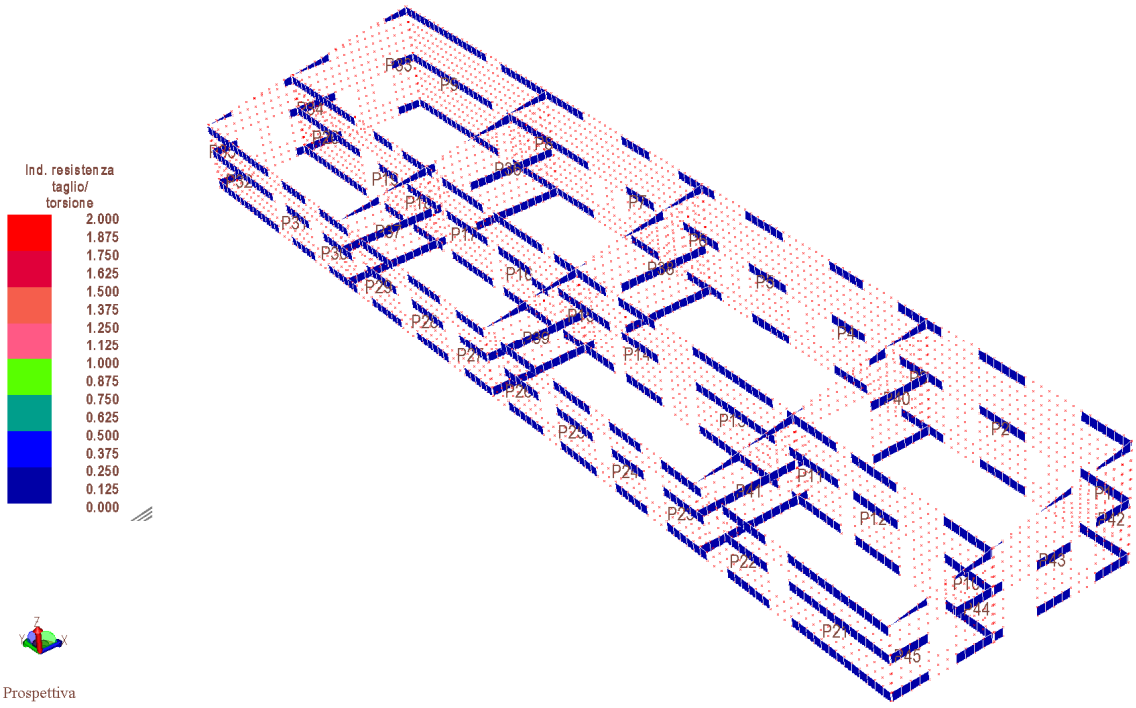


Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

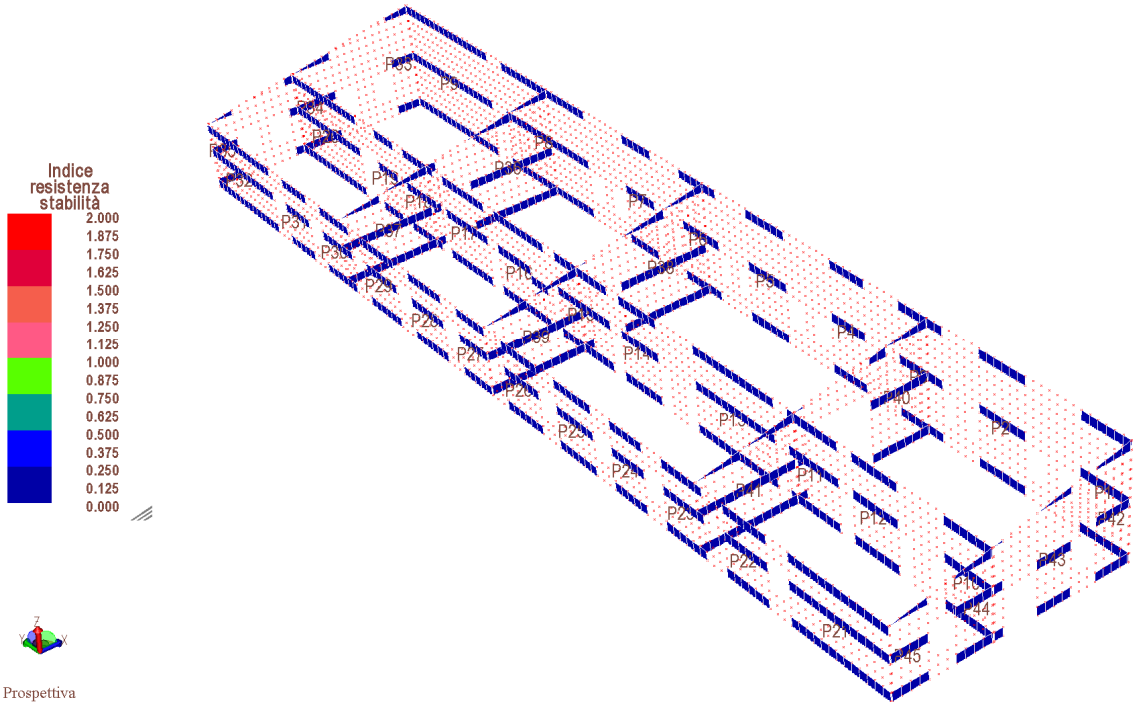
Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli, in particolare si precisa che le verifiche sono eseguite integrando i risultati sugli elementi che compongono i singoli pannelli (corrispondenti alla lunghezza delle fascie colorate) alla base, in sommità ed in mezzeria (tre fasce di colore per ogni pannello).



Indice di resistenza per sforzo normale, inviluppo SLU SLV



Indice di resistenza per taglio torsione, inviluppo SLU SLV



Indice di resistenza per stabilità, inviluppo SLU SLV

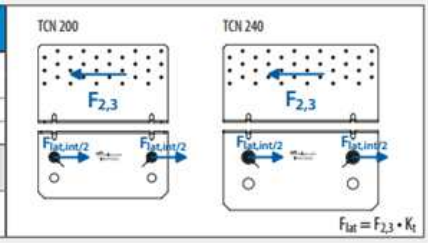
- **Equivalenza connettori a taglio in fondazione**

Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a taglio dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. In particolare poi è

opportuno chiarire che le verifiche sopra riportate, svolte dal programma di calcolo, considerano per ogni pannello un opportuno numero di connessioni a taglio TCN200 sufficienti a soddisfare la verifica. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della presenza del dormiente in larice non è applicabile in cantiere il connettore ad L poiché quest'ultimo non è sufficientemente alto per ancorare il pannello xlam. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta di dimensioni 140x400x2mm che caollega il pannello xlam alla banchina in larice che a sua volta è connessa alla fondazione per mezzo di ancoranti avvitabilli per calcestruzzo del tipo SKR 10x160mm. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra TCN200 così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

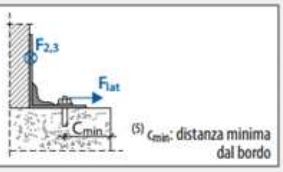
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker Ø 4,0 x 60		Viti per piastre (LBS) Ø 5,0 x 50		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno					$K_{t\perp}$ (2)	
	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	int (3)	ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00



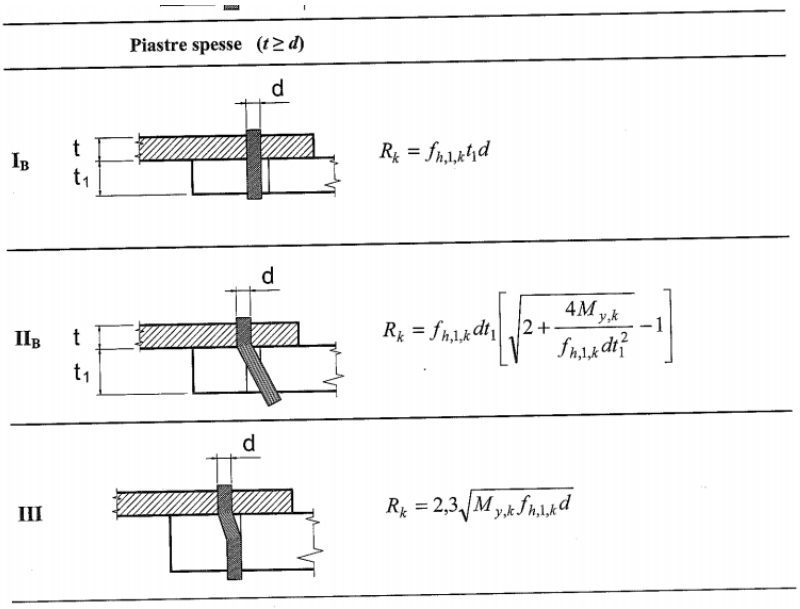
DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{rul} [KN]	R_k [KN]	γ_m	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100



Pertanto si ha una resistenza lato legno pari a 22.1/1.5=14.7kN ed una resistenza lato calcestruzzo pari a 30/1.8=16.7kN.

Si procede ora con la valutazione della resistenza per la connessione realizzata con vite per calcestruzzo SKR10x160mm. Per determinare la resistenza lato legno si fa riferimento a quanto indicato dalla teoria di johansen per i connettori a gambo cilindrico nelle unioni legno–acciaio piastra spessa ad un singolo piano di taglio, questa situazione ben rappresenta anche le modalità di rottura della connessione con il calcestruzzo. La resistenza associata alle diverse modalità di rottura sono le seguenti:



ANCORANTI	Tipo		❶ SKR	
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**
Chiave	Ch [mm]	13	16	18
Spessore testa	k [mm]	5,5	7,0	8,0
Diametro testa	d_K [mm]	-	-	-
Diametro gambo	d_S [mm]	5,7	7,7	9,4
Resistenza caratteristica a trazione *	$f_{u,k}$ [N/mm²]	988	1068	1069

* Valori in accordo con il certificato rilasciato dal Politecnico di Milano num. 2006/5205/1)

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura:

$\rho_k = 550 kg/m^3$ (Larice)

$f_{u,k} = 1068 Mpa$ (Come si evince dalle caratteristiche meccaniche degli ancoranti sopra riportata)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k = 0.082 * (1 - 0.01 * 7.7) * 550 = 41.62 MPa$$

$$M_{y,k} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2.6} = 0.3 * 1068 * 7.7^{2.6} = 64650 MPa$$

$$R_{IB} = f_{h,1,k} * t_1 * d = 41.62 * 60 * 7.7 = 19.23 kN$$

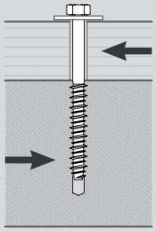
$$R_{IIB} = f_{h,1,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,k}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2}} \right] = 28.67 kN$$

$$R_{III} = 2.3\sqrt{M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 10.46 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: $Rk/\gamma_M = 10.46/1.5 = 6.98 kN$

Questa resistenza va confrontata con quella fornita dal produttore che descrive la massima sollecitazione sopportabile lato calcestruzzo di seguito riportata.

RESISTENZA A TAGLIO V - CALCESTRUZZO NON FESSURATO [1]

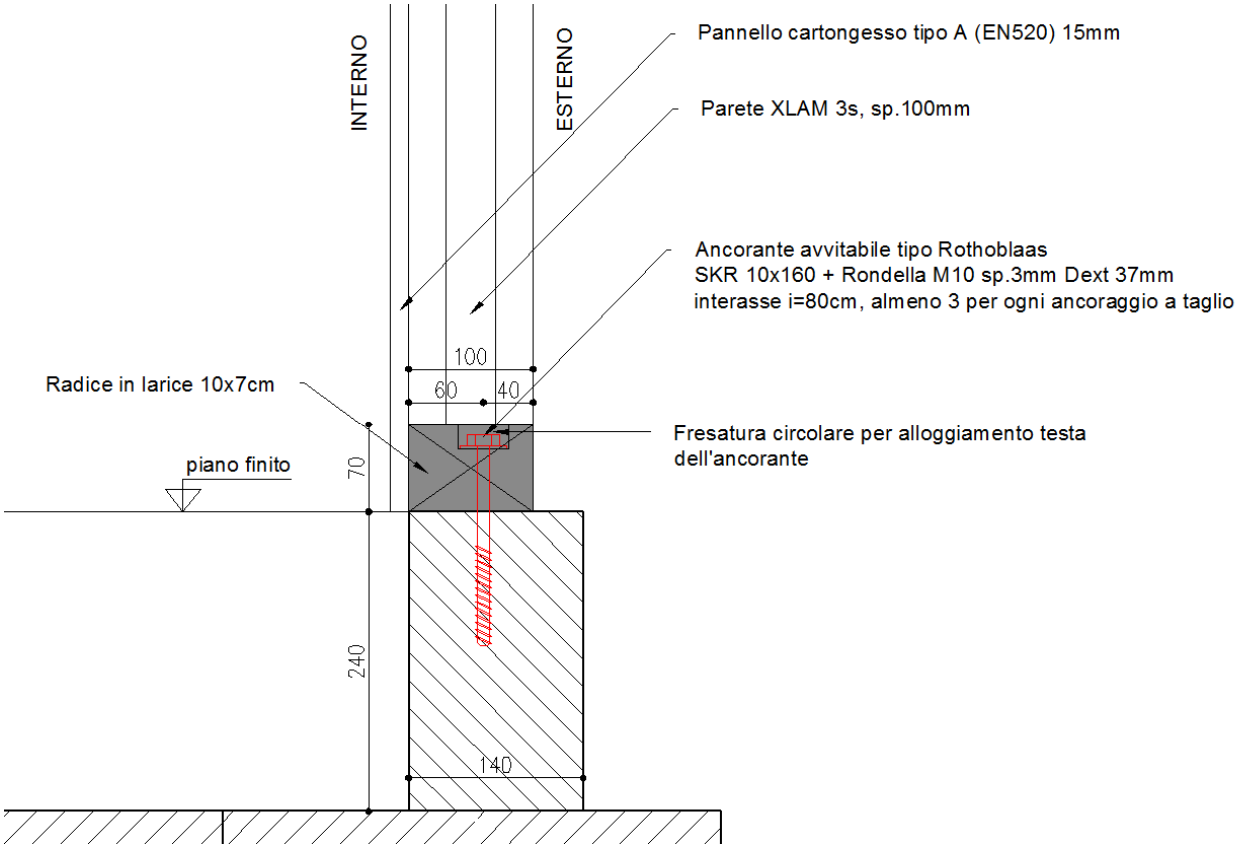


Ancorante	Tipo		SKR		SKS
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**	**7,5**
Resistenza consigliata	V [kN]	2,50	6,65	8,18	2,50
Distanza critica dal bordo	$c_{cr,V}$ [mm]	70	110	130	70
Distanza minima dal bordo	$c_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50
Interasse critico	$s_{cr,V}$ [mm]	140	200	240	140
Interasse minimo	$s_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50

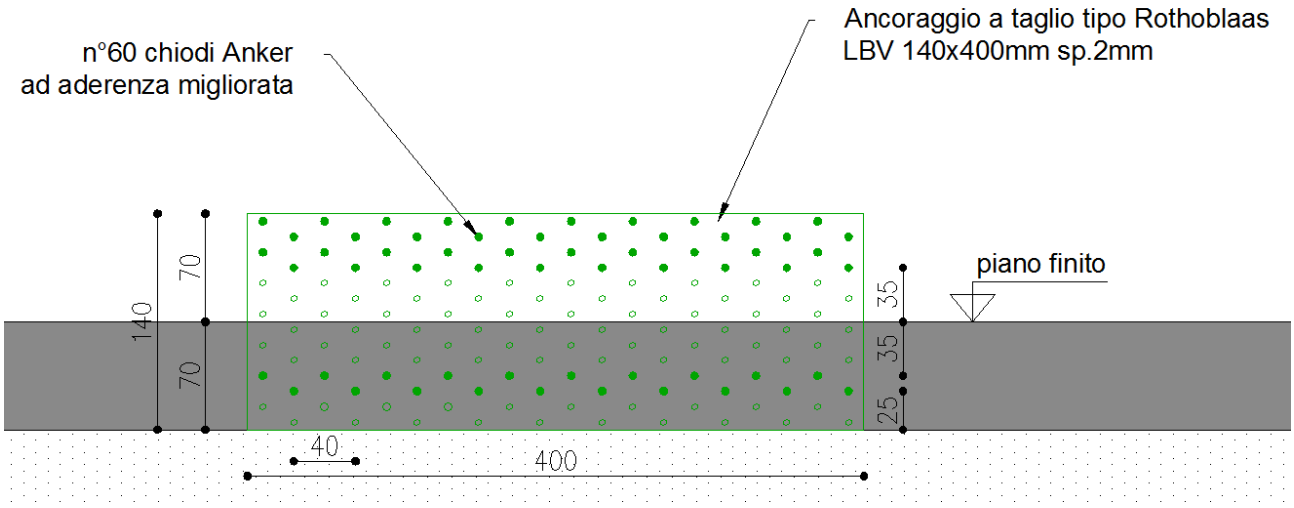
[1] Nella valutazione della resistenza globale dell'ancorante, la resistenza a taglio sull'elemento da fissare (es. legno, acciaio, ..) va valutata a parte in funzione del materiale utilizzato.

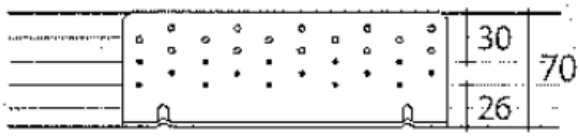
Essendo la resistenza consigliata lato calcestruzzo inferiore a quella calcolata lato legno si usa quest'ultima per determinare il numero di connessioni equivalenti.

In virtù dei risultati sopra ottenuti sono necessari lato calcestruzzo 16.7/6.65=2.51 → 3 SKR 16x160mm per ottenere resistenza analoga a quella della connessione col calcestruzzo della piastra TCN200. Si riporta di seguito una rappresentazione della connessione dove si può evincere che la stessa rispetta le distanze minime dai bordi così come indicato all'interno del manuale del produttore riportato in precedenza.



Si procede ora alla valutazione della resistenza lato legno della piastra che connette la banchina in larice al pannello xlam. Questa è realizzata con piastra di dimensione 140x400x2mm la cui geometria è di seguito riportata:

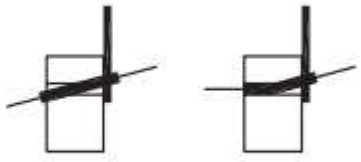


tipo installazione	Hv trave di banchina	n_v [pz]	schemi di chiodatura
3	Hv = 70 mm	15	

Come si può evincere dalle indicazioni riportate all'interno del manuale di calcolo si deve considerare una distanza minima di 25/30mm dal bordo non sollecitato (per i chiodi Anker) pertanto rimangono, come si può evincere dall'immagine sopra riportata, in zona efficace 20chiodi per la banchina e 40 per la parete xlam. La resistenza del singolo connettore considerando la connessione acciaio-legno con piastra sottile ed un unico piano di taglio viene definita come segue:

- Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0{,}4 f_{h,k} t_1 d & \text{(a)} \\ 1{,}15 \sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases} \qquad (8.9)$$

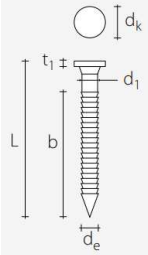


a b

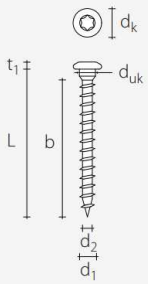
Per quanto riguarda le caratteristiche del chiodo Anker ad aderenza migliorata 4x60mm si riporta la relativa tabella fornita dal produttore:

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE

LBA



LBS



			LBA		LBS
Diametro nominale	d_1	[mm]	4	6	5
Diametro testa	d_K	[mm]	8,00	12,00	7,80
Diametro nocciolo	d_2	[mm]	-	-	3,00
Diametro sottotesta	d_{UK}	[mm]	-	-	4,90
Diametro esterno	d_e	[mm]	4,40	6,50	-
Spessore testa	t_1	[mm]	1,40	2,00	2,40
Diametro preforo	d_v	[mm]	3,0	4,5	3,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	[Nmm]	6500,0	19000,0	5417,2
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$	[N/mm^2]	7,5	7,5	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$	[N/mm^2]	-	-	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	[kN]	6,9	11,4	7,9

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura trascurando l'effetto corda:

$\rho_k = 340 kg/m^3$ (Minore tra C24 e Larice)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * \rho_k * d^{-0.3} = 0.082 * 340 * 4^{-0.3} = 18.39 MPa$$

$$M_{y,k} = 19000 MPa$$

$$R_I = 0.4 * f_{h,1,k} * t_1 * d = 0.4 * 18.39 * 60 * 4 = 1.76 kN$$

$$R_{II} = 1.15\sqrt{2 * M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 1.922 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: $Rk/\gamma_M = 1.76/1.5 = 1.17$kN

Sono presenti in totale 20 chiodi organizzati in due file da 10 chiodi l'una pertanto il numero efficace di connettori risulta essere:

(8) Per una fila di *n* chiodi disposti parallelamente alla fibratura, a meno che i chiodi di tale fila siano sfalsati ortogonalmente alla fibratura per almeno 1*d* (vedere figura 8.6), si raccomanda che la capacità portante parallela alla fibratura [vedere 8.1.2(4)] sia calcolata utilizzando il numero efficace di mezzi di unione n_{ef}, dove:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \qquad (8.17)$$

dove:

n_{ef} è il numero efficace di chiodi nella fila;

n è il numero di chiodi in una fila;

k_{ef} è fornito nel prospetto 8.1.

prospetto 8.1 **Valori di k_{ef}**

Passo[a)]	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef}.

Nel caso in esame si ha n=10 e kef=0.85 poiché il passo tra i connettori è pari a 10d =40mm pertanto il numero efficace di connettori per ogni fila è pari a:

nef=n^kef=10^0.85=7

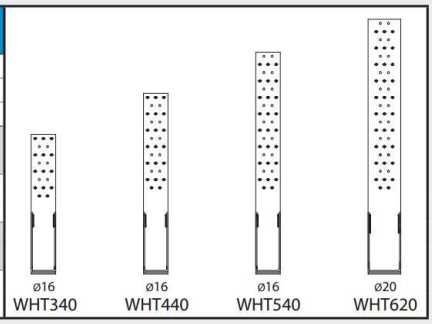
Complessivamente quindi la connessione è in grado di reggere una sollecitazione tagliante pari a: 7*1.17*2=16.38kN.

Tale resistenza risulta superiore a quella che caratterizza la connessione TCN200 pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione TCN200=1 piastra 140x400x2mm.

- **Equivalenza connettori a trazione in fondazione**

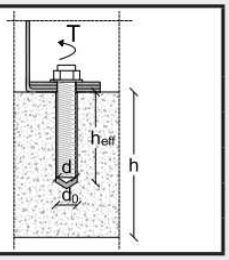
Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a trazione dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della particolare geometria della fondazione non è applicabile in cantiere la piastra WHT340. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta individuata nel catalogo del medesimo produttore con la sigla WHTPLATE440 che collega il pannello xlam alla fondazione per mezzo di ancoranti M16 inghisati con resina. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra WHT340 con chiodatura parziale così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	n_{conn} [pz.]	$R_{k,\,legno}$ [kN]	Rondella	$R_{k,\,acciaio}$ [KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		1) h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5

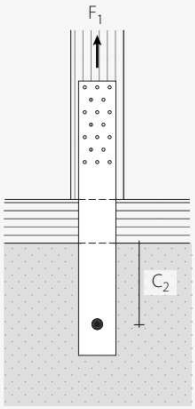


Pertanto si ha una resistenza lato legno (considerando la chiodatura realizzata con chiodi Anker 4x60mm) pari a 27/1.5=18kN, una resistenza lato acciaio pari a 42/1.5=28kN ed infine una resistenza della connessione su calcestruzzo pari a 78/1.5=52kN. Pertanto la resistenza massima offerta da questa tipologia di connessione è pari ai 18kN relativa alla resistenza lato legno.

Per quanto riguarda la resistenza della piastra WHTPLATE440 il produttore fornisce la seguente tabella nella quale sono riassunti i valori di resistenza caratteristici:

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

WHT PLATE 440



VALORI CARATTERISTICI

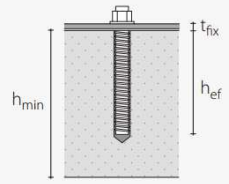
installazione (1)	$R_{1,k}$ LEGNO			$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO		
	fissaggio fori Ø5		$R_{1,k\ legno}$	$R_{1,k\ acciaio}$		ancorante VINYLPRO	$R_{1,k\ cls}$		ancorante EPOPLUS	$R_{1,k\ cls}$	
	tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	[kN]	[kN]	$\gamma_{acciaio}$	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}
• $C_{2\ MIN}$ = 130 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{m2}	M16 x 190	33,87	1,5	M16 x 190	23,99	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								
• $C_{2\ MAX}$ = 200 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{m2}	M16 x 190	46,80	1,5	M16 x 190	34,25	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								

(1) Nel rispetto delle distanze minime dei fissaggi lato legno e degli ancoranti lato calcestruzzo, il WHT Plate deve essere posizionato in maniera che l'ancorante risulti ad una distanza dal bordo calcestruzzo 130 mm ≤ c_2 ≤ 200 mm variabile in funzione della presenza e della dimensione della trave di banchina. Per valori di c_2 intermedi è possibile interpolare linearmente i valori di resistenza $R_{1,k\ cls}$.

Considerando che nel progetto in esame la distanza dal bordo risulta essere quella minima pari quindi a 130mm si possono ricavare le resistenze lato legno e lato acciaio pari rispettivamente a (considerando sempre chiodi Anker 4x60mm):

34.7/1.5=23.13kN e 34.8/1.5=23.2kN. Per quanto riguarda invece la resistenza su calcestruzzo questa tabella non è valida poiché non sono ripettate le condizioni minime di installazione richieste dal produttore e di seguito riportate:

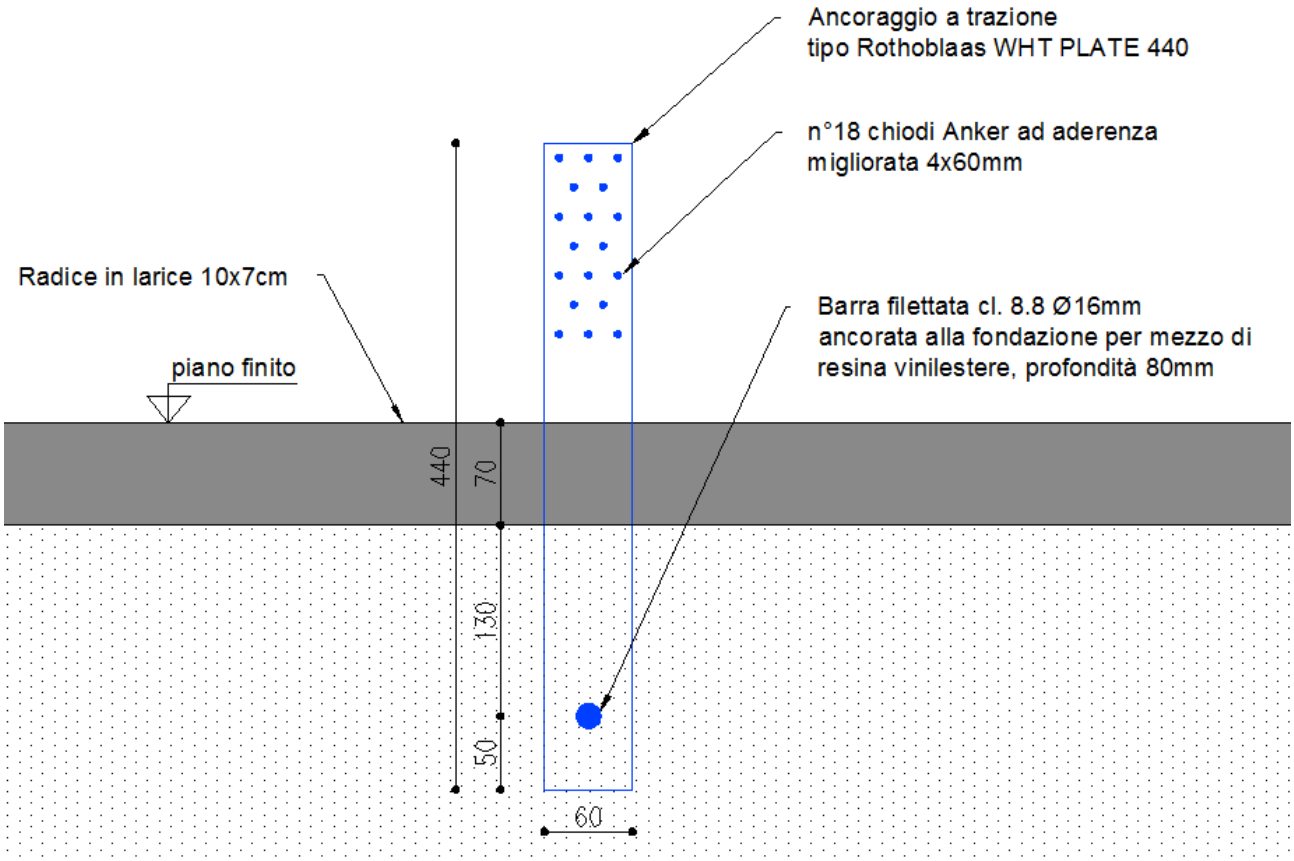
PARAMETRI DI INSTALLAZIONE ANCORANTE CHIMICO



tipo barra Ø x L [mm]		codice	classe acciaio	t_{fix} [mm]	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M16	190	FE210118 (2)	5.8	3	162	200
	230	FE210121 (2)	5.8	3	192	240

(2) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella

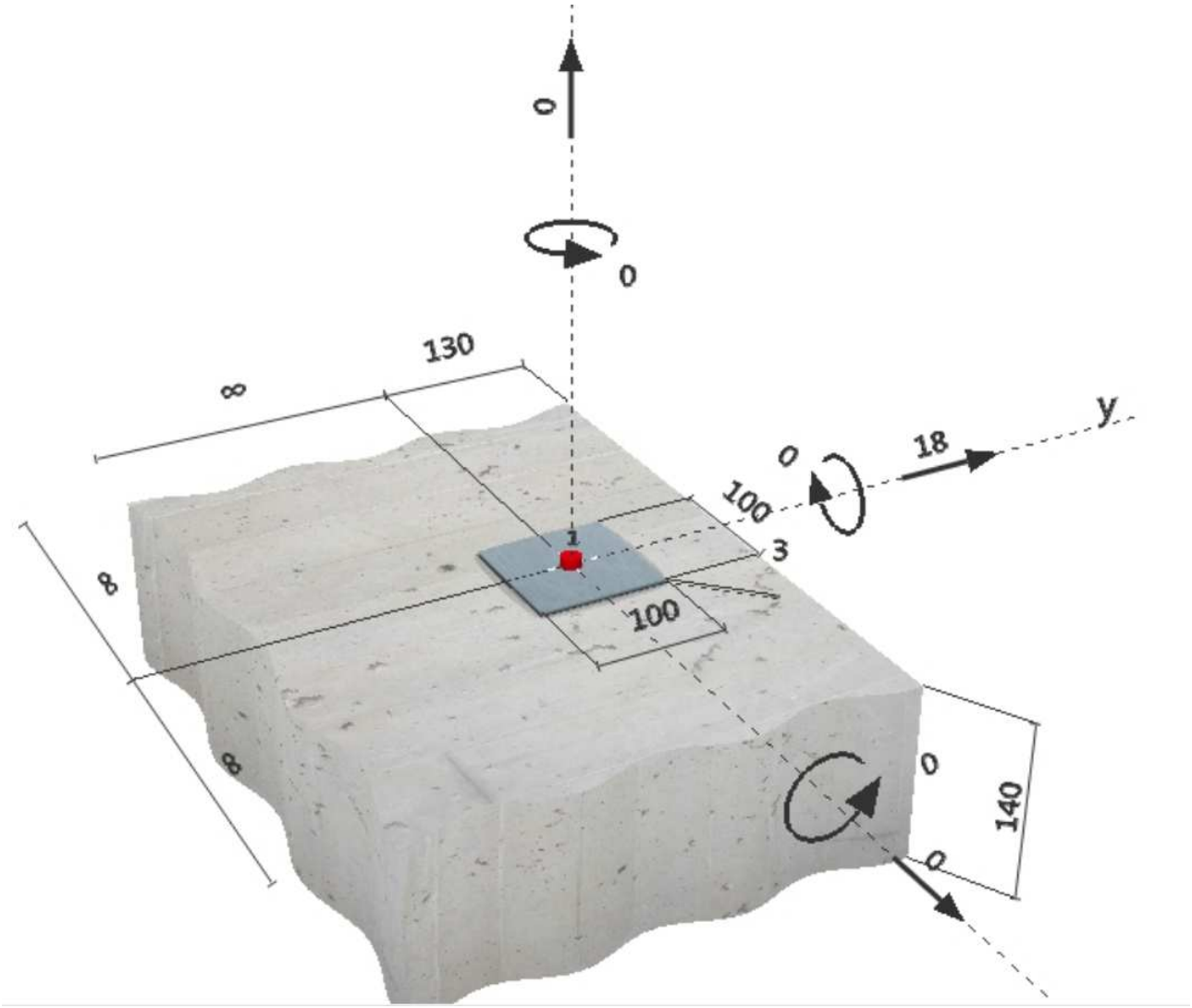
Infatti il cordolo sul quale è fissata la piastra ha profondità, come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto, pari a 140mm pertanto non è possibile rispettare le indicazioni di installazioni precedentemente riportate (hmin=200mm). Per una migliore comprensione della connessione stessa si riporta di seguito uno schema di riferimento:



Occorre dunque valutare la resistenza della connessione su calcestruzzo nella configurazione di progetto. Per svolgere tale valutazione si è scelto di utilizzare il software fornito dalla Hilti. In particolare si è determinata la sollecitazione massima che un sistema compatibile con la geometria della connessione è in grado di garantire, connessione realizzata con barra filettata M16 inghisata con resina tipo Hilti HIT-V. I risultati ottenuti sono i seguenti:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16**
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opti}$ = 80 mm ($h_{ef,limit}$ = 104 mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso I Valido:	15/04/2015 | 15/04/2020
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 3 mm
Piastra d'ancoraggio:	S 235 (St 37); E = 210000,00 N/mm^2; f_{yk} = 235,00 N/mm^2; γ_{Ms} = 1,100 l_x x l_y x t = 100 mm x 100 mm x 3 mm; (Spessore della piastra raccomandato: calcolato (3 mm))
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, f_{cc} = 30,00 N/mm^2; h = 140 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	18,000	0,000	18,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	18,000	50,400	36	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	18,000	52,778	35	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	18,000	18,250	99	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63,000	1,250	50,400	18,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
57600	57600	120	240	2,000	10,100

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
39,584	1,500	52,778	18,000

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β
80	16,0	2,400	0,078	0,066

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]
130	54600	76050

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,180	1,000	0	1,000	1,000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
32,308	1,500	18,250	18,000

L'ancoraggio risulta verificato!

Come si può evincere dunque dalla verifica sopra riportata la sollecitazione tagliante massima che l'ancorante è in grado di sopportare è pari a 18kN inoltre la profondità di ancoraggio pari ad 80mm è compatibile con la geometria del cordolo di fondazione. Pertanto riassumendo il sistema di ancoraggio realizzato con piastra WHTPLATE440 è caratterizzato dalle seguenti resistenze di progetto:

Lato Legno:23.13kN

Lato Acciaio: 23.2kN

Lato Calcestruzzo: 18kN

La resistenza minima che identifica la sollecitazione massima a cui la connessione può essere soggetta è quella lato calcestruzzo pari a 18kN. Tale resistenza risulta del tutto identica a quella che caratterizza la connessione WHT340 utilizzata all'interno del programma di calcolo pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione WHT340=1 connessione WHTPLATE440.

- **Connessione per ripristino continuità pannelli**

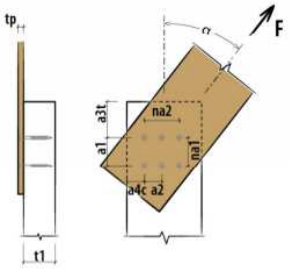
In fase di realizzazione per una migliore trasportabilità e manovrabilità dei pannelli sarà possibile suddividerli ulteriormente, inserendo però una opportuna connessione che ripristini totalmente la continuità della pannellatura in accordo con quanto verificato in questa sede. In particolare lo sforzo all'interfaccia tra i pannelli suddivisi sarà pari alla sollecitazione di estrazione sull'hold down del pannello completo. Analizzando i risultati ottenuti dalle analisi si può evincere come la sollecitazione di estrazione massima si ha per il pannello 43 ed è pari a 22.7kN:

```
Pannello num.  43                    Descrizione: Pannello n. 43
   Verifiche
   ---------
   Forza sollecitante massima a trazione N_ext:   22.7 kN
```

Pertanto sarà dimensionata di seguito la connessione necessaria affinché si abbia il completo traferimento di tale carico tra i pannelli che verranno eventualmente suddivisi:

E' opportuno chairire prima di procedere con il calcolo che ponendoci a favore di sicurezza si è scelto di considerare l'intero spessore di XLAM fissato con le fibre ordite ortogonalmente alla direzione della forza (α=90°). Inoltre si è considerata la parete con altezza minore pari a 320cm a cui, avendo fissato un interasse tra i connettori di 20cm, corrispondono 16 connessioni. Le connessioni sono realizzate con viti per legno tipo Rothoblaas HBS 8x80mm. Si procede con la verifica della connessione:

CONNESSIONE A TAGLIO CON VITI (Connessione pannello-legno / taglio singolo)



- Vite tipo HBS -Vite testa svasata 8x80 mm - (cod. HBS880)
- Numero viti: 1 x 16 = 16 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessione pannello-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	8.0 mm
Diametro gambo	ds	=	5.8 mm
Diametro nocciolo	d2	=	5.4 mm
Diametro testa	dk	=	14.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	80 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	52 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	60 mm
Angolo elemento 1	α	=	90.00°
Tipo legno elemento 1		=	Massiccio C24
Spessore pannello	tp	=	20 mm
Tipo pannello		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρ	=	450 Kg/m³
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	16
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	150 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	200 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	22.70 KN

RISULTATI CALCOLO

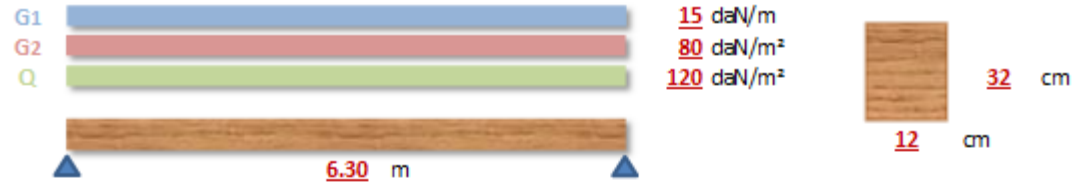
DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Tipo pannello elemento t1		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρk	=	450 Kg/m³
Tipo legno elemento t2		=	C24
Massa volumica legno	ρk	=	350 Kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	20 mm
Spessore elemento 2	t2	=	60 mm
Angolo elemento 2	α2	=	90.00 °
Numero file viti	na1	=	16
Distanza file	a1	=	150 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	200 mm
DATI VITE:			
HBS -Vite testa svasata 8x80			
Diametro gambo vite	dg	=	5.8 mm
Diametro filetto vite	df	=	8.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	5.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2009	def=df	=	8.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	52 mm
Lunghezza vite	lh	=	80 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	14.5 mm
RISULTATI:			
Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	20 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	20100 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	52 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	4867 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	2358 N
Resistenza caratteristica a rifollamento pannello	Fh,1,k	=	26.53 N/mm²
Resistenza caratteristica a rifollamento legno	Fh,2,k	=	15.38 N/mm²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	20057 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	16.00
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	16.00
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	16.00

DISTANZE MINIME ELEMENTO 1 (pannello):			
Parallela alle fibre	a1	=	82 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	24 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	56 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	24 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	32 mm
DISTANZE MINIME ELEMENTO 2 (legno):			
Parallela alle fibre	a1	=	34 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	80 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	80 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	40 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	80 mm
VALORI DI RESISTENZA:			
Numero sezioni di taglio	nT	=	1
Contributo a trazione pesato con Johansen	Fax,Rk/4	=	0.45 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo a (elemento t1)	Fv,Rk	=	4.24 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo b (elemento t2)	Fv,Rk	=	7.38 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo c (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.16 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.56 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.62 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.32 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.56 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti			2.56 KN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.71 KN
Resistenza design a taglio viti			1.71 KN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.71 KN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			27.28 KN
Numero efficace a estrazione			12.13
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			2.36 KN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			28.59 KN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			19.06 KN
Scorrimento connettore per piano di taglio			3.15 KN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.83 VERIFICATO
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	**Fv,rd,tot**	**=**	**27.28 KN**
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	**Faxdtot,ef**	**=**	**19.06 KN**
Scorrimento connettore per piano di taglio	**Kser**	**=**	**3.15 KN/mm**
Grado di sfruttamento della connessione		**=**	**0.83 VERIFICATO**

- **Verifiche Travi in Legno**

Per verificare le travi lignee che caratterizzano la copertura si è scelto di utilizzare un foglio di calcolo autoprodotto. In particolare la copertura di questo corpo è realizzata con travi curve in legno lamellare GL24h di sezione 12x32cm per gli elementi di luce maggiore e 12x20cm per gli elementi di luce minore. Per una migliore comprensione dell'organizzazione della copertura degli interassi e delle luci di calcolo si rimanda agli elaborati grafici di progetto allegati alla presente relazione. Si procede ora con la verifica di tali elementi:

Trave Corpo A 12x32cm



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	14.0	°	(25%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

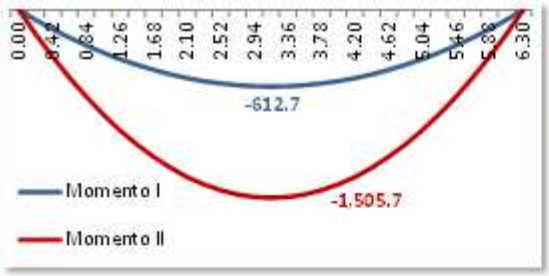
Analisi dei carichi:

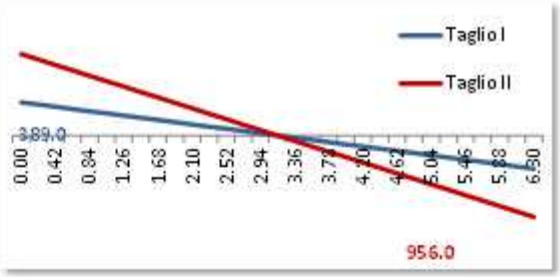
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	97.9	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	217.9	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	123.5	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	612.7	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	389.0	daN
Carico II	Combinazione di carico II (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	303.5	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	1,505.7	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	956.0	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	384	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	2,048	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	32,768	cm⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	4,608	cm⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:								II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	1,021	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**73.5**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,673		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:								II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	648	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**3.7**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,062		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.53	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.65	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.53	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.65	cm
	u_{ist}	=	**1.19**	**cm**
	u_{ist}	=	1/531	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ_2 = 0.00

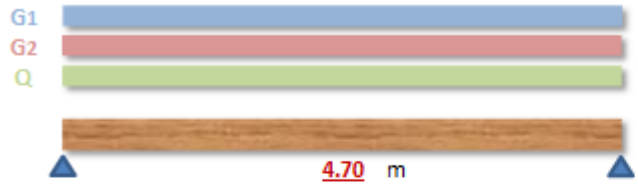
☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.85	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.65	cm
	u_{fin}	=	**1.51**	**cm**
	u_{fin}	=	1/418	della luce

◉ Verifica con L/200 = 3.15 cm ○ Verifica con L/300 — VERIFICA SODDISFATTA

Verifica con L/300 = 2.10 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.65	cm

Trave Corpo A 12x20cm



10 daN/m
80 daN/m²
120 daN/m²

20 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	10.0	°	(18%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

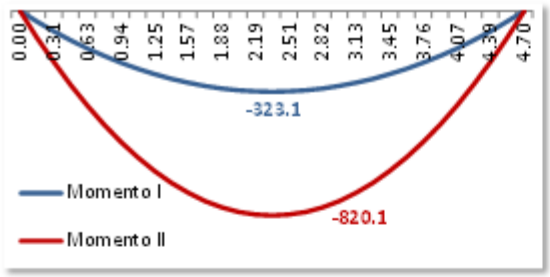
Analisi dei carichi:

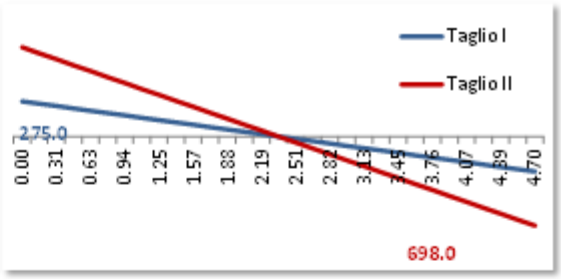
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	91.4	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	211.4	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	117.0 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	323.1 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	275.0 daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	297.0 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	820.1 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	698.0 daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	240	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	800	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	8,000	cm⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	2,880	cm⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	538	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**102.5**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	911		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	458	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**4.4**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	776		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.63	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.83	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.63	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.83	cm
	u_{ist}	=	**1.46**	**cm**
	u_{ist}	=	1/322	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	1.01	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.83	cm
◉ Verifica con L/200 = 2.35 cm	**u_{fin}**	=	**1.84**	**cm**
○ Verifica con L/300	u_{fin}	=	1/256	della luce

Verifica con L/300 = 1.57 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.83	cm

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- **Verifica a compressione delle travi perpendicolare alla fibratura**

In corrispondenza degli appoggi sulla parete xlam si sviluppa una compressione all'interno delle travi sopra verificate. In particolare la sollecitazione massima si ha in corrispondenza dell'appoggio sulla parete centrale a causa della minor area di appoggio. L'area di appoggio è caratterizzata da un larghezza pari a quella delle travi dunque uguale a 12cm e da un profondità pari a 5cm.

Quest'utlima secondo la normativa tecnica di riferimento può essere aumentata di 30mm pertanto si ottiene una profondità di calcolo pari ad 8cm. L'area quindi di contatto è pari a 120*80=9600mm^2. Perché la verifica a compressione risulti soddisfatta deve risultare:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura;

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura;

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione.

Nel caso in esame fc,90,d=fc,90,k*kmod/γM = 2.5*0.9/1.45=1.55MPa

Considerando dunque kc,90=1 si ottiene la seguente resistenza a compressione:

Aef*kc,90*fc,90,d=9600*1*1.55/1000=14.88kN.

Questa resistenza è maggiore rispetto all'azione sollecitante delle travi che risulta essere:

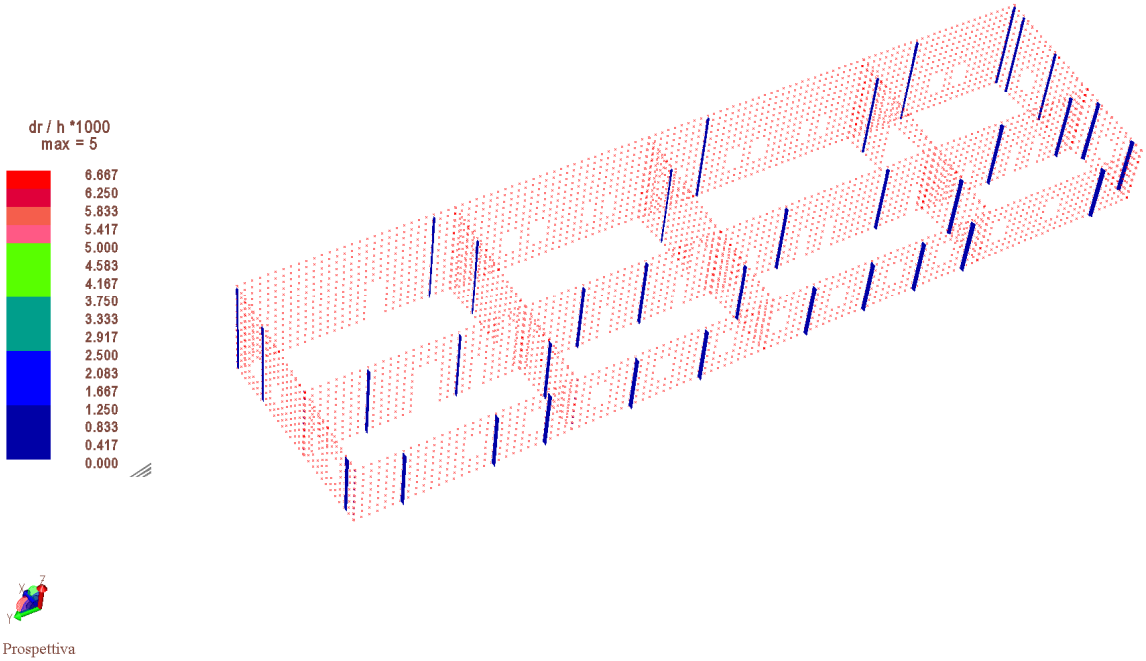
Travi 12x32 → 9.56kN

Travi 12x20cm → 6.98kN

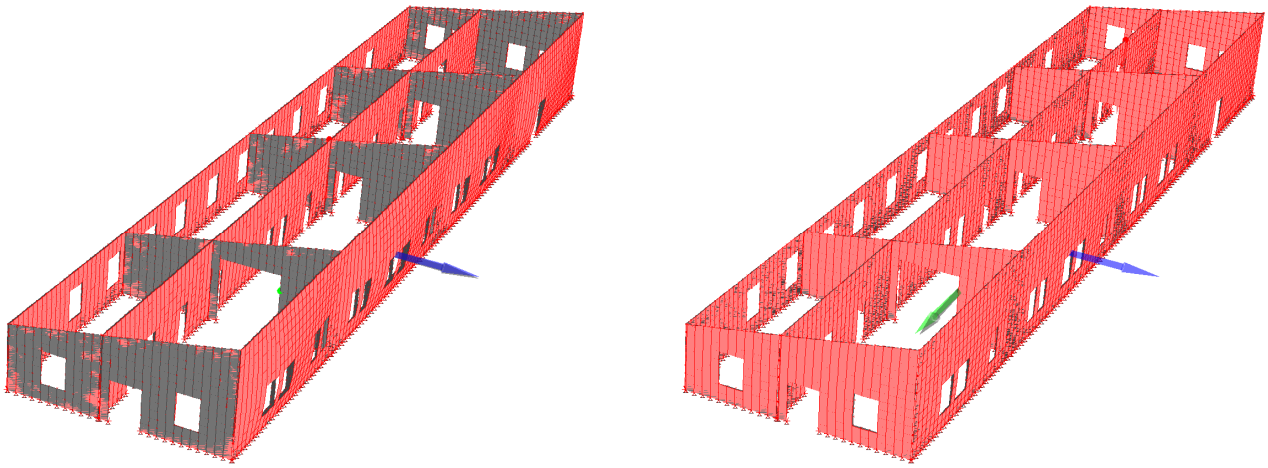
Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali**

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al pragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa che nel caso in esame deve risultare per lo SLD inferiore a 0.005h e per lo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV) inferiore a 0.005h*2/3. Si procede ora con la verifica:

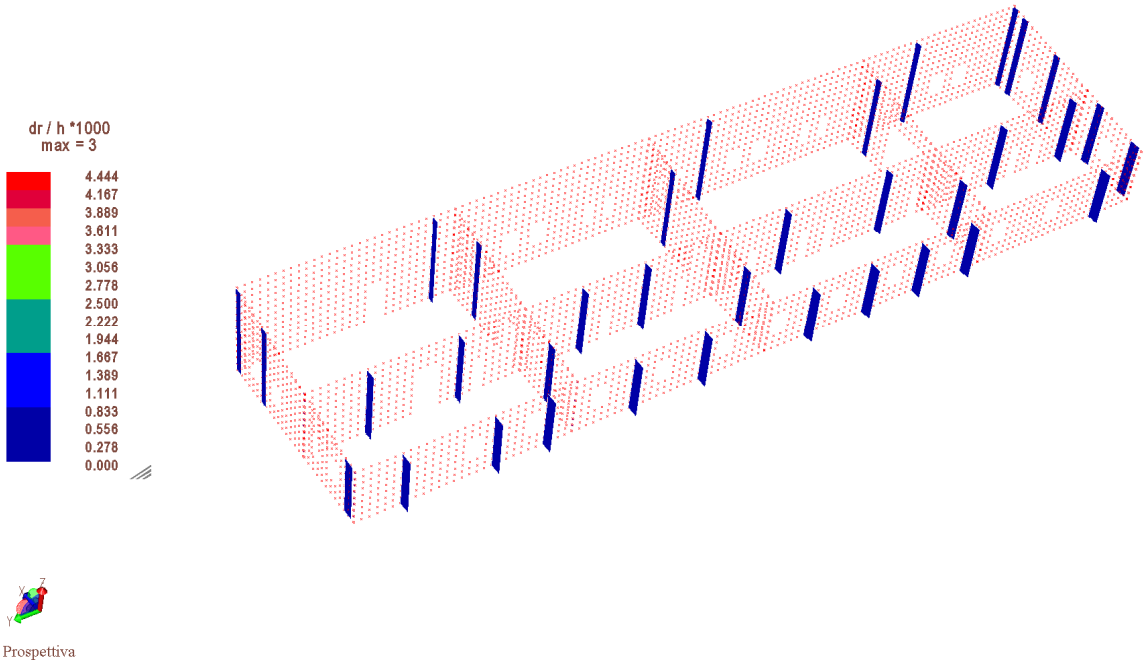


Verifica a deformazione per lo stato limite di danno

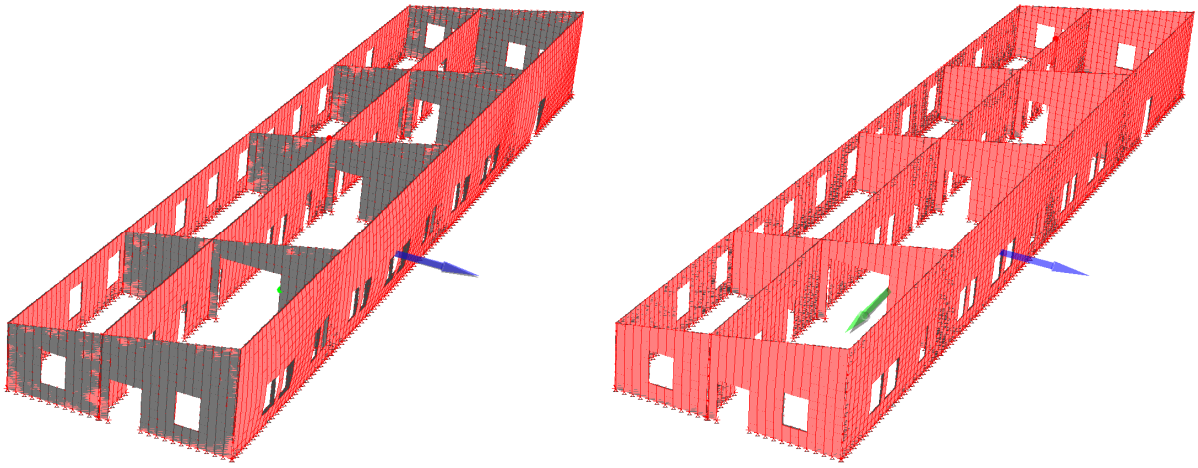


Massime deformazioni tra i nodi visibili: Massime deformazioni al nodo 3132 **d=**0.0008 dx=0.0008 dy=0.0000 dz=-0.0000 Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0008 dy=0.0000 dz=-0.0000 Direzione y: nodo 4669 **dy=**0.0001 dx=0.0001 dz=0.0000 Direzione z: nodo 4727 **dz=**-0.0000 dx=0.0001 dy=0.0000	Massime deformazioni tra i nodi visibili: Massime deformazioni al nodo 4669 **d=**0.0003 dx=0.0000 dy=-0.0003 dz=0.0000 Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0002 dy=-0.0000 dz=-0.0000 Direzione y: nodo 4669 **dy=**-0.0003 dx=0.0000 dz=0.0000 Direzione z: nodo 249 **dz=**-0.0000 dx=0.0000 dy=-0.0000

Spostamenti SLD (deformazioni massime direzione X e direzione Y)



Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 3132 **d=**0.0007 dx=0.0007 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0007 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 4669 **dy=**0.0001 dx=0.0000 dz=0.0000
Direzione z: nodo 4727 **dz=**-0.0000 dx=0.0001 dy=0.0000

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 4669 **d=**0.0002 dx=0.0000 dy=-0.0002 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0002 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 4669 **dy=**-0.0002 dx=0.0000 dz=-0.0000
Direzione z: nodo 249 **dz=**-0.0000 dx=0.0000 dy=-0.0000

Spostamenti SLO (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche in caso di incendio**

PANNELLI XLAM

La protezione del pannello Xlam è realizzata sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice 5 parte 1-2 mediante applicazione di lastra in cartongesso, lana di roccia e/o pannelli in legno.

In generale le strutture sono R30, salvo alcuni locali a destinaizone specifica che richiedono R/REI60 e R/REI90.

In sintesi le soluzioni scelte sono le seguenti:

R30 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm

R30 copertura: dimensionamento travi e travetti

R60 pareti xlam: doppia lastra applicata, cartongesso A 15mm interno + F 15mm esterno (pareti interne)

R60 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm (pareti esterne)

R60 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

R90 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm

R90 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

Protezione collegamenti metallici:

R30: come pannelli

R60: come pannelli

R90: doppia lastra come R60 + pannello 30mm in legno nell'intercapedine

<u>Dimensionamento R30</u>

Si adotta una lastra applicata al apnnello xlam appartenente alla classe A secondo la norma EN520. Le fughe tra le lastre saranno stuccate in modo da garantire una migliore resistenza all'incendio.

Si determina il momento in cui comincia la carbonizzazione t_{ch} e il momento del collasso del protettivo t_f.

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra di cartongesso

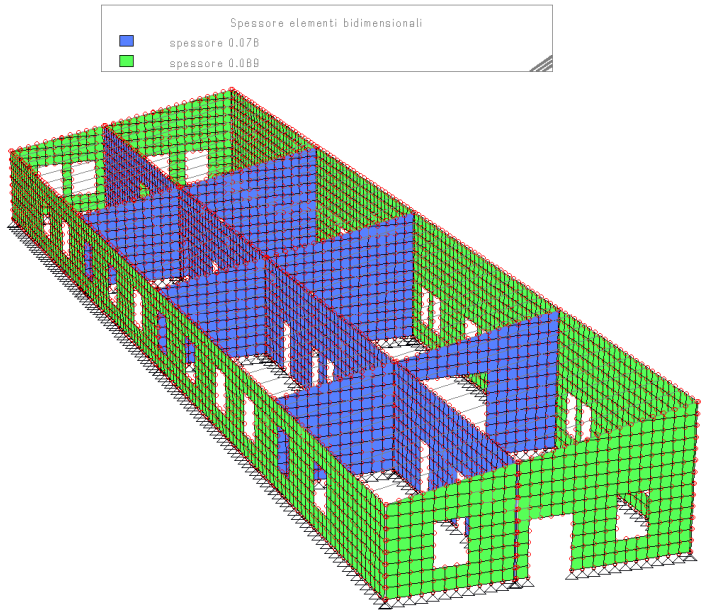
Pertanto il pannello in Xlam è soggetto ad un incendio di durata pari a 2minuti (per raggiungere i 30minuti richiesti R30). In questo lasso di tempo poiché l'incendio è in atto si consiglia di considerare una velocità di carbonatazione doppia rispetto a quella indicata in normativa pari a 0,9mm/min per i pannelli.

Pertanto nei due minuti si bruceranno: 0.9*2*2=3.6mm a cui vanno sommati i 7mm di profondità che corrispondono allo strato alterato per le alte temperature. Pertanto sono stati decurtati nel calcolo strutturale in caso di incendio uno spessore di 3.6+7= 10.6mm sul lato di esposizione al fuoco. Pertanto lo spessore complessivo sarà diverso per i pannelli interni rispetto a quelli esterni, in particolare si ha:

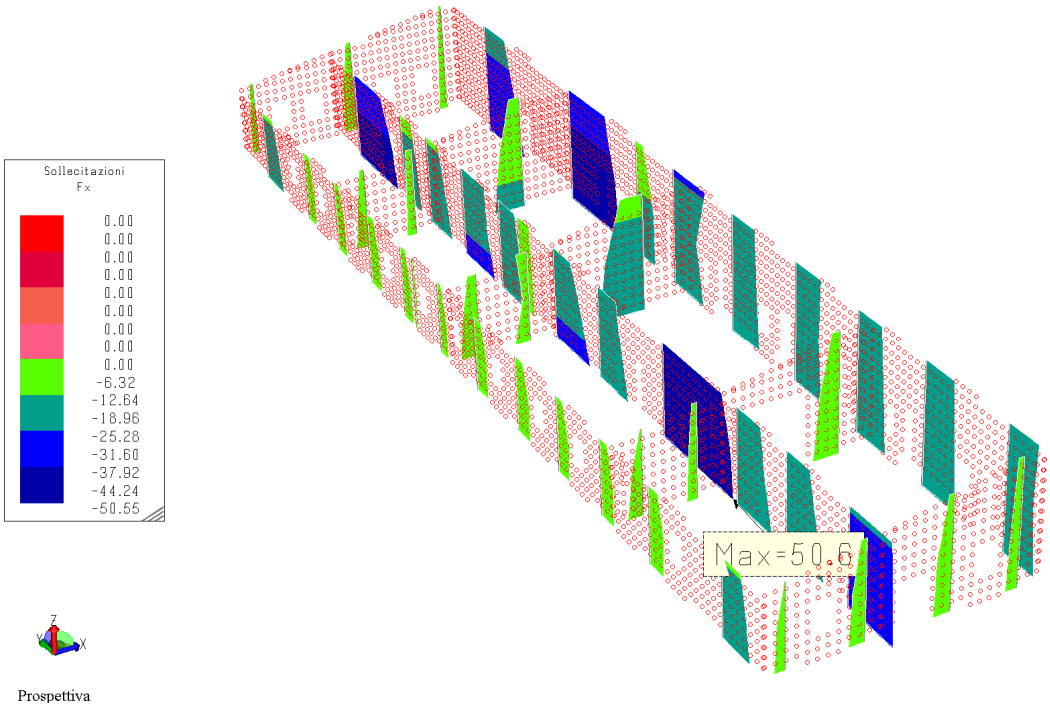
Pannello Interno 30+40+30mm – (fuoco sui due lati) → 19+40+19mm

Pannello esterno 30+40+30mm – (fuoco sul solo lato interno) → 19+40+30mm

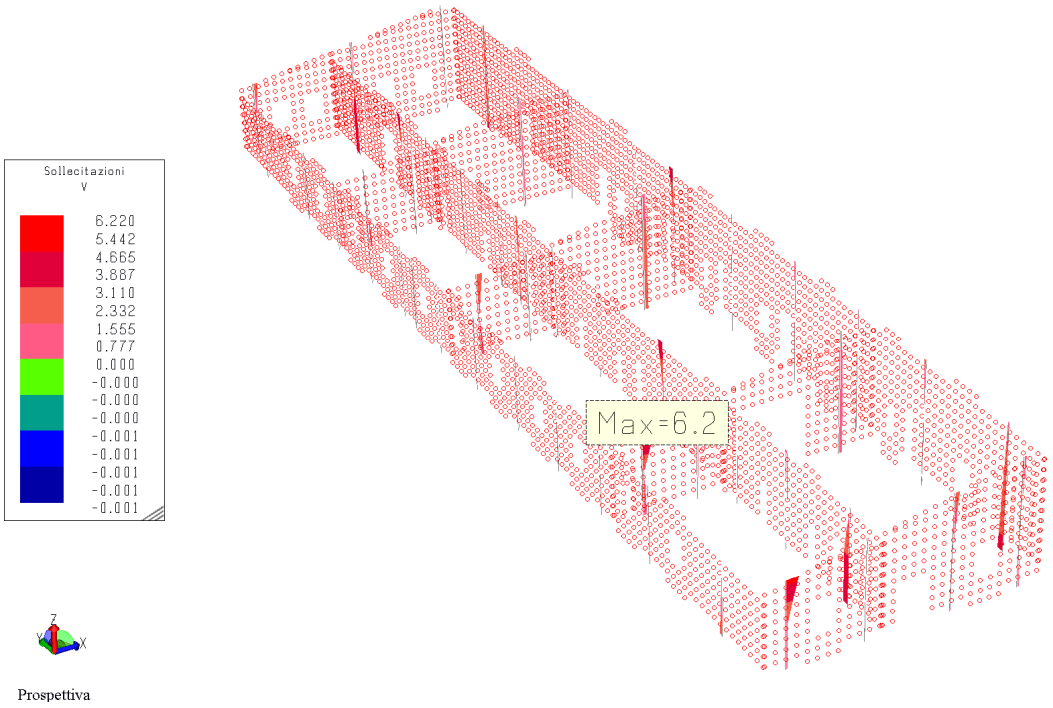
Si sono dunque corrette le dimensioni dei pannelli all'interno dei modelli di calcolo per tenere in considerazione la nuova situazione:



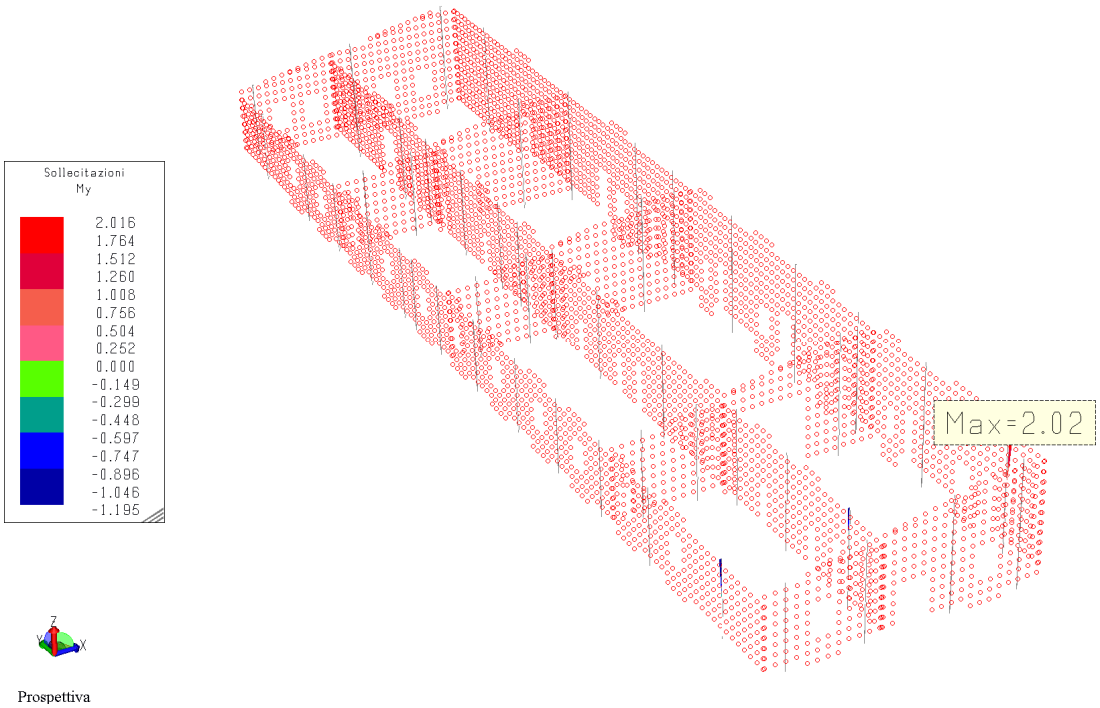
Si è svolta nuovamente l'analisi tenendo in considerazione la sola combinazione di carico relativa all'incendio coerente con quanto indicato all'interno della normativa di calcolo al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Le principali sollecitazioni all'interno dei pannelli sono le seguenti:



Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (incendio)

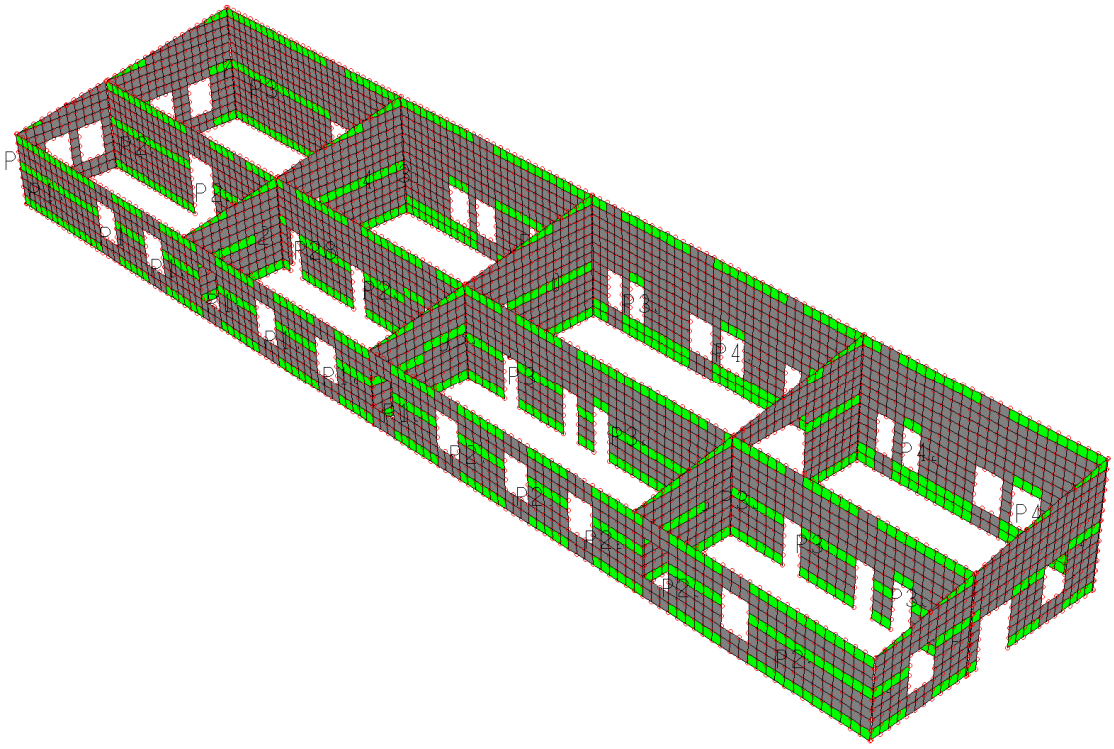


Sollecitazioni taglianti (incendio)



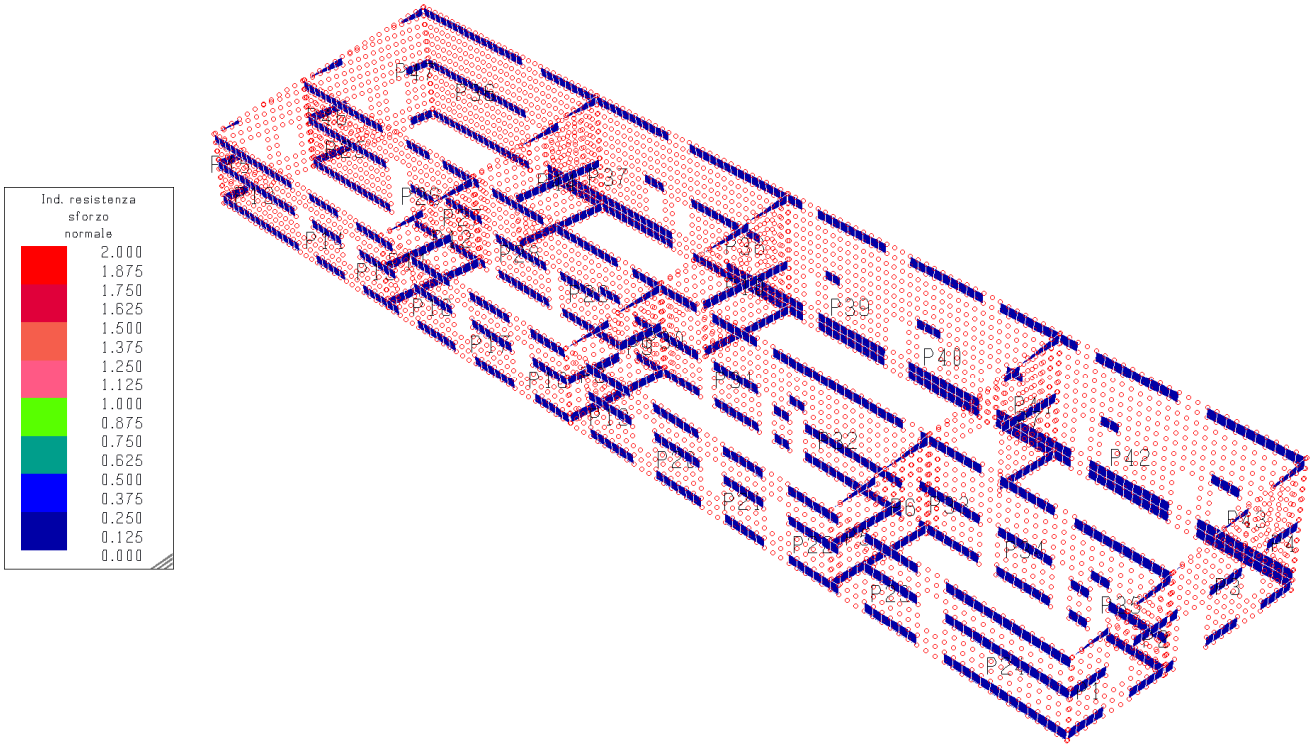
Momenti flettenti (incendio)

l'esito delle verifiche è di seguito riportato:

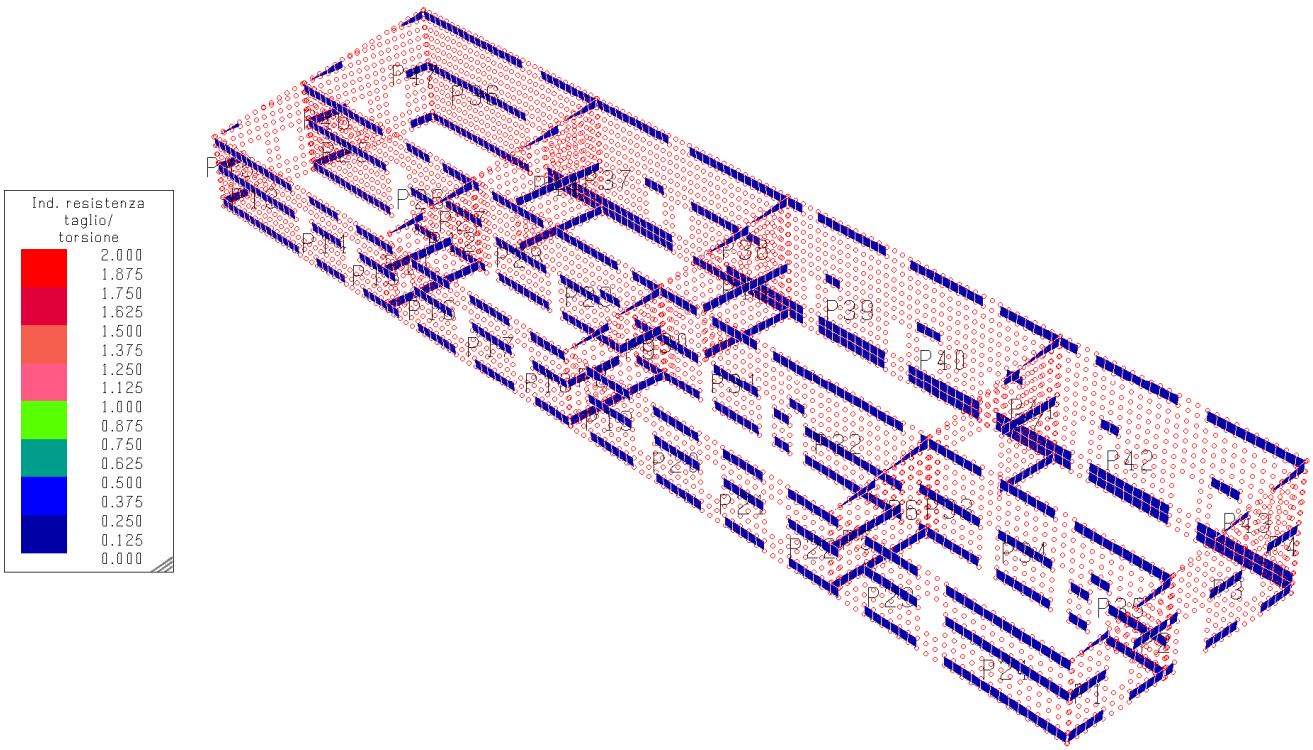


Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

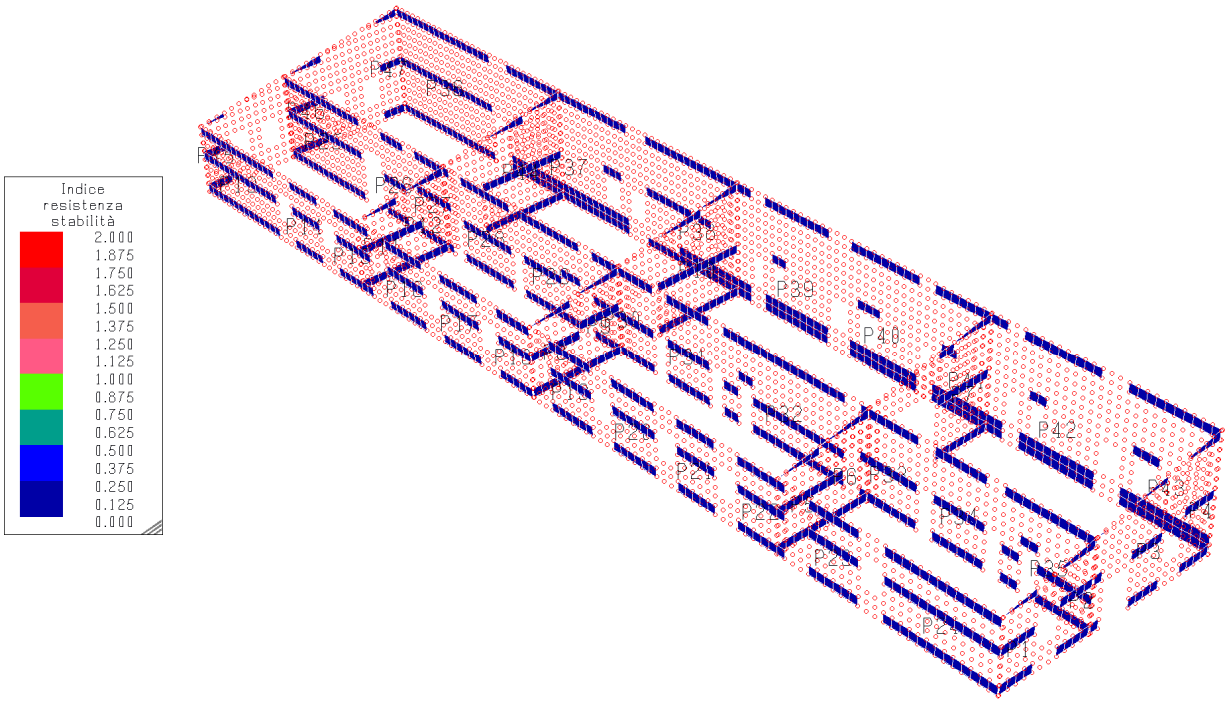
Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli:



Indice di resistenza per sforzo normale, incendio



Indice di resistenza per taglio torsione, incendio



Indice di resistenza per stabilità, incendio

Si può notare che l'indice di resistenza rimane anche in questo caso molto basso (graficamente non si apprezzano variazioni rispetto agli inviluppi in combinazione statica/sismica) poiché contestualmente alla riduzione dello spessore degli elementi resistenti a causa dell'azione dell'incendio si ha una sollecitazione minore come si può evincere dai grafici riportati in precedenza

dovuta principalmente ai fattori di combinazione applicati in accordo con la combinazione per azioni eccezionali riportata all'interno della normativa tecnica di riferimento.

L'esito delle verifiche sopra riportate è coerente se e solo se la connessione del pannello risulta protetta dall'azione d'incendio. In particolare così come indicato all'interno dell'eurocodice 5 per la protezione delle connessioni con piastre esterne si è verificato la protezione offerta dalla lastra, condiderando che in la connessione metallica iffre già una resistenza pari a 15min:

td,fi= 15 min

tch>=treq-0.5td,fi= 30-0.5x15= 22.5min

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra >22.5.

TRAVI LIGNEE

In particolare prima di procedere con le verifiche è necessario stimare la quota parte di legno carbonizzata per un incendio della durata di 30 minuti. Lo spessore comprensivo da trascurare nella verifica viene determinato con le seguenti formule:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$

in cui d_0=7mm

poiché la durata dell'incendio è superiore ai 20 minuti → k_0 =1

dchar = βn*t

Poiché βn per il legno lamellare vale 0.7mm/min si ottiene:

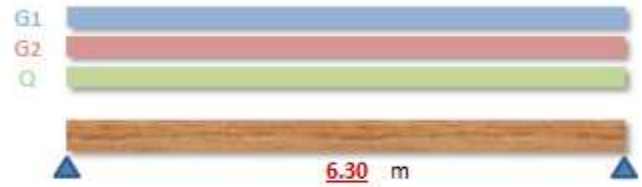
dchar = βn*t → 0.7*30=21mm

Pertanto lo spessore da eliminare per l'azione dell'incendio è pari a:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$ → 21+7 = 28mm

Questo spessore deve essere tolto dalla sezione oggetto di verifica per ogni lato esposto al fuoco. Nel nostro caso solo i lati esterni sono esposti pertanto verrà eliminato uno spessore complessivo di 6cm per la base della sezione mentre saranno tolti solo 3cm per l'altezza. Le sollecitazioni sono state ricavate apllicato la medesima combinazine di carico utilizzata precedentemente ed esposta all'interno della normativa tecnica di riferimento al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Si procede ora con la verifica degli elementi:

Trave corpo A 12x32cm Fuoco



15 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

32 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	14.0	°	(25%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	97.9	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	97.9	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	95.0 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	471.3 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	299.3 daN

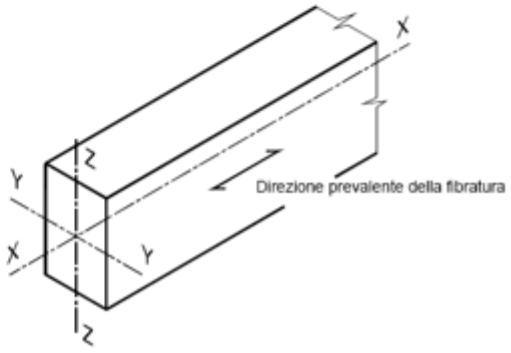
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	**1**	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	**Legno lamellare incollato**		γ_m	1.45

Sezione			A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	H [cm]	29.0	*174*	*12195*	*522*	*841*	*174*
	B [cm]	6.0					

Valori caratteristici del materiale							***GL24h Fuoco***
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***				
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225		
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040		
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***				
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385		
Considero k_h ? **NO**	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00	

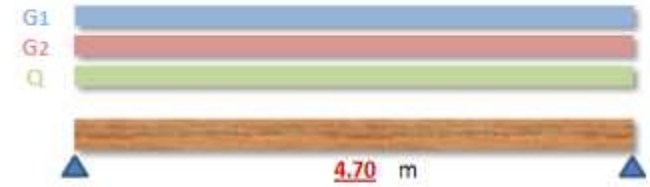
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	**0.00**	kN
$T_{z,d}$	**2.99**	kN
$T_{y,d}$	**0.00**	kN
$M_{y,d}$	**4.71**	kNm
$M_{z,d}$	**0.00**	kNm
$M_{t,d}$	**0.00**	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	5.60	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.33	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.23	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.26	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Trave corpo A 12x20cm Fuoco



10 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

20 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	10.0	°	(18%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	91.4	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	91.4	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I

Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	90.0	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	248.5	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	211.5	daN

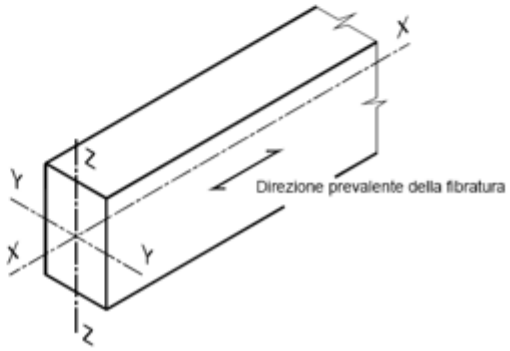
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	**1**	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	**Legno lamellare incollato**		γ_m	1.45

Sezione			A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	H [cm]	17.0	*102*	*2457*	*306*	*289*	*102*
	B [cm]	6.0					

Valori caratteristici del materiale							*GL24h Fuoco*
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***				
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225		
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040		
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***				
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385		
Considero k_h ? **NO**	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00	

Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	**0.00**	kN
$T_{z,d}$	**2.11**	kN
$T_{y,d}$	**0.00**	kN
$M_{y,d}$	**2.48**	kNm
$M_{z,d}$	**0.00**	kNm
$M_{t,d}$	**0.00**	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	8.58	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.50	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.35	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.31	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Dimensionamento R60

Si adotta una doppia lastra applicata al pannello xlam, la prima appartenente alla classe A secondo la norma EN520, la seconda alla classe F; nelle pareti esterne le due lastre saranno separate da una intercapedine contenente lana di roccia, che non verrà però considerata nel calcolo al fuoco perché sovrabbondante. Le fughe tra le lastre saranno stuccate in modo da garantire una migliore resistenza all'incendio.

Si determina il momento in cui comincia la carbonizzazione t_{ch} :

Per doppia lastra di gesso con tipo F (100% hp della prima, 80% hp della seconda):

t_{ch}= 2.8x(hp1+0.8hp2) - 14 = 28x(15x1.8)-14=61 minuti con hp = 15mm spessore lastre di cartongesso.

La doppia lastra presenta una resistenza maggiore del tempo richiesto, pertanto non esiste la necessità di ricalcolare la struttura modificando gli spessori, la verifica è soddisfatta essendo valida la medesima sezione resistente a freddo ma con carichi inferiori.

Verifica della protezione delle connessioni metalliche, condiderando che in la connessione metallica offre già una resistenza pari a 15min:

td,fi= 15 min

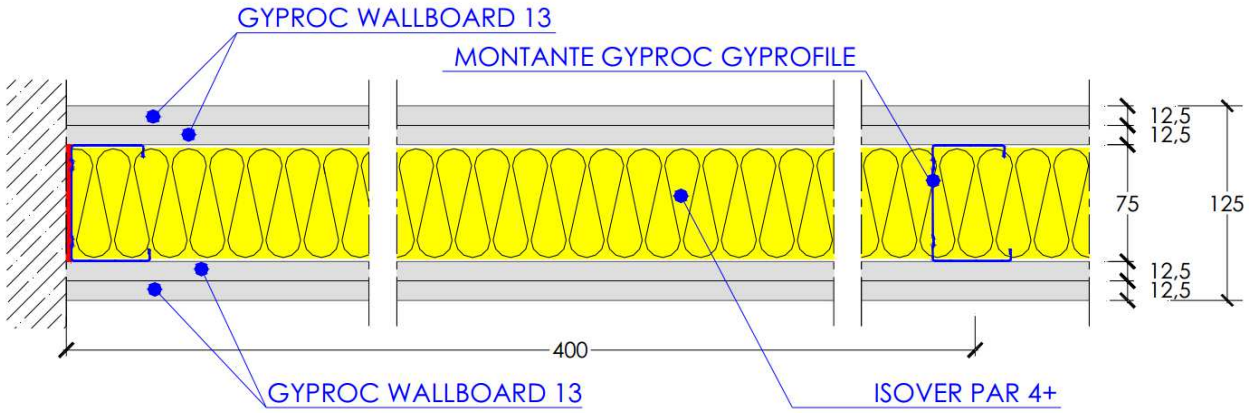
tch>=treq-0.5td,fi= 60-0.5x15= 52.5min

Per doppia lastra di gesso con tipo F (100% hp della prima, 80% hp della seconda):

t_{ch}= 2.8x(hp1+0.8hp2)-14 = 28x(15x1.8)-14=61 minuti con hp = 15mm spessore lastre > treq.

- **Verifica delle pareti in cartongesso**

All'interno dell'edificio A e C sono presenti pareti in cartongesso che superano in altezza i 4m, in particolare 5,35m pertanto è necessario provvedere alla verifica di tali elementi. Si riporta dunque di seguito la verifica delle pareti. La stratigrafia che caratterizza la parete è la seguente:



I carichi che interessano la parete sono i seguenti:

AZIONI SULLA PARETE			
VITA DI RIFERIMENTO			
tipo di costruzione			**Vn (anni)**
opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale			≥50
classe di utilizzo			IV
Cu			2
descrizione			
costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per			
Vn vita nominale (anni)			50
Vr vita di riferimento (anni)			100
carichi variabili di esercizio			
cat.	**ambienti**	**orizzontali lineari Hk (kN/m)**	**note**
C1 ambienti suscettibili di affollamento	ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	1	-
	valore altezza del punto di applicazione scelto per il calcolo (m)	**1,2**	

azione sismica			
categoria di sottosuolo			
D			
categoria topografica			
T1			
		SLV	**SLD**
coefficiente stratigrafico	Ss	1,74	1,80
coefficiente topografico	St	1,0	1,0
coefficiente suolo	S	1,74	1,80
fattore di struttura			
qa	2		
		SLV	**SLD**
accelerazione massima del sito	ag/g	0,18	0,077
valore massimo del fattore di amplificazione	F0	2,45	2,49
	valore forza sismica scelto per il calcolo (kgf)	**45,12**	**39,96**

TIPOLOGIA SISTEMA			
PARETE TIPO SA (singola orditura)			
caratteristiche della parete			
Hp (m)	altezza della parete	5,35	
peso (kgf/m)	peso unitario dell'elemento	17,43	
caratteristiche viti - tasselli fissaggio guide			
verifica tasselli fissaggio guide			
iv (cm)	interasse fra le viti di collegamento delle lastre	25	
Fdt (kN)	resistenza a taglio tasselli perimetrali	5	
prestazioni richieste			
deformazione	requisito richiesto		1/250
snellezza	scelta limite snellezza		200

caratteristiche delle lastre			
lastre compresse			
lastra 1	**tipologia di lastra 1**	**Gyproc Wallboard 13**	
lastra 2	**tipologia di lastra 2**	**Gyproc Wallboard 13**	
lastra 3	**tipologia di lastra 3**	-	
lastre tese			
lastra 1	**tipologia di lastra 1**	**Gyproc Wallboard 13**	
lastra 2	**tipologia di lastra 2**	**Gyproc Wallboard 13**	
lastra 3	**tipologia di lastra 3**	-	
PROFILI IN ACCIAIO Gyproc			
montante 1 profilo acciaio	**tipologia di profilo in acciaio del montante 1**	**Gyprofile DIN 75 - 6/10 singolo**	
iM (cm)	interasse dei montanti	40	

		verifiche	**indice**
verifica globale	**esito verifiche**	**verificata**	0,85
SLU	**sforzo normale**	**verificata**	0,05
	taglio	**verificata**	0,18
	momento	**verificata**	0,80
	pressoflessione	**verificata**	0,85
collegamenti	**tasselli**	**verificata**	0,09
SLE	**sforzo normale**	**verificata**	0,04
	taglio	**verificata**	0,12
	momento	**verificata**	0,71
	pressoflessione	**verificata**	0,75
	deformazione	**verificata**	0,85
	snellezza	**verificata**	0,53

verifiche SLU			
sforzo normale			
indice	Ned (kN)	Ncrd (kN)	esito
0,05	1,21	23,54	verificata
taglio			
indice	Ved (kN)	Vrd (kN)	esito
0,18	0,47	2,56	verificata
momento			
indice	Med (kN)	Mrd (kN)	esito
0,80	60,34	75,76	verificata
pressoflessione			
indice	(Med (kN)+DMed)/Mrd+Ned/Ncrd	limite	esito
0,85	0,85	1,00	verificata
collegamenti			
tasselli perimetrali			
indice	azione tagliante sul singolo tassello perimetrale	limite	esito
0,09	0,47	5,00	verificata
		esito verifiche SLU	verificata

verifiche SLE			
sforzo normale			
indice	Ned (kN)	Ncrd (kN)	esito
0,04	0,93	23,54	verificata
taglio			
indice	Ved (kN)	Vrd (kN)	esito
0,12	0,31	2,56	verificata
momento			
indice	Med (kN)	Mrd (kN)	esito
0,71	53,45	75,76	verificata
pressoflessione			
indice	(Med (kN)+DMed)/Mrd+Ned/Ncrd	limite	esito
0,75	0,75	1,00	verificata
deformazione	requisito richiesto		1/250
indice	def attesa (mm)	def lim (mm)	esito
0,85	18,1	21,4	verificata
snellezza			
indice	snellezza	limite	esito
0,53	106,8	200	verificata
		esito verifiche SLE	verificata

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Le pareti di altezza inferiore ai 4m di altezza sono interventi pridi di rilevanza ai fini sismici per la pubblica incolumità secondo quanto riportato all'interno del DGR 687/2011 al punto B.4.5.c

- **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

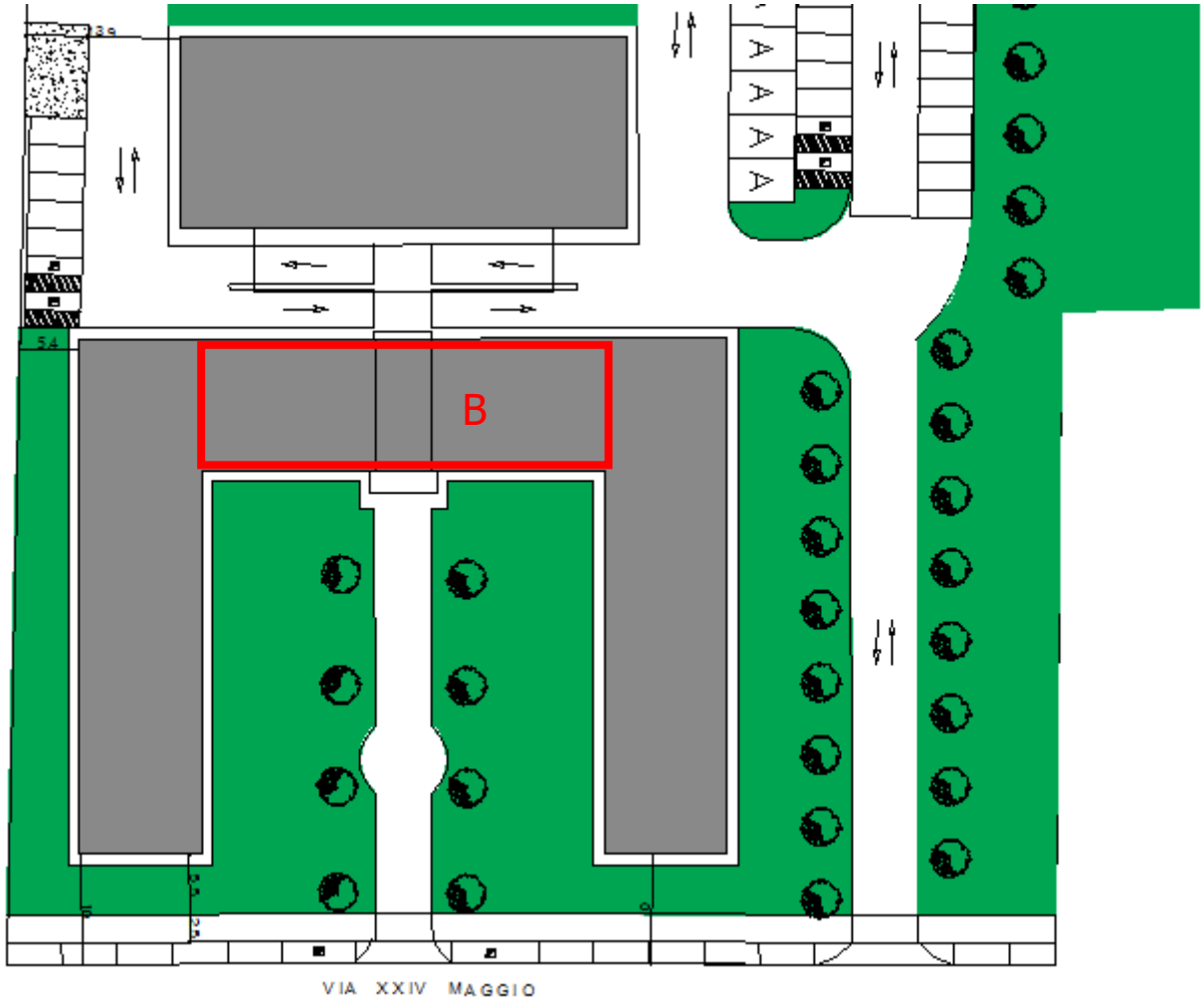
Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

1.8 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO B



- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

Nome dell'archivio di lavoro	**corpo B**
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN

Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.182
F0	2.45
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Fattore q di struttura	qor=1.5
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Sd (T1)	0.426 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.426

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0775
F0	2.49
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.289 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.289

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Parma - (PR)

ag/g	0.0622
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.232 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.232

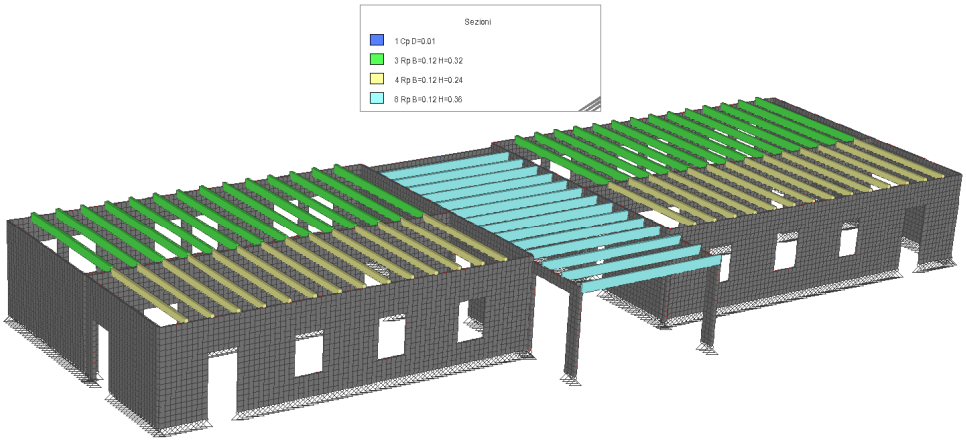
- **Sezioni utilizzate nel modello strutturale**

SEZIONI RETTANGOLARI

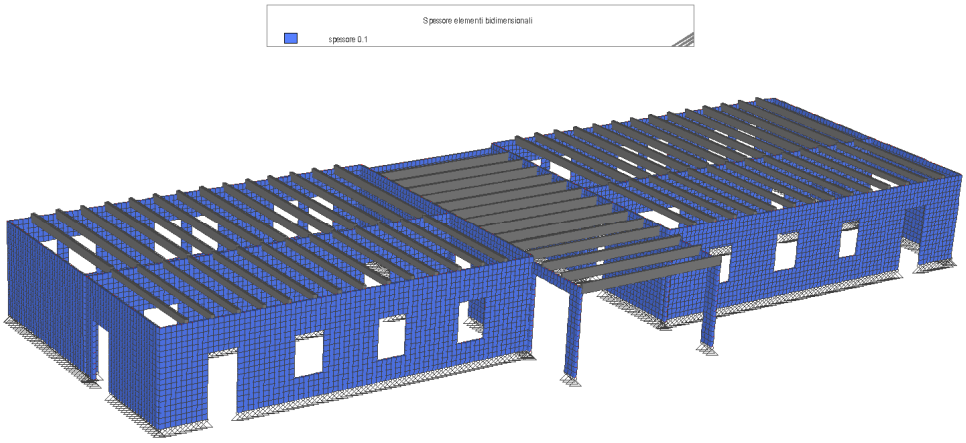
Codice	Base	H
3	0.120	0.320
4	0.120	0.240
8	0.120	0.360

SEZIONI CIRCOLARI PIENE

Codice	Diametro
1	0.010



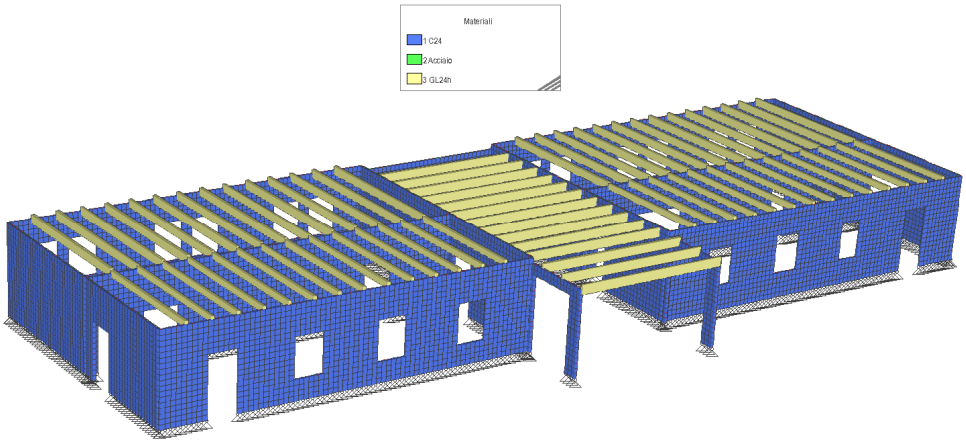
Gli elementi caratterizzati da sezione circolare piena sono gli elementi utilizzati per simulare il comportamento delle connessioni tra pannelli.

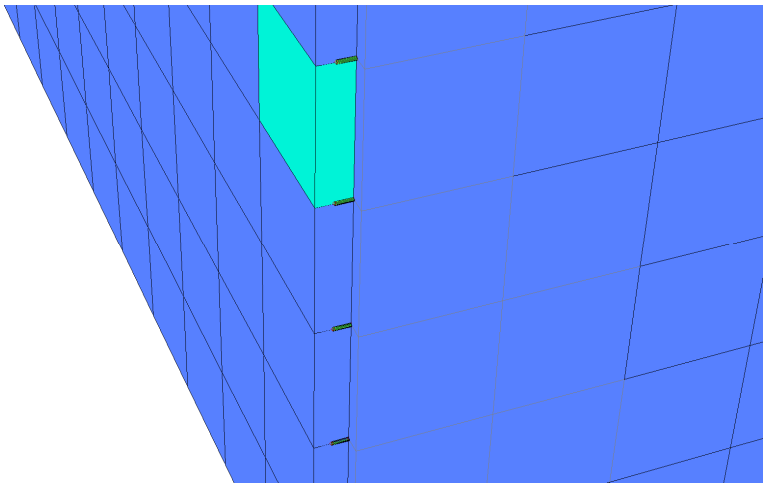


- **Lista Materiali Utilizzati**

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	C24	+1.10e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
2	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	GL24h	+1.15e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Si specifica che il valore del coefficiente di Poisson utilizzato sia per il massiccio C24 che per il lamellare GL24h è riferito al valore indicato per il legno di conifera.





Si possono notare gli elementi in acciaio che simulano la connessione tra gli elementi. Gli elementi di connessione ad angolo dei pannelli così come per le pareti interne sono stati inseriti per tenere conto della reale connessione che intercorre tra questi elementi realizzata con viti per legno. In particolare questi elementi non rappresentano le singole viti bensì quello che si ricerca con questa tipologia di connessione è il comportamento in quanto questa tipologia di connessione modellata come incastro cerniera permette di considerare il trasferimento di sforzi taglianti ma non il trasferimento di momenti. Questi elementi sono posizionati agli angoli della struttura ed all'incrocio delle pareti interne laddove si ha quindi connessione tra pareti a 90°.

- **Gruppi della struttura**

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Connessioni	
2	Travi tetto	
3	Travi tetto 2	
4	Travi tetto 3	

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

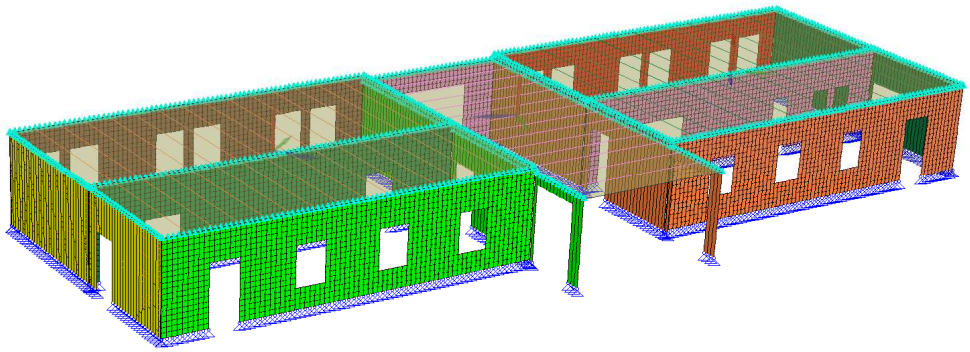
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Parete 1	
2	Parete 2	
3	Parete 3	
4	Parete 4	
5	Parete 5	
6	Parete 6	
7	Parete 7	
8	Parete 8	
9	Parete 9	
10	Parete 10	
11	Parete 11	

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Cerniere base pannelli	

- **Relazioni / Piani rigidi**

In virtù di quanto contenuto all'interno del paragrafo 1.6.3 si sono considerati i solai come infinitamente rigidi:



Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

- I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

- I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

- Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);

- Generica (Ge).

– I Carichi

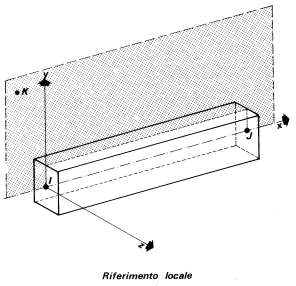
I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

– Gli Elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

▪ Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)



L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

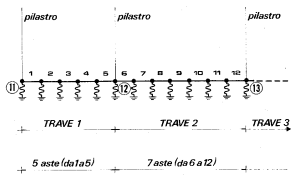
- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali

situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.



I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

Vi=Vf; di=df=0, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- <u>Elemento Shell (Guscio)</u>

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

- Elemento Boundary (Vincolo)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

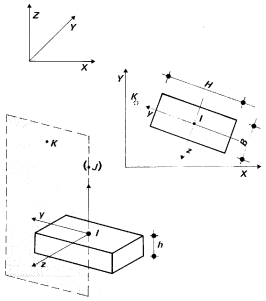
I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

- Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

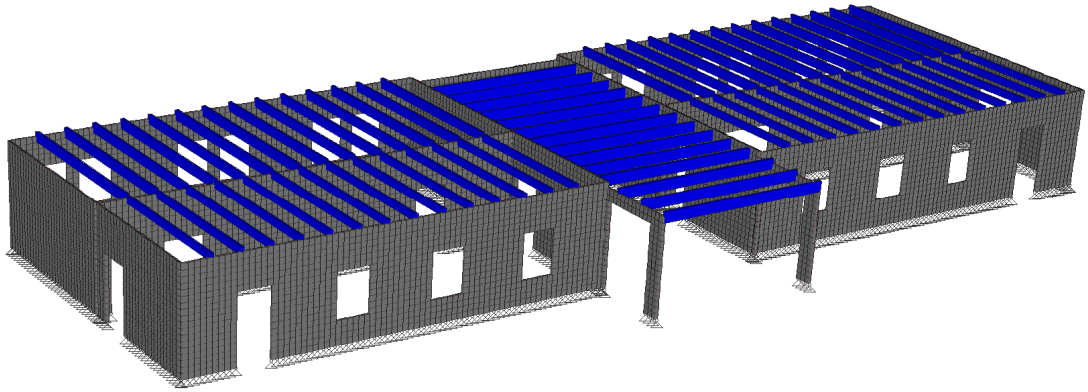


Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

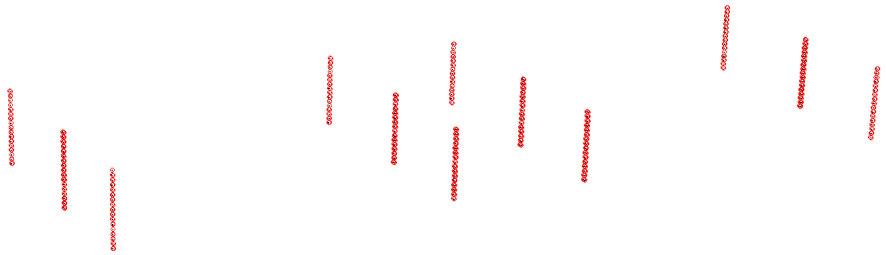
La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

- **Vincoli adottati nel modello strutturale – elementi travi e travetti**



Svincoli nodo travi (nodo i e nodo j)



Svincoli collegamenti orizzontali tra i pannelli verticali cerniera-incastro

I collegamenti tra i diversi pannelli sono stati schematizzati mediante l'inserimento di opportune travi caratterizzate dal vincolo incastro cerniera come descritto appena sopra. I vincoli esterni dei pannelli in fondazione sono invece rappresentati da cerniere distribuite.

- **Carichi appplicati al modello di calcolo**

Carico distribuito con riferimento globale V, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Tetto permanente portato	3	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.800000	0.000	0.800000	0.000	1.0000	1.0000
Neve	4	Condizione 4	Variabile: Neve	1.200000	0.000	1.200000	0.000	0.0000	0.0000

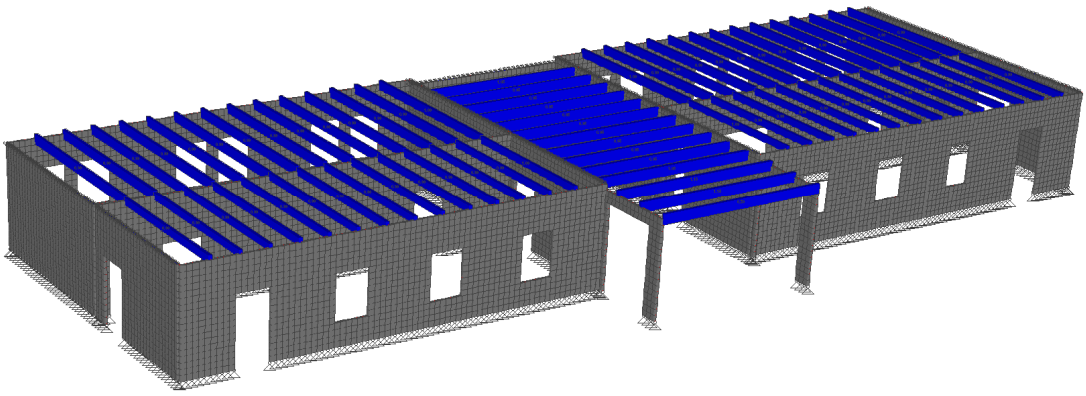
CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione globale X, agente sulla superficie reale

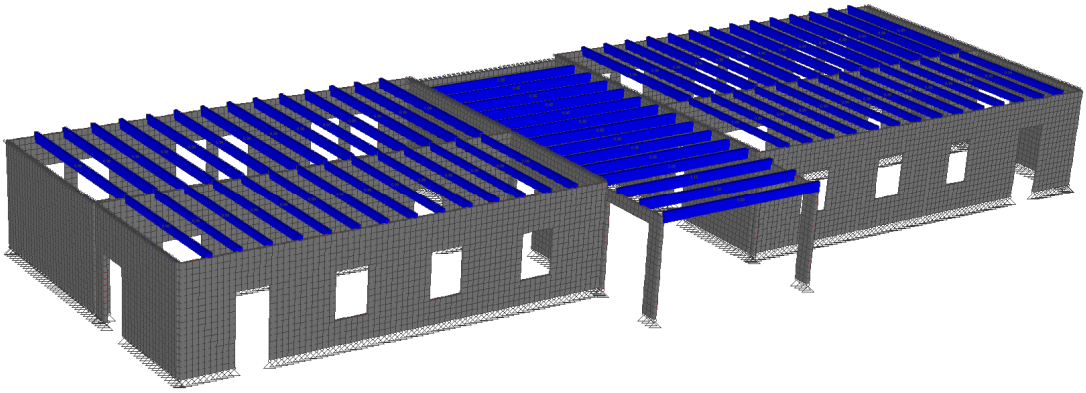
Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +X	1	Condizione 1	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +X	2	Condizione 1	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento pressione -X	5	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione -X	6	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000

Carico di superficie nella direzione globale Y, agente sulla superficie reale

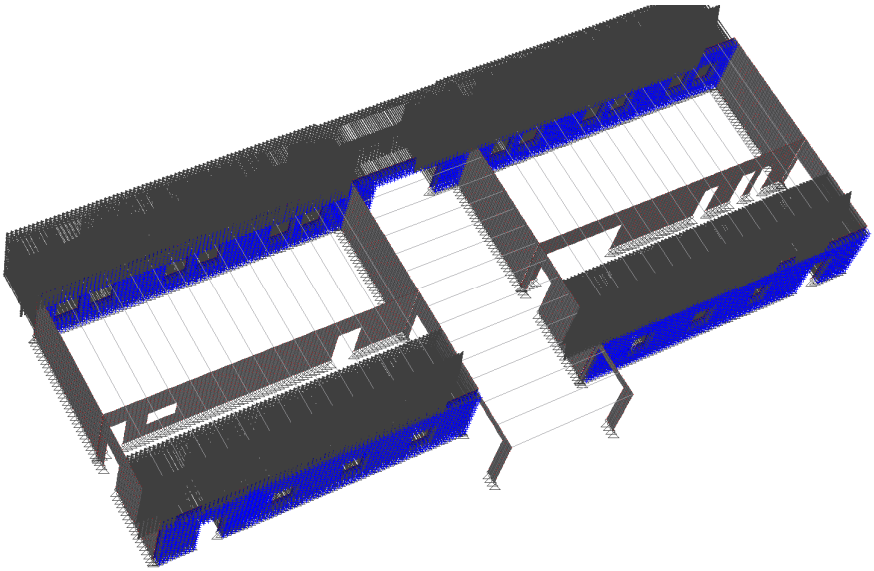
Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +Y	7	Condizione 5	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +Y	8	Condizione 5	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento pressione -Y	9	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione -Y	10	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000



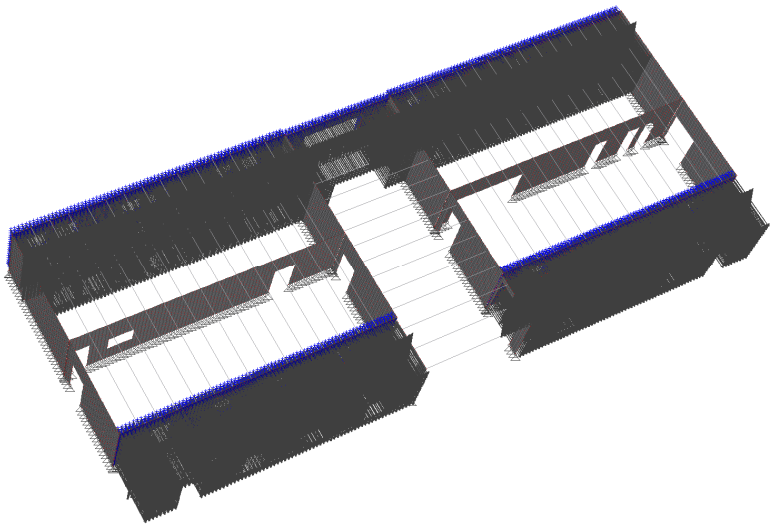
Carico tetto pemanente portato



Carico neve



Vento direzione+Y



Vento direzione –Y

In questo caso non si è applicato il vento agente nella direzione +X e –X poiché in questa direzione il corpo B è "coperto" dai corpi A e C.

- **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{qi}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

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

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalle struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica Neve dominante vento +X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.900
2	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
3	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
4	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
5	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
6	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
7	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
8	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
9	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
10	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
11	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
12	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
13	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
14	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
15	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
16	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
17	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
37	Statica Neve dominante vento -X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.900
38	Statica Neve dominante vento +Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900
39	Statica Neve dominante vento -Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.900
40	Statica vento dominante +X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.500
41	Statica vento dominante -X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.500
42	Statica vento dominante +Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500
43	Statica vento dominante -Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.500
44	Incendio	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
18	Rara neve dominante vento +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.600
19	Frequente neve dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.200
20	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
45	Rara neve dominante vento -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.600
46	Rara neve dominante vento +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
47	Rara neve dominante vento -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
48	Rara vento dominante +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.000
49	Rara vento dominante -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.000
50	Rara vento dominante +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.000
51	Rara vento dominante -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
52	Frequente vento dominante +X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.200
53	Frequente vento dominante -X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.200
54	Frequente vento dominante +Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.200
55	Frequente vento dominante -Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.200

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

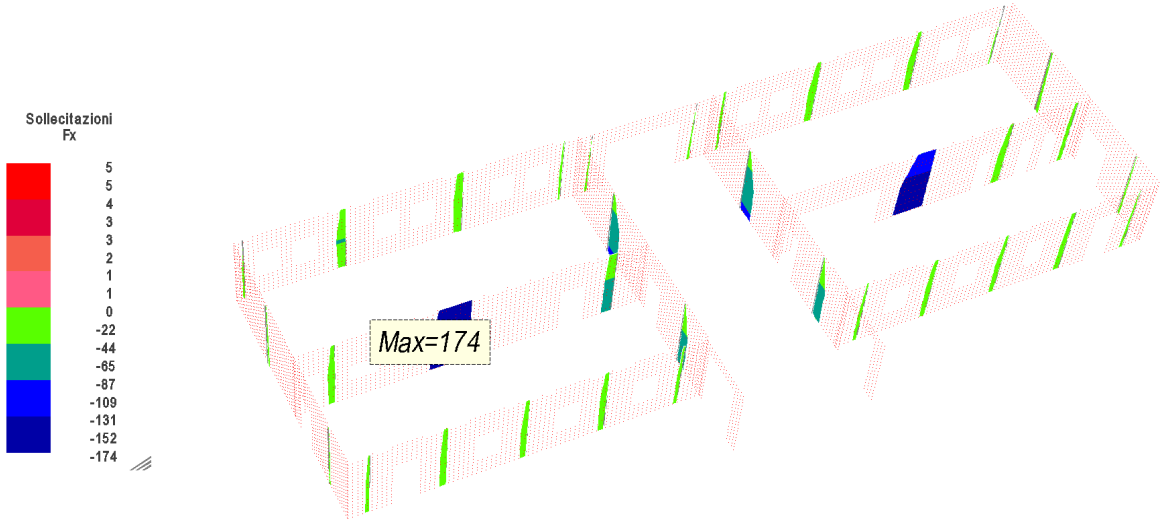
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
21	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
22	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
23	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
24	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
25	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
26	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
27	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
		Torsione: Antioraria	Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
28	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
29	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
30	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
31	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
32	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
33	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
34	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
35	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000

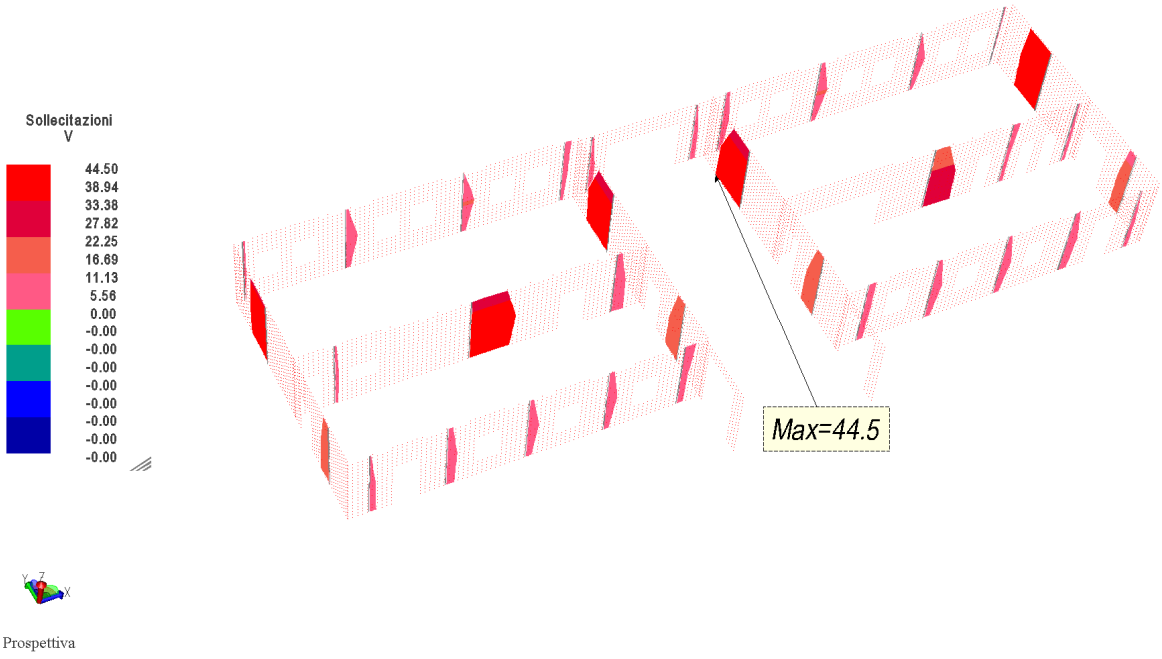
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
36	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

- **Risultati analisi**

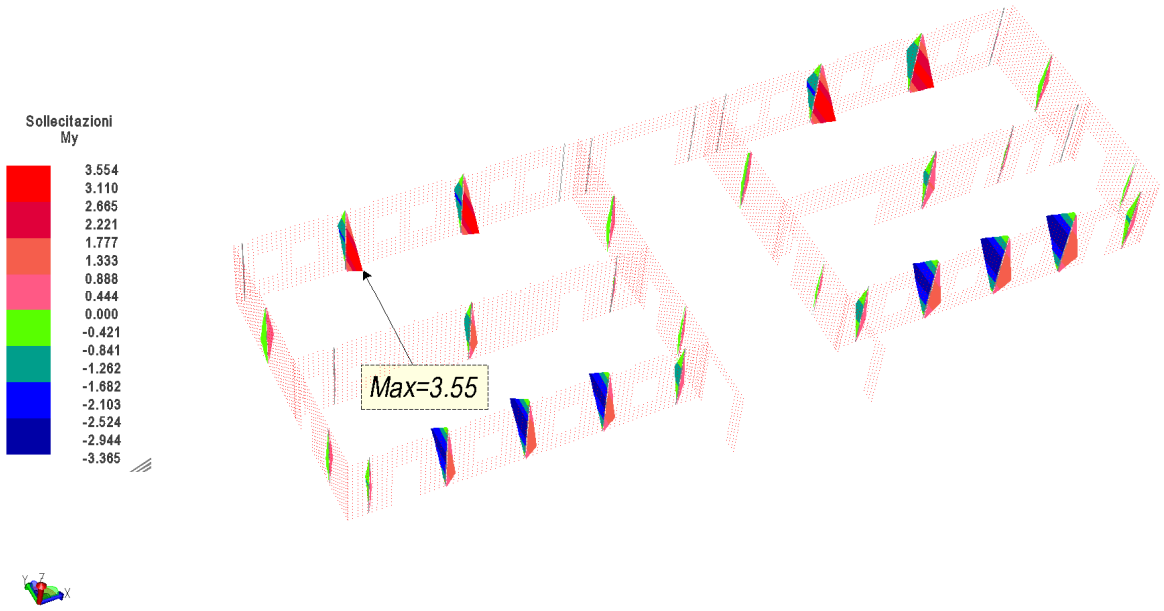
Le sollecitazioni e gli spostamenti ottenuti dale analisi sono le seguenti:



Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (inviluppo SLU SLV) [kN]

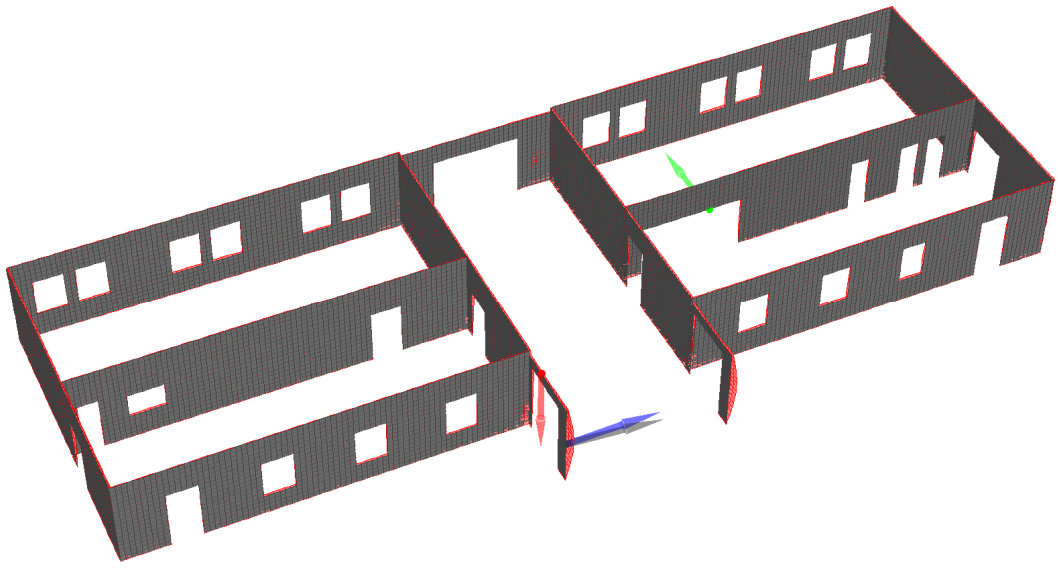


Sollecitazioni taglianti (inviluppo SLU SLV) [kN]



Prospettiva

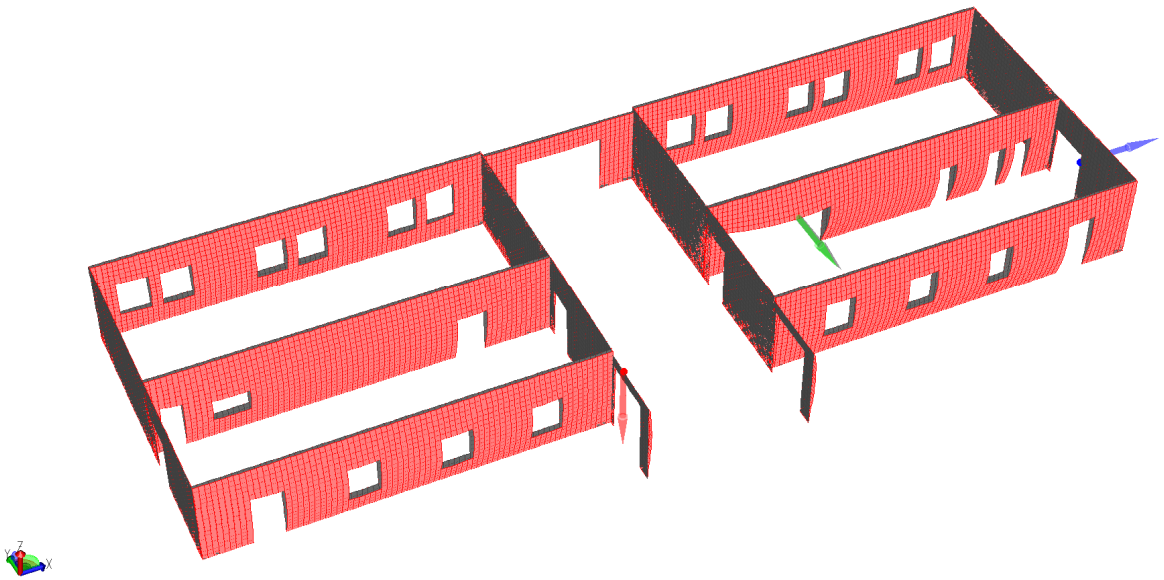
Momenti flettenti (inviluppo SLU SLV) [kNm]



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 24983 **d=**0.0006 dx=0.0006 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 24983 **dx=**0.0006 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**0.0004 dx=0.0002 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0002 dy=0.0001



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 22177 **d=**0.0012 dx=0.0001 dy=-0.0012 dz=-0.0001
Direzione x: nodo 20190 **dx=**0.0002 dy=-0.0001 dz=0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**-0.0012 dx=0.0001 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0000 dy=-0.0002

Spostamenti SLV (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche Pannelli XLAM**

Si riportano di seguito le verifche dei pannelli XLAM, in particolare è opportuno chiarire la tipologia di pannello adottata e le relative connessioni con la fondazione. Il pannello utilizzato è un pannello triplo strato 30+40+30mm in legno massiccio C24 come si evince dalla tabella sottostante:

L3s 100	Pannello-L 3s 100mm	3	100

Strati

Strato	Categoria	Spessore [mm]	Orientamento
3	C24	30	90°
2	C24	40	0°
1	C24	30	90°

Le tabelle di verifica adottate per la verifica dei pannelli sono le seguenti:

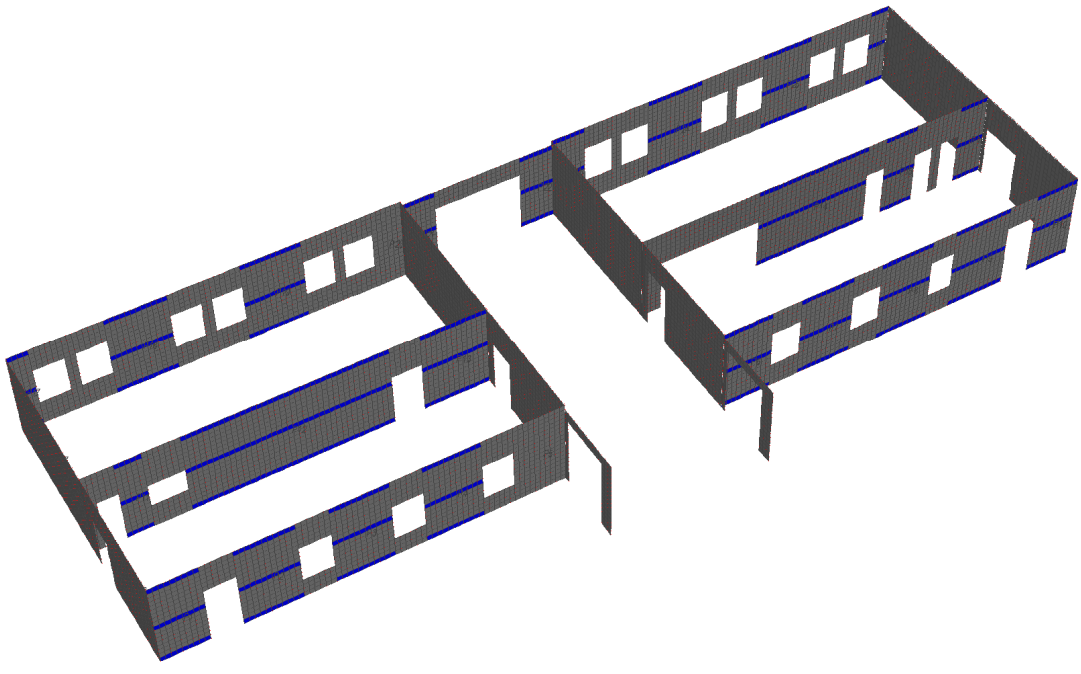
Tabella:	Tabella pannelli X (Attiva) [Modifica...]
Tipo pannello:	L3s 100 [...]
ß yx:	1
k mod:	1
Direzione di posa strato esterno:	verticale
γm,conn	1.5
Connessione:	fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale [...]		
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200 [...]		
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

Tabella:	tabella pannelli Y [Modifica...]
Tipo pannello:	L3s 100 [...]
ß yx:	1
k mod:	1
Direzione di posa strato esterno:	verticale
γm,conn	1.5
Connessione:	fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale [...]		
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200 [...]		
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5

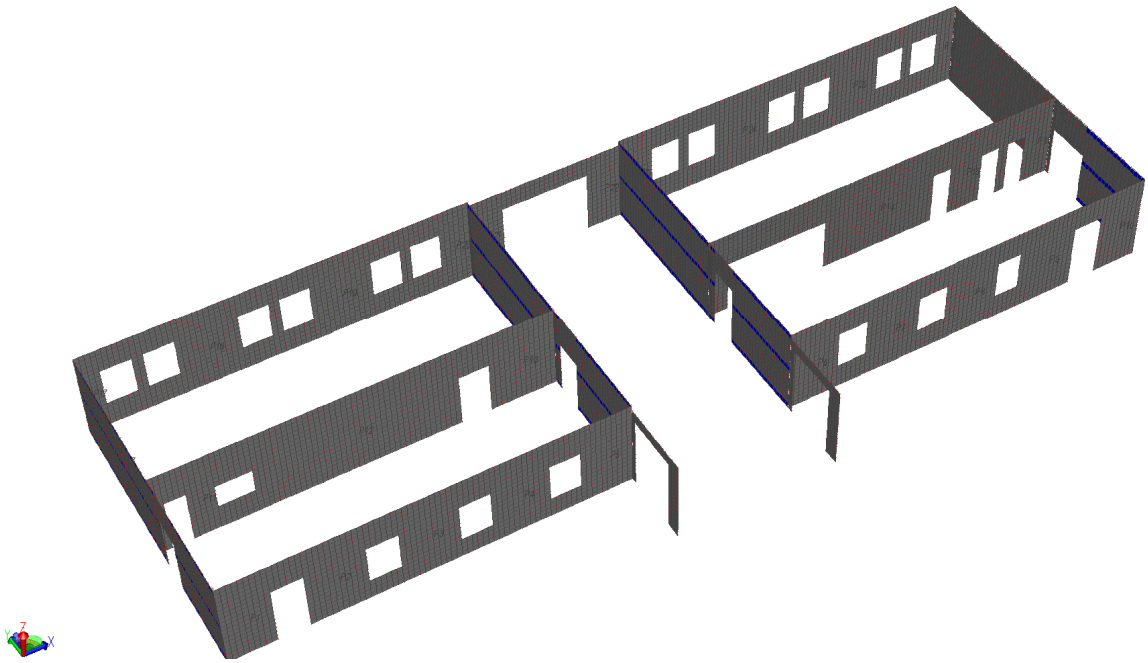


Tabella: 4 hold down [Modifica...]

Tipo pannello: L3s 100 [...]

ß yx: 1

k mod: 1

Direzione di posa strato esterno: verticale

γm,conn 1.5

Connessione: fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare: WHT 340 con chiodatura parziale [...]

Numero: 4 Distaza bordo esterno [cm]: 15

Giunzione elemento verticale: chiodi Φ4.0/60 mm

Lunghezza vite su base in legno [mm]: 100 γm,acciaio 1.5

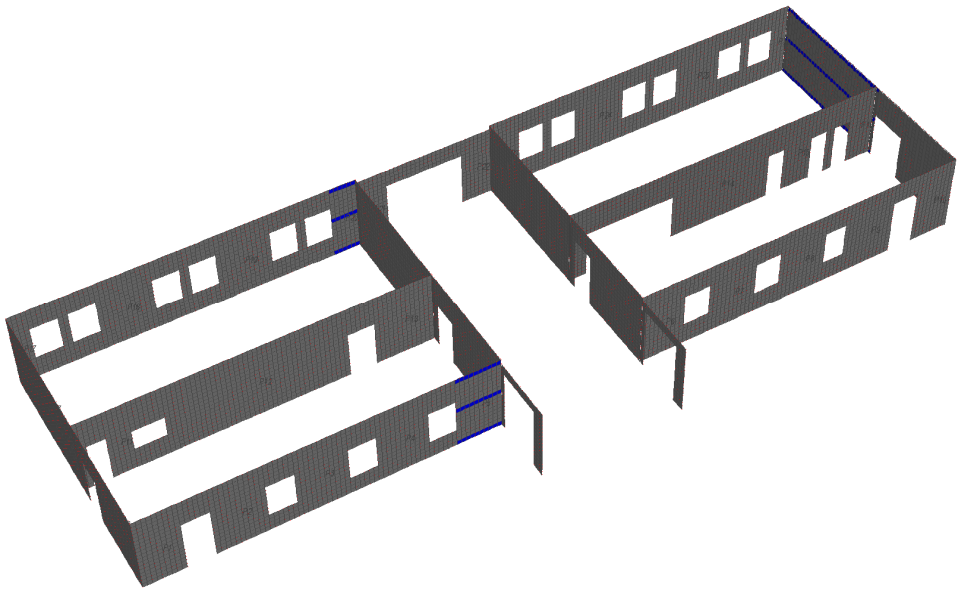
Connessione a taglio

Tipo angolare: TCN 200 [...]

Giunzione elemento verticale: chiodi Anker Φ4.0/60 mm

Ancorante base: Avvitabile SKRΦ12x120 mm

γm,acciaio 1.5



Prospettiva

Le fasce blu nelle figure precedenti rappresentano le zone di verifica considerate per ogni pannello, in particolare quindi sono presenti tre bande, una in corrispondenza della sommità una alla base ed una terza in mezzeria. Questa suddivisione è suggerita all'interno del manuale di calcolo. Per una migliore comprensione delle stesse si riporta quanto contenuto all'interno del manuale del software di calcolo:

Per definire un pannello XLam è sufficiente selezionare tutti gli elementi finiti (che normalmente hanno tutti una tabella di verifica associata) che lo costituiscono, come indicato in fig. 11.33 per il pannello del piano superiore. Così facendo però, per le regole illustrate al precedente par. 11.9, la sezione di mezzeria è individuata da tutte le strisce di elementi eccetto la prima e l'ultima.

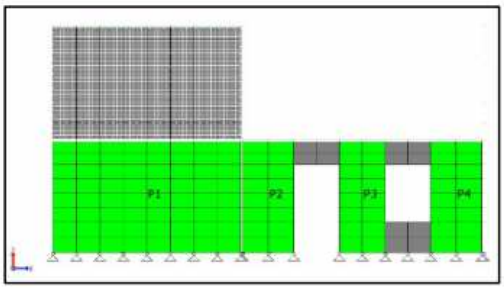


fig. 11.33

Attraverso il comando **Selezione automatica elementi di verifica** del menù principale di fig. 11.5 si ovvia a questa situazione: infatti, la tabella di verifica automaticamente viene tolta ad alcuni elementi in modo tale da individuare un'univoca sezione di integrazione, come illustrato in fig. 11.34.

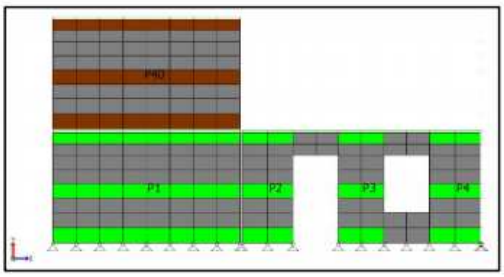
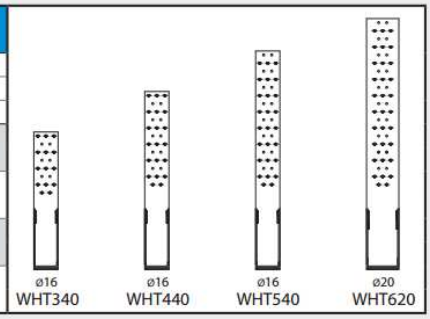


fig. 11.34

Le caratteristiche dei collegamenti adottati sono i seguenti (tratti dal catalogo Rothoblaas):

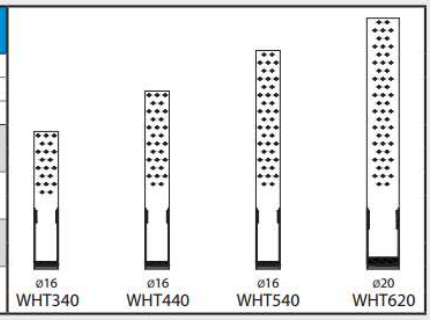
DATI TECNICI - GIUNZIONE ELEMENTO VERTICALE SU LEGNO

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
			n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



Utilizzando 2 angolari TYP WHT per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

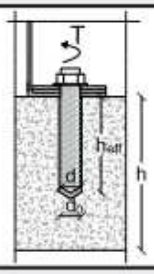
WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
			n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	30	47,1	* H 10 mm	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		57,9		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	42	65,9	* H 10 mm	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		81,1		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	52	81,6	** H 20 mm	85,2
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		100,4		



* Rondella ULS505610 ** Rondella ULS707720

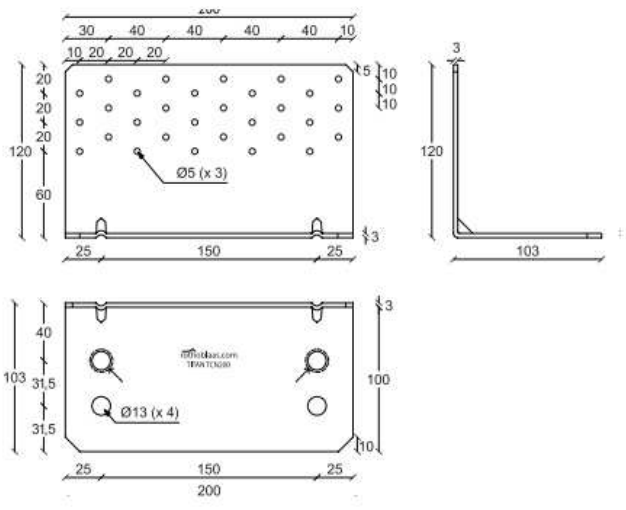
DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		[1] h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5



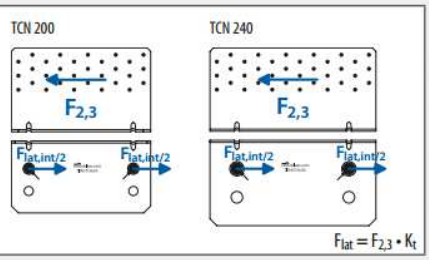
L'ancoraggio con resina vinilestre è utilizzabile esclusivamente su cls non fessurato.

TITAN TCN 200



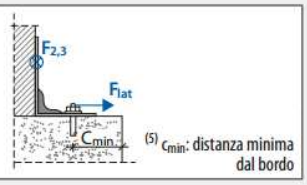
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker		Viti per piastre (LBS)		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno	Ø 4,0 x 60		Ø 5,0 x 50			
	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	$K_{t\perp}$ (2) int (3)	ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00

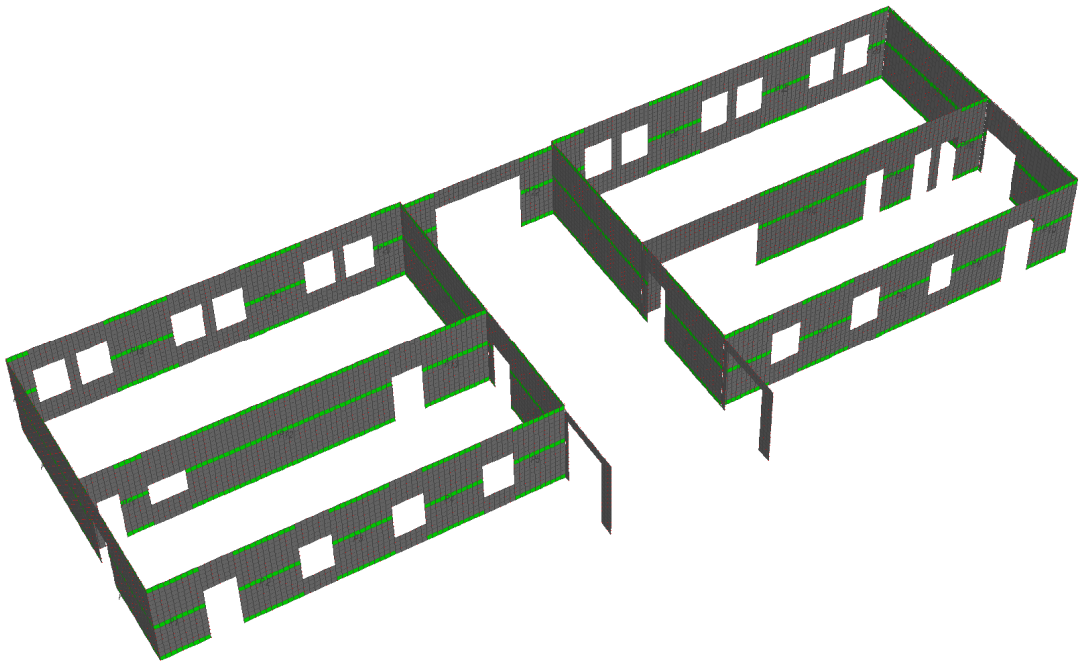


DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{zul} [KN]	R_k [KN]	γ_m	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100



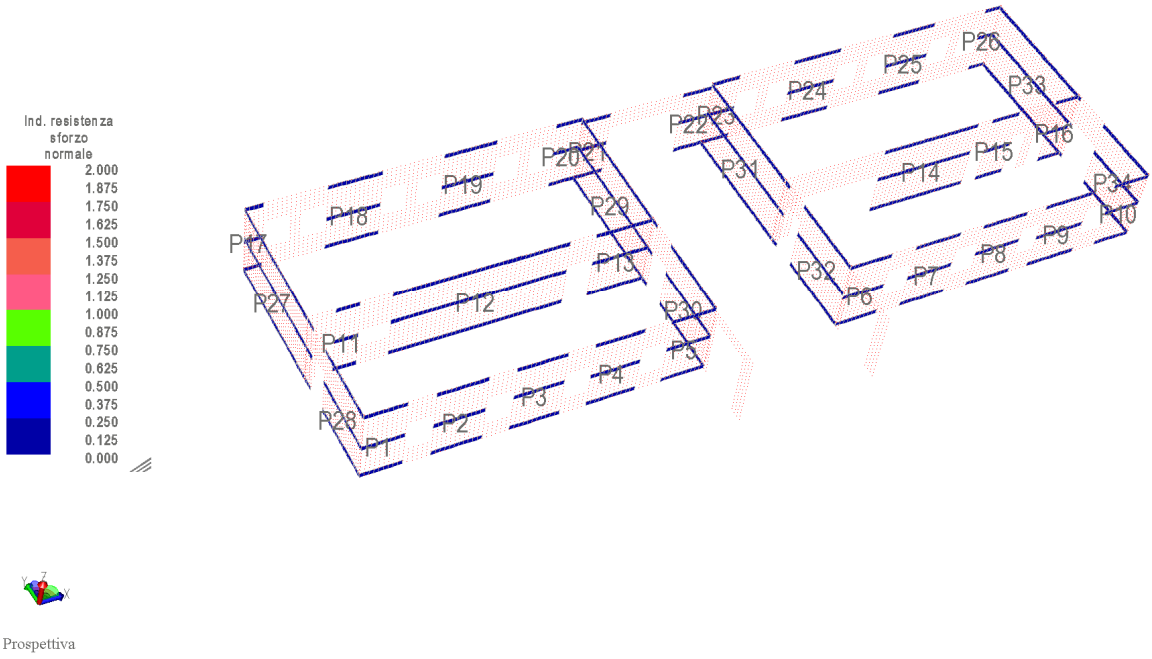
I risultati delle verifche sulla base dei parametri sopra riportati sono i seguenti:



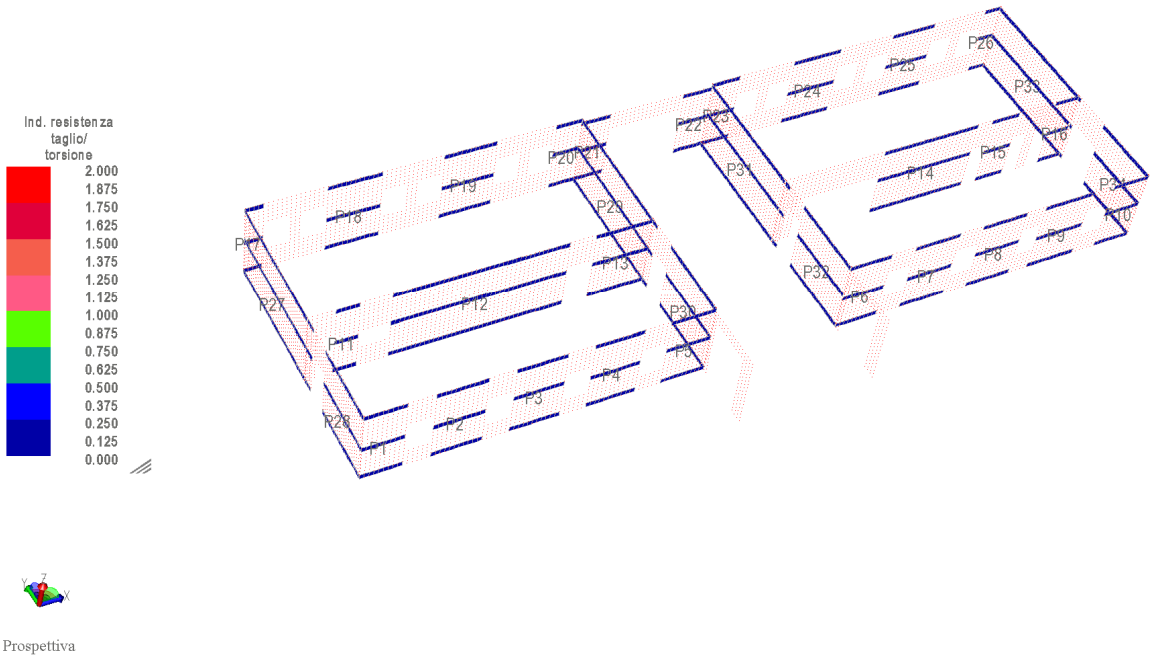
Prospettiva

Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

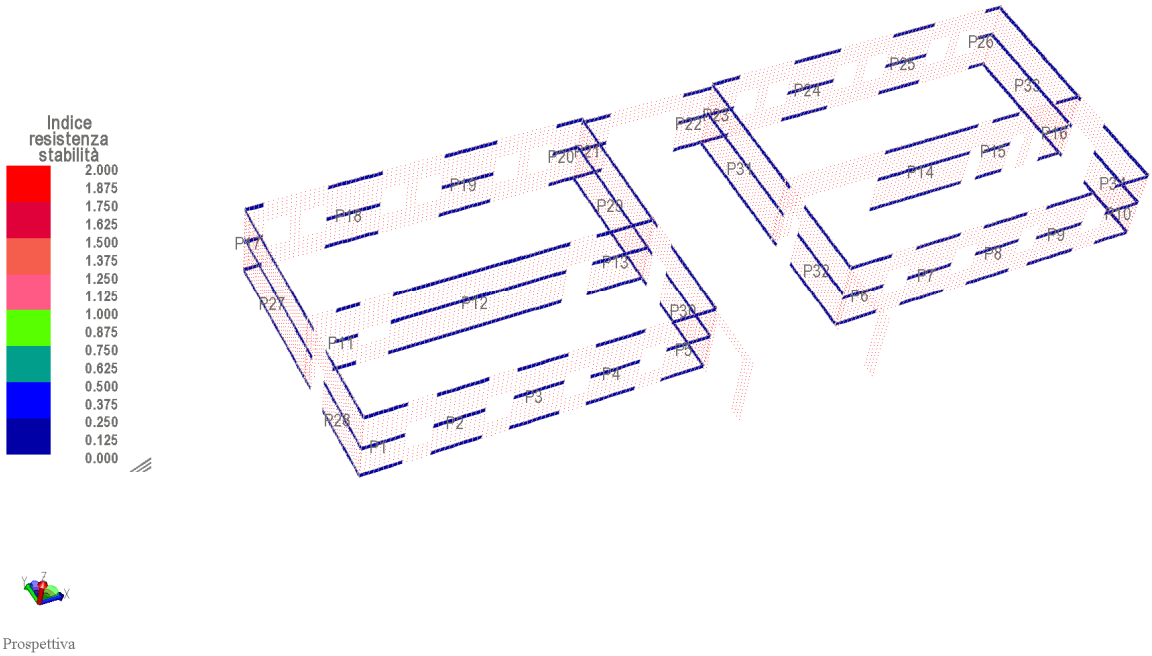
Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli:



Indice di resistenza per sforzo normale, inviluppo SLU SLV



Indice di resistenza per taglio torsione, inviluppo SLU SLV



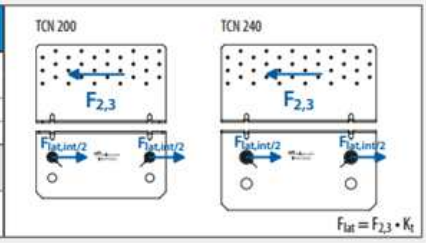
Indice di resistenza per stabilità, inviluppo SLU SLV

- **Equivalenza connettori a taglio in fondazione**

Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a taglio dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. In particolare poi è opportuno chiarire che le verifiche sopra riportate, svolte dal programma di calcolo, considerano per ogni pannello un opportuno numero di connessioni a taglio TCN200 sufficienti a soddisfare la verifica. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della presenza del dormiente in larice non è applicabile in cantiere il connettore ad L poiché quest'ultimo non è sufficientemente alto per ancorare il pannello xlam. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta di dimensioni 140x400x2mm che caollega il pannello xlam alla banchina in larice che a sua volta è connessa alla fondazione per mezzo di ancoranti avvitabilli per calcestruzzo del tipo SKR 10x160mm. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra TCN200 così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

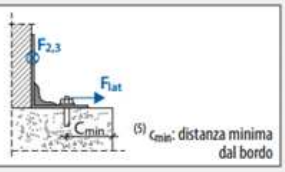
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker Ø 4,0 x 60		Viti per piastre (LBS) Ø 5,0 x 50		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno					$K_{t\perp}$ (2)	
	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	int (3)	ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00



DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{rul} [KN]	R_k [KN]	γ_m	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100



Pertanto si ha una resistenza lato legno pari a 22.1/1.5=14.7kN ed una resistenza lato calcestruzzo pari a 30/1.8=16.7kN.

Si procede ora con la valutazione della resistenza per la connessione realizzata con vite per calcestruzzo SKR10x160mm. Per determinare la resistenza lato legno si fa riferimento a quanto indicato dalla teoria di johansen per i connettori a gambo cilindrico nelle unioni legno–acciaio piastra spessa ad un singolo piano di taglio, questa situazione ben rappresenta anche le modalità di rottura della connessione con il calcestruzzo. La resistenza associata alle diverse modalità di rottura sono le seguenti:

Piastre spesse $(t \geq d)$

I_B — $R_k = f_{h,1,k} t_1 d$

II_B — $R_k = f_{h,1,k} d t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right]$

III — $R_k = 2{,}3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

ANCORANTI	Tipo		❶ SKR	
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**
Chiave	Ch [mm]	13	16	18
Spessore testa	k [mm]	5,5	7,0	8,0
Diametro testa	d_K [mm]	-	-	-
Diametro gambo	d_S [mm]	5,7	7,7	9,4
Resistenza caratteristica a trazione *	$f_{u,k}$ [N/mm²]	988	1068	1069

* Valori in accordo con il certificato rilasciato dal Politecnico di Milano num. 2006/5205/1)

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura:

$\rho_k = 550 kg/m^3$ (Larice)

$f_{u,k} = 1068 Mpa$ (Come si evince dalle caratteristiche meccaniche degli ancoranti sopra riportata)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k = 0.082 * (1 - 0.01 * 7.7) * 550 = 41.62 MPa$$

$$M_{y,k} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2.6} = 0.3 * 1068 * 7.7^{2.6} = 64650 MPa$$

$$R_{IB} = f_{h,1,k} * t_1 * d = 41.62 * 60 * 7.7 = 19.23 kN$$

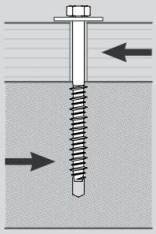
$$R_{IIB} = f_{h,1,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2}} \right] = 28.67 kN$$

$$R_{III} = 2.3 \sqrt{M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 10.46 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: $Rk/\gamma_M = 10.46/1.5 = 6.98 kN$

Questa resistenza va confrontata con quella fornita dal produttore che descrive la massima sollecitazione sopportabile lato calcestruzzo di seguito riportata.

RESISTENZA A TAGLIO V - CALCESTRUZZO NON FESSURATO (1)



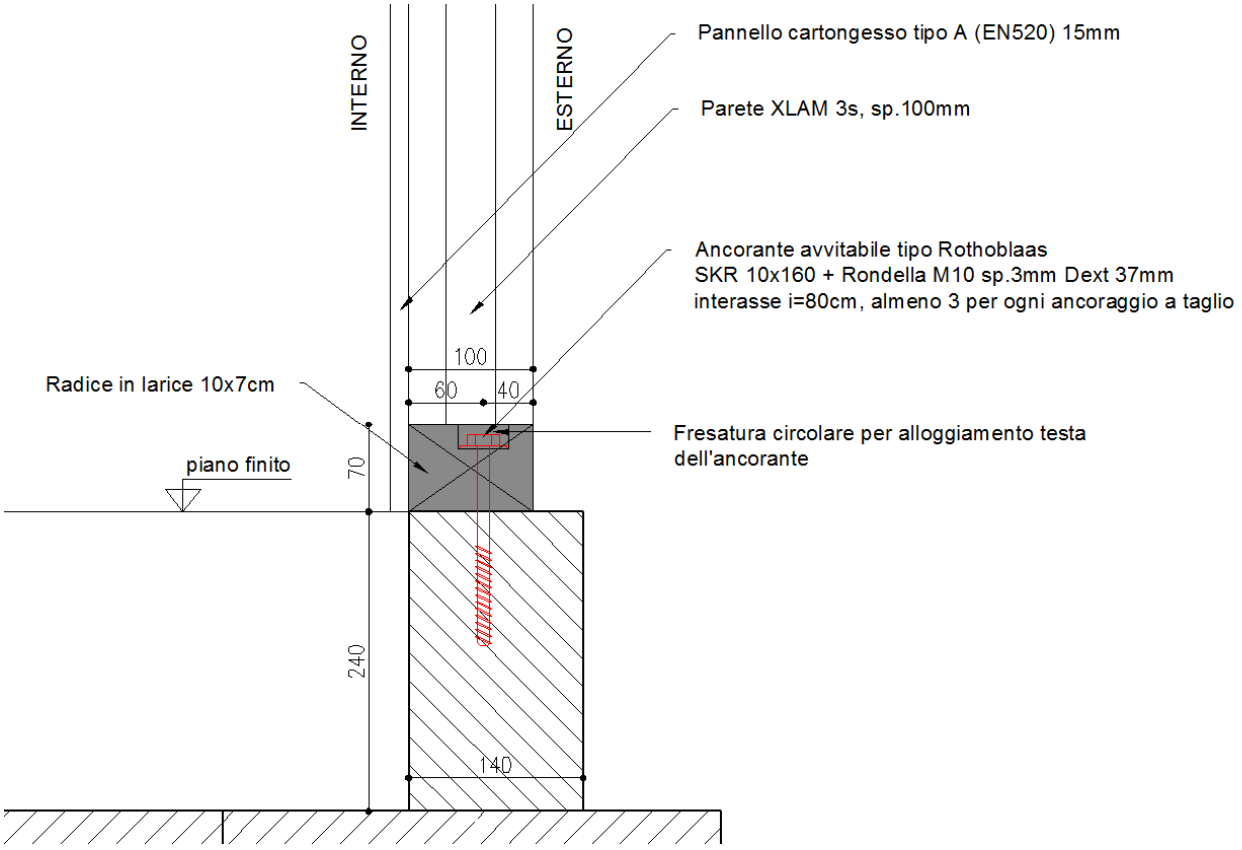
Ancorante	Tipo		SKR		SKS
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**	**7,5**
Resistenza consigliata	V [kN]	2,50	6,65	8,18	2,50
Distanza critica dal bordo	$c_{cr,V}$ [mm]	70	110	130	70
Distanza minima dal bordo	$c_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50
Interasse critico	$s_{cr,V}$ [mm]	140	200	240	140
Interasse minimo	$s_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50

(1) Nella valutazione della resistenza globale dell'ancorante, la resistenza a taglio sull'elemento da fissare (es. legno, acciaio, ..) va valutata a parte in funzione del materiale utilizzato.

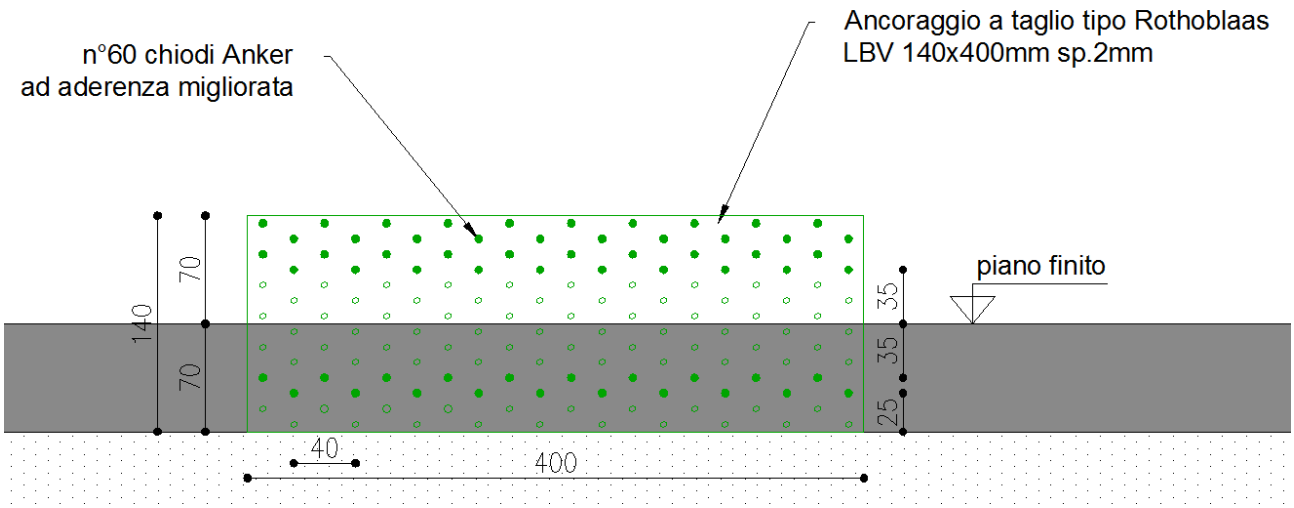
Essendo la resistenza consigliata lato calcestruzzo inferiore a quella calcolata lato legno si usa quest'ultima per determinare il numero di connessioni equivalenti.

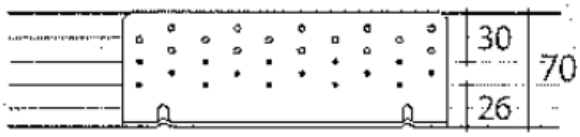
In virtù dei risultati sopra ottenuti sono necessari lato calcestruzzo 16.7/6.65=2.51 → 3 SKR 16x160mm per ottenere resistenza analoga a quella della connessione col calcestruzzo della piastra TCN200. Si riporta di seguito una rappresentazione della connessione dove si può evincere

che la stessa rispetta le distanze minime dai bordi così come indicato all'interno del manuale del produttore riportato in precedenza.



Si procede ora alla valutazione della resistenza lato legno della piastra che connette la banchina in larice al pannello xlam. Questa è realizzata con piastra di dimensione 140x400x2mm la cui geometria è di seguito riportata:

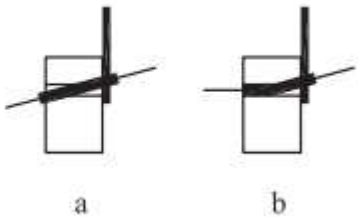


tipo installazione	H_V trave di banchina	n_V [pz]	schemi di chiodatura
3	$H_V = 70$ mm	15	

Come si può evincere dalle indicazioni riportate all'interno del manuale di calcolo si deve considerare una distanza minima di 25/30mm dal bordo non sollecitato (per i chiodi Anker) pertanto rimangono, come si può evincere dall'immagine sopra riportata, in zona efficace 20chiodi per la banchina e 40 per la parete xlam. La resistenza del singolo connettore considerando la connessione acciaio-legno con piastra sottile ed un unico piano di taglio viene definita come segue:

- Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0{,}4 f_{h,k} t_1 d & \text{(a)} \\ 1{,}15\sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k}}\, d + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases} \qquad (8.9)$$

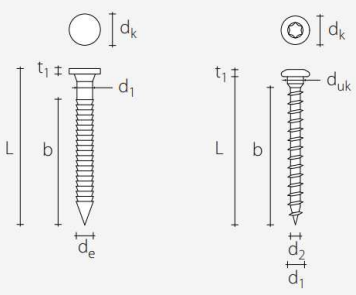


a b

Per quanto riguarda le caratteristiche del chiodo Anker ad aderenza migliorata 4x60mm si riporta la relativa tabella fornita dal produttore:

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE

LBA LBS



			LBA		LBS
Diametro nominale	d_1	[mm]	4	6	5
Diametro testa	d_K	[mm]	8,00	12,00	7,80
Diametro nocciolo	d_2	[mm]	-	-	3,00
Diametro sottotesta	d_{UK}	[mm]	-	-	4,90
Diametro esterno	d_e	[mm]	4,40	6,50	-
Spessore testa	t_1	[mm]	1,40	2,00	2,40
Diametro preforo	d_v	[mm]	3,0	4,5	3,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	[Nmm]	6500,0	19000,0	5417,2
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$	[N/mm²]	7,5	7,5	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$	[N/mm²]	-	-	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	[kN]	6,9	11,4	7,9

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura trascurando l'effetto corda:

$\rho_k = 340 kg/m^3$ (Minore tra C24 e Larice)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * \rho_k * d^{-0.3} = 0.082 * 340 * 4^{-0.3} = 18.39 MPa$$

$$M_{y,k} = 19000 MPa$$

$$R_I = 0.4 * f_{h,1,k} * t_1 * d = 0.4 * 18.39 * 60 * 4 = 1.76 kN$$

$$R_{II} = 1.15\sqrt{2 * M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 1.922 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: Rk/γ_M=1.76/1.5=1.17kN

Sono presenti in totale 20 chiodi organizzati in due file da 10 chiodi l'una pertanto il numero efficace di connettori risulta essere:

(8) Per una fila di *n* chiodi disposti parallelamente alla fibratura, a meno che i chiodi di tale fila siano sfalsati ortogonalmente alla fibratura per almeno 1*d* (vedere figura 8.6), si raccomanda che la capacità portante parallela alla fibratura [vedere 8.1.2(4)] sia calcolata utilizzando il numero efficace di mezzi di unione n_{ef}, dove:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \qquad (8.17)$$

dove:

n_{ef} è il numero efficace di chiodi nella fila;

n è il numero di chiodi in una fila;

k_{ef} è fornito nel prospetto 8.1.

prospetto 8.1 **Valori di k_{ef}**

Passo[a)]	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef}.

Nel caso in esame si ha n=10 e kef=0.85 poiché il passo tra i connettori è pari a 10d =40mm pertanto il numero efficace di connettori per ogni fila è pari a:

nef=n^kef=10^0.85=7

Complessivamente quindi la connessione è in grado di reggere una sollecitazione tagliante pari a: 7*1.17*2=16.38kN.

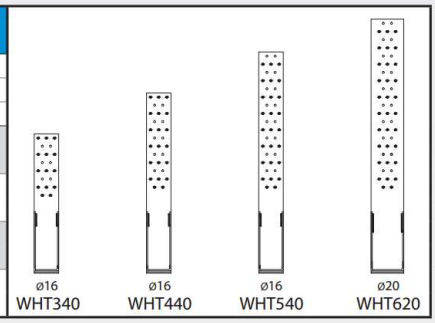
Tale resistenza risulta superiore a quella che caratterizza la connessione TCN200 pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione TCN200=1 piastra 140x400x2mm.

- **Equivalenza connettori a trazione in fondazione**

Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a trazione dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è

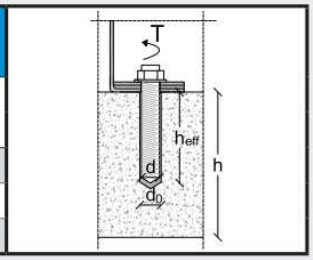
caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della particolare geometria della fondazione non è applicabile in cantiere la piastra WHT340. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta individuata nel catalogo del medesimo produttore con la sigla WHTPLATE440 che collega il pannello xlam alla fondazione per mezzo di ancoranti M16 inghisati con resina. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra WHT340 con chiodatura parziale così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	n_{conn} [pz.]	$R_{k,\ legno}$ [kN]	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$ [KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		[1] h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5

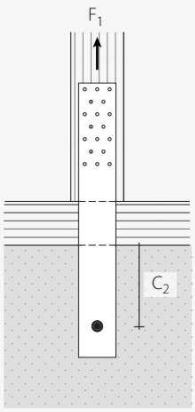


Pertanto si ha una resistenza lato legno (considerando la chiodatura realizzata con chiodi Anker 4x60mm) pari a 27/1.5=18kN, una resistenza lato acciaio pari a 42/1.5=28kN ed infine una resistenza della connessione su calcestruzzo pari a 78/1.5=52kN. Pertanto la resistenza massima offerta da questa tipologia di connessione è pari ai 18kN relativa alla resistenza lato legno.

Per quanto riguarda la resistenza della piastra WHTPLATE440 il produttore fornisce la seguente tabella nella quale sono riassunti i valori di resistenza caratteristici:

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

WHT PLATE 440



VALORI CARATTERISTICI

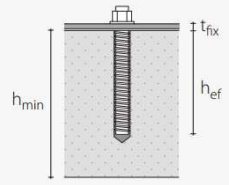
installazione (1)	$R_{1,k}$ LEGNO				$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO		
	fissaggio fori Ø5			$R_{1,k\ legno}$	$R_{1,k\ acciaio}$		ancorante VINYLPRO	$R_{1,k\ cls}$		ancorante EPOPLUS	$R_{1,k\ cls}$	
	tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	[kN]	[kN]	$\gamma_{acciaio}$	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}
• $C_{2\ MIN}$ = 130 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{M2}	M16 x 190	33,87	1,5	M16 x 190	23,99	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								
• $C_{2\ MAX}$ = 200 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{M2}	M16 x 190	46,80	1,5	M16 x 190	34,25	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								

(1) Nel rispetto delle distanze minime dei fissaggi lato legno e degli ancoranti lato calcestruzzo, il WHT Plate deve essere posizionato in maniera che l'ancorante risulti ad una distanza dal bordo calcestruzzo 130 mm ≤ c_2 ≤ 200 mm variabile in funzione della presenza e della dimensione della trave di banchina. Per valori di c_2 intermedi è possibile interpolare linearmente i valori di resistenza $R_{1,k\ cls}$.

Considerando che nel progetto in esame la distanza dal bordo risulta essere quella minima pari quindi a 130mm si possono ricavare le resistenze lato legno e lato acciaio pari rispettivamente a (considerando sempre chiodi Anker 4x60mm):

34.7/1.5=23.13kN e 34.8/1.5=23.2kN. Per quanto riguarda invece la resistenza su calcestruzzo questa tabella non è valida poiché non sono ripettate le condizioni minime di installazione richieste dal produttore e di seguito riportate:

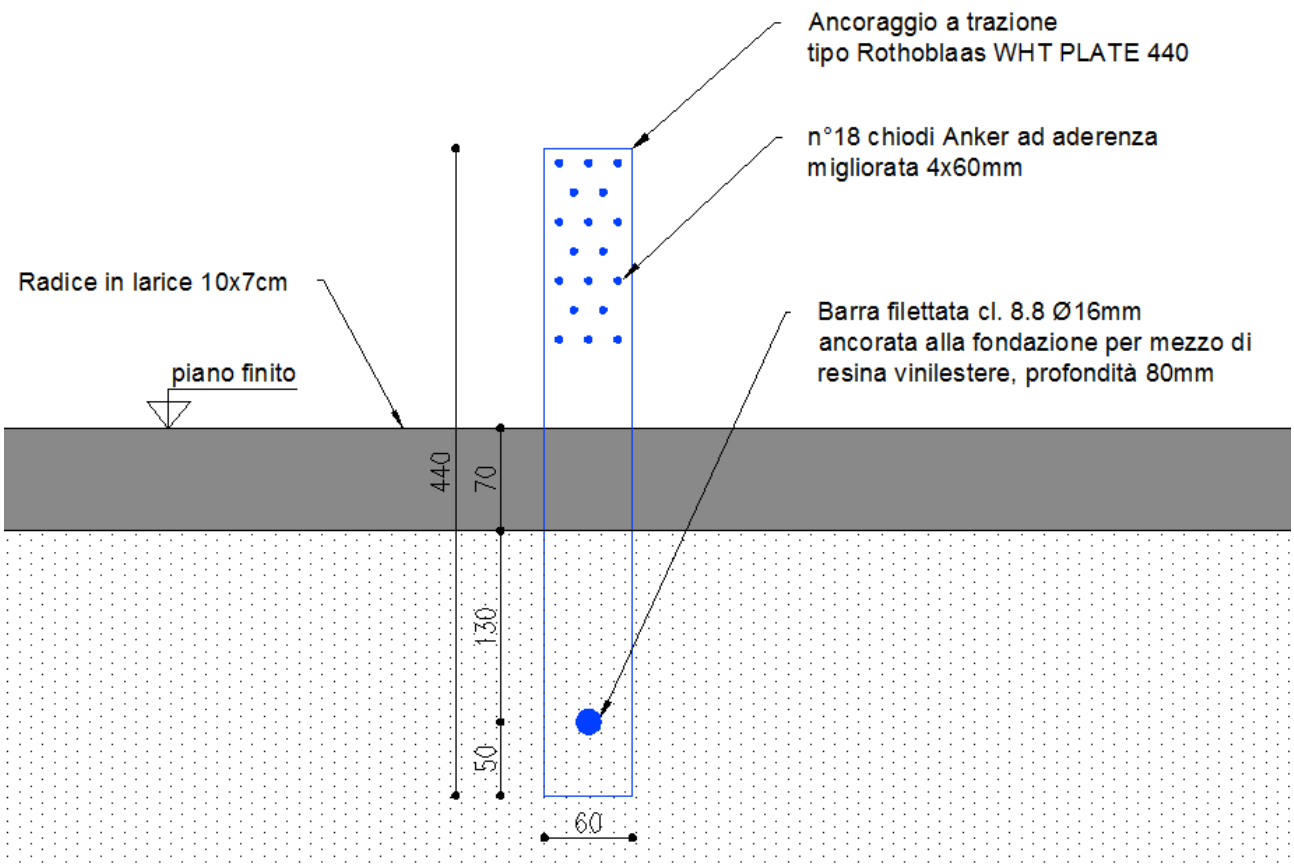
PARAMETRI DI INSTALLAZIONE ANCORANTE CHIMICO



tipo barra Ø x L [mm]		codice	classe acciaio	t_{fix} [mm]	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M16	190	FE210118 (2)	5.8	3	162	200
	230	FE210121 (2)	5.8	3	192	240

(2) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella

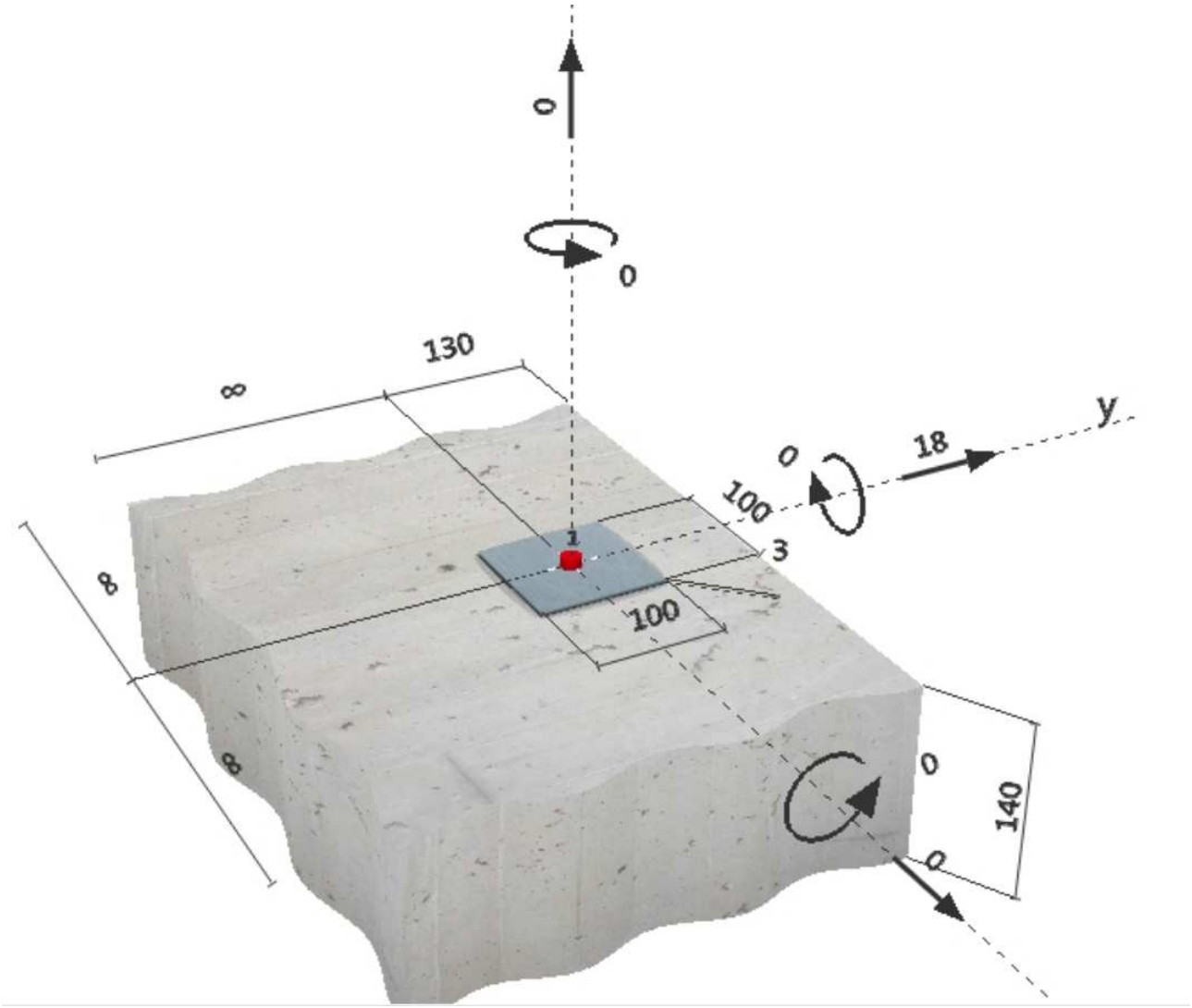
Infatti il cordolo sul quale è fissata la piastra ha profondità, come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto, pari a 140mm pertanto non è possibile rispettare le indicazioni di installazioni precedentemente riportate (hmin=200mm). Per una migliore comprensione della connessione stessa si riporta di seguito uno schema di riferimento:



Occorre dunque valutare la resistenza della connessione su calcestruzzo nella configurazione di progetto. Per svolgere tale valutazione si è scelto di utilizzare il software fornito dalla Hilti. In particolare si è determinata la sollecitazione massima che un sistema compatibile con la geometria della connessione è in grado di garantire, connessione realizzata con barra filettata M16 inghisata con resina tipo Hilti HIT-V. I risultati ottenuti sono i seguenti:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16**
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opti}$ = 80 mm ($h_{ef,limit}$ = 104 mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso I Valido:	15/04/2015 | 15/04/2020
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 3 mm
Piastra d'ancoraggio:	S 235 (St 37); E = 210000,00 N/mm^2; f_{yk} = 235,00 N/mm^2; γ_{Ms} = 1,100 l_x x l_y x t = 100 mm x 100 mm x 3 mm; (Spessore della piastra raccomandato: calcolato (3 mm))
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, f_{cc} = 30,00 N/mm^2; h = 140 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	18,000	0,000	18,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	18,000	50,400	36	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	18,000	52,778	35	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	18,000	18,250	99	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63,000	1,250	50,400	18,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
57600	57600	120	240	2,000	10,100

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
39,584	1,500	52,778	18,000

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β
80	16,0	2,400	0,078	0,066

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]
130	54600	76050

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,180	1,000	0	1,000	1,000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
32,308	1,500	18,250	18,000

L'ancoraggio risulta verificato!

Come si può evincere dunque dalla verifica sopra riportata la sollecitazione tagliante massima che l'ancorante è in grado di sopportare è pari a 18kN inoltre la profondità di ancoraggio pari ad 80mm è compatibile con la geometria del cordolo di fondazione. Pertanto riassumendo il sistema di ancoraggio realizzato con piastra WHTPLATE440 è caratterizzato dalle seguenti resistenze di progetto:

Lato Legno:23.13kN

Lato Acciaio: 23.2kN

Lato Calcestruzzo: 18kN

La resistenza minima che identifica la sollecitazione massima a cui la connessione può essere soggetta è quella lato calcestruzzo pari a 18kN. Tale resistenza risulta del tutto identica a quella che caratterizza la connessione WHT340 utilizzata all'interno del programma di calcolo pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione WHT340=1 connessione WHTPLATE440.

- **Connessione per ripristino continuità pannelli**

In fase di realizzazione per una migliore trasportabilità e manovrabilità dei pannelli sarà possibile suddividerli ulteriormente, inserendo però una opportuna connessione che ripristini totalmente la continuità della pannellatura in accordo con quanto verificato in questa sede. In particolare lo sforzo all'interfaccia tra i pannelli suddivisi sarà pari alla sollecitazione di estrazione sull'hold down del pannello completo. Analizzando il tabulato di verifica allegato alla presente si può evincere come la sollecitazione di estrazione massima si ha per il pannello 20 ed è pari a 23.2kN così come si può evincere dal tabulato di calcolo allegato alla presente e riportato in sintesi nel seguito per questo pannello:

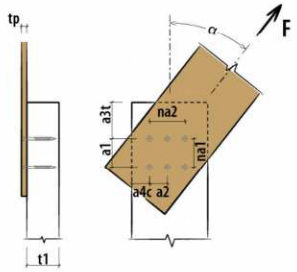
```
Pannello num.  20                    Descrizione: Pannello n. 20

   Verifiche
   ---------
   Forza sollecitante massima a trazione N_ext:   23.2 kN
```

Pertanto sarà dimensionata di seguito la connessione necessaria affinché si abbia il completo traferimento di tale carico tra i pannelli che verranno eventualmente suddivisi:

E' opportuno chairire prima di procedere con il calcolo che ponendoci a favore di sicurezza si è scelto di considerare l'intero spessore di XLAM fissato con le fibre ordite ortogonalmente alla direzione della forza (α=90°). Inoltre si è considerata la parete con altezza minore pari a 350cm a cui, avendo fissato un interasse tra i connettori di 20cm, corrispondono 17 connessioni. Le connessioni sono realizzate con viti per legno tipo Rothoblaas HBS 8x80mm. Si procede con la verifica della connessione:

CONNESSIONE A TAGLIO CON VITI (Connessione pannello-legno / taglio singolo)



- Vite tipo HBS -Vite testa svasata 8x80 mm - (cod. HBS880)
- Numero viti: 1 x 17 = 17 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessione pannello-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	8.0 mm
Diametro gambo	ds	=	5.8 mm
Diametro nocciolo	d2	=	5.4 mm
Diametro testa	dk	=	14.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	80 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	52 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	60 mm
Angolo elemento 1	α	=	90.00°
Tipo legno elemento 1		=	Massiccio C24
Spessore pannello	tp	=	20 mm
Tipo pannello		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρ	=	450 Kg/m³
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	17
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	150 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	200 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	23.20 KN

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Tipo pannello elemento t1		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρk	=	450 Kg/m³
Tipo legno elemento t2		=	C24
Massa volumica legno	ρk	=	350 Kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	20 mm
Spessore elemento 2	t2	=	60 mm
Angolo elemento 2	α2	=	90.00 °
Numero file viti	na1	=	17
Distanza file	a1	=	150 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	200 mm
DATI VITE:			
HBS -Vite testa svasata 8x80			
Diametro gambo vite	dg	=	5.8 mm
Diametro filetto vite	df	=	8.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	5.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2009	def=df	=	8.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	52 mm
Lunghezza vite	lh	=	80 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	14.5 mm
RISULTATI:			
Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	20 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	20100 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	52 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	4867 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	2358 N
Resistenza caratteristica a rifollamento pannello	Fh,1,k	=	26.53 N/mm²
Resistenza caratteristica a rifollamento legno	Fh,2,k	=	15.38 N/mm²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	20057 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	17.00
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	17.00
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	17.00

DISTANZE MINIME ELEMENTO 1 (pannello):			
Parallela alle fibre	a1	=	82 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	24 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	56 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	24 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	32 mm
DISTANZE MINIME ELEMENTO 2 (legno):			
Parallela alle fibre	a1	=	34 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	80 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	80 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	40 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	80 mm
VALORI DI RESISTENZA:			
Numero sezioni di taglio	nT	=	1
Contributo a trazione pesato con Johansen	Fax,Rk/4	=	0.44 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo a (elemento t1)	Fv,Rk	=	4.24 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo b (elemento t2)	Fv,Rk	=	7.38 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo c (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.15 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.56 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.62 KN

Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.32 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.56 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti			2.56 KN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.70 KN
Resistenza design a taglio viti			1.70 KN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.70 KN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			28.95 KN
Numero efficace a estrazione			12.81
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			2.36 KN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			30.19 KN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			20.13 KN
Scorrimento connettore per piano di taglio			3.15 KN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.80 VERIFICATO
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	**Fv,rd,tot**	**=**	**28.95 KN**
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	**Faxdtot,ef**	**=**	**20.13 KN**
Scorrimento connettore per piano di taglio	**Kser**	**=**	**3.15 KN/mm**
Grado di sfruttamento della connessione		**=**	**0.80 VERIFICATO**

- **Verifiche Travi in Legno**

Per verificare le travi lignee che caratterizzano la copertura si è scelto di utilizzare un foglio di calcolo autoprodotto. In particolare la copertura di questo corpo è realizzata con travi rettilinea in pendenza in legno lamellare GL24h di sezione 12x32cm per gli elementi di luce maggiore e 12x24cm per gli elementi di luce minore. Nella zona centrale la coperura è piana ed è caratterizzata da travi in legno lamellare 12x36cm. Per una migliore comprensione dell'organizzazione della copertura degli interassi e delle luci di calcolo si rimanda agli elaborati grafici di progetto allegati alla presente relazione. Si procede ora con la verifica di tali elementi:

Trave Corpo B 12x32cm

15 daN/m
80 daN/m²
120 daN/m²

32 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

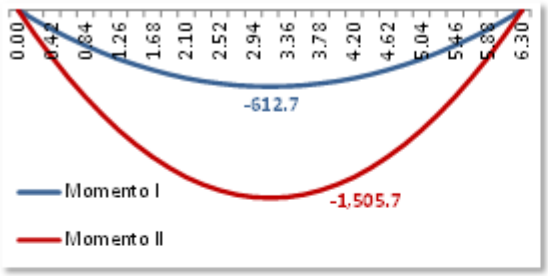
Analisi dei carichi:

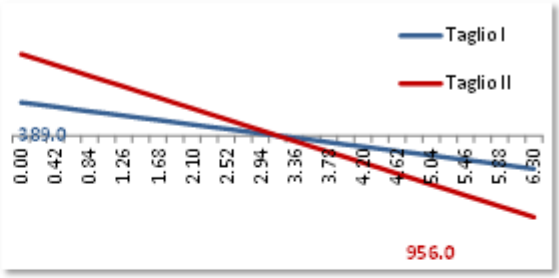
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	95.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	215.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	123.5	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	612.7	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	389.0	daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	303.5	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	1,505.7	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	956.0	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	384	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	2,048	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	32,768	cm⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	4,608	cm⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	1,021	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**73.5**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,673		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	648	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**3.7**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,062		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.52	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.65	cm
Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.52	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.65	cm
	u_{ist}	=	**1.17**	**cm**
	u_{ist}	=	1/538	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.83	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.65	cm
	u_{fin}	=	**1.48**	**cm**
	u_{fin}	=	1/426	della luce

◉ Verifica con L/200 = 3.15 cm — VERIFICA SODDISFATTA

○ Verifica con L/300

Verifica con L/300 = 2.10 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.65	cm

Trave Corpo B 12x24cm

11 daN/m
80 daN/m²
120 daN/m²

24 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	° (0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	° (0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h			
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6			
Classe di durata del carico permanente	Permanente			
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60	
Classe di durata del carico variabile	Breve durata			
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50	

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

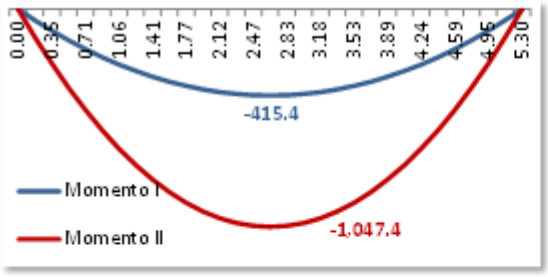
Analisi dei carichi:

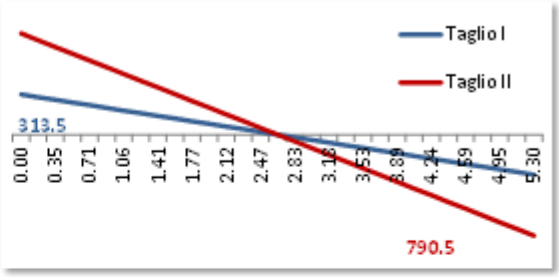
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	91.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	211.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	118.3 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	415.4 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	313.5 daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	298.3 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	1,047.4 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	790.5 daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	288	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	1,152	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	13,824	cm^4
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	3,456	cm^4

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	692	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**90.9**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,164		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	522	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**4.1**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	878		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.59	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.78	cm
Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.59	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.78	cm
	u_{ist}	=	**1.36**	**cm**
	u_{ist}	=	1/389	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

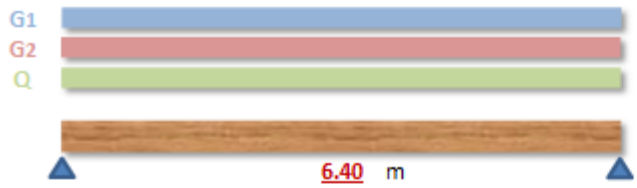
ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.94	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.78	cm
◉ Verifica con L/200 = 2.65 cm	**u_{fin}**	=	**1.72**	**cm**
○ Verifica con L/300	u_{fin}	=	1/309	della luce

Verifica con L/300 = 1.77 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.78	cm

Trave Corpo B 12x36cm



16 daN/m
80 daN/m²
120 daN/m²

36 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h				
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6				
Classe di durata del carico permanente	Permanente				
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60		
Classe di durata del carico variabile	Breve durata				
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

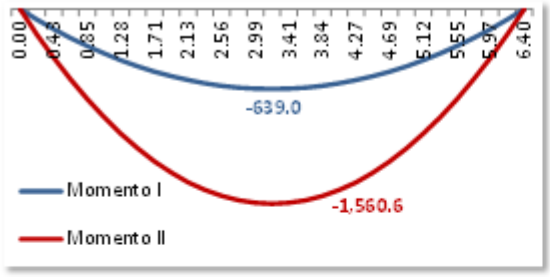
Analisi dei carichi:

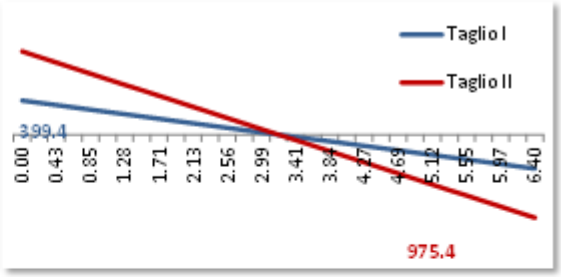
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	96.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	216.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	124.8	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	639.0	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	399.4	daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	304.8	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	1,560.6	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	975.4	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	432	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	2,592	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	46,656	cm⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	5,184	cm⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	1,065	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**60.2**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,734		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	666	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**3.4**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,084		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.39	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.49	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.39	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.49	cm
	u_{ist}	=	**0.88**	**cm**
	u_{ist}	=	1/728	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

Ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.63	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.49	cm
	u_{fin}	=	**1.11**	**cm**
	u_{fin}	=	1/575	della luce

◉ Verifica con L/200 = 3.20 cm
○ Verifica con L/300

VERIFICA SODDISFATTA

Verifica con L/300 = 2.13 cm	$u_{ist,q}$	=	0.49	cm

VERIFICA SODDISFATTA

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- **Verifica a compressione delle travi perpendicolare alla fibratura**

In corrispondenza degli appoggi sulla parete xlam si sviluppa una compressione all'interno delle travi sopra verificate. La condizione maggiormente sfavorevole si ha in corrispondenza dell'appoggio su pareti xlam comuni pertnato si valuta la resistenza di questa connessione. L'area di appoggio è caratterizzata da un larghezza pari a quella delle travi dunque uguale a 12cm e da un profondità pari a 5cm. Quest'utlima secondo la normativa tecnica di riferimento può essere aumentata di 30mm pertanto si ottiene una profondità di calcolo pari ad 8cm. L'area quindi di contatto è pari a 120*80=9600mm^2. Perché la verifica a compressione risulti soddisfatta deve risultare:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura;

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura;

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione.

Nel caso in esame fc,90,d=fc,90,k*kmod/γM = 2.5*0.9/1.45=1.55MPa

Considerando dunque kc,90=1 si ottiene la seguente resistenza a compressione:

Aef*kc,90*fc,90,d=9600*1*1.55/1000=14.88kN.

Questa resistenza è maggiore rispetto all'azione sollecitante delle travi che risulta essere:

Travi 12x32 → 9.56kN

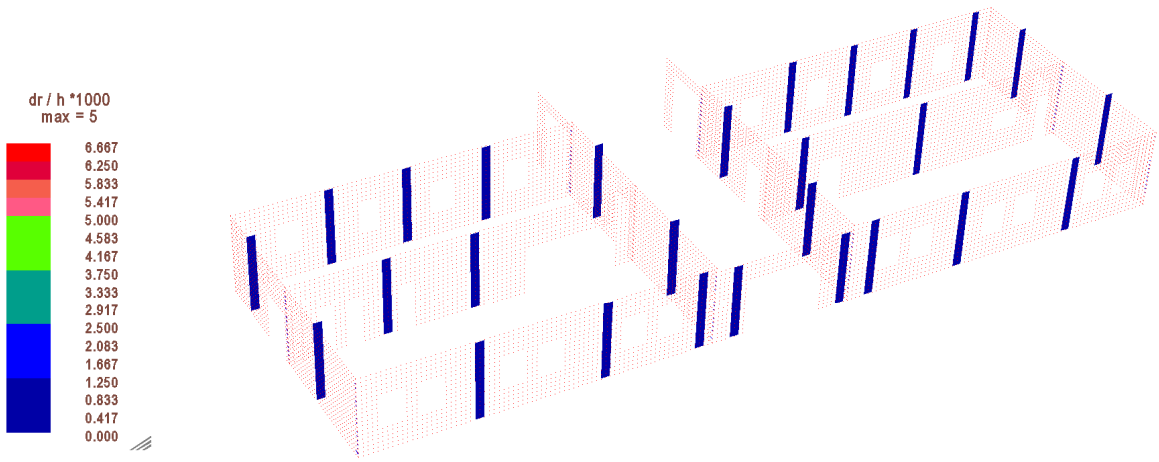
Travi 12x24cm → 7.9kN

Travi 12x36 → 9.75kN

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

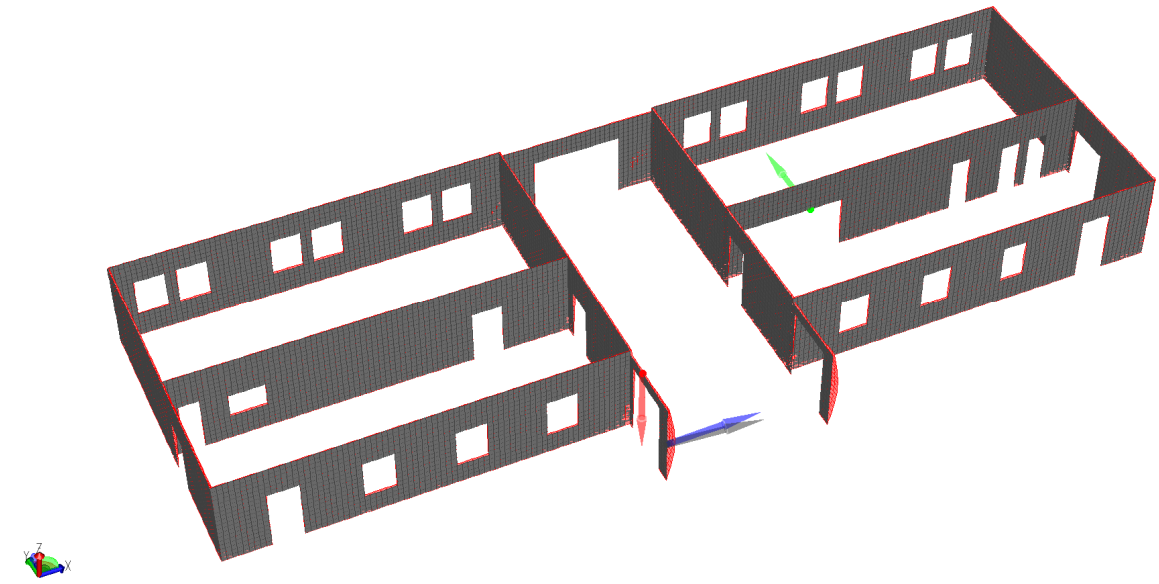
- **Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali**

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al pragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa che nel caso in esame deve risultare per lo SLD inferiore a 0.005h e per lo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV) inferiore a 0.005h*2/3. Si procede ora con la verifica:



Prospettiva

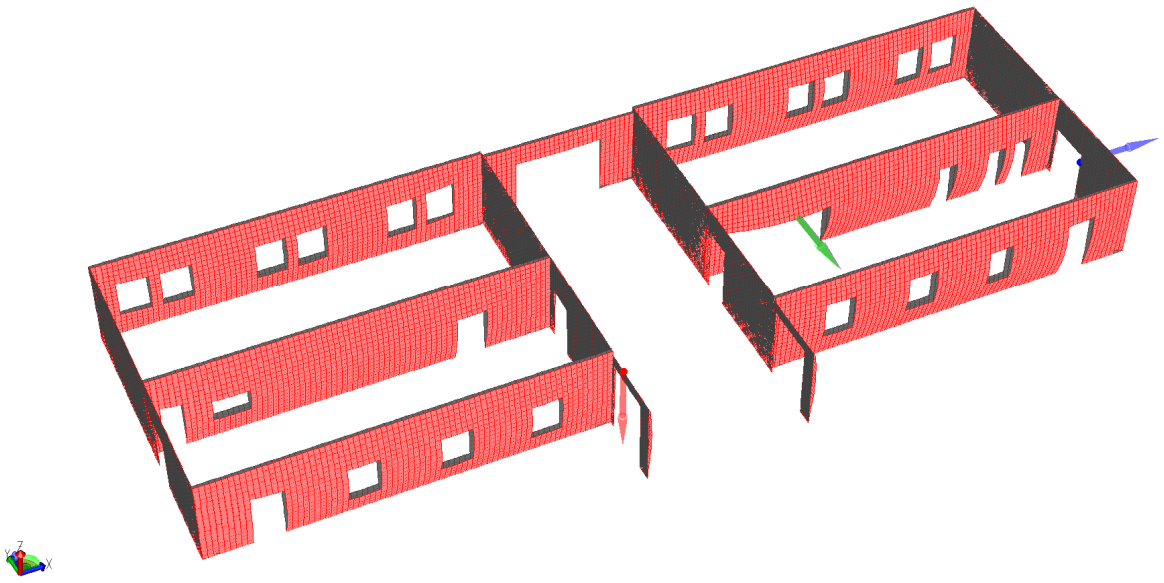
Verifica a deformazione per lo stato limite di danno



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

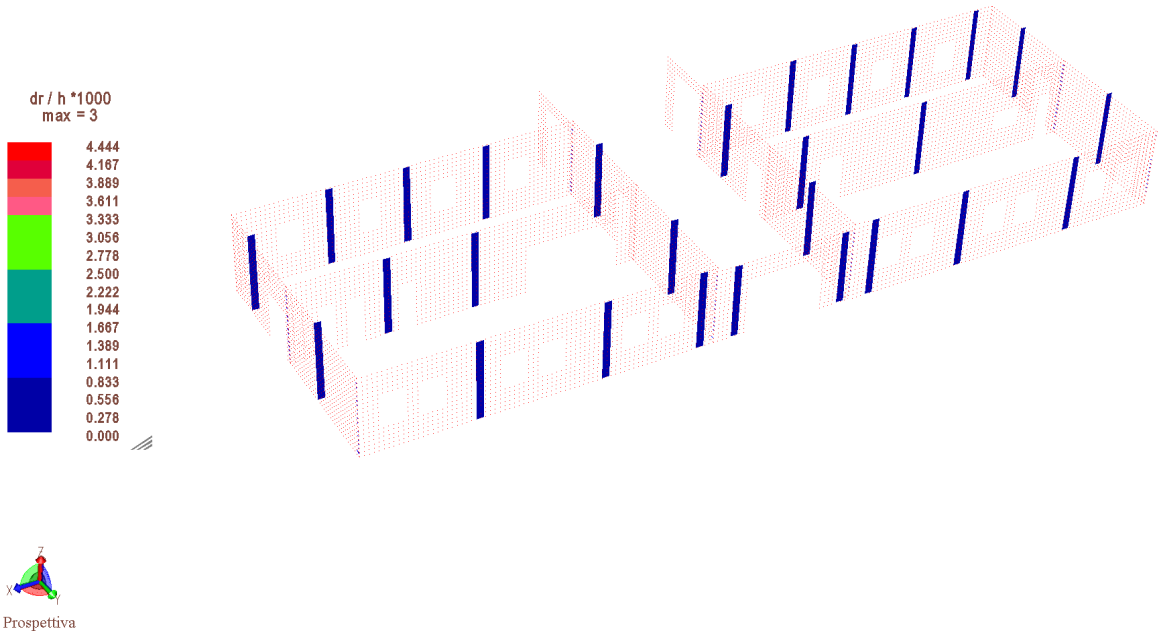
Massime deformazioni al nodo 24983 **d=**0.0001 dx=0.0001 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 24983 **dx=**0.0001 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**0.0001 dx=0.0000 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0000 dy=0.0000



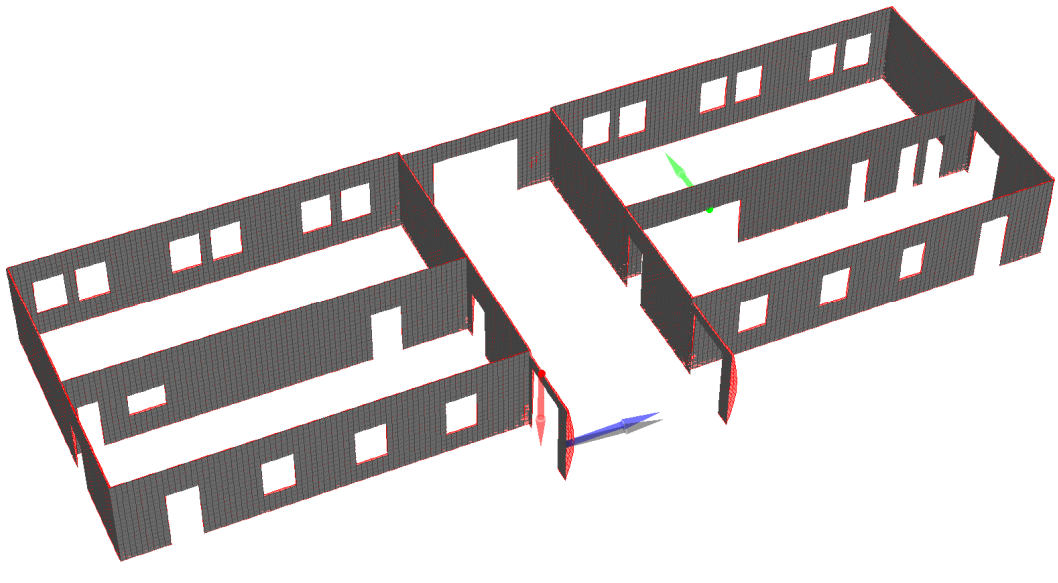
Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 22628 **d=**0.0003 dx=0.0000 dy=-0.0003 dz=-0.0001
Direzione x: nodo 20190 **dx=**0.0000 dy=-0.0000 dz=0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**-0.0003 dx=0.0000 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0000 dy=-0.0001

Spostamenti SLD (deformazioni massime direzione X e direzione Y)



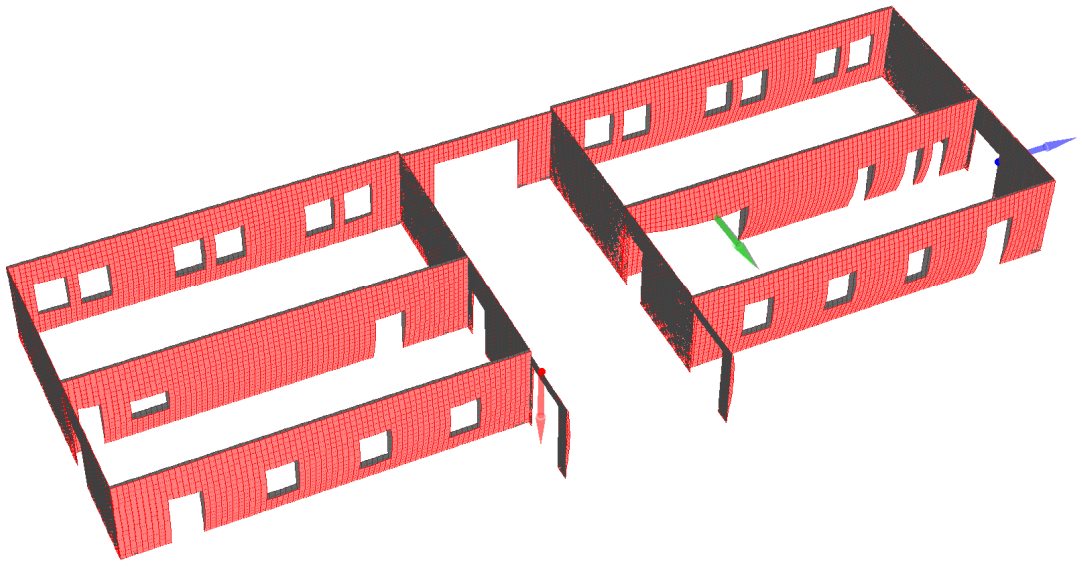
Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 24983 **d=**0.0001 dx=0.0001 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 24983 **dx=**0.0001 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**0.0001 dx=0.0000 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0000 dy=0.0000



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 22628 **d=**0.0002 dx=0.0000 dy=-0.0002 dz=-0.0001
Direzione x: nodo 20190 **dx=**0.0000 dy=-0.0000 dz=0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**-0.0002 dx=0.0000 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0000 dy=-0.0000

Spostamenti SLO (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche in caso di incendio**

PANNELLI XLAM

La protezione del pannello Xlam è realizzata sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice 5 parte 1-2 mediante applicazione di lastra in cartongesso, lana di roccia e/o pannelli in legno.

In generale le strutture sono R30, salvo alcuni locali a destinaizone specifica che richiedono R/REI60 e R/REI90.

In sintesi le soluzioni scelte sono le seguenti:

R30 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm

R30 copertura: dimensionamento travi e travetti

R60 pareti xlam: doppia lastra applicata, cartongesso A 15mm interno + F 15mm esterno (pareti interne)

R60 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm (pareti esterne)

R60 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

R90 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm

R90 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

Protezione collegamenti metallici:

R30: come pannelli

R60: come pannelli

R90: doppia lastra come R60 + pannello 30mm in legno nell'intercapedine

Dimensionamento R30

Si adotta una lastra applicata al apnnello xlam appartenente alla classe A secondo la norma EN520. Le fughe tra le lastre saranno stuccate in modo da garantire una migliore resistenza all'incendio.

Si determina il momento in cui comincia la carbonizzazione t_{ch} e il momento del collasso del protettivo t_f.

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra di cartongesso

Pertanto il pannello in Xlam è soggetto ad un incendio di durata pari a 2minuti (per raggiungere i 30minuti richiesti R30). In questo lasso di tempo poiché l'incendio è in atto si consiglia di considerare una velocità di carbonatazione doppia rispetto a quella indicata in normativa pari a 0,9mm/min per i pannelli.

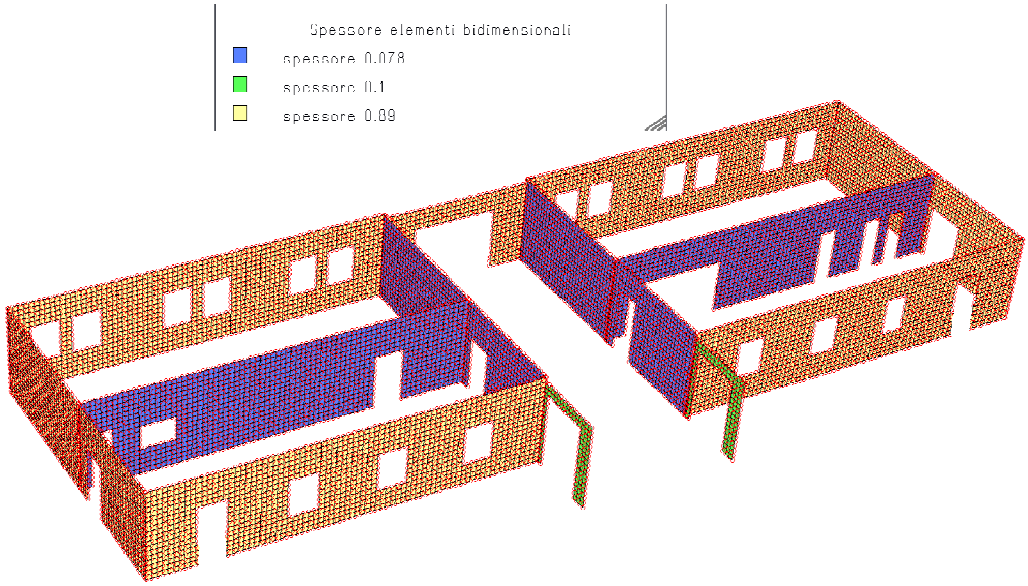
Pertanto nei due minuti si bruceranno: 0.9*2*2=3.6mm a cui vanno sommati i 7mm di profondità che corrispondono allo strato alterato per le alte temperature. Pertanto sono stati decurtati nel calcolo strutturale in caso di incendio uno spessore di 3.6+7= 10.6mm sul lato di esposizione al

fuoco. Pertanto lo spessore complessivo sarà diverso per i pannelli interni rispetto a quelli esterni, in particolare si ha:

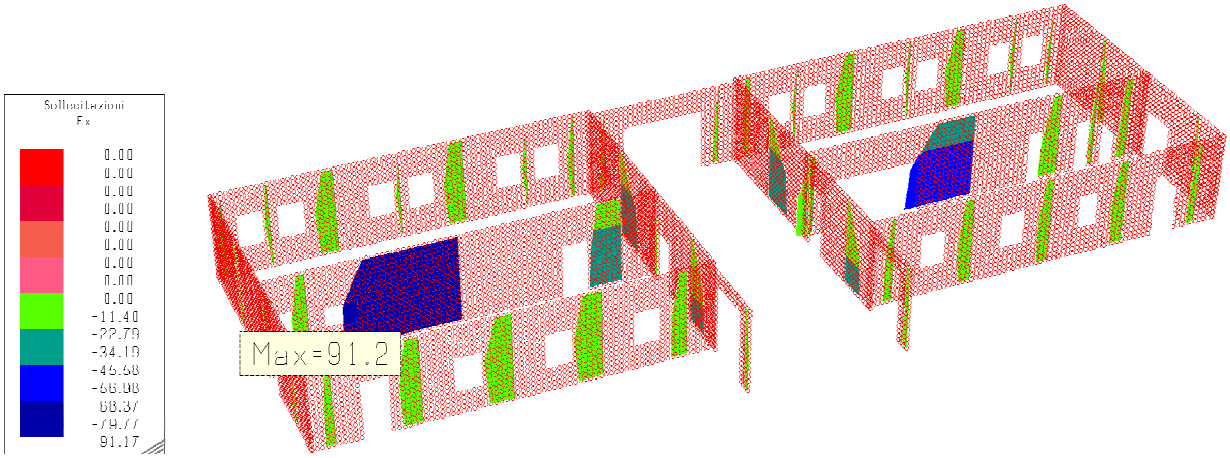
Pannello Interno 30+40+30mm – (fuoco sui due lati) → 19+40+19mm

Pannello esterno 30+40+30mm – (fuoco sul solo lato interno) → 19+40+30mm

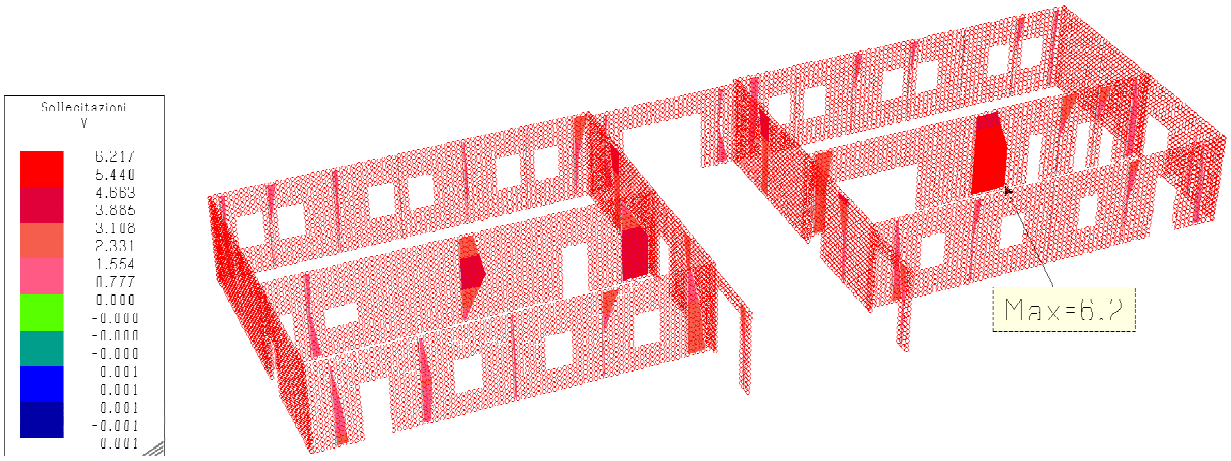
Si sono dunque corrette le dimensioni dei pannelli all'interno dei modelli di calcolo per tenere in considerazione la nuova situazione:



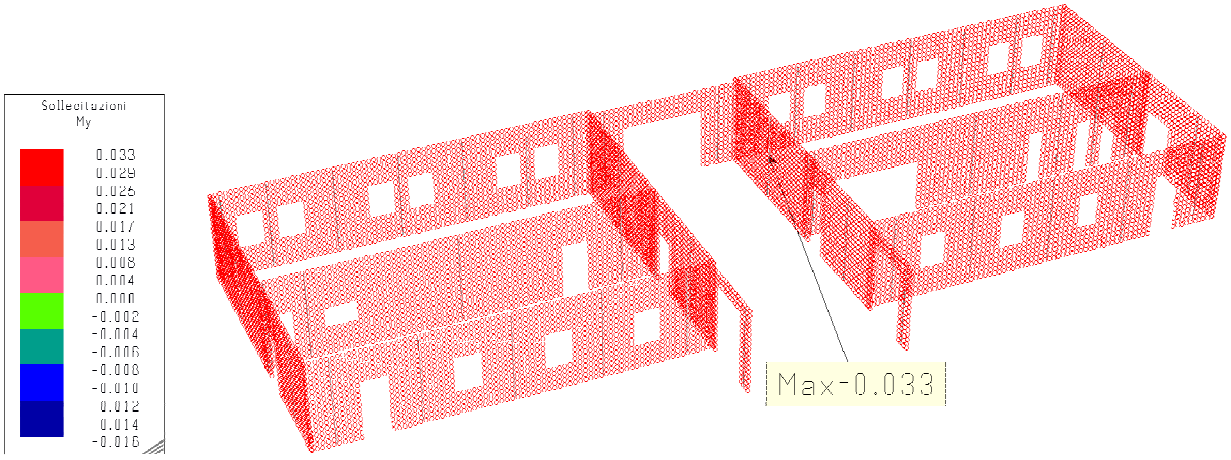
Si è svolta nuovamente l'analisi tenendo in considerazione la sola combinazione di carico relativa all'incendio coerente con quanto indicato all'interno della normativa di calcolo al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Le principali sollecitazioni all'interno dei pannelli sono le seguenti:



Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (incendio)

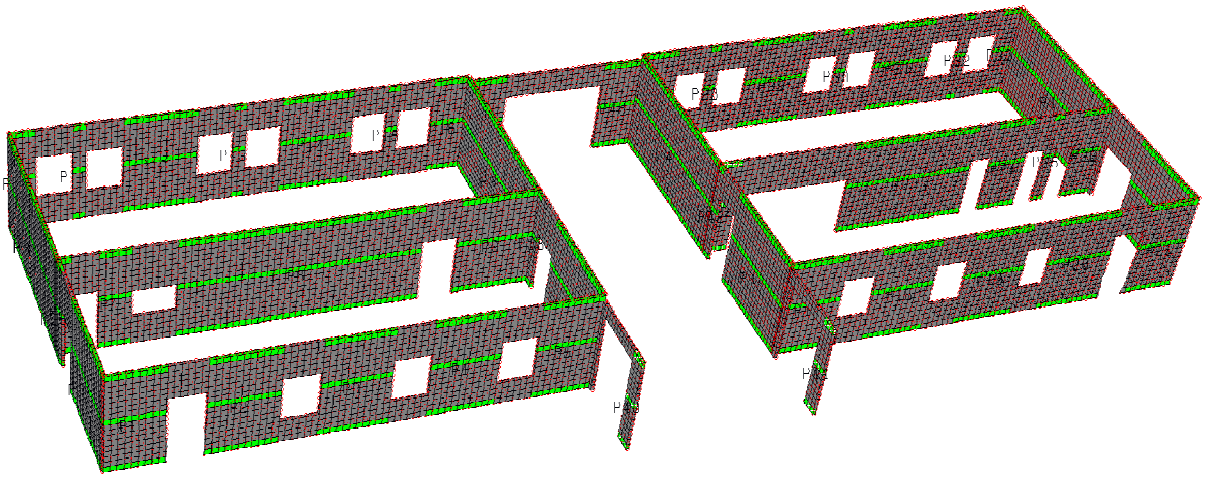


Sollecitazioni taglianti (incendio)



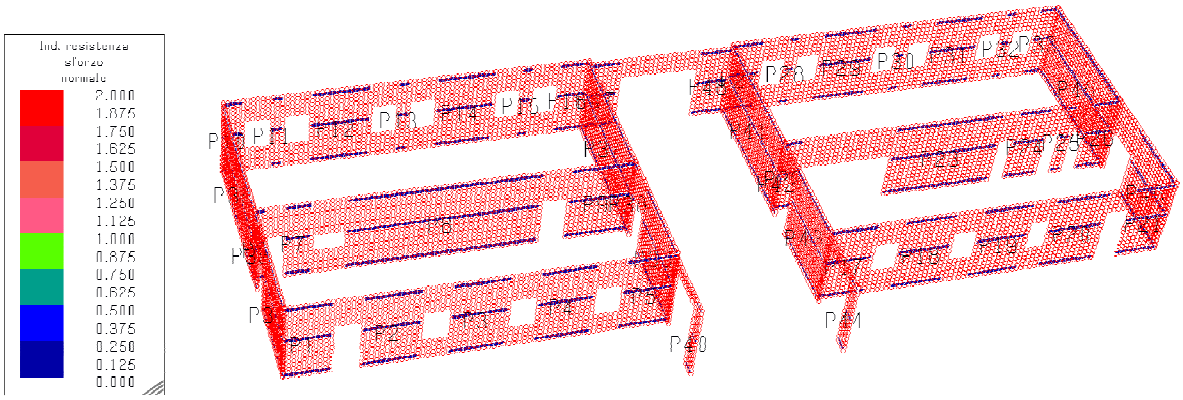
Momenti flettenti (incendio)

l'esito delle verifiche è di seguito riportato:

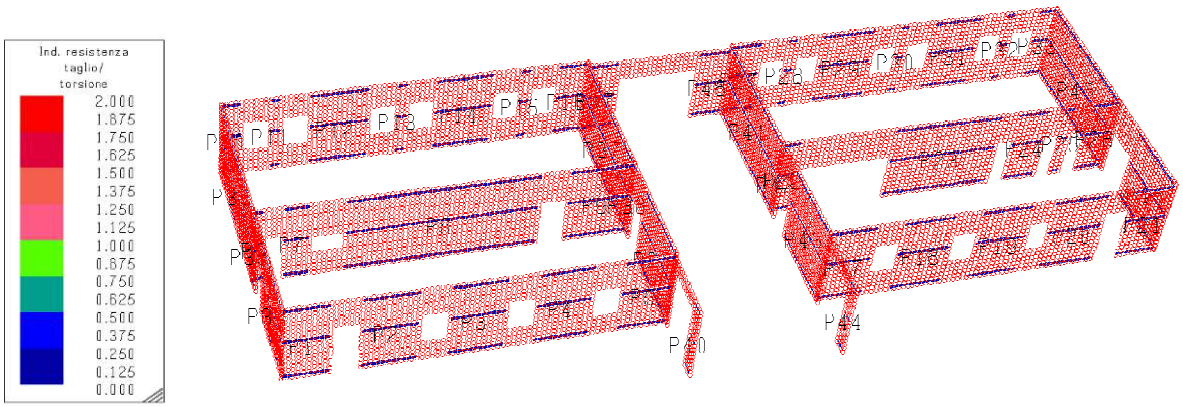


Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

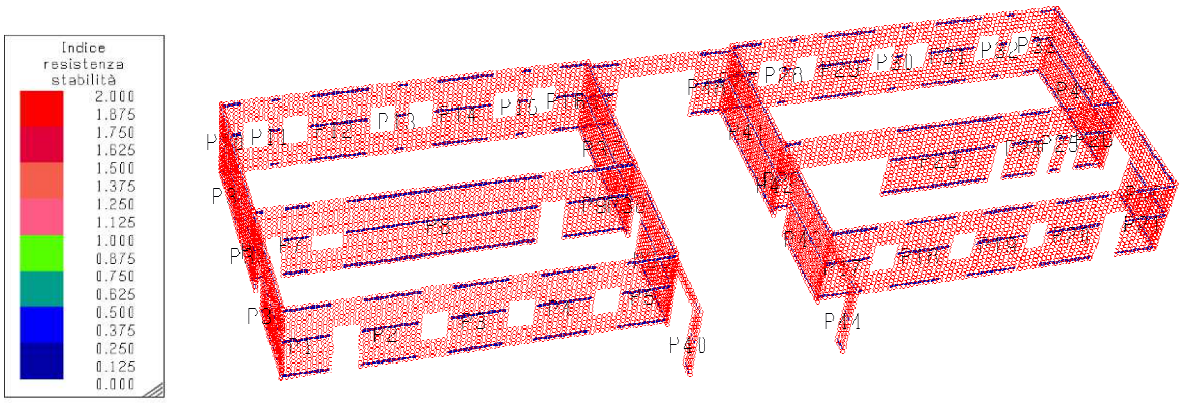
Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli:



Indice di resistenza per sforzo normale, incendio



Indice di resistenza per taglio torsione, incendio



Indice di resistenza per stabilità, incendio

Si può notare che l'indice di resistenza rimane anche in questo caso molto basso poiché contestualmente alla riduzione dello spessore degli elementi resistenti a causa dell'azione dell'incendio si ha una sollecitazione minore come si può evincere dai grafici riportati in precedenza dovuta principalemnte ai fattori di combinazione applicati in accordo con la combinazione per azioni eccezionali riportata all'interno della normativa tecnica di riferimento.

L'esito delle verifiche sopra riportate è coerente se e solo se la connessione del pannello risulta protetta dall'azione d'incendio. In particolare così come indicato all'interno dell'eurocodice 5 per la protezione delle connessioni con piastre esterne si è verificato la protezione offerta dalla lastra, condiderando che in la connessione metallica offre già una resistenza pari a 15min:

td,fi= 15 min

tch>=treq-0.5td,fi= 30-0.5x15= 22.5min

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra >22.5.

TRAVI LIGNEE

In particolare prima di procedere con le verifiche è necessario stimare la quota parte di legno carbonizzata per un incendio della durata di 30 minuti. Lo spessore comprensivo da trascurare nella verifica viene determinato con le seguenti formule:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$

in cui d_0=7mm

poiché la durata dell'incendio è superiore ai 20 minuti → k_0 =1

dchar = βn*t

Poiché βn per il legno lamellare vale 0.7mm/min si ottiene:

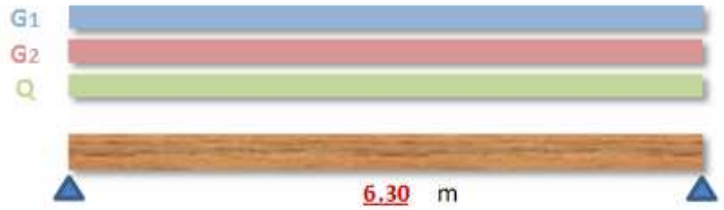
dchar = βn*t → 0.7*30=21mm

Pertanto lo spessore da eliminare per l'azione dell'incendio è pari a:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$ → 21+7 = 28mm

Questo spessore deve essere tolto dalla sezione oggetto di verifica per ogni lato esposto al fuoco. Nel nostro caso solo i lati esterni sono esposti pertanto verrà eliminato uno spessore complessivo di 6cm per la base della sezione mentre saranno tolti solo 3cm per l'altezza. Le sollecitazioni sono state ricavate apllicato la medesima combinazine di carico utilizzata precedentemente ed esposta all'interno della normativa tecnica di riferimento al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Si procede ora con la verifica degli elementi:

Trave corpo B 12x32cm Fuoco



15 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

32 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	95.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	95.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I

Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	95.0	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	471.3	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	299.3	daN

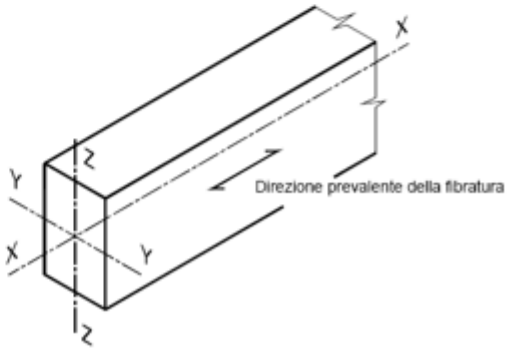
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	**1**	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	**Legno lamellare incollato**		γ_m	1.45

Sezione			A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	H [cm]	29.0	*174*	*12195*	*522*	*841*	*174*
	B [cm]	6.0					

Valori caratteristici del materiale							*GL24h Fuoco*
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***				
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225		
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040		
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***				
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385		
Considero k_h ? **NO**	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00	

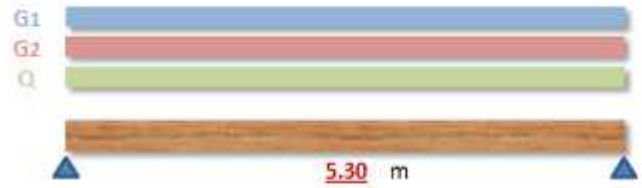
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	0.00	kN
$T_{z,d}$	2.99	kN
$T_{y,d}$	0.00	kN
$M_{y,d}$	4.71	kNm
$M_{z,d}$	0.00	kNm
$M_{t,d}$	0.00	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	5.60	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.33	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.23	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.26	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Trave corpo B 12x24cm Fuoco



11 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

24 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	91.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	91.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	91.0	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	319.5	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	241.2	daN

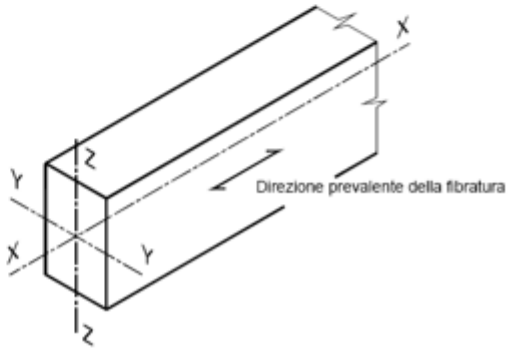
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	**1**	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	**Legno lamellare incollato**		γ_m	1.45

Sezione			A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	H [cm]	21.0					
	B [cm]	6.0	*126*	*4631*	*378*	*441*	*126*

Valori caratteristici del materiale						*GL24h Fuoco*	
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***		
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***		
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385
Considero k_h ? **NO**	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$ 1.00	$k_{h,traz}$	1.00

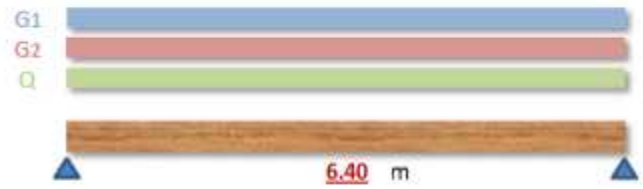
Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	0.00	kN
$T_{z,d}$	2.41	kN
$T_{y,d}$	0.00	kN
$M_{y,d}$	3.19	kNm
$M_{z,d}$	0.00	kNm
$M_{t,d}$	0.00	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	7.23	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.42	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.30	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.29	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Trave corpo B 12x36cm Fuoco



16 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

36 cm
12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	96.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	96.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I

Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	96.0	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	491.5	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	307.2	daN

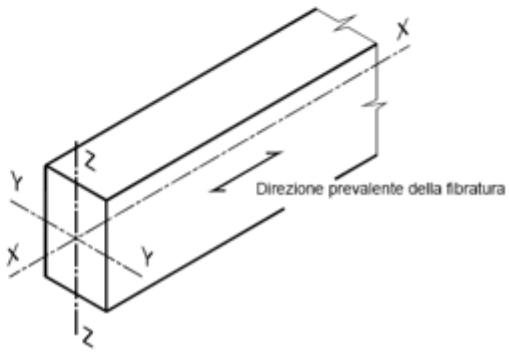
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	1	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	Legno lamellare incollato		γ_m	1.45

Sezione			A [cm²]	J_y [cm⁴]	J_z [cm⁴]	W_y [cm³]	W_z [cm³]
Rettangolare	H [cm]	33.0					
	B [cm]	6.0	*198*	*17969*	*594*	*1089*	*198*

Valori caratteristici del materiale						GL24h Fuoco	
Proprietà di Resistenza [N/mm²]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm²]***		
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m³]***		
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385
Considero k_h? NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$ 1.00	$k_{h,traz}$	1.00

Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	0.00	kN
$T_{z,d}$	3.07	kN
$T_{y,d}$	0.00	kN
$M_{y,d}$	4.91	kNm
$M_{z,d}$	0.00	kNm
$M_{t,d}$	0.00	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria			
Trazione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione parallela alla fibratura			Verifica non necessaria			
Compressione perpendicolare alla fibratura			Da sviluppare			
Compressione inclinata rispetto alla fibratura			Da sviluppare			
Flessione			La sezione è verificata			
$\sigma_{m,y,d}$	4.51	N/mm²	$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm²	
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm²	$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm²	
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.26	<	1	
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$			0.18	<	1	
Tensoflessione			Verifica non necessaria			
Pressoflessione			Verifica non necessaria			
Taglio			La sezione è verificata			
τ_d	0.23	N/mm²	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm²
Torsione			Verifica non necessaria			
Taglio e Torsione			Verifica non necessaria			

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Dimensionamento R60

Si rimanda a quanto riportato in merito nell'edificio A, valendo le medesime considerazioni.

- **Verifica delle pareti in cartongesso**

All'interno dell'edificio B sono presenti pareti in cartongesso che non superano in altezza i 4m configurandosi pertanto come interventi privi di rilevanza per la pubblica incolumità ai fini sismici secondo quanto riportato all'interno del DGR 687/2011 al punto B.4.5.c

- **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

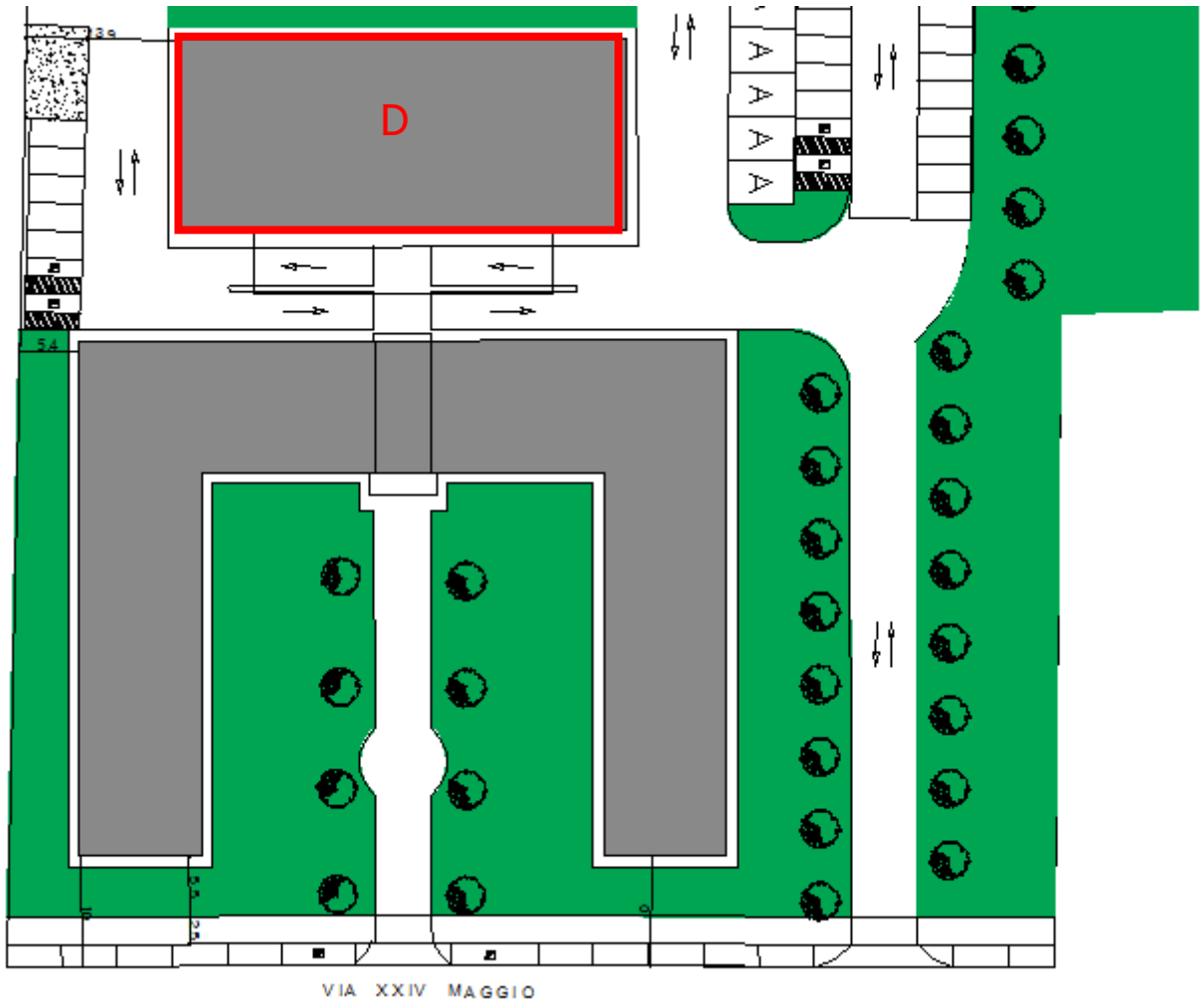
Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

1.9 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICHE CORPO D



- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	**Corpo D SLV Esecutivo**
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.182
F0	2.45
Tc	0.29
Categoria del suolo	C

Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Fattore q di struttura	qor=1.5
Duttilita'	Bassa Duttilita'
Sd (T1)	0.426 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.426

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0775
F0	2.49
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.289 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.289

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0622
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.232 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.232

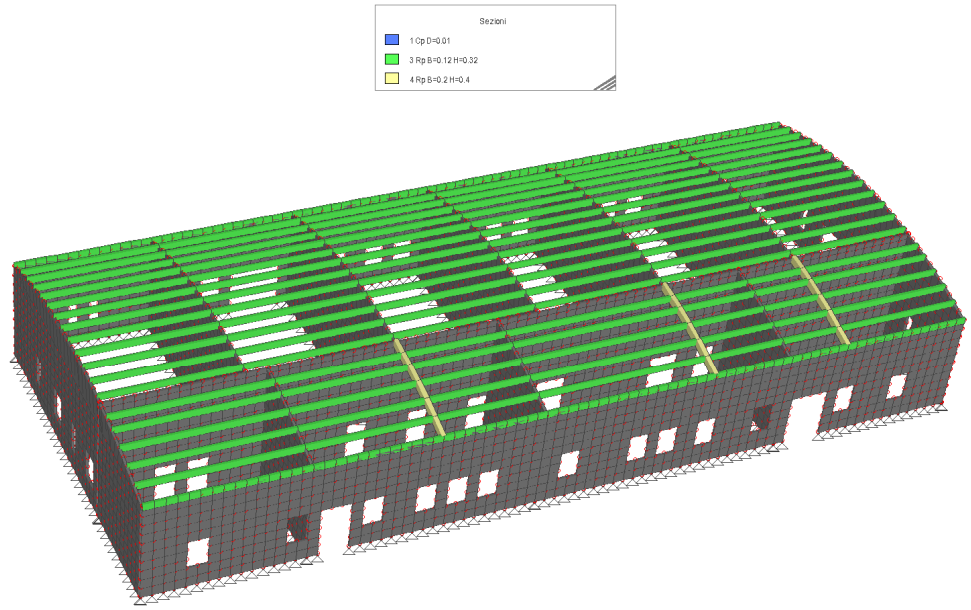
- **Sezioni utilizzate nel modello strutturale**

SEZIONI RETTANGOLARI

Codice	Base	H
3	0.120	0.320
4	0.200	0.400

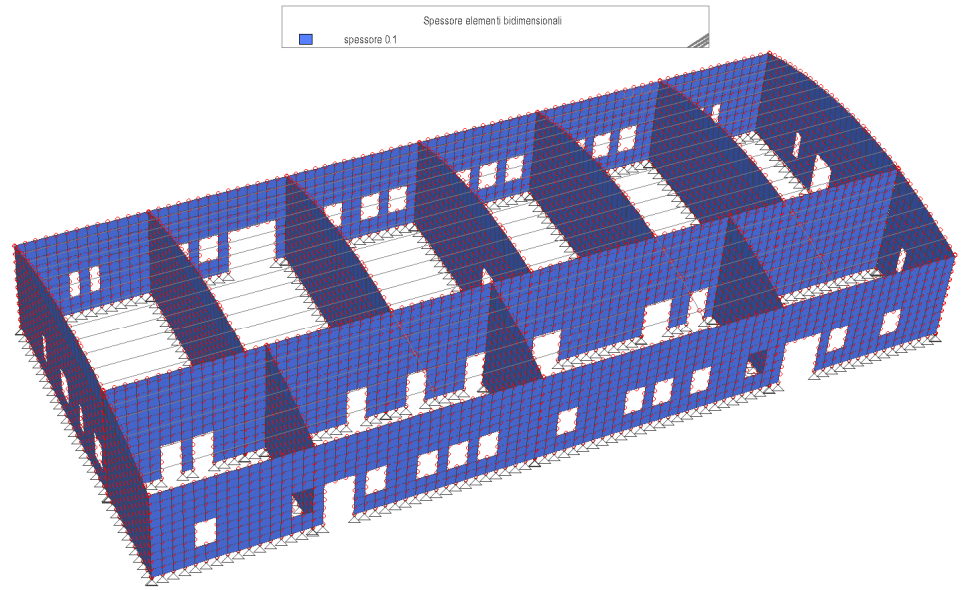
SEZIONE CIRCOLARE PIENA

Codice	Diametro
1	0.010



Prospettiva

Gli elementi caratterizzati da sezione circolare piena sono gli elementi utilizzati per simulare il comportamento delle connessioni tra pannelli.

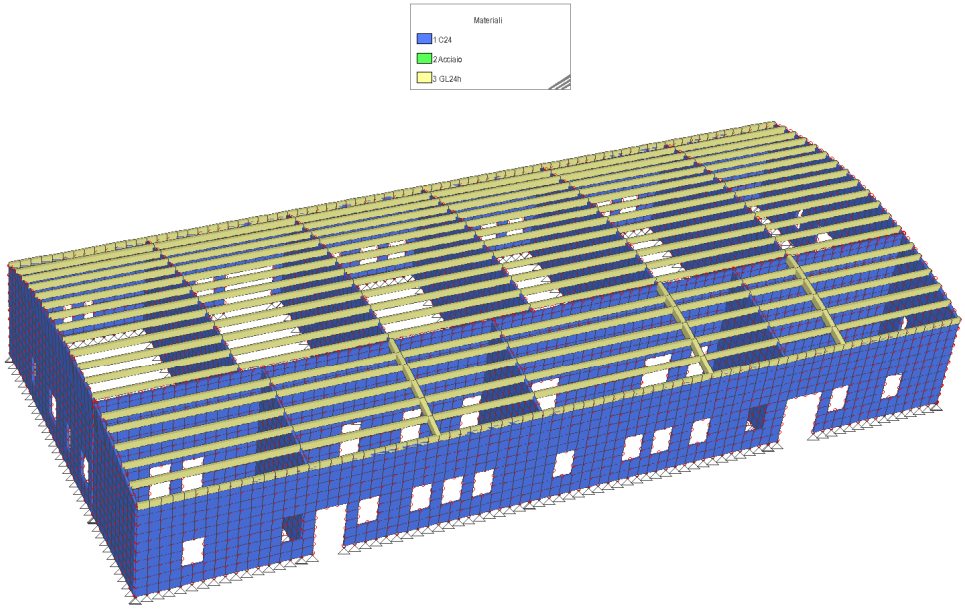


Prospettiva

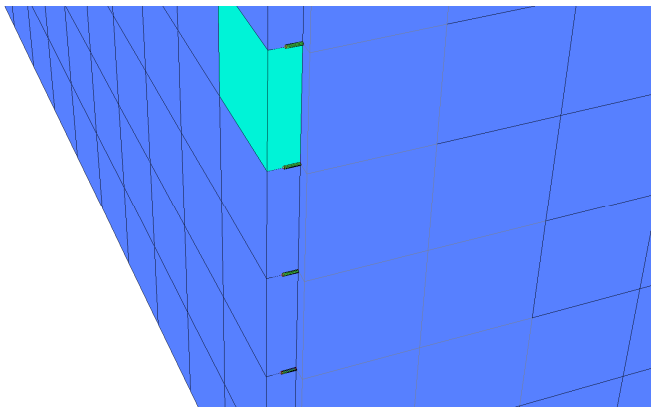
- **Lista Materiali Utilizzati**

Codice	Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	C24	+1.10e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
2	Acciaio	+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000
3	GL24h	+1.15e+007	0.370	4.20000	+3.00e-006	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000

Si specifica che il valore del coefficiente di Poisson utilizzato sia per il massiccio C24 che per il lamellare GL24h è riferito al valore indicato per il legno di conifera.



Prospettiva



Si possono notare gli elementi in acciaio che simulano la connessione tra gli elementi. Gli elementi di connessione ad angolo dei pannelli così come per le pareti interne sono stati inseriti per tenere conto della reale connessione che intercorre tra questi elementi realizzata con viti per legno. In particolare questi elementi non rappresentano le singole viti bensì quello che si ricerca con questa tipologia di connessione è il comportamento in quanto questa tipologia di connessione modellata come incastro cerniera permette di considerare il trasferimento di sforzi taglianti ma non il trasferimento di momenti. Questi elementi sono posizionati agli angoli della struttura ed all'incrocio

delle pareti interne laddove si ha quindi connessione tra pareti a 90°.

- **Gruppi della struttura**

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Connessioni	
2	Travi tetto	
3	005	
4	006	
5	007	
6	008	
7	009	
8	010	
9	011	
10	012	
11	013	
12	014	

ELEMENTO FINITO: PIASTRA

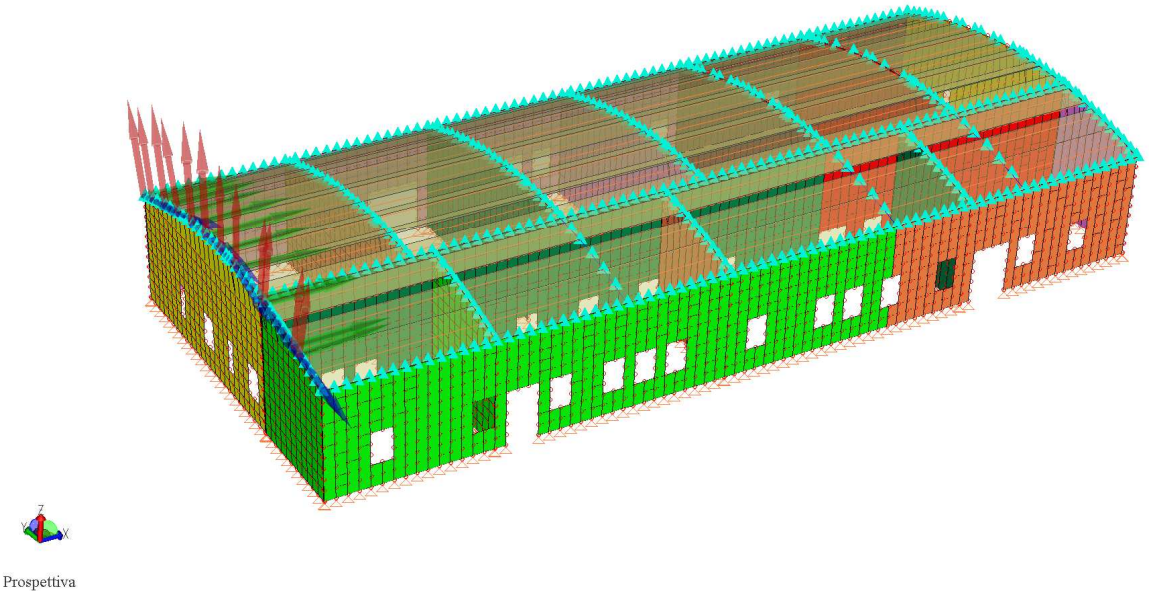
Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Parete 1	
2	Parete 2	
3	Parete 3	
4	Parete 4	
5	Parete 5	
6	Parete 6	
7	Parete 7	
8	Parete 8	
9	012	
10	013	
11	014	
12	015	
13	016	
14	017	
15	018	
16	019	
17	020	
18	021	

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Cerniere alla base	

- **Relazioni / Piani rigidi**

In virtù di quanto contenuto all'interno del paragrafo 1.6.3 si sono considerati i solai come infinitamente rigidi:



Prospettiva

<u>Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà</u>

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

– <u>I Nodi</u>

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo linksignifica specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

- I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

- Le Sezioni

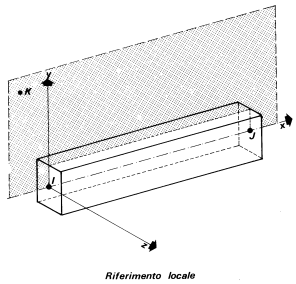
Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

- I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al



riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

- Gli Elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

- Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

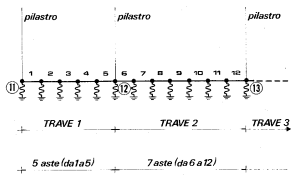
L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.
L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.
Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.



I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il

cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.
I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:
Vi=Vf; di=df=0, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- Elemento Shell (Guscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.
Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.
Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.
Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.
Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;
- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

- Elemento Boundary (Vincolo)

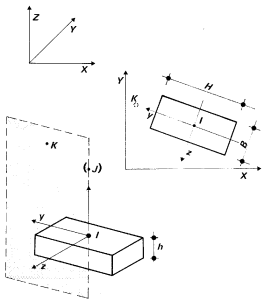
L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).
I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

- Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.

Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

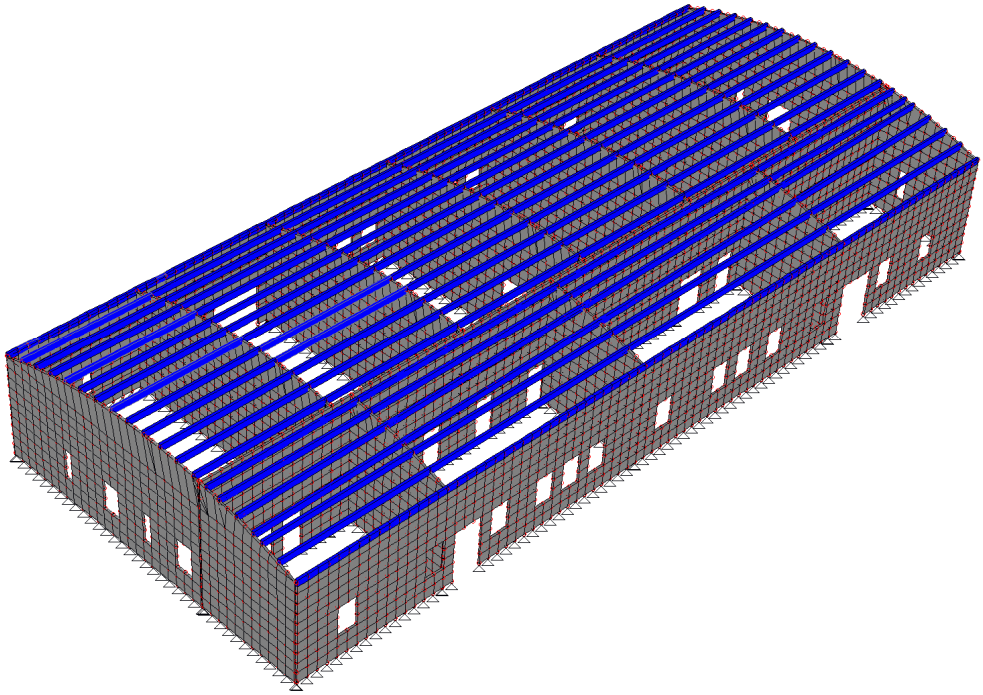


Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

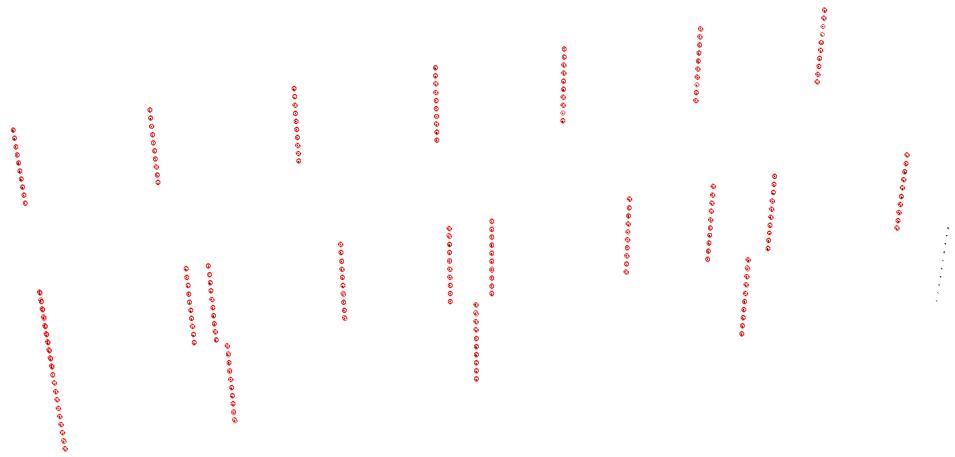
L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

- **Vincoli adottati nel modello strutturale – elementi travi e travetti**



Prospettiva

Svincoli nodo travi (nodo i e nodo j)



Svincoli collegamenti orizzontali tra i pannelli verticali cerniera-incastro

I collegamenti tra i diversi pannelli sono stati schematizzati mediante l'inserimento di opportune travi caratterizzate dal vincolo incastro cerniera come descritto appena sopra. I vincoli esterni dei pannelli in fondazione sono invece rappresentati da cerniere distribuite.

- **Carichi appplicati al modello di calcolo**

CARICHI PER ELEMENTI TRAVE, TRAVE DI FONDAZIONE E RETICOLARE

Carico distribuito con riferimento globale V, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Tetto permanente portato	3	Condizione 3	Permanente: Permanente portato	0.800000	0.000	0.800000	0.000	1.0000	1.0000
Neve	4	Condizione 4	Variabile: Neve	1.200000	0.000	1.200000	0.000	0.0000	0.0000

CARICHI PER ELEMENTI BIDIMENSIONALI

Carico di superficie nella direzione globale X, agente sulla superficie reale

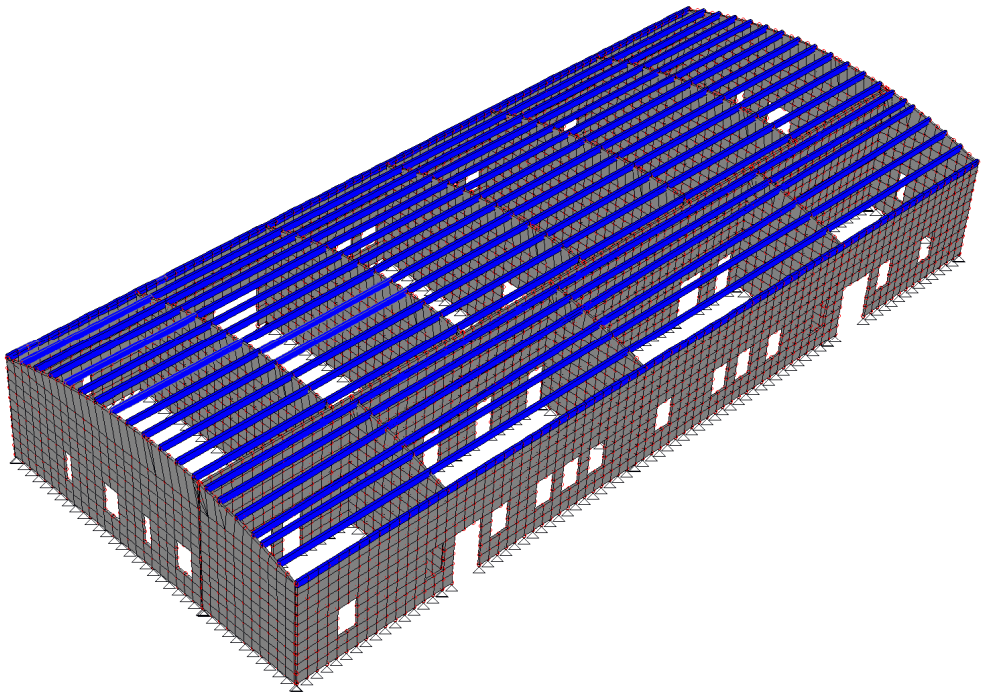
Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +X	1	Condizione 1	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +X	2	Condizione 1	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento depressione -X	6	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000

Carico di superficie nella direzione globale Y, agente sulla superficie reale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione +Y	7	Condizione 5	Variabile: Vento	0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione +Y	8	Condizione 5	Variabile: Vento	0.276000	0.0000	0.0000
Vento pressione -Y	9	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000
Vento depressione -Y	10	Condizione 6	Variabile: Vento	-0.276000	0.0000	0.0000

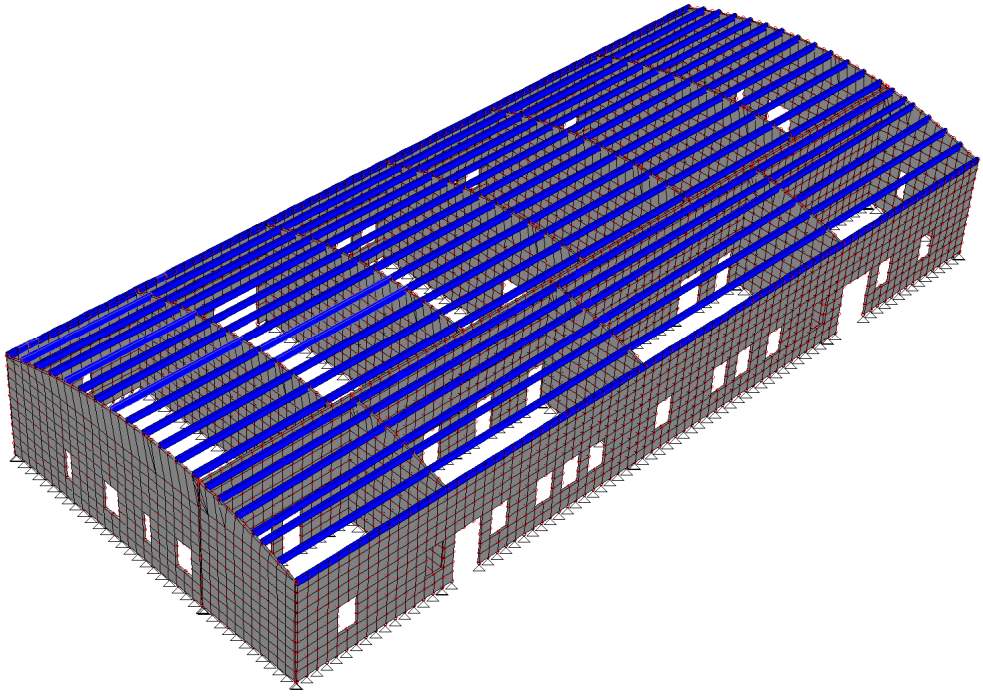
Carico di superficie nella direzione globale X, agente sulla superficie in proiezione ortogonale

Descrizione	Codice	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Valore	Aliq.dinamica	Aliq.inerz.SLD
Vento pressione -X	5	Condizione 2	Variabile: Vento	-0.552000	0.0000	0.0000



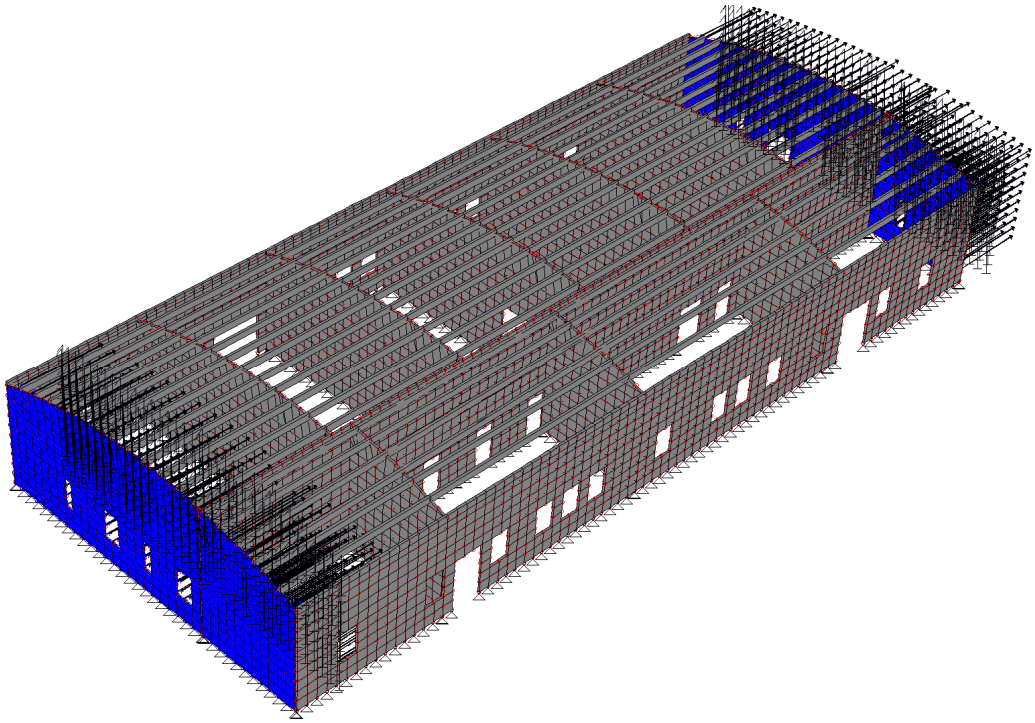
Prospettiva

Carico tetto pemanente portato



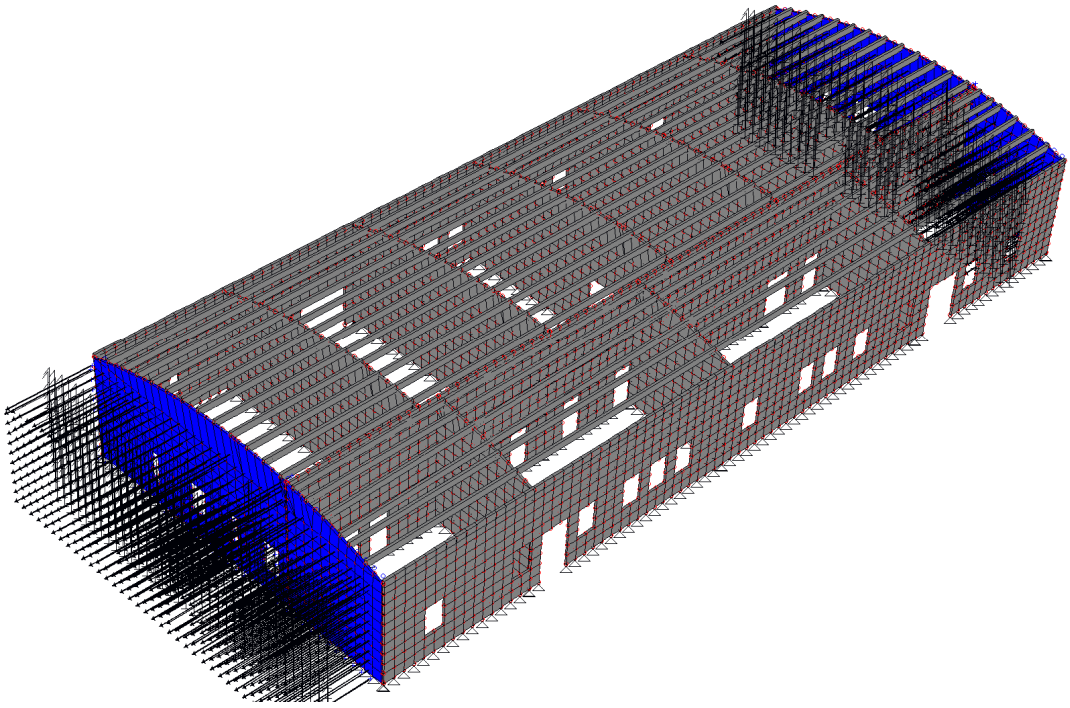
Prospettiva

Carico neve



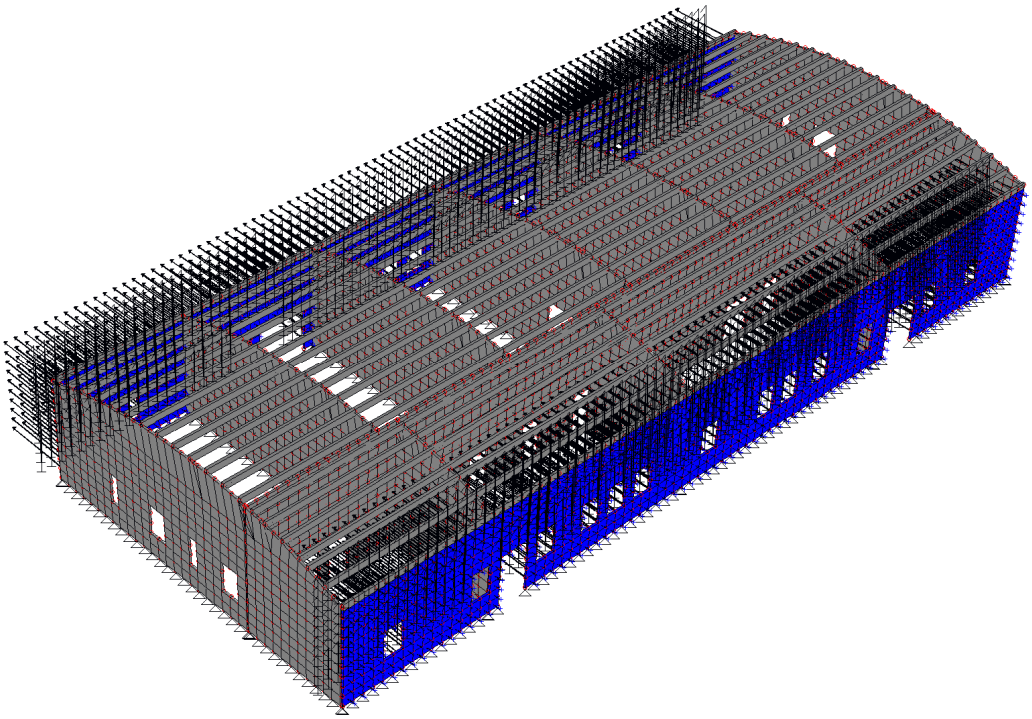
Prospettiva

Vento direzione +X



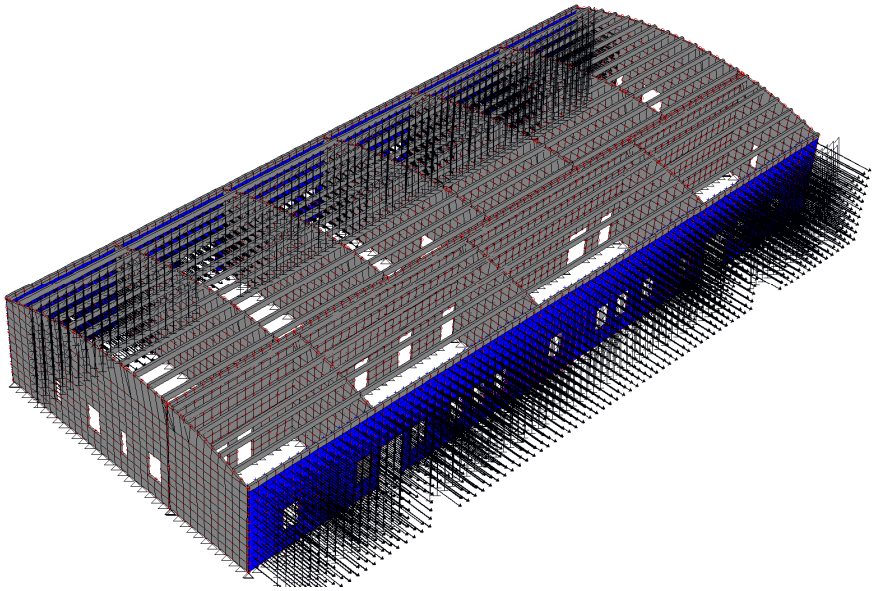
Prospettiva

Vento direzione –X



Prospettiva

Vento drezione+Y



Prospettiva

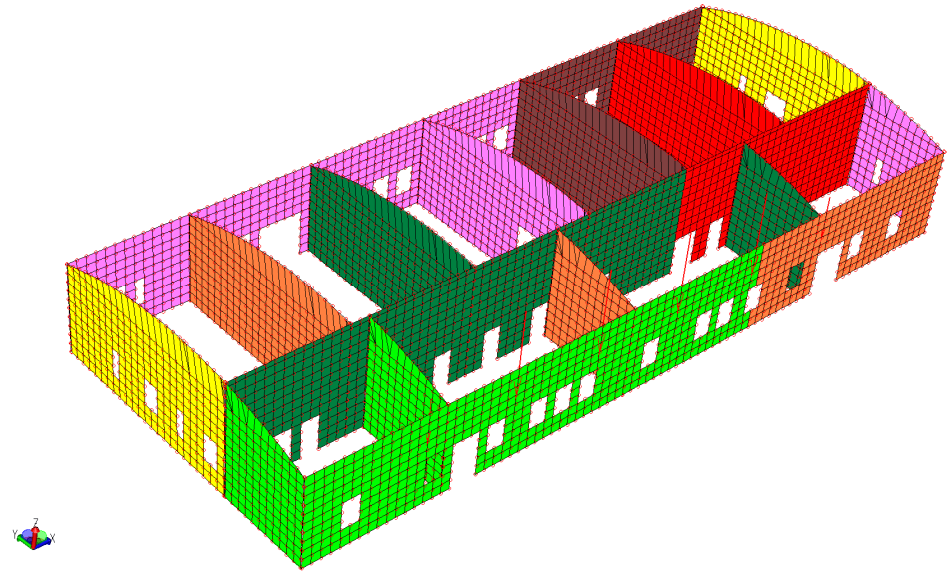
Vento direzione –Y

Num.cond.carico **Descrizione**

1 tettoia

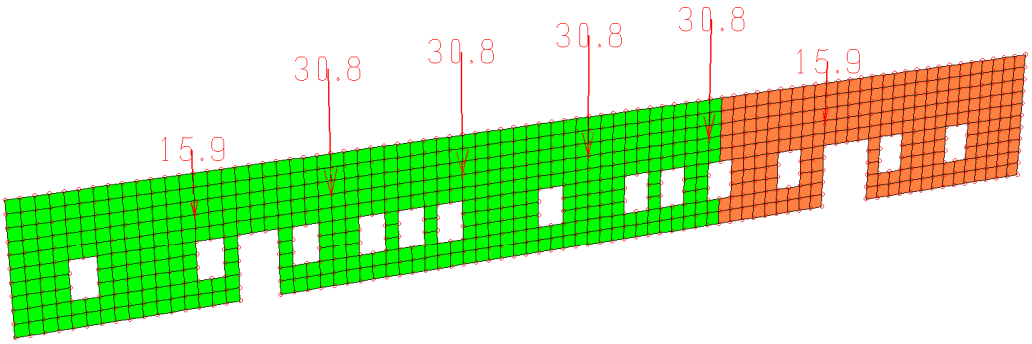
Nodo	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
340	1.62e+000		-3.08e+001			
1043	1.62e+000		-1.59e+001			
1260	1.62e+000		-1.59e+001			
2132	1.62e+000		-3.08e+001			

Num.cond.carico	Descrizione		
2201		1.62e+000	-3.08e+001
2984		1.62e+000	-3.08e+001



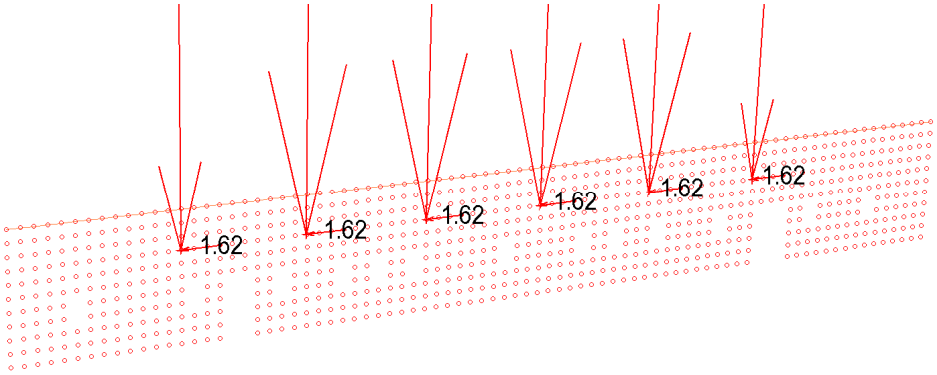
Prospettiva

Carichi tettoia



Prospettiva

Carichi tettoia verticali



Carichi tettoia verticali

Prima di procedere oltre è necessario precisare che i carichi derivanti dalla interazione tra corpo D e pensilina sono stati determinati mediante una analisi dinamica modale della pensilina (poiché la stessa è non regolare) dalla quale si sono desunte le sollecitazioni massime (risultato dell'inviluppo statico/sismico) in corrispondenza dei vincoli a carrello che descrivono l'interazione così come descritto all'interno del relativo paragrafo. Tali forze sono poi state inserite all'interno del modello D così come si evince dall'immagine sopra riportata. Il carico della tettoia è poi stata inserita opportunamente in tutte le combinazioni di carico. La situazione analizzata si configura come la situazione limite e maggiormente sfavorevole per analizzare l'interazione tra i due corpi.

- **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{qi}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

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

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalle struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

NORMATIVA: NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI - D.M. 14/01/2008 (STATICO E SISMICO)

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Statica neve dominante vento +X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
2	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
3	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
4	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
5	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
6	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
7	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
8	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
9	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
10	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
11	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
12	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
13	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
14	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
15	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
16	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
17	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
18	Incendio	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
37	Statica vento +X dominante	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
38	Statica vento -X dominante	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
39	Statica vento +Y dominante	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
40	Statica vento -Y dominante	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.750
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.500
41	Statica neve dominante vento -X	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
42	Statica neve dominante vento +Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.900
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
43	Statica neve dominante vento -Y	Azione sismica: Sisma assente Torsione: Assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.900

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
19	Rara neve dominante vento +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.600
20	Rara neve dominante vento -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.600
44	Rara neve dominante vento +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.600
45	Rara neve dominante vento -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.600
46	Rara vento dominante +X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 1	1.000
47	Rara vento dominante -X	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 2	1.000
48	Rara vento dominante +Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 5	1.000
49	Rara vento dominante -Y	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.500
			Variabile: Vento	Condizione 6	1.000
50	Frequente neve dominante	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.200
51	Frequente vento dominante +X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.200
52	Frequente vento dominante -X	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.200
53	Frequente vento dominante +Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.200
54	Frequente vento dominante -Y	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.200
55	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore

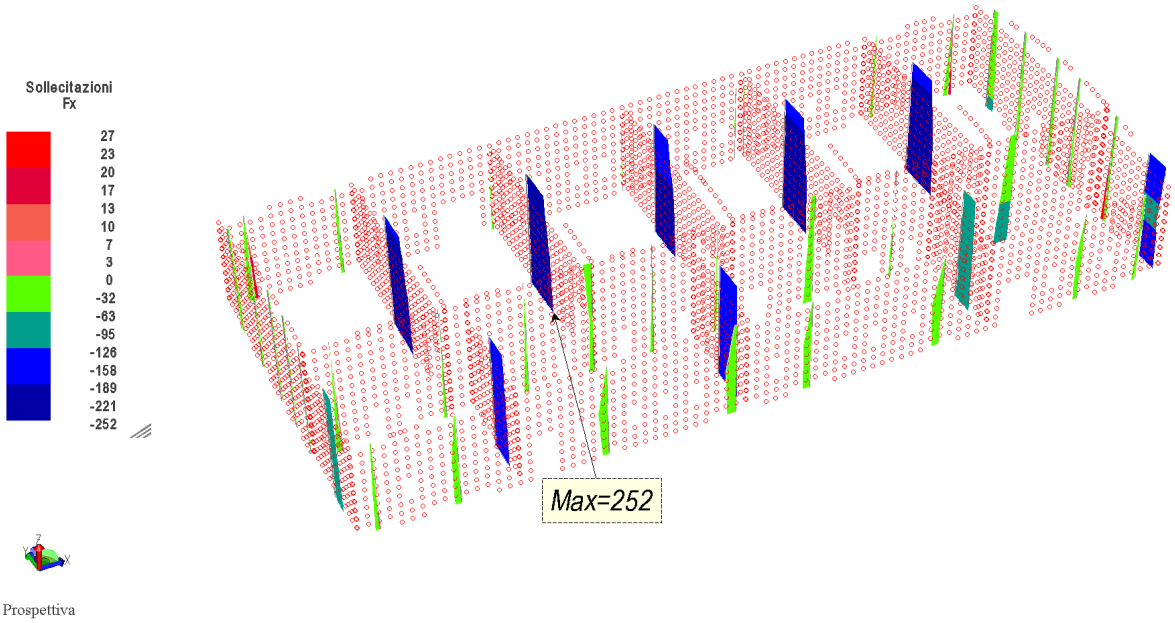
COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
21	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
22	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
23	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
24	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
25	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
26	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
27	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
28	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Antioraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

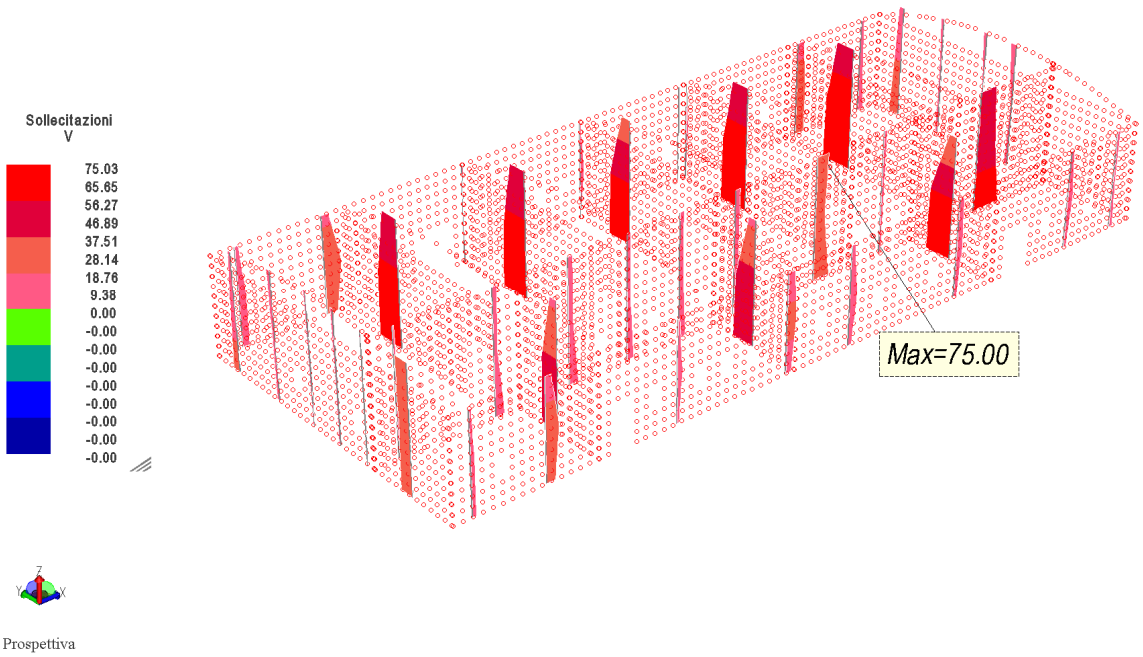
Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
29	Sisma 100%+X 30%+Y	Azione sismica: +EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
30	Sisma 100%+X 30%-Y	Azione sismica: +EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
31	Sisma 100%-X 30%+Y	Azione sismica: -EX+03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
32	Sisma 100%-X 30%-Y	Azione sismica: -EX-03EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
33	Sisma 30%+X 100%+Y	Azione sismica: +03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
34	Sisma 30%+X 100%-Y	Azione sismica: +03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
35	Sisma 30%-X 100%+Y	Azione sismica: -03EX+EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000
36	Sisma 30%-X 100%-Y	Azione sismica: -03EX-EY Torsione: Oraria	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 3	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 4	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 1	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 2	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 5	0.000
			Variabile: Vento	Condizione 6	0.000

- **Risultati analisi**

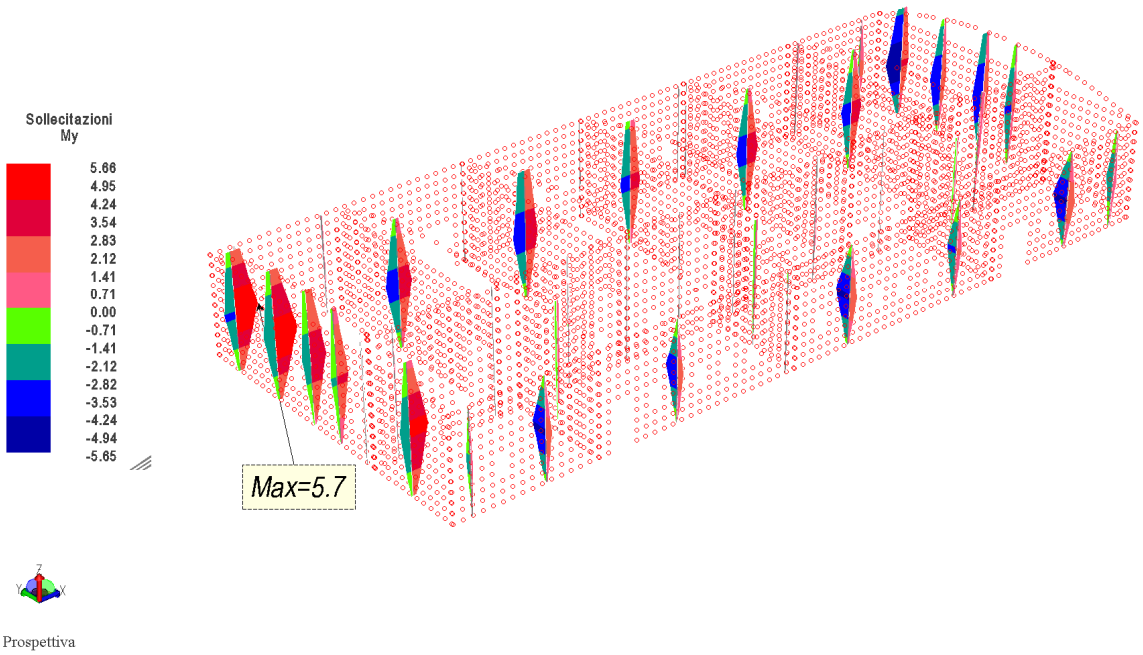
Le sollecitazioni e gli spostamenti ottenuti dale analisi sono le seguenti:



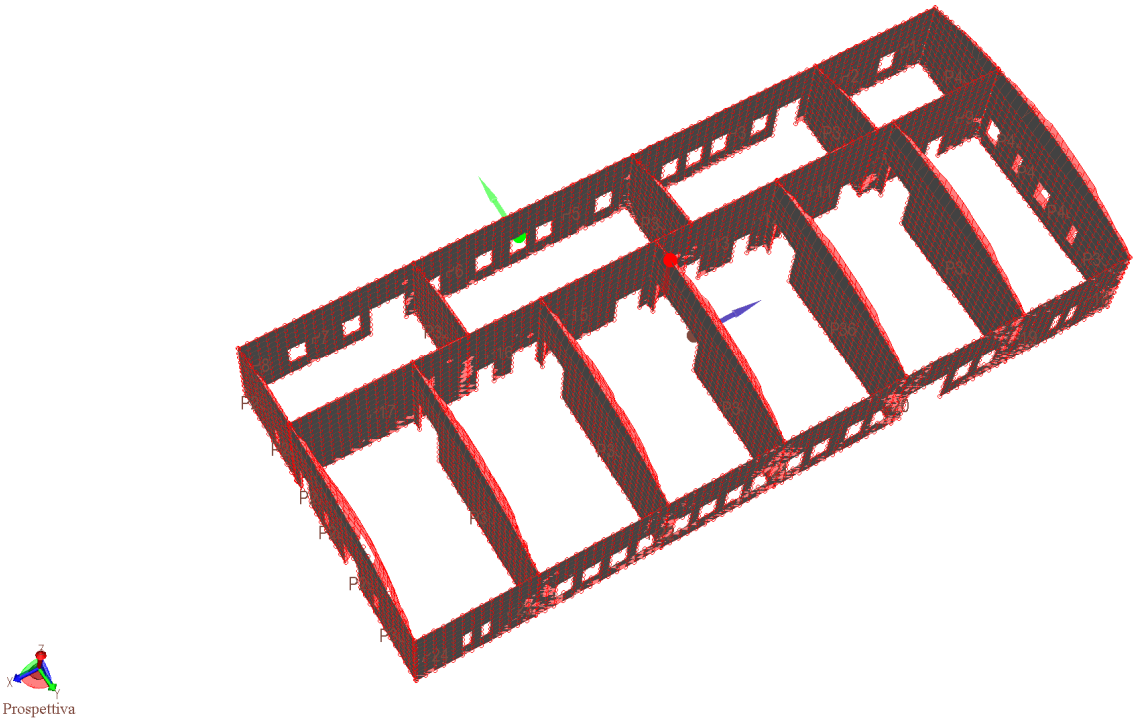
Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (inviluppo SLU SLV) [kN]



Sollecitazioni taglianti (inviluppo SLU SLV) [kN]

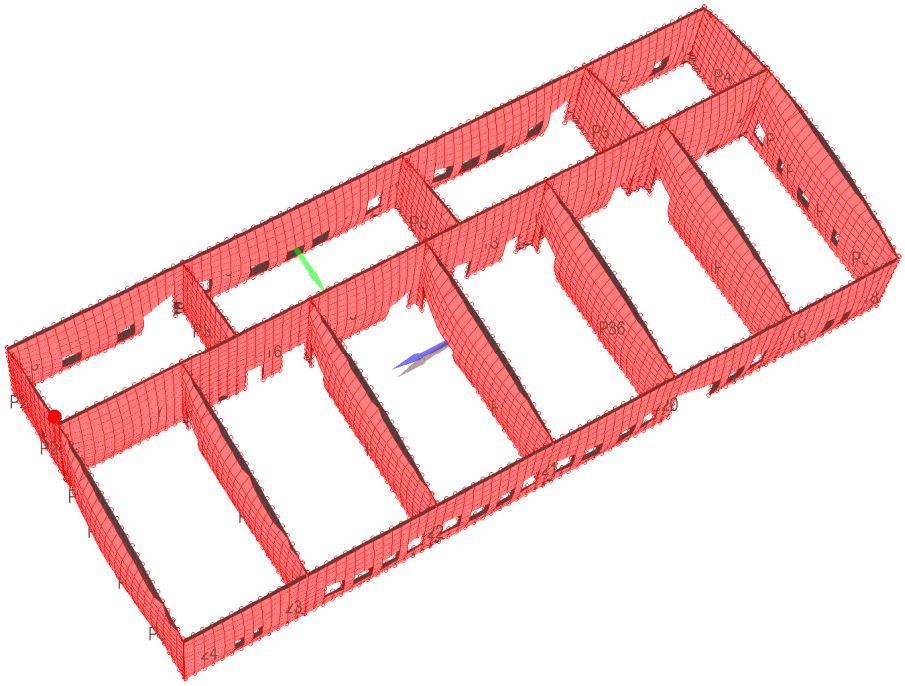


Momenti flettenti (inviluppo SLU SLV) [kNm]



Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 4271 **d=**0.0060 dx=0.0060 dy=-0.0000 dz=-0.0001
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0060 dy=-0.0000 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2740 **dy=**0.0022 dx=0.0003 dz=-0.0048
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0048 dx=0.0003 dy=0.0022



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 2740 **d=**0.0047 dx=0.0001 dy=0.0017 dz=-0.0044
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0018 dy=-0.0002 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2112 **dy=**-0.0019 dx=0.0000 dz=-0.0000
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0044 dx=0.0001 dy=0.0017

Spostamenti SLV (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche Pannelli XLAM**

Si riportano di seguito le verifche dei pannelli XLAM, in particolare è opportuno chiarire la tipologia di pannello adottata e le relative connessioni con la fondazione. Il pannello utilizzato è un pannello triplo strato 30+40+30mm in legno massiccio C24 come si evince dalla tabella sottostante:

L3s 100	Pannello-L 3s 100mm	3	100

Strati

Strato	Categoria	Spessore [mm]	Orientamento
3	C24	30	90°
2	C24	40	0°
1	C24	30	90°

Le tabelle di verifica adottate per la verifica dei pannelli sono le seguenti:

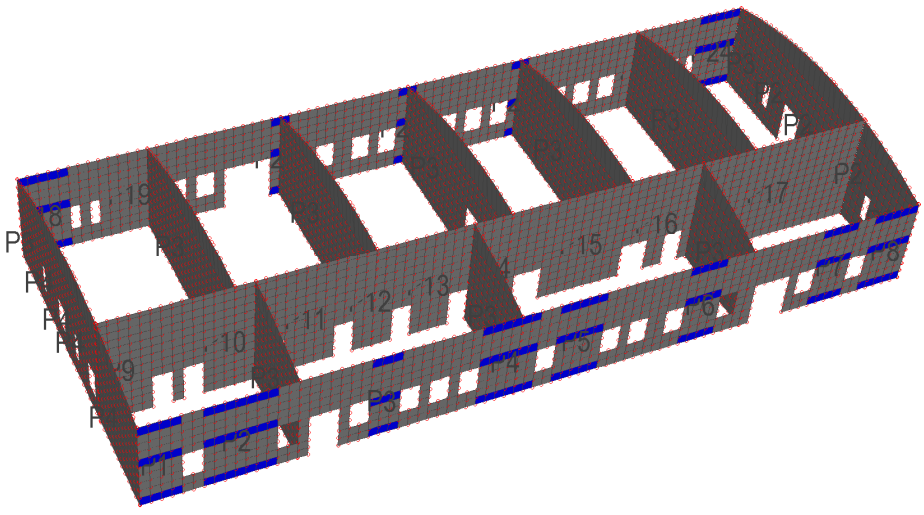
Tabella:	Tabella pannelli direzione X (Attiva)	Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100	...
ß yx:	1	
k mod:	1	
Direzione di posa strato esterno:	verticale	
γm,conn	1.5	
Connessione:	fondazione in calcestruzzo	

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale	...	
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200	...	
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

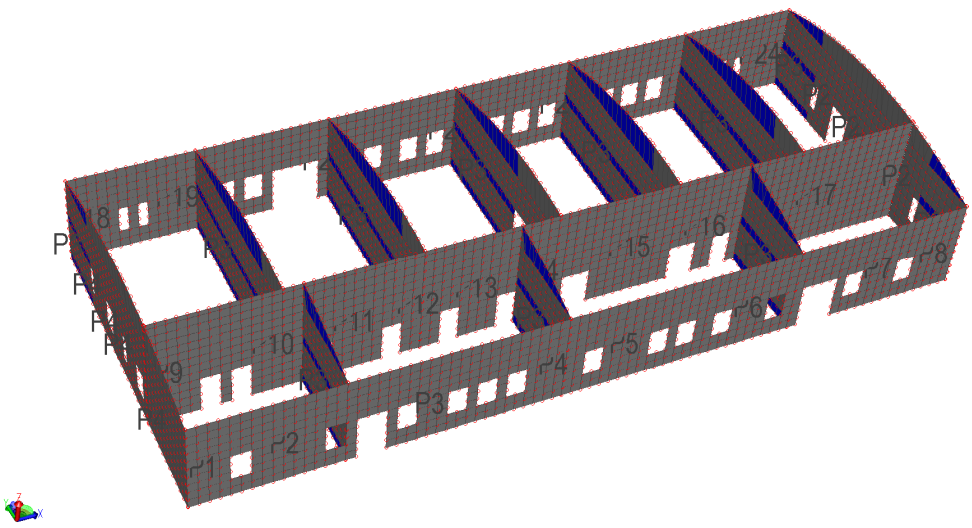
Tabella:	Tabella pannelli direzione Y	Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100	...
ß yx:	1	
k mod:	1	
Direzione di posa strato esterno:	verticale	
γm,conn	1.5	
Connessione:	fondazione in calcestruzzo	

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale	...	
Numero:	2	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200	...	
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

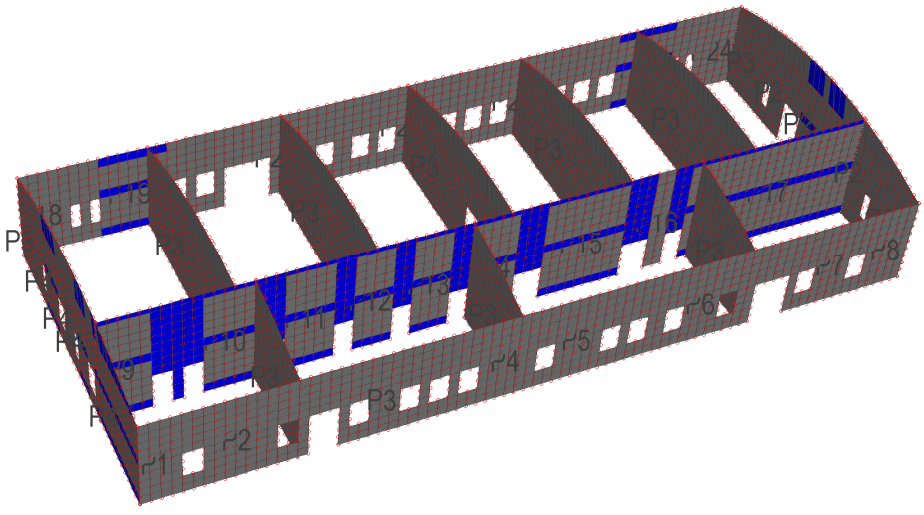
Tabella:	tabella pannelli con 4 hold down	Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100	...
ß yx:	1	
k mod:	1	
Direzione di posa strato esterno:	verticale	
γm,conn	1.5	
Connessione:	fondazione in calcestruzzo	

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale	...	
Numero:	4	Distaza bordo esterno [cm]:	10
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200	...	
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

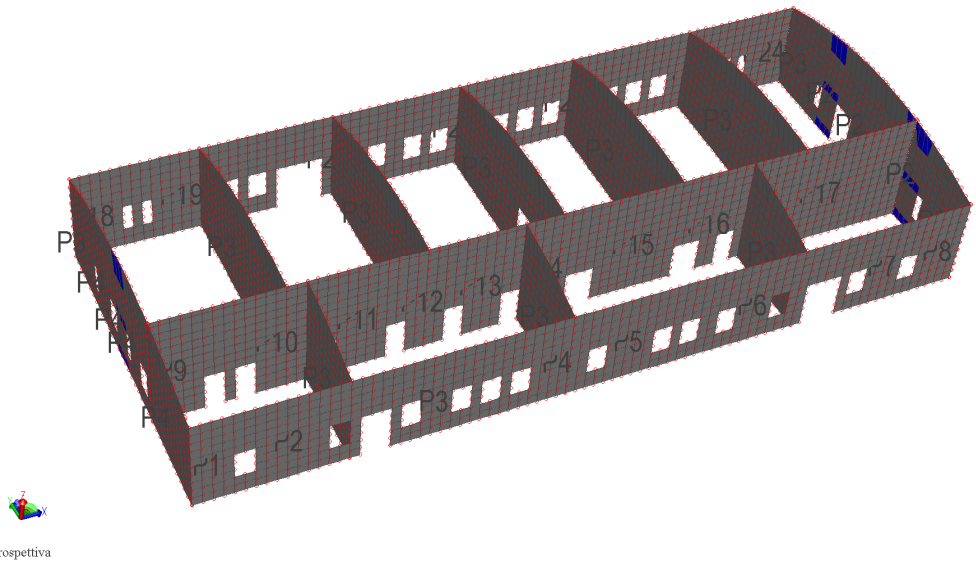
Tabella:	tabella pannelli con 6 hold down — Modifica...
Tipo pannello:	L3s 100
ß yx:	1
k mod:	1
Direzione di posa strato esterno:	verticale
γm,conn	1.5
Connessione:	fondazione in calcestruzzo

Connessione a trazione

Tipo angolare:	WHT 340 con chiodatura parziale		
Numero:	6	Distaza bordo esterno [cm]:	15
Giunzione elemento verticale:	chiodi Φ4.0/60 mm		
Lunghezza vite su base in legno [mm]:	100	γm,acciaio	1.5

Connessione a taglio

Tipo angolare:	TCN 200		
Giunzione elemento verticale:	chiodi Anker Φ4.0/60 mm		
Ancorante base:	Avvitabile SKRΦ12x120 mm		
		γm,acciaio	1.5



Prospettiva

Le caratteristiche dei collegamenti adottati sono i seguenti (tratti dal catalogo Rothoblaas):

Le fasce blu nelle figure precedenti rappresentano le zone di verifica considerate per ogni pannello, in particolare quindi sono presenti tre bande, una in corrispondenza della sommità una alla base ed una terza in mezzeria. Questa suddivisione è suggerita all'interno del manuale di calcolo. Per una migliore comprensione delle stesse si riporta quanto contenuto all'interno del manuale del software di calcolo:

Per definire un pannello XLam è sufficiente selezionare tutti gli elementi finiti (che normalmente hanno tutti una tabella di verifica associata) che lo costituiscono, come indicato in fig. 11.33 per il pannello del piano superiore. Così facendo però, per le regole illustrate al precedente par. 11.9, la sezione di mezzeria è individuata da tutte le strisce di elementi eccetto la prima e l'ultima.

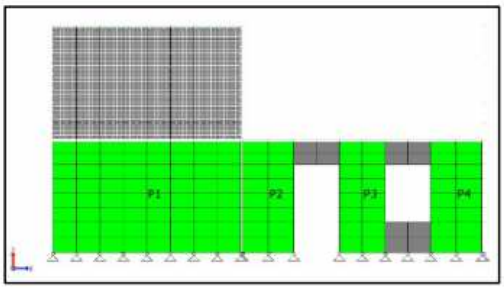


fig. 11.33

Attraverso il comando **Selezione automatica elementi di verifica** del menù principale di fig. 11.5 si ovvia a questa situazione: infatti, la tabella di verifica automaticamente viene tolta ad alcuni elementi in modo tale da individuare un'univoca sezione di integrazione, come illustrato in fig. 11.34.

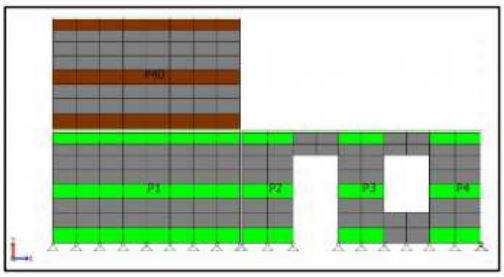
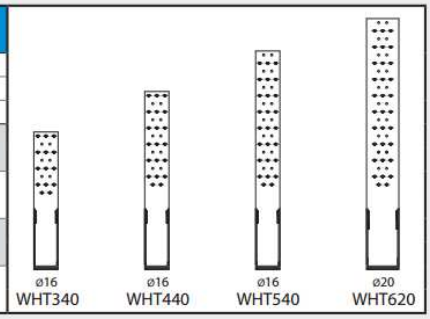


fig. 11.34

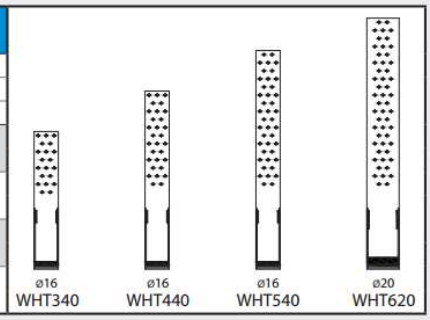
DATI TECNICI - GIUNZIONE ELEMENTO VERTICALE SU LEGNO

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
			R_k lato legno		R_k lato acciaio	
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



Utilizzando 2 angolari TYP WHT per singola giunzione, le resistenze di progetto raddoppiano.

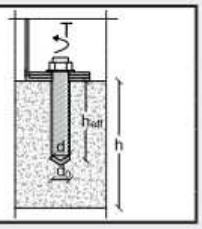
WHT - CHIODATURA TOTALE			Resistenza caratteristica a trazione			
			R_k lato legno		R_k lato acciaio	
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		n_{conn}	$R_{k,\ legno}$	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$
	Chiodi Anker	Viti Speciali	[pz.]	[kN]		[KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	30	47,1	* H 10 mm	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		57,9		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	42	65,9	* H 10 mm	63,4
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		81,1		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	52	81,6	** H 20 mm	85,2
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		100,4		



* Rondella ULS505610 ** Rondella ULS707720

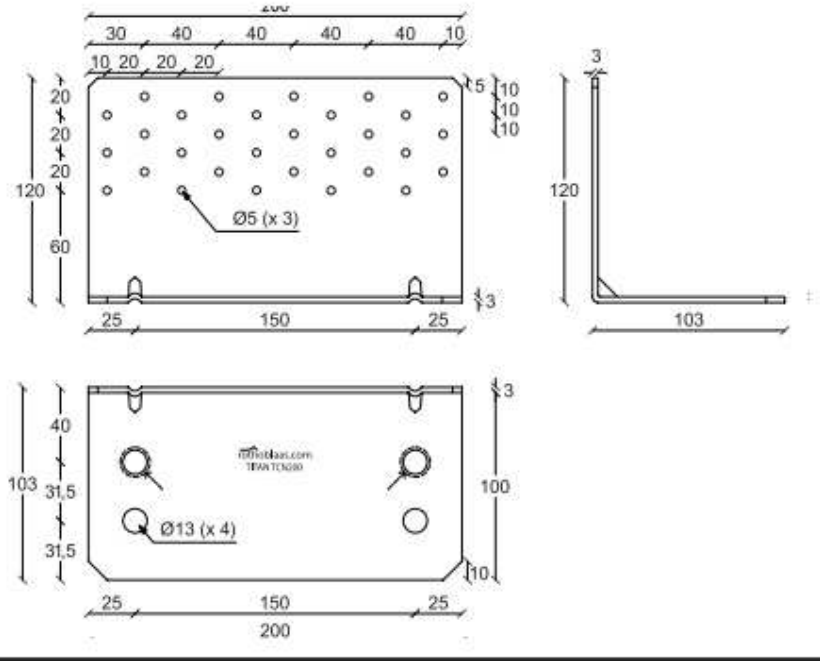
DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		[1] h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5



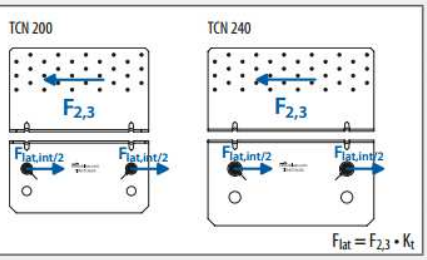
L'ancoraggio con resina vinilestre è utilizzabile esclusivamente su cls non fessurato.

TITAN TCN 200



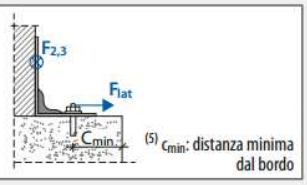
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker		Viti per piastre (LBS)		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno	Ø 4,0 x 60		Ø 5,0 x 50			
	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	R_{zul} [KN]	R_k [KN]	$K_{t\perp}$ (2) int (3)	ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00

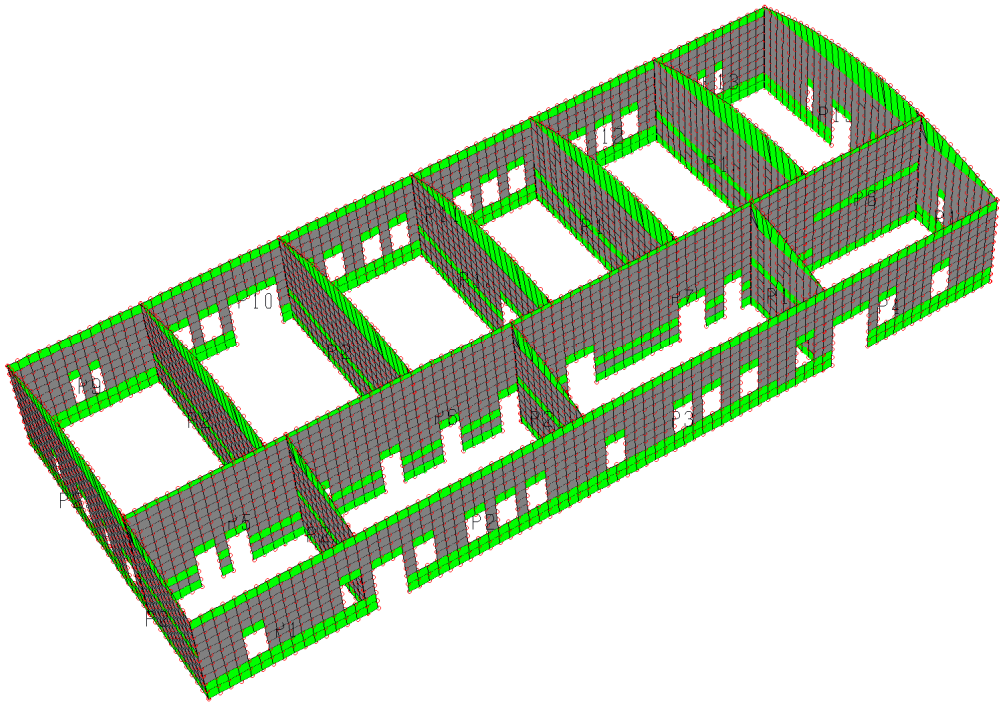


DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{zul} [KN]	R_k [KN]	γ_m	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100



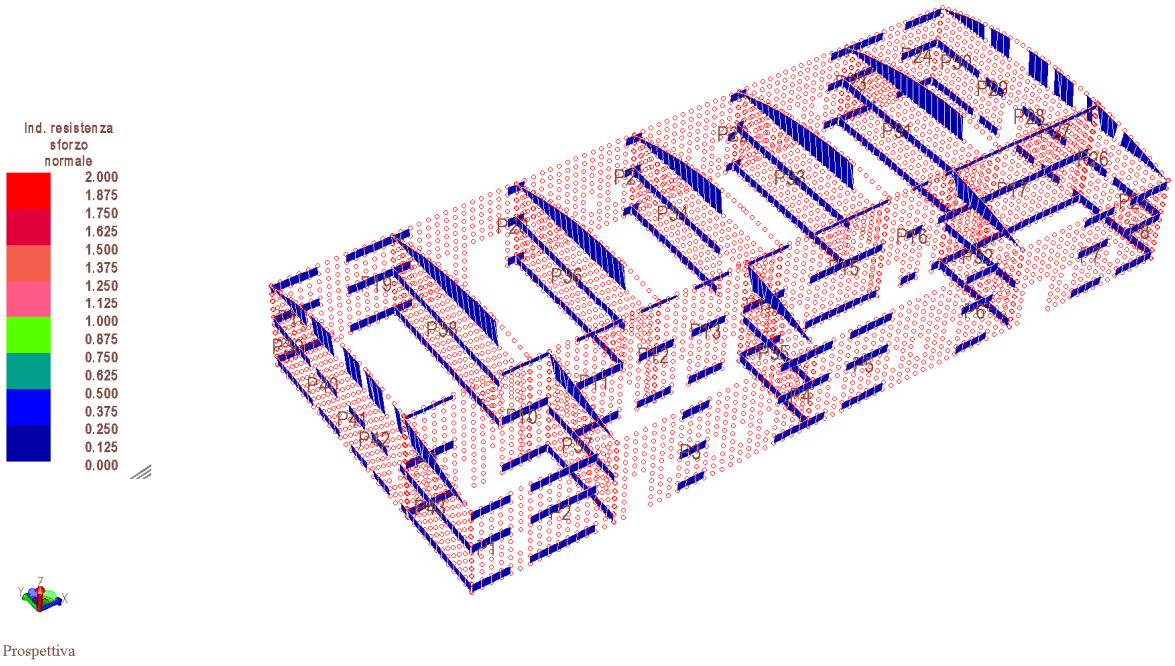
I risultati delle verifche sulla base dei parametri sopra riportati sono i seguenti:



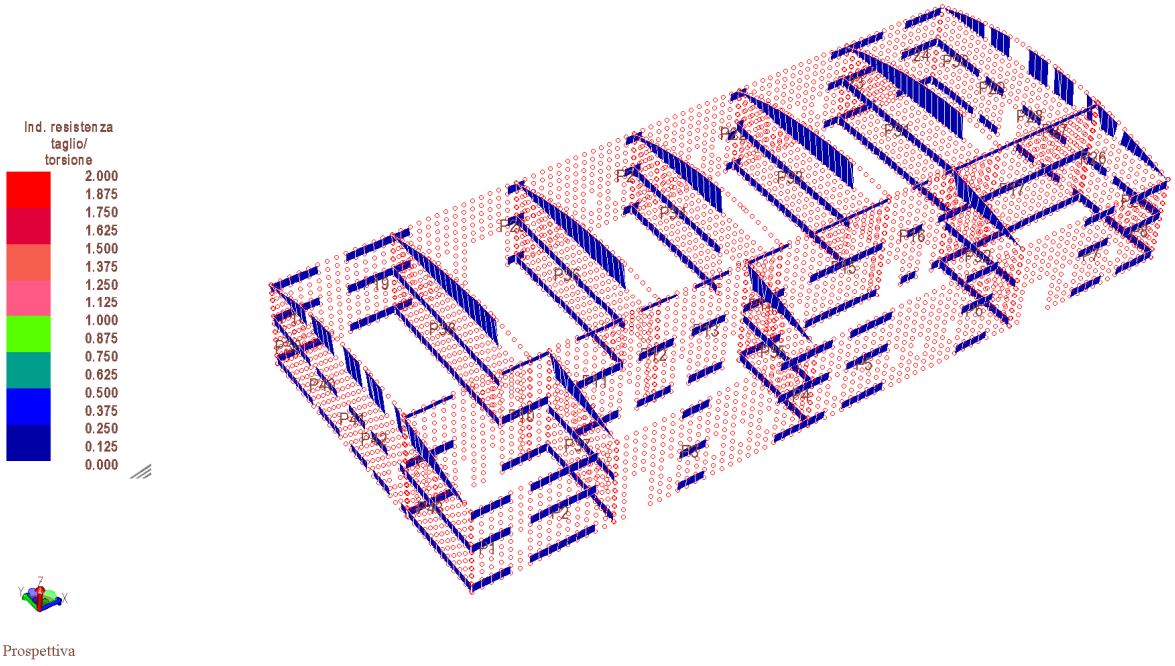
Prospettiva

Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

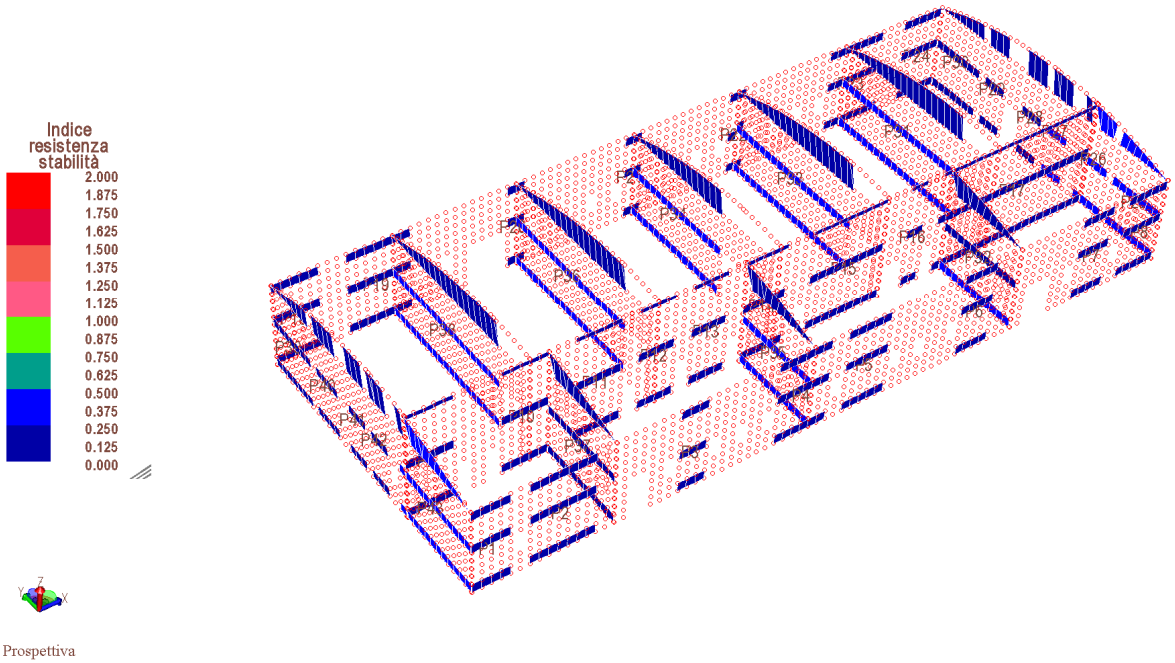
Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli:



Indice di resistenza per sforzo normale, inviluppo SLU SLV



Indice di resistenza per taglio torsione, inviluppo SLU SLV



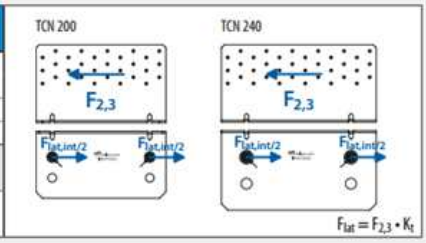
Indice di resistenza per stabilità, inviluppo SLU SLV

- **Equivalenza connettori a taglio in fondazione**

Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a taglio dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. In particolare poi è opportuno chiarire che le verifiche sopra riportate, svolte dal programma di calcolo, considerano per ogni pannello un opportuno numero di connessioni a taglio TCN200 sufficienti a soddisfare la verifica. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della presenza del dormiente in larice non è applicabile in cantiere il connettore ad L poiché quest'ultimo non è sufficientemente alto per ancorare il pannello xlam. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta di dimensioni 140x400x2mm che caollega il pannello xlam alla banchina in larice che a sua volta è connessa alla fondazione per mezzo di ancoranti avvitabilli per calcestruzzo del tipo SKR 10x160mm. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra TCN200 così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

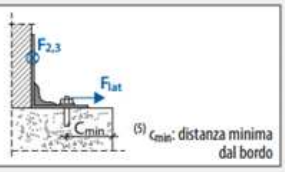
DATI TECNICI - GIUNZIONE A TAGLIO LEGNO - CEMENTO

TITAN TCN			Resistenza a taglio $R_{2,3}$					
TYP TCN	Fissaggio fori		Chiodi Anker Ø 4,0 x 60		Viti per piastre (LBS) Ø 5,0 x 50		Sollecitazione tasselli (1)	
	Cemento	Legno					$K_{t\perp}$ (2)	
	$n_{tasselli}$ [pz. x d]	n_{conn} [pz.]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	R_{rul} [KN]	R_k [KN]	int (3)	ext (3)
TCN 200	2 x Ø12	30	9,6	22,1	9,8	22,6	0,76	0,97
TCN 240	2 x Ø16	36	13,2	30,3	13,5	31,0	0,74	1,00



DATI TECNICI - GIUNZIONE SU CLS

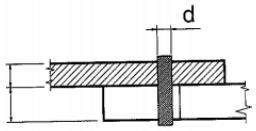
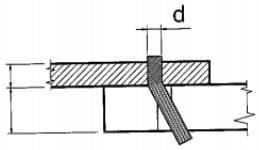
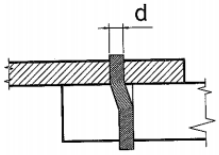
TASSELLI			Resistenza a taglio				
Ø Tassello [mm]	Tipologia tassello		R_{rul} [KN]	R_k [KN]	γ_m	Foro Cls [mm]	c_{min} (5) [mm]
Ø12	Ancorante Avvitabile	SKR Ø 12 x 120	11,4	30,0	1,8	10	70
Ø16	Ancorante Chimico	INA Ø16 x 160 + resina vin.	21,3	39,0	1,25	18	80
Ø16	Ancorante Metallico Pesante	AB7 Ø16 x 150	17,2	37,9	1,5	16	100



Pertanto si ha una resistenza lato legno pari a 22.1/1.5=14.7kN ed una resistenza lato calcestruzzo pari a 30/1.8=16.7kN.

Si procede ora con la valutazione della resistenza per la connessione realizzata con vite per calcestruzzo SKR10x160mm. Per determinare la resistenza lato legno si fa riferimento a quanto indicato dalla teoria di johansen per i connettori a gambo cilindrico nelle unioni legno–acciaio piastra spessa ad un singolo piano di taglio, questa situazione ben rappresenta anche le modalità di rottura della connessione con il calcestruzzo. La resistenza associata alle diverse modalità di rottura sono le seguenti:

Piastre spesse $(t \geq d)$

I_B		$R_k = f_{h,1,k} t_1 d$
II_B		$R_k = f_{h,1,k} d t_1 \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_1^2}} - 1 \right]$
III		$R_k = 2{,}3 \sqrt{M_{y,k} f_{h,1,k} d}$

ANCORANTI	Tipo		❶ SKR	
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**
Chiave	Ch [mm]	13	16	18
Spessore testa	k [mm]	5,5	7,0	8,0
Diametro testa	d_K [mm]	-	-	-
Diametro gambo	d_S [mm]	5,7	7,7	9,4
Resistenza caratteristica a trazione *	$f_{u,k}$ [N/mm²]	988	1068	1069

* Valori in accordo con il certificato rilasciato dal Politecnico di Milano num. 2006/5205/1)

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura:

$\rho_k = 550 kg/m^3$ (Larice)

$f_{u,k} = 1068 Mpa$ (Come si evince dalle caratteristiche meccaniche degli ancoranti sopra riportata)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * (1 - 0.01 * d) * \rho_k = 0.082 * (1 - 0.01 * 7.7) * 550 = 41.62 MPa$$

$$M_{y,k} = 0.3 * f_{u,k} * d^{2.6} = 0.3 * 1068 * 7.7^{2.6} = 64650 MPa$$

$$R_{IB} = f_{h,1,k} * t_1 * d = 41.62 * 60 * 7.7 = 19.23 kN$$

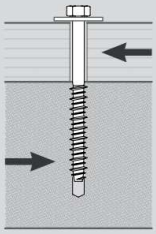
$$R_{IIB} = f_{h,1,k} * t_1 * d * \left[\sqrt{2 + \frac{4 M_{y,k}}{f_{h,1,k} * d * t_1^2}} \right] = 28.67 kN$$

$$R_{III} = 2.3 \sqrt{M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 10.46 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: $Rk/\gamma_M = 10.46/1.5 = 6.98 kN$

Questa resistenza va confrontata con quella fornita dal produttore che descrive la massima sollecitazione sopportabile lato calcestruzzo di seguito riportata.

RESISTENZA A TAGLIO V - CALCESTRUZZO NON FESSURATO [1]



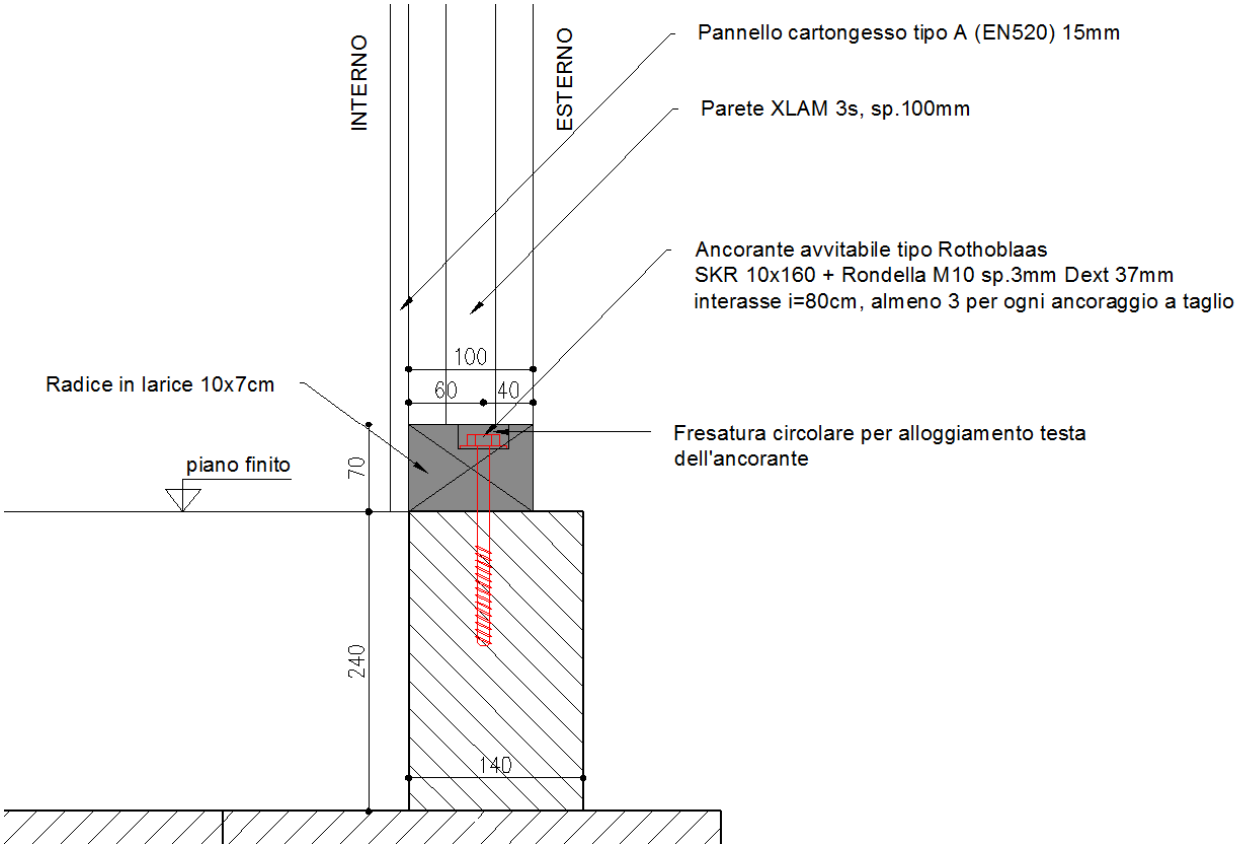
Ancorante	Tipo		SKR		SKS
Diametro nominale	**d_1 [mm]**	**7,5**	**10**	**12**	**7,5**
Resistenza consigliata	V [kN]	2,50	6,65	8,18	2,50
Distanza critica dal bordo	$c_{cr,V}$ [mm]	70	110	130	70
Distanza minima dal bordo	$c_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50
Interasse critico	$s_{cr,V}$ [mm]	140	200	240	140
Interasse minimo	$s_{min,V}$ [mm]	50	60	70	50

[1] Nella valutazione della resistenza globale dell'ancorante, la resistenza a taglio sull'elemento da fissare (es. legno, acciaio, ..) va valutata a parte in funzione del materiale utilizzato.

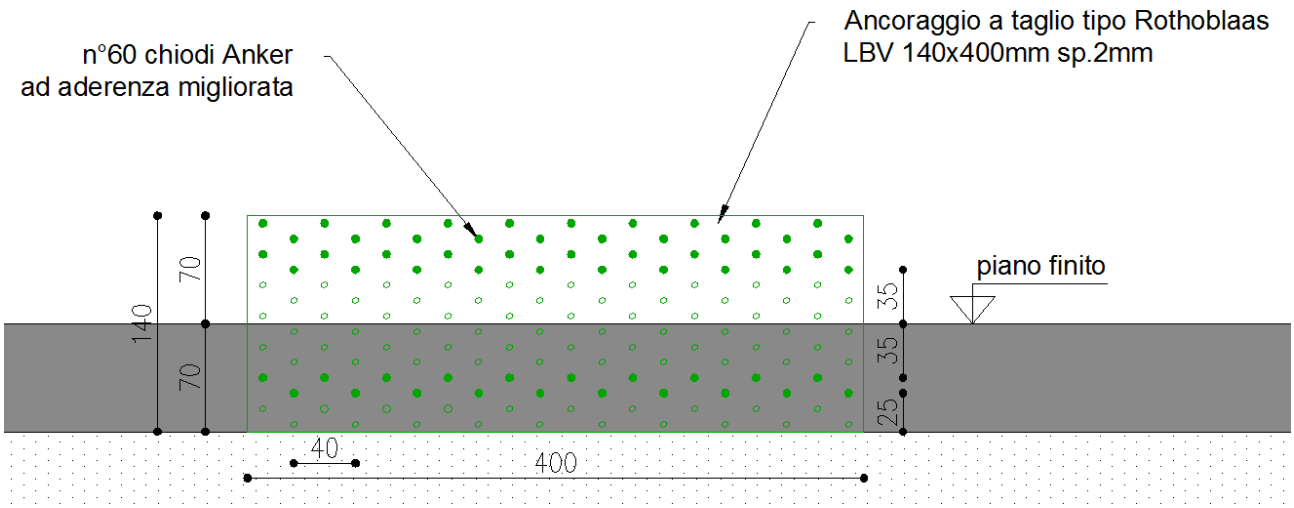
Essendo la resistenza consigliata lato calcestruzzo inferiore a quella calcolata lato legno si usa quest'ultima per determinare il numero di connessioni equivalenti.

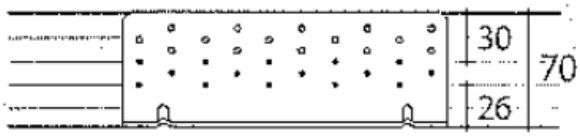
In virtù dei risultati sopra ottenuti sono necessari lato calcestruzzo 16.7/6.65=2.51 → 3 SKR 16x160mm per ottenere resistenza analoga a quella della connessione col calcestruzzo della piastra TCN200. Si riporta di seguito una rappresentazione della connessione dove si può evincere

che la stessa rispetta le distanze minime dai bordi così come indicato all'interno del manuale del produttore riportato in precedenza.



Si procede ora alla valutazione della resistenza lato legno della piastra che connette la banchina in larice al pannello xlam. Questa è realizzata con piastra di dimensione 140x400x2mm la cui geometria è di seguito riportata:

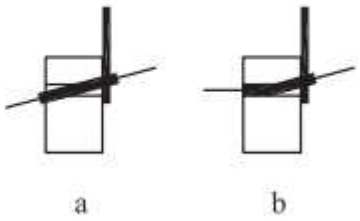


tipo installazione	Hv trave di banchina	n_v [pz]	schemi di chiodatura
3	Hv = 70 mm	15	

Come si può evincere dalle indicazioni riportate all'interno del manuale di calcolo si deve considerare una distanza minima di 25/30mm dal bordo non sollecitato (per i chiodi Anker) pertanto rimangono, come si può evincere dall'immagine sopra riportata, in zona efficace 20chiodi per la banchina e 40 per la parete xlam. La resistenza del singolo connettore considerando la connessione acciaio-legno con piastra sottile ed un unico piano di taglio viene definita come segue:

- Per una piastra di acciaio sottile, a taglio singolo:

$$F_{v,Rk} = \min \begin{cases} 0{,}4 f_{h,k} t_1 d & \text{(a)} \\ 1{,}15\sqrt{2 M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \dfrac{F_{ax,Rk}}{4} & \text{(b)} \end{cases} \qquad (8.9)$$

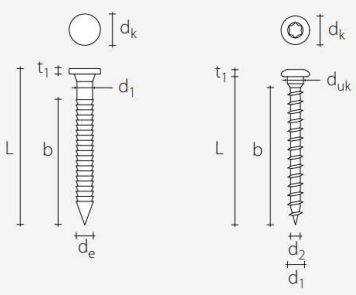


a b

Per quanto riguarda le caratteristiche del chiodo Anker ad aderenza migliorata 4x60mm si riporta la relativa tabella fornita dal produttore:

GEOMETRIA E CARATTERISTICHE MECCANICHE

LBA LBS



			LBA		LBS
Diametro nominale	d_1	[mm]	4	6	5
Diametro testa	d_K	[mm]	8,00	12,00	7,80
Diametro nocciolo	d_2	[mm]	-	-	3,00
Diametro sottotesta	d_{UK}	[mm]	-	-	4,90
Diametro esterno	d_e	[mm]	4,40	6,50	-
Spessore testa	t_1	[mm]	1,40	2,00	2,40
Diametro preforo	d_v	[mm]	3,0	4,5	3,0
Momento caratteristico di snervamento	$M_{y,k}$	[Nmm]	6500,0	19000,0	5417,2
Parametro caratteristico di resistenza ad estrazione	$f_{ax,k}$	[N/mm²]	7,5	7,5	11,7
Parametro caratteristico di penetrazione della testa	$f_{head,k}$	[N/mm²]	-	-	10,5
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{tens,k}$	[kN]	6,9	11,4	7,9

Si procede al calcolo delle resistenze associate alle diverse modalità di rottura trascurando l'effetto corda:

$\rho_k = 340 kg/m^3$ (Minore tra C24 e Larice)

$$f_{h,0,k} = 0.082 * \rho_k * d^{-0.3} = 0.082 * 340 * 4^{-0.3} = 18.39 MPa$$

$$M_{y,k} = 19000 MPa$$

$$R_I = 0.4 * f_{h,1,k} * t_1 * d = 0.4 * 18.39 * 60 * 4 = 1.76 kN$$

$$R_{II} = 1.15\sqrt{2 * M_{y,k} * f_{h,1,k} * d} = 1.922 kN$$

La resistenza di progetto vale pertanto: Rk/γ_M=1.76/1.5=1.17kN

Sono presenti in totale 20 chiodi organizzati in due file da 10 chiodi l'una pertanto il numero efficace di connettori risulta essere:

(8) Per una fila di *n* chiodi disposti parallelamente alla fibratura, a meno che i chiodi di tale fila siano sfalsati ortogonalmente alla fibratura per almeno 1*d* (vedere figura 8.6), si raccomanda che la capacità portante parallela alla fibratura [vedere 8.1.2(4)] sia calcolata utilizzando il numero efficace di mezzi di unione n_{ef}, dove:

$$n_{ef} = n^{k_{ef}} \qquad (8.17)$$

dove:

n_{ef} è il numero efficace di chiodi nella fila;

n è il numero di chiodi in una fila;

k_{ef} è fornito nel prospetto 8.1.

prospetto 8.1 **Valori di k_{ef}**

Passo[a)]	k_{ef}	
	Non preforati	Preforati
$a_1 \geq 14d$	1,0	1,0
$a_1 = 10d$	0,85	0,85
$a_1 = 7d$	0,7	0,7
$a_1 = 4d$	-	0,5

a) Per passi intermedi, è ammessa l'interpolazione lineare di k_{ef}.

Nel caso in esame si ha n=10 e kef=0.85 poiché il passo tra i connettori è pari a 10d =40mm pertanto il numero efficace di connettori per ogni fila è pari a:

nef=n^kef=10^0.85=7

Complessivamente quindi la connessione è in grado di reggere una sollecitazione tagliante pari a: 7*1.17*2=16.38kN.

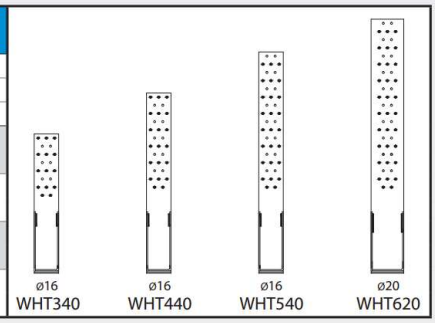
Tale resistenza risulta superiore a quella che caratterizza la connessione TCN200 pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione TCN200=1 piastra 140x400x2mm.

- **Equivalenza connettori a trazione in fondazione**

Una ulteriore considerazione va spesa per le connessioni a trazione dei pannelli, quest'ultime sono dipendenti dalla suddivisione degli stessi. In questa sede si sono suddivisi gli elementi strutturali che costituiscono l'edificio in 45 pannelli le cui verifiche sono sopra riportate. Ognuno di essi è

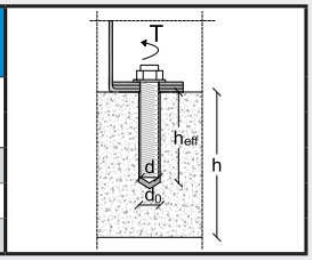
caratterizzato dalle connessioni descritte all'interno della tabella di calcolo. Pertanto per il dettaglio del numero e posizione di queste connessioni si rimanda agli elaborati grafici di progetto. E' opportuno specificare che in virtù della particolare geometria della fondazione non è applicabile in cantiere la piastra WHT340. Pertanto si è sostituita tale connessione con una piastra piatta individuata nel catalogo del medesimo produttore con la sigla WHTPLATE440 che collega il pannello xlam alla fondazione per mezzo di ancoranti M16 inghisati con resina. Di seguito si dimostra l'equivalenza tra i due sistemi di ancoraggio in modo da rendere coerenti le verifiche svolte dal programma di calcolo. La resistenza della piastra WHT340 con chiodatura parziale così come si evince dal catalogo del produttore è la seguente:

WHT - CHIODATURA PARZIALE			Resistenza caratteristica a trazione			
TYP WHT	Fissaggio Fori Ø 5 (connettori)		R_k lato legno		R_k lato acciaio	
	Chiodi Anker	Viti Speciali	n_{conn} [pz.]	$R_{k,\ legno}$ [kN]	Rondella	$R_{k,\ acciaio}$ [KN]
340	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	14	22,0	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		27,0		
440	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	20	31,4	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		38,6		
540	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	26	40,8	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		50,2		
620	Ø 4,0 x 40	Ø 5,0 x 40	32	50,2	-	42,0
	Ø 4,0 x 60	Ø 5,0 x 50		61,8		



DATI TECNICI - GIUNZIONE BASE AL CLS

ANCORANTE CHIMICO RESINA VINILESTERE				
Barra Filettata		1) h_{eff}	$N_{k,\ estraz}$	Ym
Ø [mm]	Classe acciaio	[mm]	[kN]	
10	5.8	90	22,6	1,8
16	5.8	160	78,0	1,5
20	5.8	200	122,0	1,5

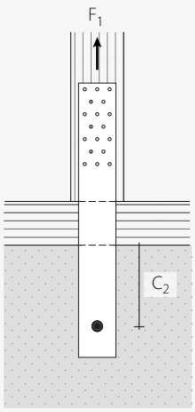


Pertanto si ha una resistenza lato legno (considerando la chiodatura realizzata con chiodi Anker 4x60mm) pari a 27/1.5=18kN, una resistenza lato acciaio pari a 42/1.5=28kN ed infine una resistenza della connessione su calcestruzzo pari a 78/1.5=52kN. Pertanto la resistenza massima offerta da questa tipologia di connessione è pari ai 18kN relativa alla resistenza lato legno.

Per quanto riguarda la resistenza della piastra WHTPLATE440 il produttore fornisce la seguente tabella nella quale sono riassunti i valori di resistenza caratteristici:

VALORI STATICI - GIUNZIONE A TRAZIONE - LEGNO/CEMENTO

WHT PLATE 440



VALORI CARATTERISTICI

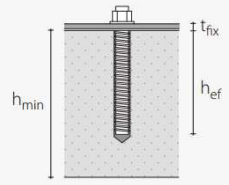
installazione (1)	$R_{1,k}$ LEGNO				$R_{1,k}$ ACCIAIO		$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO NON FESSURATO			$R_{1,k}$ CALCESTRUZZO FESSURATO		
	fissaggio fori Ø5			$R_{1,k\ legno}$	$R_{1,k\ acciaio}$		ancorante VINYLPRO	$R_{1,k\ cls}$		ancorante EPOPLUS	$R_{1,k\ cls}$	
	tipo	Ø x L [mm]	n_v [pz]	[kN]	[kN]	$\gamma_{acciaio}$	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}	Ø x L [mm]	[kN]	γ_{cls}
• $C_{2\ MIN}$ = 130 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{M2}	M16 x 190	33,87	1,5	M16 x 190	23,99	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								
• $C_{2\ MAX}$ = 200 mm • fissaggio totale • 1 ancorante M16	chiodi LBA	Ø4,0 x 60	18	34,7	34,8	γ_{M2}	M16 x 190	46,80	1,5	M16 x 190	34,25	1,5
	viti LBS	Ø5,0 x 50	18	41,8								

(1) Nel rispetto delle distanze minime dei fissaggi lato legno e degli ancoranti lato calcestruzzo, il WHT Plate deve essere posizionato in maniera che l'ancorante risulti ad una distanza dal bordo calcestruzzo 130 mm ≤ c_2 ≤ 200 mm variabile in funzione della presenza e della dimensione della trave di banchina. Per valori di c_2 intermedi è possibile interpolare linearmente i valori di resistenza $R_{1,k\ cls}$.

Considerando che nel progetto in esame la distanza dal bordo risulta essere quella minima pari quindi a 130mm si possono ricavare le resistenze lato legno e lato acciaio pari rispettivamente a (considerando sempre chiodi Anker 4x60mm):

34.7/1.5=23.13kN e 34.8/1.5=23.2kN. Per quanto riguarda invece la resistenza su calcestruzzo questa tabella non è valida poiché non sono ripettate le condizioni minime di installazione richieste dal produttore e di seguito riportate:

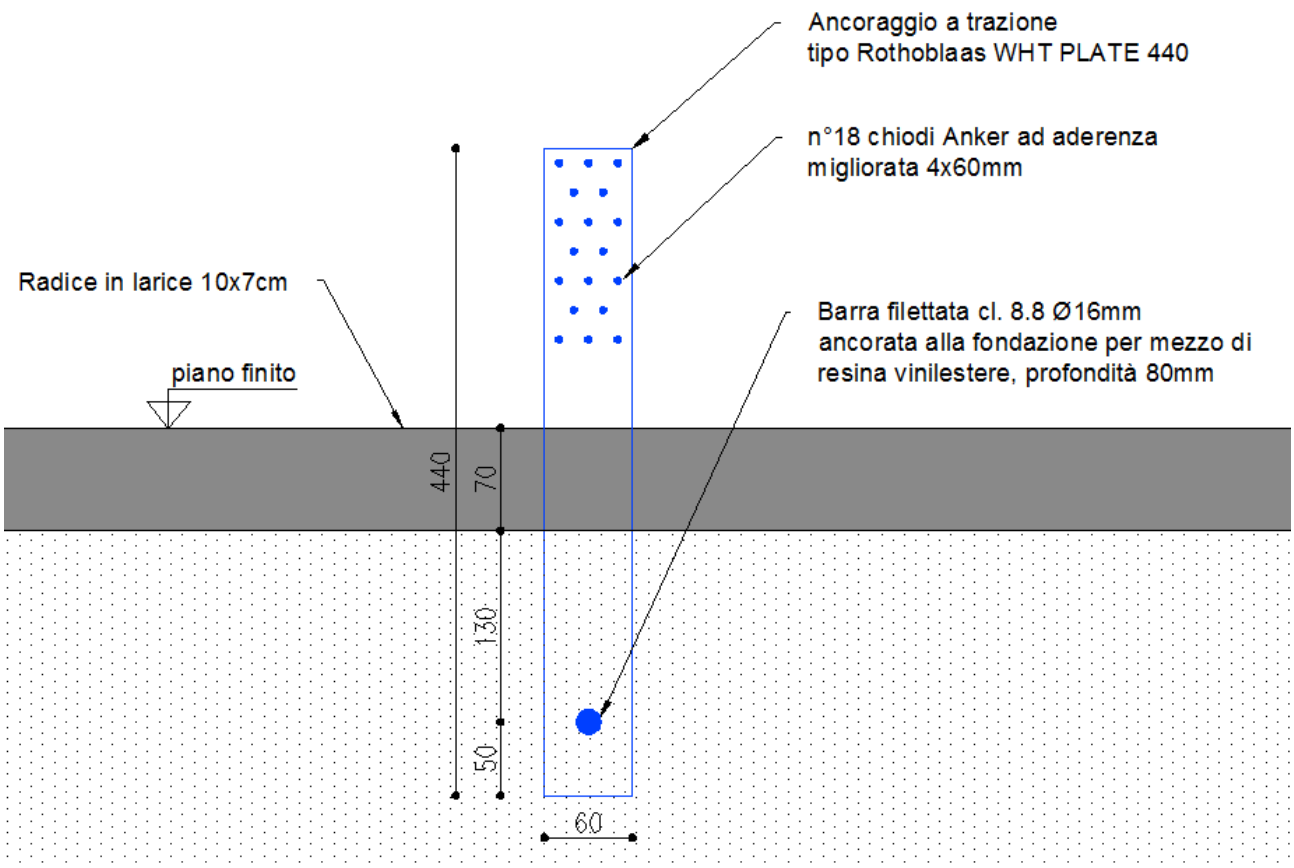
PARAMETRI DI INSTALLAZIONE ANCORANTE CHIMICO



tipo barra Ø x L [mm]		codice	classe acciaio	t_{fix} [mm]	h_{ef} [mm]	h_{min} [mm]
M16	190	FE210118 (2)	5.8	3	162	200
	230	FE210121 (2)	5.8	3	192	240

(2) Barra filettata pretagliata INA completa di dado e rondella

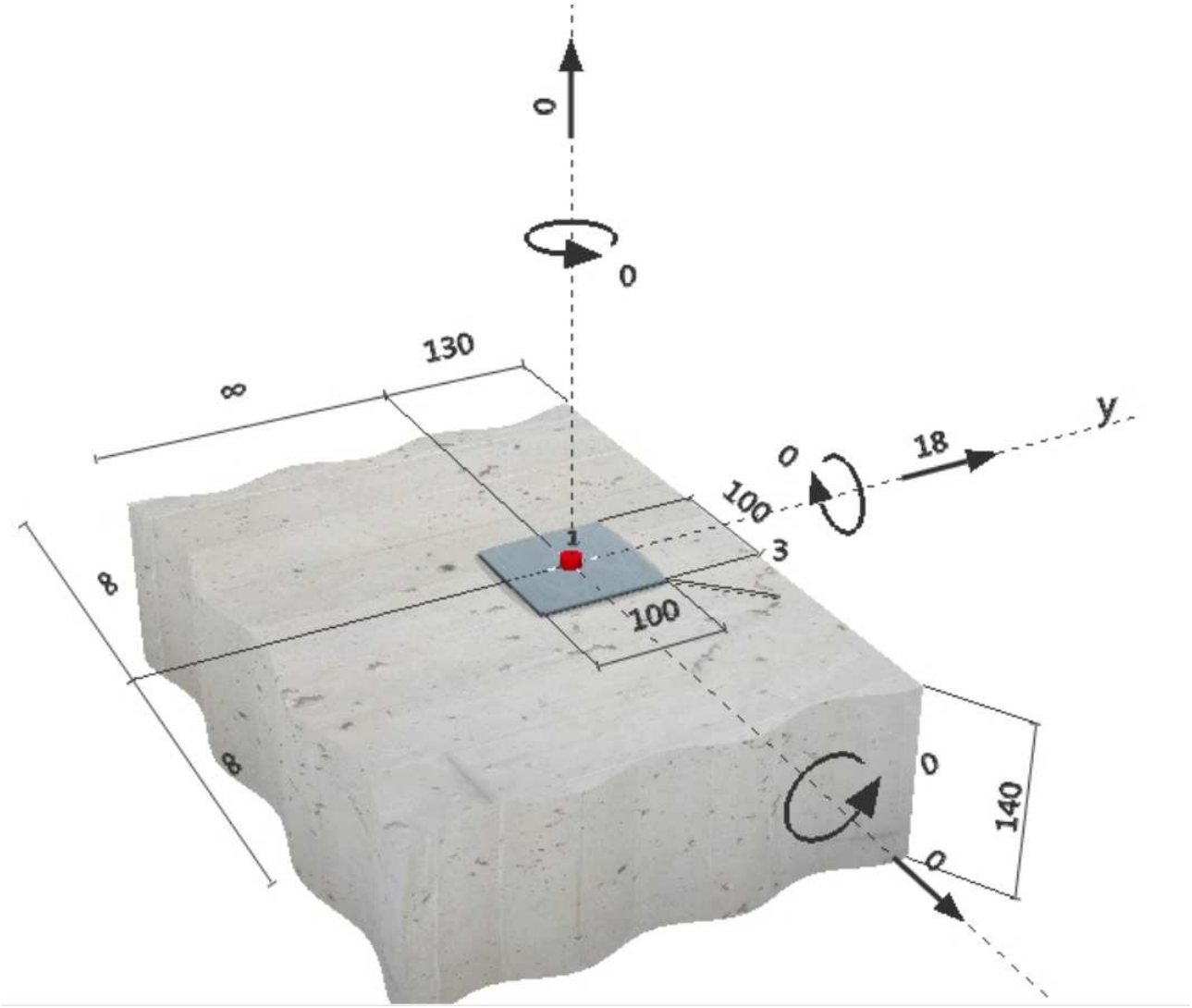
Infatti il cordolo sul quale è fissata la piastra ha profondità, come si può evincere dagli elaborati grafici di progetto, pari a 140mm pertanto non è possibile rispettare le indicazioni di installazioni precedentemente riportate (hmin=200mm). Per una migliore comprensione della connessione stessa si riporta di seguito uno schema di riferimento:



Occorre dunque valutare la resistenza della connessione su calcestruzzo nella configurazione di progetto. Per svolgere tale valutazione si è scelto di utilizzare il software fornito dalla Hilti. In particolare si è determinata la sollecitazione massima che un sistema compatibile con la geometria della connessione è in grado di garantire, connessione realizzata con barra filettata M16 inghisata con resina tipo Hilti HIT-V. I risultati ottenuti sono i seguenti:

1 Dati da inserire

Tipo e dimensione dell'ancorante:	**HIT-HY 200-A + HIT-V (8.8) M16**
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,opti}$ = 80 mm ($h_{ef,limit}$ = 104 mm)
Materiale:	8.8
Certificazione No.:	ETA 11/0493
Emesso I Valido:	15/04/2015 | 15/04/2020
Prova:	metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)
Fissaggio distanziato:	e_b = 0 mm (Senza distanziamento); t = 3 mm
Piastra d'ancoraggio:	S 235 (St 37); E = 210000,00 N/mm^2; f_{yk} = 235,00 N/mm^2; γ_{Ms} = 1,100 l_x x l_y x t = 100 mm x 100 mm x 3 mm; (Spessore della piastra raccomandato: calcolato (3 mm))
Profilo:	nessun profilo
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C25/30, f_{cc} = 30,00 N/mm^2; h = 140 mm, Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C
Installazione:	**Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto**
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature >= 150 mm (qualunque Ø) o >= 100 mm (Ø <= 10 mm) senza armatura di bordo longitudinale



2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]
Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,000	18,000	0,000	18,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm^2]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

4 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	18,000	50,400	36	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	18,000	52,778	35	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	18,000	18,250	99	OK

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
63,000	1,250	50,400	18,000

4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm^2]	$A^0_{c,N}$ [mm^2]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	k_1
57600	57600	120	240	2,000	10,100

$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000

$N^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
39,584	1,500	52,778	18,000

4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+

h_{ef} [mm]	d_{nom} [mm]	k_1	α	β
80	16,0	2,400	0,078	0,066

c_1 [mm]	$A_{c,V}$ [mm^2]	$A^0_{c,V}$ [mm^2]
130	54600	76050

$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{\alpha,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,180	1,000	0	1,000	1,000

$V^0_{Rk,c}$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
32,308	1,500	18,250	18,000

L'ancoraggio risulta verificato!

Come si può evincere dunque dalla verifica sopra riportata la sollecitazione tagliante massima che l'ancorante è in grado di sopportare è pari a 18kN inoltre la profondità di ancoraggio pari ad 80mm è compatibile con la geometria del cordolo di fondazione. Pertanto riassumendo il sistema di ancoraggio realizzato con piastra WHTPLATE440 è caratterizzato dalle seguenti resistenze di progetto:

Lato Legno:23.13kN

Lato Acciaio: 23.2kN

Lato Calcestruzzo: 18kN

La resistenza minima che identifica la sollecitazione massima a cui la connessione può essere soggetta è quella lato calcestruzzo pari a 18kN. Tale resistenza risulta del tutto identica a quella che caratterizza la connessione WHT340 utilizzata all'interno del programma di calcolo pertanto l'equivalenza considerata è pari a 1connessione WHT340=1 connessione WHTPLATE440.

- **Connessione per ripristino continuità pannelli**

In fase di realizzazione per una migliore trasportabilità e manovrabilità dei pannelli sarà possibile suddividerli ulteriormente, inserendo però una opportuna connessione che ripristini totalmente la continuità della pannellatura in accordo con quanto verificato in questa sede. In particolare lo sforzo all'interfaccia tra i pannelli suddivisi sarà pari alla sollecitazione di estrazione sull'hold down del pannello completo. Analizzando il tabulato di verifica allegato alla presente si può evincere come la sollecitazione di estrazione massima si ha per il pannello 26 ed è pari a 42.2kN così come si può evincere dal tabulato di calcolo allegato alla presente e riportato in sintesi nel seguito per questo pannello:

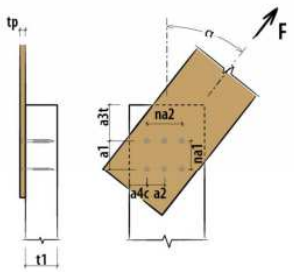
```
Pannello num.  26                    Descrizione: Pannello n. 26

   Verifiche
   ---------
   Forza sollecitante massima a trazione N_ext:   42.2 kN
```

Pertanto sarà dimensionata di seguito la connessione necessaria affinché si abbia il completo traferimento di tale carico tra i pannelli che verranno eventualmente suddivisi:

E' opportuno chairire prima di procedere con il calcolo che ponendoci a favore di sicurezza si è scelto di considerare l'intero spessore di XLAM fissato con le fibre ordite ortogonalmente alla direzione della forza (α=90°). Inoltre si è considerata la parete con altezza minore pari a 500cm a cui, avendo fissato un interasse tra i connettori di 20cm, corrispondono 25 connessioni. Le connessioni sono realizzate con viti per legno tipo Rothoblaas HBS 8x80mm. Si procede con la verifica della connessione:

CONNESSIONE A TAGLIO CON VITI (Connessione pannello-legno / taglio singolo)



- Vite tipo HBS -Vite testa svasata 8x80 mm - (cod. HBS880)
- Numero viti: 1 x 25 = 25 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessione pannello-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	8.0 mm
Diametro gambo	ds	=	5.8 mm
Diametro nocciolo	d2	=	5.4 mm
Diametro testa	dk	=	14.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	80 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	52 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	60 mm
Angolo elemento 1	α	=	90.00°
Tipo legno elemento 1		=	Massiccio C24
Spessore pannello	tp	=	20 mm
Tipo pannello		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρ	=	450 Kg/m³
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	25
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	150 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	200 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	42.20 KN

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	istantaneo
Coefficiente kmod	kmod	=	1.05
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Tipo pannello elemento t1		=	Compensato EN636-1
Massa volumica pannello	ρk	=	450 Kg/m³
Tipo legno elemento t2		=	C24
Massa volumica legno	ρk	=	350 Kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	20 mm
Spessore elemento 2	t2	=	60 mm
Angolo elemento 2	α2	=	90.00 °
Numero file viti	na1	=	25
Distanza file	a1	=	150 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	200 mm
DATI VITE:			
HBS -Vite testa svasata 8x80			
Diametro gambo vite	dg	=	5.8 mm
Diametro filetto vite	df	=	8.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	5.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2009	def=df	=	8.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	52 mm
Lunghezza vite	lh	=	80 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	14.5 mm
RISULTATI:			
Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	20 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	20100 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	52 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	4867 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	2358 N
Resistenza caratteristica a rifollamento pannello	Fh,1,k	=	26.53 N/mm²
Resistenza caratteristica a rifollamento legno	Fh,2,k	=	15.38 N/mm²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	20057 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	25.00
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	25.00
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	25.00

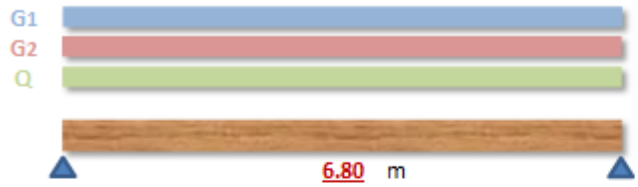
DISTANZE MINIME ELEMENTO 1 (pannello):			
Parallela alle fibre	a1	=	82 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	24 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	56 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	24 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	32 mm
DISTANZE MINIME ELEMENTO 2 (legno):			
Parallela alle fibre	a1	=	34 mm
Perpendicolare alle fibre	a2	=	34 mm
Da estremità scarica (// fibre)	a3c	=	80 mm
Da estremità sollecitata (// fibre)	a3t	=	80 mm
Da bordo scarico (perp. fibre)	a4c	=	40 mm
Da bordo sollecitato (perp. fibre)	a4t	=	80 mm
VALORI DI RESISTENZA:			
Numero sezioni di taglio	nT	=	1
Contributo a trazione pesato con Johansen	Fax,Rk/4	=	0.43 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo a (elemento t1)	Fv,Rk	=	4.24 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo b (elemento t2)	Fv,Rk	=	7.38 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo c (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.14 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.54 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.60 KN

Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t1)	Fv,Rk	=	3.30 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t1)	Fv,Rk	=	2.54 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti			2.54 KN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.69 KN
Resistenza design a taglio viti			1.69 KN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.69 KN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			42.30 KN
Numero efficace a estrazione			18.12
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			2.36 KN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			42.72 KN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			28.48 KN
Scorrimento connettore per piano di taglio			3.15 KN/mm
Grado di sfruttamento della connessione		=	1.00 VERIFICATO
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	**Fv,rd,tot**	**=**	**42.30 KN**
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	**Faxdtot,ef**	**=**	**28.48 KN**
Scorrimento connettore per piano di taglio	**Kser**	**=**	**3.15 KN/mm**
Grado di sfruttamento della connessione		**=**	**1.00 VERIFICATO**

- **Verifiche Travi in Legno**

Per verificare le travi lignee che caratterizzano la copertura si è scelto di utilizzare un foglio di calcolo autoprodotto. In particolare la copertura di questo corpo è realizzata con travi curve a curvatura costante GL24h di sezione 12x32cm. Per una migliore comprensione dell'organizzazione della copertura degli interassi e delle luci di calcolo si rimanda agli elaborati grafici di progetto allegati alla presente relazione. Si procede ora con la verifica di tali elementi:

Trave Corpo D 12x32cm



G1	15	daN/m
G2	80	daN/m²
Q	120	daN/m²

32 cm

12 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	° (0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	° (0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m
Tipo di legno C, D, GLh, GLc	Lamellare - GL24h			
Classe di esposizione	Ambiente protetto - Kdef=0,6			
Classe di durata del carico permanente	Permanente			
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60	
Classe di durata del carico variabile	Breve durata			
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50	

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

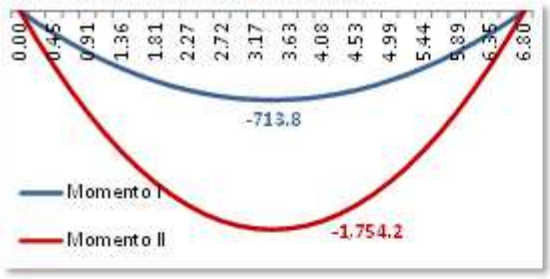
Analisi dei carichi:

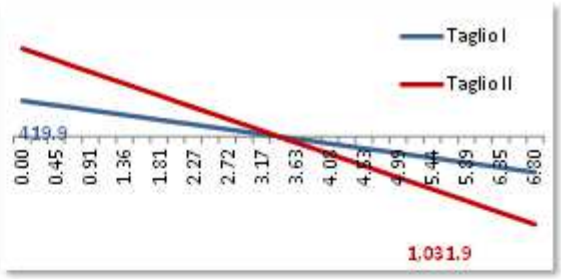
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	95.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	120.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	215.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	123.5 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	713.8 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	419.9 daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	303.5 daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	1,754.2 daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	1,031.9 daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	384	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	2,048	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	32,768	cm⁴
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	4,608	cm⁴

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	1,190	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**85.7**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,949		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	700	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**4.0**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	1,147		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.70	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.89	cm
Freccia istantanea, carichi permanenti, direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea, carichi variabili, direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.70	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.89	cm
	u_{ist}	=	**1.59**	**cm**
	u_{ist}	=	1/428	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

ψ_2 = 0.00

☐ Valuta la deformabilità a taglio

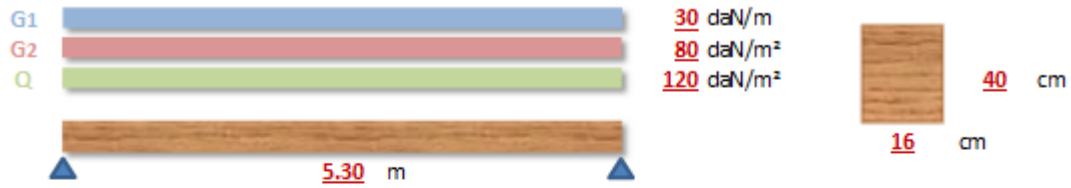
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	1.12	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.89	cm
◉ Verifica con L/200 = 3.40 cm — VERIFICA SODDISFATTA	**u_{fin}**	=	**2.01**	**cm**
○ Verifica con L/300	u_{fin}	=	1/338	della luce

Verifica con L/300 = 2.27 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.89	cm

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

All'interno dell'edificio è presente anche un rompitratta sempre realizzato in legno lamellare caraterizzato da sezione pari a 20x40cm. Si procede ora con la relativa verifica considerando che sono presenti tasche della profondità di 2cm pertanto la sezione di verifica è pari a 16x40cm:

Trave Corpo D Rompitratta 20x40cm



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	° (0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	16.0	° (29%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	6.11	m
Tipo di legno C, D, GLh, GLc			Lamellare - GL24h	
Classe di esposizione			Ambiente protetto - Kdef=0,6	
Classe di durata del carico permanente			Permanente	
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60	
Classe di durata del carico variabile			Breve durata	
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50	

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.45	

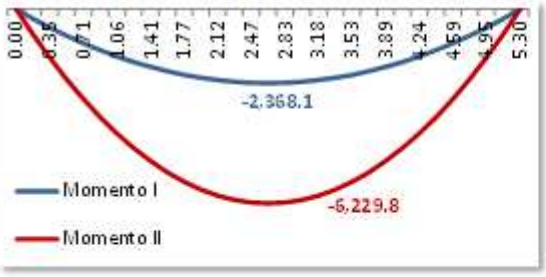
Analisi dei carichi:

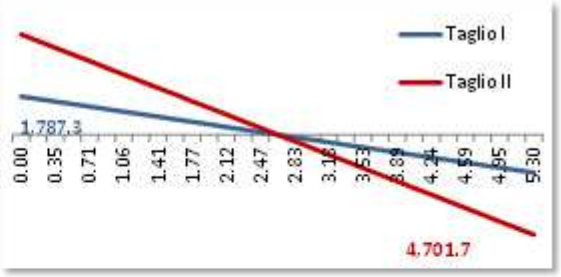
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	539.7	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	733.2	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	1,272.9	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I — Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	674.4	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	2,368.1	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	1,787.3	daN
Carico II — Combinazione di carico II (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	1,774.2	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	6,229.8	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	4,701.7	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	640	cm²
Modulo di resistenza della sezione	W	=	4,267	cm³
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	J_h	=	85,333	cm^4
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	J_b	=	13,653	cm^4

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							II
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	3,947	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**146.0**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	6,922		$f_{m,d}$	=	149.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							II
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	2,979	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**11.0**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	5,224		$f_{m,d}$	=	21.7	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.57	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.77	cm
Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.57	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.77	cm
	u_{ist}	=	**1.33**	**cm**
	u_{ist}	=	1/398	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile: Neve a quota ≤ 1.000 m

Ψ_2 = 0.00

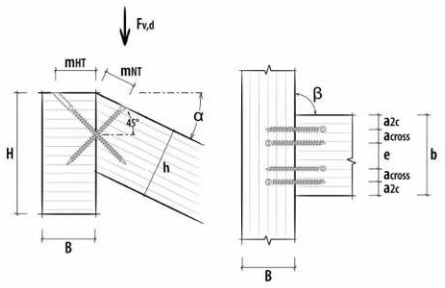
☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.90	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.77	cm
◉ Verifica con L/200 = 2.65 cm — VERIFICA SODDISFATTA	**u_{fin}**	=	**1.67**	**cm**
○ Verifica con L/300	u_{fin}	=	1/317	della luce

Verifica con L/300 = 1.77 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.77	cm

Le travi perpendicolari sezione 12x32cm sono collegate a quest'ultima per mezzo di viti incrociate a tutto filetto11x300, si riporta di seguito la verifica della connessione:

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x300 mm - (cod. VGS11300)
Numero di coppie di connettori = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	10.32 KN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	320 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Numero di coppie di connettori		=	1
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	19.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	290 mm

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:		=	
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	10.32 KN
Base trave principale	B	=	200 mm
Altezza trave principale	H	=	400 mm
Tipo legno trave principale		=	GL24h
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	320 mm
Base trave secondaria	b	=	120 mm
Altezza trave secondaria	h	=	320 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	α	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	β	=	0.00 °
Tipo legno trave secondaria		=	GL24h
TIPO CONNETTORE:	vite VGS	=	11x300
Diametro filetto (nominale)	df	=	11.0 mm
Diametro gambo	dg	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	dn	=	6.6 mm
Diametro testa	dh	=	19.3 mm
Lunghezza vite	lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	lf	=	290 mm

GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero di coppie di connettori		=	1
Angolo di inserimento viti		=	45.00 °
Viti su trave principale:		=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	=	111 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	157 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	135 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	150 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	135 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	γ2,p	=	90.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	γ2,s	=	45.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	=	18.56 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	=	16.87 KN
Viti su trave secondaria:		=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	=	111 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	157 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	135 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	150 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	135 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	γ1,s	=	45.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	γ1,p	=	90.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	=	16.87 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	=	18.56 KN

ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:		=	
Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	=	7.30 KN
Numero efficace	nef	=	1.0
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	=	16.87 KN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fki,Rk	=	20.55 KN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	=	10.12 KN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	=	23.86 KN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	=	14.31 KN
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.72 VERIFICATO
VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:		=	
Altezza efficace (vincolata)	hef	=	217 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	hint	=	103 mm
Coefficiente di riduzione	kv	=	0.60
Tensione a taglio in hef	τ	=	0.59 N/mm²
Resistenza di design a taglio del legno	fv,d	=	1.68 N/mm²
Verifica tensione a taglio trave secondaria		=	0.59 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo hef		=	0.35 VERIFICATO

Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

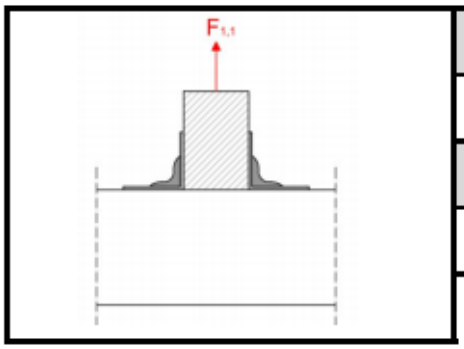
L'ultima verifica relativa alla trave rompitratta riguarda il collegamento della stessa con la parete in XLAM. Per determinare la sollecitazione che interessa la connessione si determina in primis l'area di influenza della singola connessione. In particolare quest'ultima è pari a (i=6.11m L=5.3m → 16.2m^2). Considerando ora il peso proprio della copertura e l'accelerazione sismica di riferimento (adottando a favore di sicurezza l'accelerazione relativa allo spettro di elastico) si ottiene la seguente forza sollecitante:

16.2*0.8=12.95kN

12.95*0.634=8.21kN

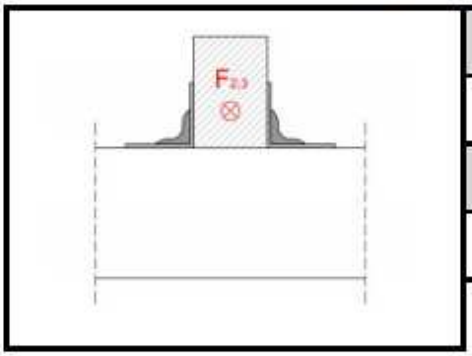
In particoalre la connessione è realizzata per mezzo di quattro piastre angolari (due coppie) del tipo Rothoblaas WBR100 a chiodatura totale realizzata con chiodi anker ad aderenza migliorata 4x60mm. La resistenza di tale connessione desunta dal catalogo rothoblaas risulta essere la seguente:

Resistenza R_1 - 2 angolari per giunzione



Chiod. tot.*	$R_{1,k,TOT}$	kN	7,62
Chiod. parz.	$R_{1,k,PARZ}$	kN	5,57
Viti tot.*	$R_{1,k,TOT}$	kN	7,87
Viti parz.	$R_{1,k,PARZ}$	kN	5,57

Resistenza $R_{2/3}$ - 2 angolari per giunzione



Chiod. tot.	$R_{2/3,k,TOT}$	kN	17,87
Chiod. parz.	$R_{2/3,k,PARZ}$	kN	12,15
Viti tot.	$R_{2/3k,TOT}$	kN	23,43
Viti parz.	$R_{2/3,k,PARZ}$	kN	15,62

Pertanto considerando un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 ed un kmod=1 (forze istantanee) così come indicato all'interno della normativa tecnica di riferimento si ottengono le seguenti resistenze di progetto:

R_1 (resistenza a trazione)=7.62/1.5=5.08kN * 2=10.16kN

$R_{2/3}$ (resistenza a taglio) = 17.87/1.5=11.91kN*2=23.82kN

Pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

- **Verifica a compressione delle travi perpendicolare alla fibratura**

In corrispondenza degli appoggi sulla parete xlam si sviluppa una compressione all'interno delle travi sopra verificate. La condizione maggiormente sfavorevole si ha in corrispondenza dell'appoggio su pareti xlam comuni pertanto si valuta la resistenza di questa connessione. L'area di appoggio è caratterizzata da un larghezza pari a quella delle travi dunque uguale a 12cm e da un profondità pari a 5cm. Quest'utlima secondo la normativa tecnica di riferimento può essere aumentata di 30mm pertanto si ottiene una profondità di calcolo pari ad 8cm. L'area quindi di contatto è pari a 120*80=9600mm^2. Perché la verifica a compressione risulti soddisfatta deve risultare:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura;

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura;

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione.

Nel caso in esame fc,90,d=fc,90,k*kmod/γM = 2.5*0.9/1.45=1.55MPa

Considerando dunque kc,90=1 si ottiene la seguente resistenza a compressione:

Aef*kc,90*fc,90,d=9600*1*1.55/1000=14.88kN.

Questa resistenza è maggiore rispetto all'azione sollecitante delle travi che risulta essere:

Travi 12x32 → 10.32kN

Pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica a compressione perpendicolare alla fibratura trave rompitratta**

In corrispondenza degli appoggi sulla parete xlam si sviluppa una compressione all'interno delle travi sopra verificate. L'area di appoggio è caratterizzata da un larghezza pari a quella delle travi dunque uguale a 20cm e da un profondità pari a 10cm. Quest'utlima secondo la normativa tecnica di riferimento può essere aumentata di 30mm pertanto si ottiene una profondità di calcolo pari ad 130cm. L'area quindi di contatto è pari a 200*130=26000mm^2. Perché la verifica a compressione risulti soddisfatta deve risultare:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_{c,90,d}}{A_{ef}}$$

$\sigma_{c,90,d}$ è la tensione di progetto a compressione nell'area di contatto efficace, perpendicolare alla fibratura;

$F_{c,90,d}$ è il carico di progetto a compressione perpendicolare alla fibratura;

A_{ef} è l'area di contatto efficace in compressione perpendicolare alla fibratura;

$f_{c,90,d}$ è la resistenza di progetto a compressione, perpendicolare alla fibratura;

$k_{c,90}$ è un coefficiente che tiene conto della configurazione di carico, della possibilità di rottura per spacco, nonché del grado di deformazione a compressione.

Nel caso in esame fc,90,d=fc,90,k*kmod/γM = 2.5*0.9/1.45=1.55MPa

Considerando dunque kc,90=1 si ottiene la seguente resistenza a compressione:

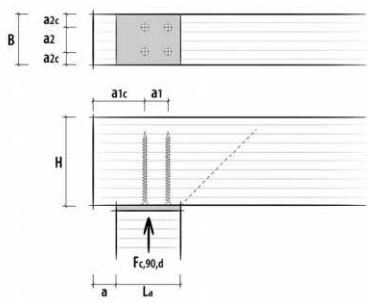
Aef*kc,90*fc,90,d=26000*1*1.55/1000=40.3kN.

Questa resistenza è maggiore rispetto all'azione sollecitante delle travi che risulta essere:

Travi 20x40 → 47kNkN

Pertanto la verifica non risulta soddisfatta ed è necessario predisporrre un sistema di rinforzo di seguito calcolato:

Rinforzi con connettori tutto filetto VGS e VGZ - Rinforzo a compressione ortogonale all'appoggio



VGZ - Connettore tutto filetto a testa cilindrica 7x180 mm - (cod. VGZ7180)
- Numero viti: = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0,90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1,50
Azione di progetto su appoggio	Fc,90,d	=	47,00 KN
Base trave	B	=	200 mm
Altezza trave	H	=	400 mm
Tipo legno		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Lunghezza appoggio	La	=	100 mm
Tipo di appoggio		=	0 mm
Lunghezza extra appoggio	a	=	0 mm
Numero viti perp. fibre		=	3
Numero viti parall. fibre		=	1

Tipo connettore:	vite VGZ	=	7x180
Diametro filetto (nominale)	df	=	7 mm
Diametro gambo	dg	=	5 mm
Diametro nocciolo	dn	=	4,6 mm
Diametro testa	dh	=	9,5 mm
Lunghezza vite	lv	=	180 mm
Lunghezza filetto	lf	=	170 mm
Spessore minimo piastra di appoggio consigliata	sa	=	6 mm
GEOMETRIA CONNESSIONE:		=	
Numero viti perp. fibre		=	3
Numero viti parall. fibre		=	1
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	0 mm
Angolo di inserimento viti	α	=	90,00 °
Interasse minimo viti parall. fibre	a1	=	35 mm
Interasse minimo viti perp. fibre	a2	=	35 mm
Distanza minima viti-estremità (parall. fibre)	a1c	=	70 mm
Distanza minima viti-bordo (perp. fibre)	a2c	=	28 mm
RESISTENZA VITI:		=	
Resistenza caratteristica ad estrazione singola vite	Fax,Rk	=	15,03 KN
Resistenza caratteristica ad instabilità vite nel legno	Fki,Rk	=	10,30 KN

Verifica a compressione con rinforzi:

$$R_{c,90,Rd} = min \begin{cases} k_{c,90} \cdot B \cdot l_{ef,1} \cdot f_{c,90,d} + n \cdot R_{ax,Rd} \\ B \cdot l_{ef,2} \cdot f_{c,90,d} \end{cases}$$

dove:

$k_{c,90}$	è il parametro secondo UNI EN 1995-1-1:2009, 6.1.5
B	è la larghezza dell'appoggio [mm]
$l_{ef,1}$	è la lunghezza di contatto efficace secondo UNI EN 1995-1-1:2009, 6.1.5 [mm]
$f_{c,90,d}$	è la resistenza da progetto a compressione perpendicolare alla fibratura [N/mm²]
n	è il numero di viti da rinforzamento, $n = n_0 \cdot n_{90}$
n_0	è il numero di viti da rinforzamento messi in una linea parallela alla fibratura
n_{90}	è il numero di viti da rinforzamento messi in una linea perpendicolare alla fibratura
$l_{ef,2}$	è la lunghezza di contatto efficace al livello delle punte delle viti (vedi figura seguente) [mm] $l_{ef,2} = \{l_{ef} + (n_0 - 1) \cdot a_1 + \min(l_{ef}; a_{1,c})\}$ per appoggi finali $l_{ef,2} = \{2 \cdot l_{ef} + (n_0 - 1) \cdot a_1\}$ per appoggi intermedi
l_{ef}	è la lunghezza di penetrazione della parte filettata della vite nel legno [mm]
a_1	è la distanza tra i baricentri delle parti filettati dei viti nel legno in direzione della fibratura [mm] (vedi figura seguente)
$a_{1,c}$	distanza dal bordo del baricentro della parte filettata della vite nel legno [mm] (vedi figura seguente)

$$R_{ax,Rd} = min\begin{cases} R_{ax,d} = \dfrac{R_{ax,\alpha,Rk} \cdot k_{mod}}{\gamma_m} \\ R_{ki,d} = \dfrac{R_{ki,k}}{\gamma_{m1}} \end{cases}$$

Quindi in relazione ai dati dei connettori precedentemente riportati si ottiene:

Rax,rd = min(15.03*0.9/1.45; 10.30/1.05) →9.33kN (lato legno)

$$k_{c,90} \cdot B \cdot l_{ef,1} \cdot f_{c,90,d} + n \cdot R_{ax,Rd}$$

1*200*130*1.55+3*(9330)= 68.29kN

Lef,2=180+min(180;70)=250mm

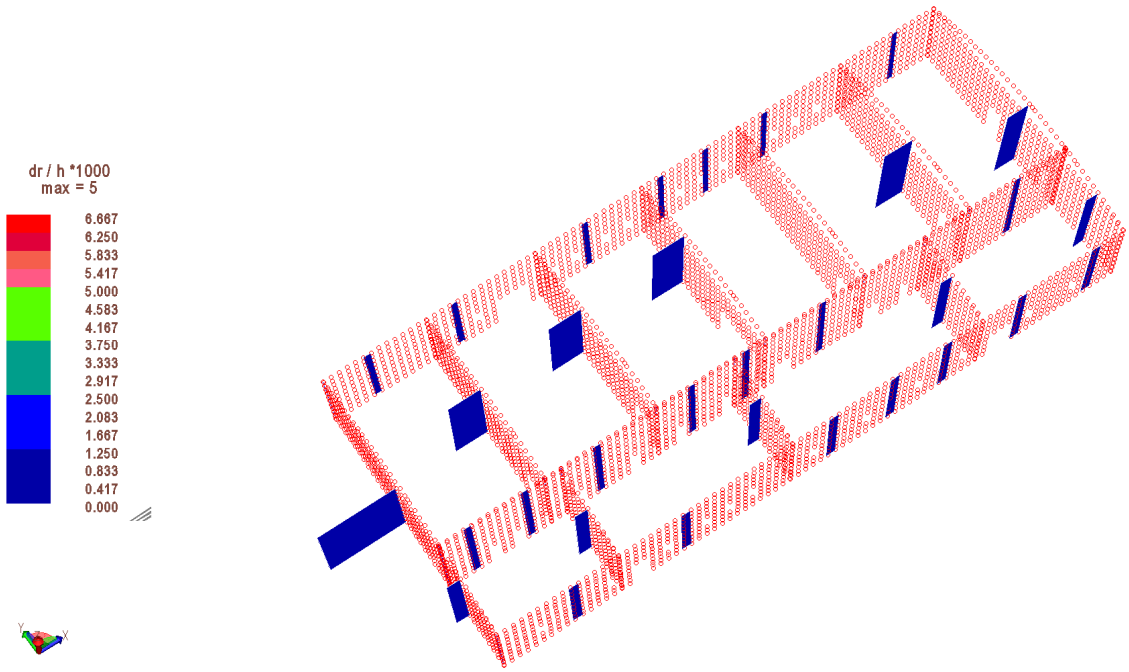
$$B \cdot l_{ef,2} \cdot f_{c,90,d}$$

200*250*1.55=77.5kN

Pertnato la resistenza di progetto del rinforzo è pari a 68.29kN e quindi la verifica a compressione ortogonale risulta soddisfatta.

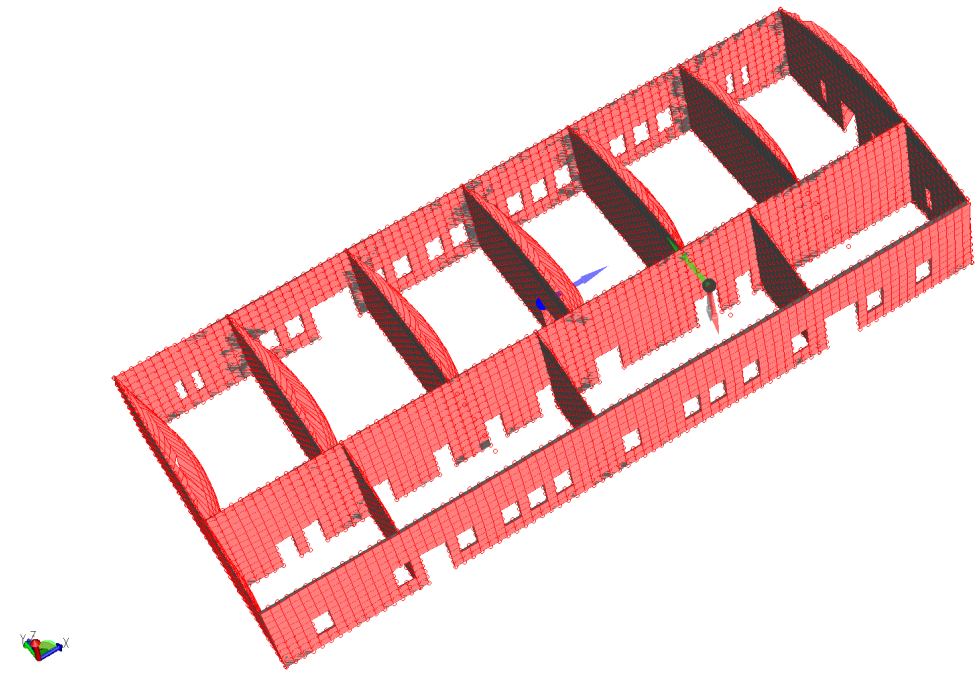
- **Verifica delle deformazioni in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali**

Secondo quanto riportato nella normativa tecnica di riferimento al pragrafo 7.3.7.2. si procede con la verifica della deformazione relativa che nel caso in esame deve risultare per lo SLD inferiore a 0.005h e per lo SLO (essendo la struttura appartenente alla classe IV) inferiore a 0.005h*2/3. Si procede ora con la verifica:



Prospettiva

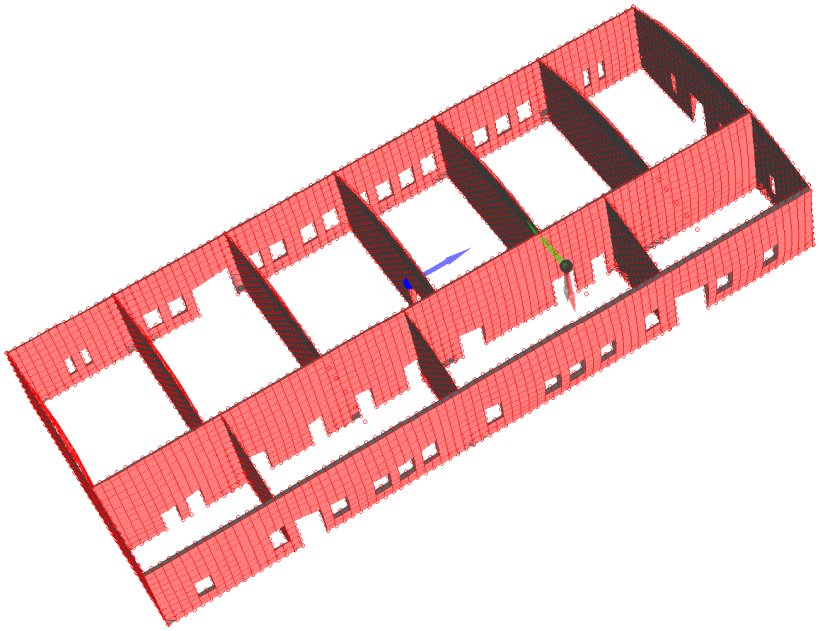
Verifica a deformazione per lo stato limite di danno



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 2740 **d=**0.0049 dx=0.0001 dy=0.0010 dz=-0.0048
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0019 dy=0.0000 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2740 **dy=**0.0010 dx=0.0001 dz=-0.0048
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0048 dx=0.0001 dy=0.0010

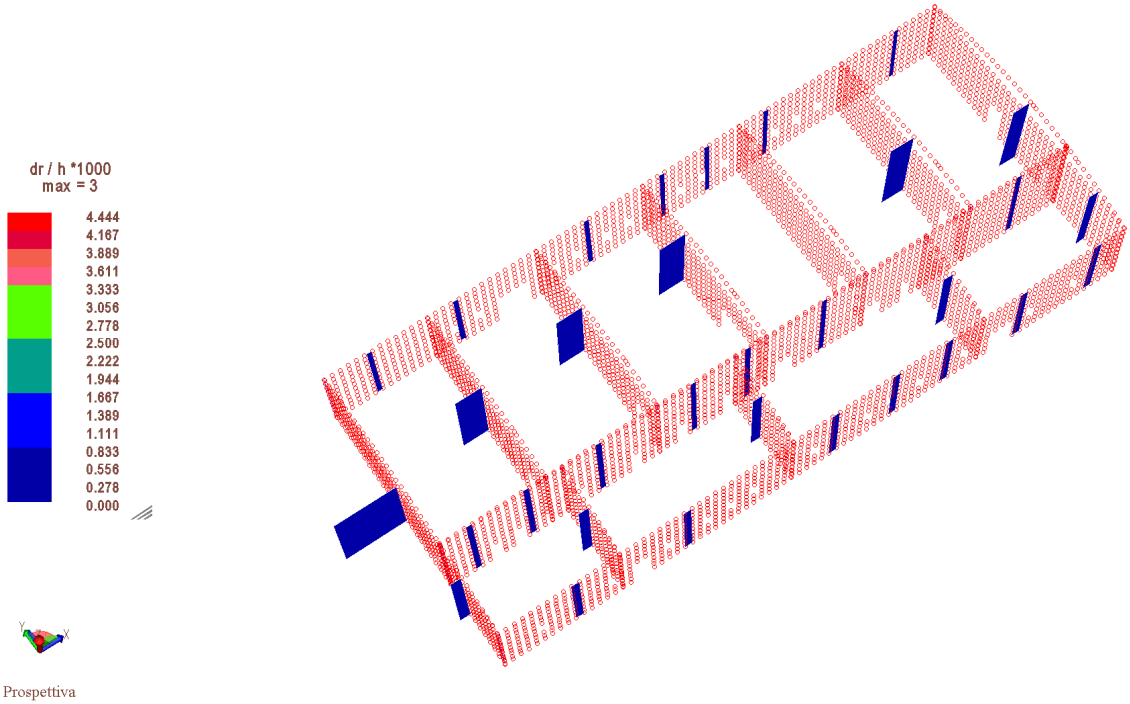


Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

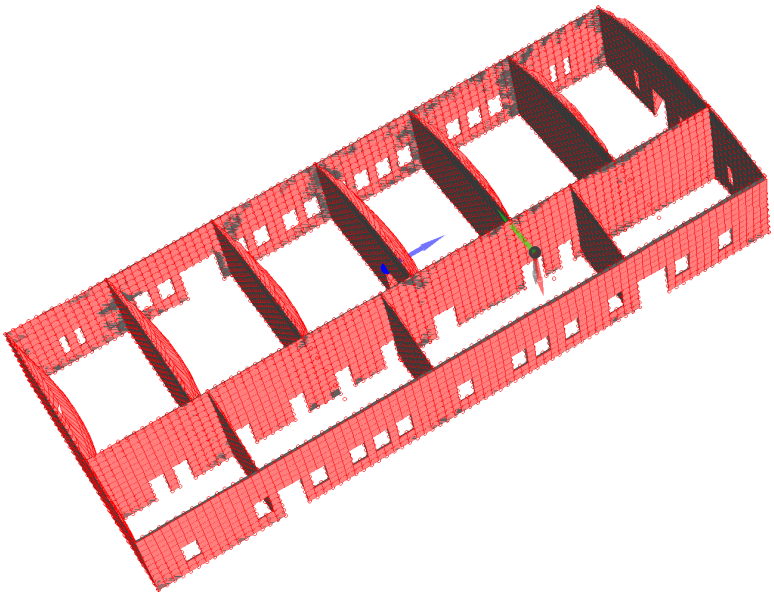
Massime deformazioni al nodo 2740 **d=**0.0046 dx=0.0000 dy=0.0009 dz=-0.0045
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0006 dy=-0.0000 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2740 **dy=**0.0009 dx=0.0000 dz=-0.0045
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0045 dx=0.0000 dy=0.0009

Spostamenti SLD (deformazioni massime direzione X e direzione Y)



Prospettiva

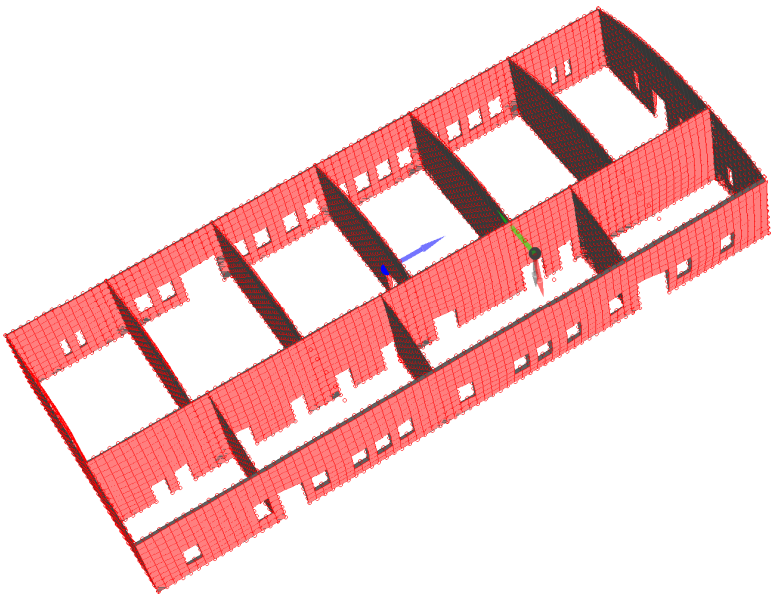
Verifica a deformazione per lo stato limite di operatività



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 2740 **d=**0.0049 dx=0.0001 dy=0.0011 dz=-0.0048
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0015 dy=0.0000 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2740 **dy=**0.0011 dx=0.0001 dz=-0.0048
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0048 dx=0.0001 dy=0.0011



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 2740 **d=**0.0047 dx=0.0000 dy=0.0009 dz=-0.0046
Direzione x: nodo 4271 **dx=**0.0005 dy=-0.0000 dz=-0.0001
Direzione y: nodo 2740 **dy=**0.0009 dx=0.0000 dz=-0.0046
Direzione z: nodo 2740 **dz=**-0.0046 dx=0.0000 dy=0.0009

Spostamenti SLO (deformazioni massime direzione X e direzione Y)

- **Verifiche in caso di incendio**

PANNELLI XLAM

La protezione del pannello Xlam è realizzata sulla base delle indicazioni dell'Eurocodice 5 parte 1-2 mediante applicazione di lastra in cartongesso, lana di roccia e/o pannelli in legno.

In generale le strutture sono R30, salvo alcuni locali a destinaizone specifica che richiedono R/REI60 e R/REI90.

In sintesi le soluzioni scelte sono le seguenti:

R30 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm

R30 copertura: dimensionamento travi e travetti

R60 pareti xlam: doppia lastra applicata, cartongesso A 15mm interno + F 15mm esterno (pareti interne)

R60 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm (pareti esterne)

R60 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

R90 pareti xlam: lastra applicata cartongesso A 15mm, camera d'aria 75mm lana da 60kg/mc senza impianti, lastra cartongesso F 15mm

R90 copertura: protezione con controsoffitto a membrana

Protezione collegamenti metallici:

R30: come pannelli

R60: come pannelli

R90: doppia lastra come R60 + pannello 30mm in legno nell'intercapedine

Dimensionamento R30

Si adotta una lastra applicata al apnnello xlam appartenente alla classe A secondo la norma EN520. Le fughe tra le lastre saranno stuccate in modo da garantire una migliore resistenza all'incendio.

Si determina il momento in cui comincia la carbonizzazione t_{ch} e il momento del collasso del protettivo t_f.

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra di cartongesso

Pertanto il pannello in Xlam è soggetto ad un incendio di durata pari a 2minuti (per raggiungere i 30minuti richiesti R30). In questo lasso di tempo poiché l'incendio è in atto si consiglia di considerare una velocità di carbonatazione doppia rispetto a quella indicata in normativa pari a 0,9mm/min per i pannelli.

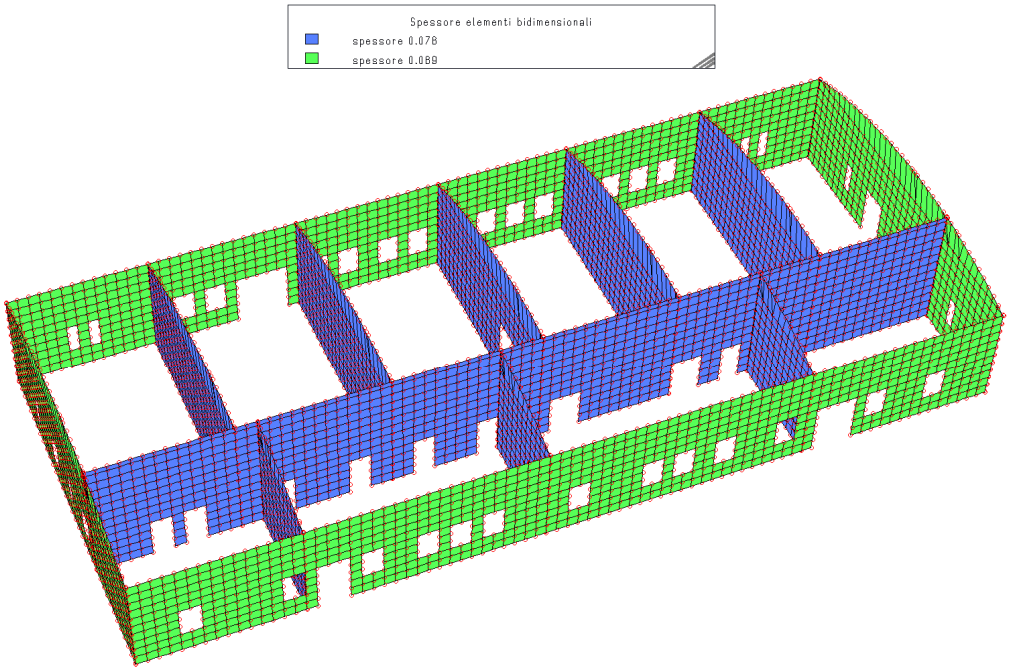
Pertanto nei due minuti si bruceranno: 0.9*2*2=3.6mm a cui vanno sommati i 7mm di profondità che corrispondono allo strato alterato per le alte temperature. Pertanto sono stati decurtati nel calcolo strutturale in caso di incendio uno spessore di 3.6+7= 10.6mm sul lato di esposizione al

fuoco. Pertanto lo spessore complessivo sarà diverso per i pannelli interni rispetto a quelli esterni, in particolare si ha:

Pannello Interno 30+40+30mm – (fuoco sui due lati) → 19+40+19mm

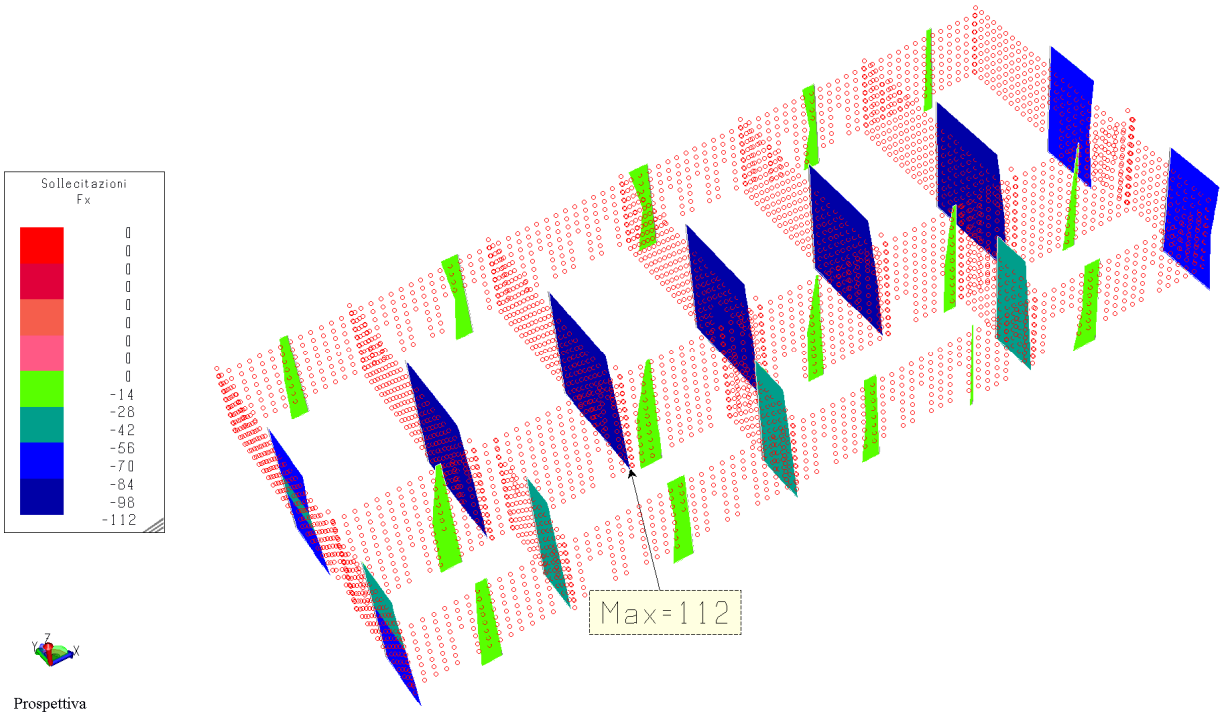
Pannello esterno 30+40+30mm – (fuoco sul solo lato interno) → 19+40+30mm

Si sono dunque corrette le dimensioni dei pannelli all'interno dei modelli di calcolo per tenere in considerazione la nuova situazione:

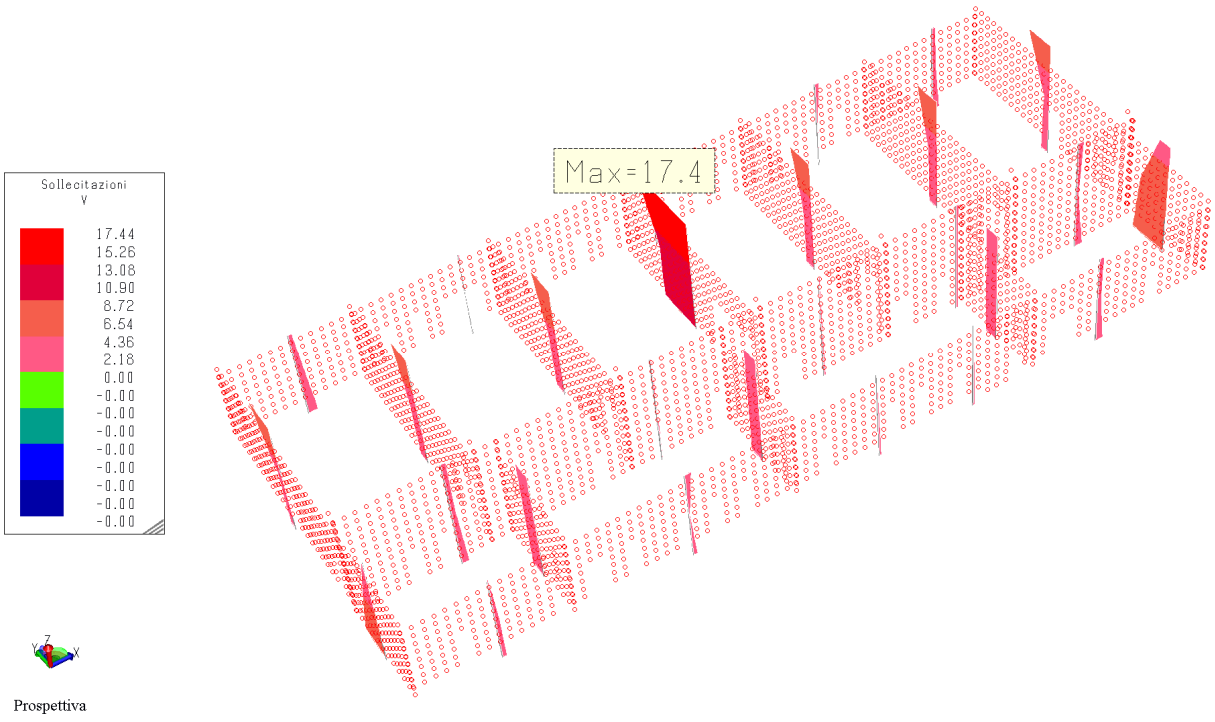


Prospettiva

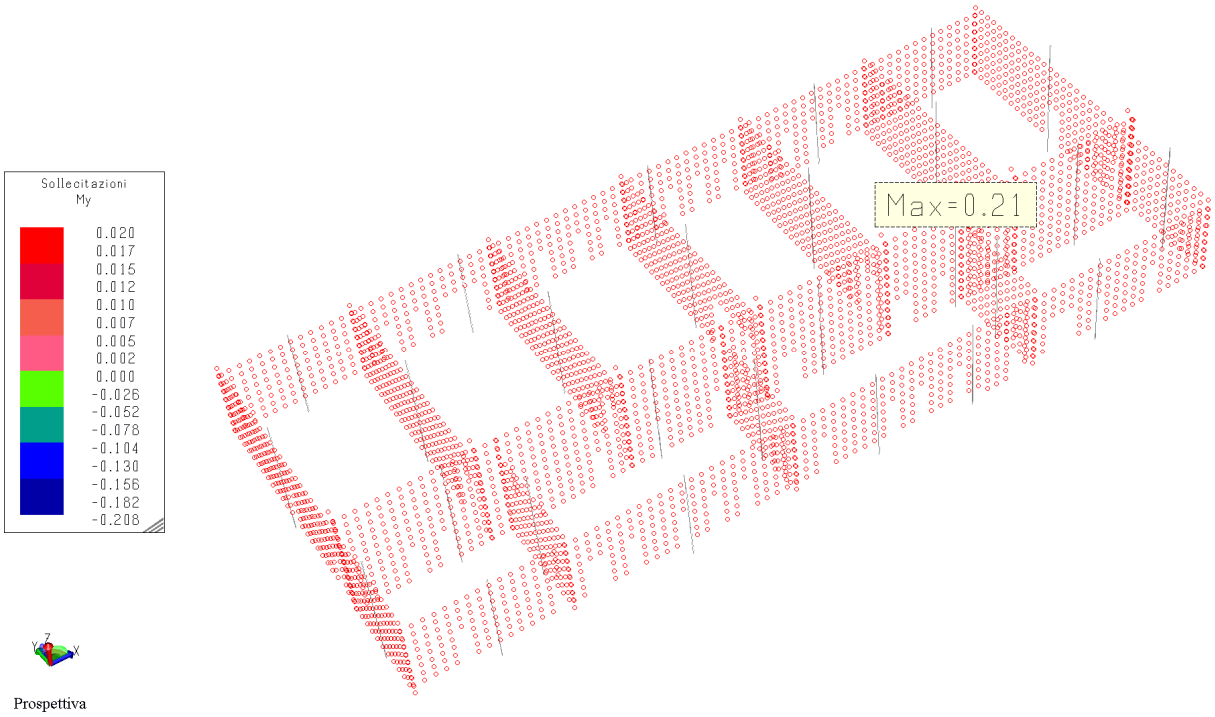
Si è svolta nuovamente l'analisi tenendo in considerazione la sola combinazione di carico relativa all'incendio coerente con quanto indicato all'interno della normativa di calcolo al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Le principali sollecitazioni all'interno dei pannelli sono le seguenti:



Sollecitazioni assiali all'interno dei pannelli (incendio)

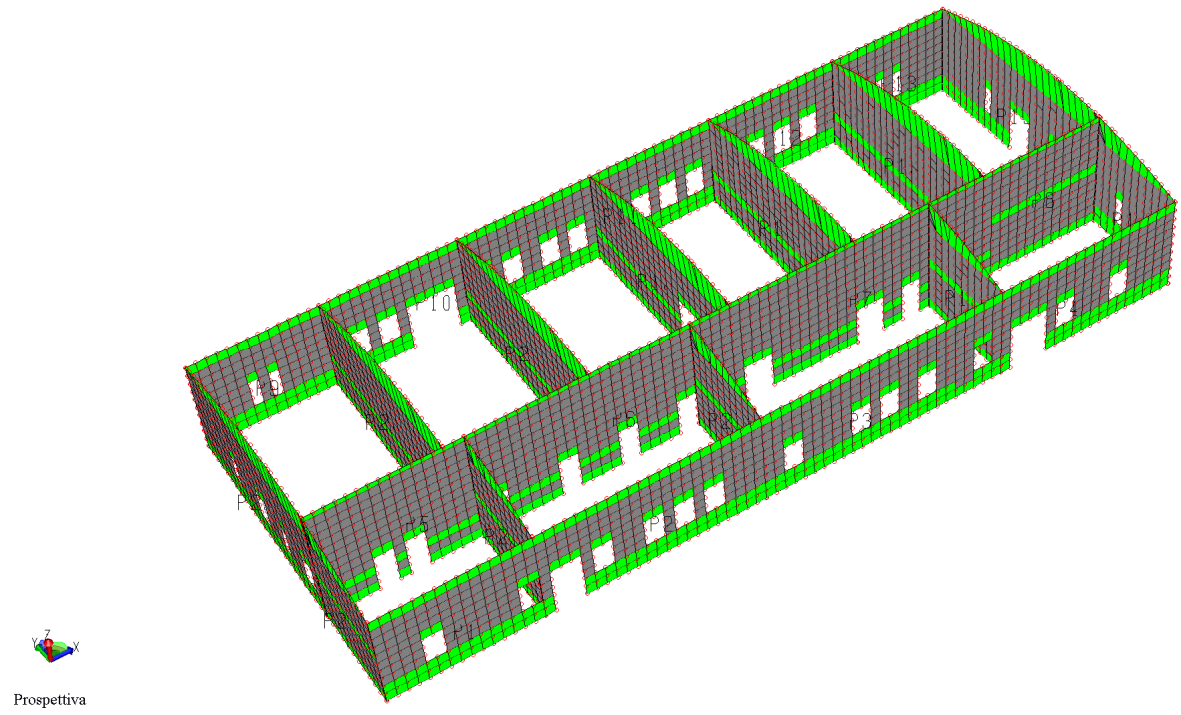


Sollecitazioni taglianti (incendio)



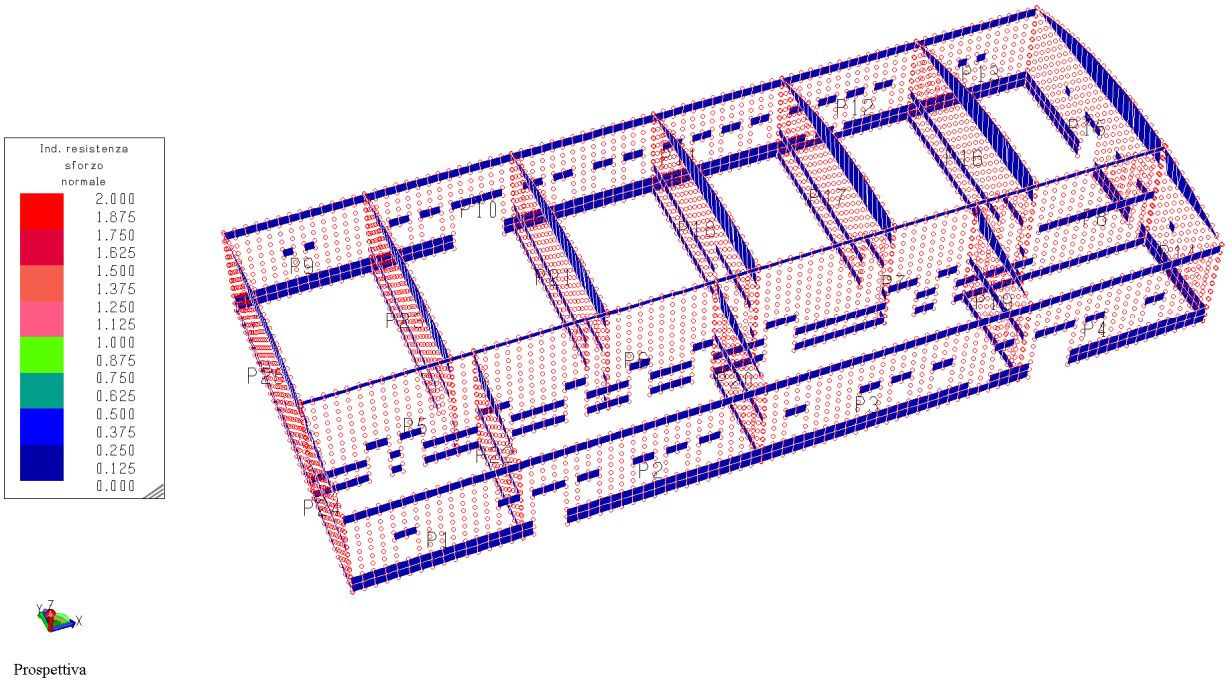
Momenti flettenti (incendio)

l'esito delle verifiche è di seguito riportato:



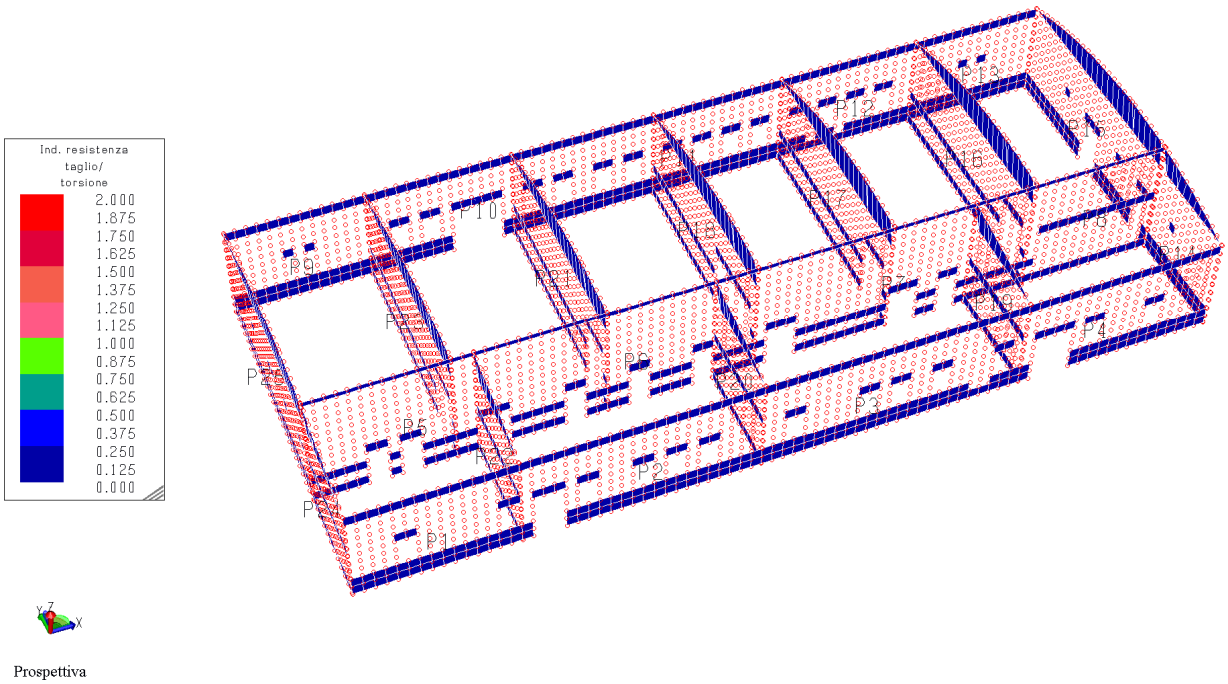
Verifica dei pannelli xlam e relative connessioni.

Si riportano di seguito gli indici di resistenza dei soli pannelli:



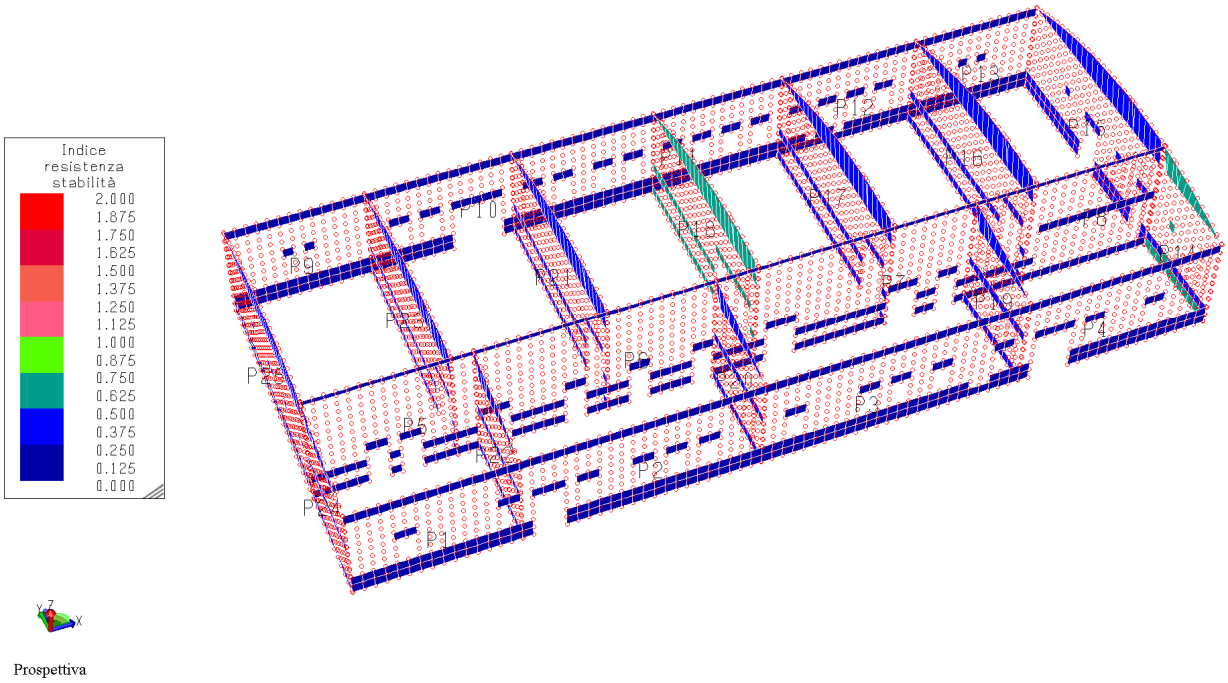
Prospettiva

Indice di resistenza per sforzo normale, incendio



Prospettiva

Indice di resistenza per taglio torsione, incendio



Indice di resistenza per stabilità, incendio

Si può notare che l'indice di resistenza rimane anche in questo caso molto basso poiché contestualmente alla riduzione dello spessore degli elementi resistenti a causa dell'azione dell'incendio si ha una sollecitazione minore come si può evincere dai grafici riportati in precedenza dovuta principalemnte ai fattori di combinazione applicati in accordo con la combinazione per azioni eccezionali riportata all'interno della normativa tecnica di riferimento.

L'esito delle verifiche sopra riportate è coerente se e solo se la connessione del pannello risulta protetta dall'azione d'incendio. In particolare così come indicato all'interno dell'eurocodice 5 per la protezione delle connessioni con piastre esterne si è verificato la protezione offerta dalla lastra, condiderando che in la connessione metallica offre già una resistenza pari a 15min:

td,fi= 15 min

tch>=treq-0.5td,fi= 30-0.5x15= 22.5min

Per lastre di gesso tipo A:

t_{ch}= 2.8*hp - 14 = 28 minuti con hp = 15mm spessore lastra >22.5.

TRAVI LIGNEE

In particolare prima di procedere con le verifiche è necessario stimare la quota parte di legno carbonizzata per un incendio della durata di 30 minuti. Lo spessore comprensivo da trascurare nella verifica viene determinato con le seguenti formule:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$

in cui d_0=7mm

poiché la durata dell'incendio è superiore ai 20 minuti → k_0 =1

dchar = βn*t

Poiché βn per il legno lamellare vale 0.7mm/min si ottiene:

dchar = βn*t → 0.7*30=21mm

Pertanto lo spessore da eliminare per l'azione dell'incendio è pari a:

$d_{ef}=d_{char,n}+k_0*d_0$ → 21+7 = 28mm

Questo spessore deve essere tolto dalla sezione oggetto di verifica per ogni lato esposto al fuoco. Nel nostro caso solo i lati esterni sono esposti pertanto verrà eliminato uno spessore complessivo di 6cm per la base della sezione mentre saranno tolti solo 3cm per l'altezza. Le sollecitazioni sono state ricavate apllicato la medesima combinazine di carico utilizzata precedentemente ed esposta all'interno della normativa tecnica di riferimento al paragrafo 2.5.3 formula 2.5.6. Si procede ora con la verifica degli elementi:

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	°	(0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	1.00	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_Q	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	95.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	95.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	95.0	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	549.1	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	323.0	daN

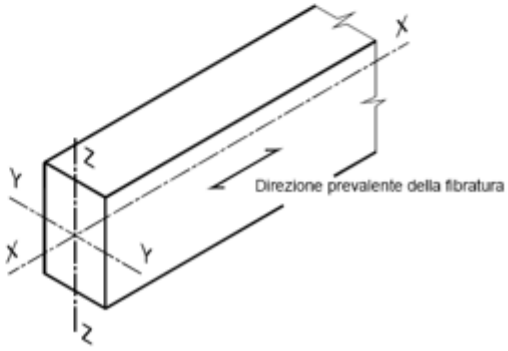
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	1	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	Legno lamellare incollato		γ_m	1.45

Sezione			A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	H [cm]	29.0	*174*	*12195*	*522*	*841*	*174*
	B [cm]	6.0					

Valori caratteristici del materiale							GL24h Fuoco
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***				
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225		
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040		
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345		
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5		
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***				
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385		
Considero k_h ? NO	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$	1.00	$k_{h,traz}$	1.00	

Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	0.00	kN
$T_{z,d}$	3.25	kN
$T_{y,d}$	0.00	kN
$M_{y,d}$	5.49	kNm
$M_{z,d}$	0.00	kNm
$M_{t,d}$	0.00	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	6.53	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.38	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.27	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.28	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Trave rompitratta D 20x40cm fuoco

30 daN/m
80 daN/m²
0 daN/m²

40 cm
20 cm

Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	°	(0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	16.0	°	(29%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	6.11	m	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.00		
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50		

Analisi dei carichi:

Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	539.7	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	0.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	539.7	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I

Combinazione di carico I (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	518.8	daN/m
Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	1,821.6	daN m
Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	1,374.8	daN

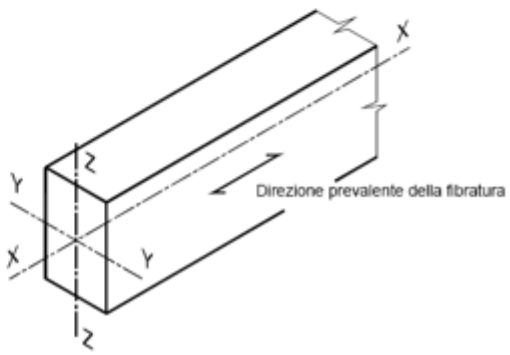
Classe di durata del carico	Breve durata			
	meno di 1 settimana [neve a bassa quota]			
Classe di servizio	**1**	UR < 65%	k_{mod}	0.9
Tipologia	**Legno lamellare incollato**		γ_m	1.45

Sezione	H [cm]	**37.0**	A [cm^2]	J_y [cm^4]	J_z [cm^4]	W_y [cm^3]	W_z [cm^3]
Rettangolare	B [cm]	**14.0**	*518*	*59095*	*8461*	*3194*	*1209*

Valori caratteristici del materiale							**GL24h Fuoco**
Proprietà di Resistenza [N/mm^2]			***Proprietà di modulo elastico [N/mm^2]***		
*Flessione**	$f_{m,k}$	27.60	*parallelo medio*	$E_{0,m}$	13225
*Trazione parallela**	$f_{t,0,k}$	22.08	*parallelo caratteristico*	$E_{0,05}$	11040
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$	0.58	*perpendicolare medio*	$E_{90,m}$	345
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	27.60	*tangenziale medio*	G_m	747.5
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$	2.88	***Massa volumica [kg/m^3]***		
Taglio	$f_{v,k}$	4.03	caratteristica	ρ_k	385
Considero k_h ? **NO**	$k_{h,fless,y}$	1.00	$k_{h,fless,z}$ 1.00	$k_{h,traz}$	1.00

Il coefficiente k_h incrementa i valori caratteristici di flessione e trazione parallela

Stati limite ultimi		
Sollecitazioni [kN,kNm]		
N_d	**0.00**	kN
$T_{z,d}$	**13.74**	kN
$T_{y,d}$	**0.00**	kN
$M_{y,d}$	**18.21**	kNm
$M_{z,d}$	**0.00**	kNm
$M_{t,d}$	**0.00**	kNm



Verifiche di resistenza						
Trazione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Trazione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione parallela alla fibratura				Verifica non necessaria		
Compressione perpendicolare alla fibratura				Da sviluppare		
Compressione inclinata rispetto alla fibratura				Da sviluppare		
Flessione				La sezione è verificata		
$\sigma_{m,y,d}$	5.70	N/mm^2		$\sigma_{m,z,d}$	0.00	N/mm^2
$f_{m,y,d}$	17.13	N/mm^2		$f_{m,z,d}$	17.13	N/mm^2
k_m	0.70					
$\sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + k_m \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.33	<	1
$k_m \sigma_{m,y,d} / f_{m,y,d} + \sigma_{m,z,d} / f_{m,z,d}$				0.23	<	1
Tensoflessione				Verifica non necessaria		
Pressoflessione				Verifica non necessaria		
Taglio				La sezione è verificata		
τ_d	0.40	N/mm^2	<	$f_{v,d}$	2.50	N/mm^2
Torsione				Verifica non necessaria		
Taglio e Torsione				Verifica non necessaria		

Dimensionamento R60

Si rimanda a quanto riportato in merito nell'edificio A, valendo le medesime considerazioni.

Dimensionamento R90

Si adotta una doppia lastra applicata al pannello xlam, la prima appartenente alla classe A secondo la norma EN520, la seconda alla classe F; le due lastre saranno separate da una intercapedine contenente lana di roccia spessore 75mm e densità >60kg/mc. Le fughe tra le lastre saranno stuccate in modo da garantire una migliore resistenza all'incendio.

Si determina il momento in cui comincia la carbonizzazione t_{ch} :

Per doppia lastra di gesso con tipo F (100% hp della prima, 80% hp della seconda):

t_{ch}= 2.8x(hp1+0.8hp2) - 14 = 28x(15x1.8)-14=61 minuti con hp = 15mm spessore lastre di cartongesso;

Per lana di roccia spessore 75mm e densità >60kg/mc:

t_{ch}= 0.07x(hins-20)xradq(ρins) = 0.07x55x7.74 = 30min.

Si ottiene quindi una tempo complesivo pari a:

tch=61+30=91>90 min.

La soluzione adottata presenta una resistenza maggiore del tempo richiesto, pertanto non esiste la necessità di ricalcolare la struttura modificando gli spessori, la verifica è soddisfatta essendo valida la medesima sezione resistente a freddo ma con carichi inferiori.

Verifica della protezione delle connessioni metalliche, condiderando che in la connessione metallica offre già una resistenza pari a 15min:

td,fi= 15 min

tch>=treq-0.5td,fi= 90-0.5x15= 82.5min

Per doppia lastra di gesso con tipo F (100% hp della prima, 80% hp della seconda):

t_{ch}= 2.8x(hp1+0.8hp2)-14 = 28x(15x1.8)-14=61 minuti con hp = 15mm spessore lastre > treq;

Si adotta una ulteriore protezione con pannello in legno spessore 30mm:

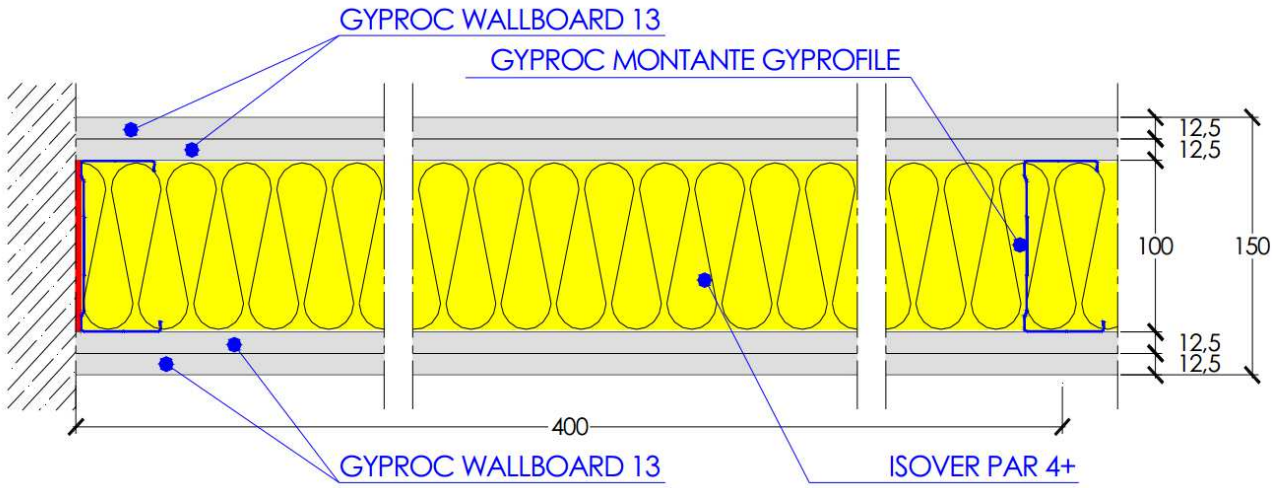
tch=hp/B0= 30/0.9=33min

Si ottiene quindi una tempo complesivo pari a:

tch=61+33=94>90 min.

- **Verifica delle pareti in cartongesso**

All'interno dell'edificio D sono presenti pareti in cartongesso che superano in altezza i 4m, in particolare 6m pertanto è necessario provvedere alla verifica di tali elementi. Si riporta dunque di seguito la verifica delle pareti. La stratigrafia che caratterizza la parete è la seguente:



AZIONI SULLA PARETE			
VITA DI RIFERIMENTO			
tipo di costruzione			**Vn (anni)**
opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale			≥50
classe di utilizzo			IV
Cu			2
descrizione			
costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per			
Vn vita nominale (anni)			50
Vr vita di riferimento (anni)			100
carichi variabili di esercizio			
cat.	**ambienti**	**orizzontali lineari Hk (kN/m)**	**note**
C1 ambienti suscettibili di affollamento	ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	1	-
	valore altezza del punto di applicazione scelto per il calcolo (m)	**1,2**	

azione sismica			
categoria di sottosuolo			
D			
categoria topografica			
T1			
		SLV	**SLD**
coefficiente stratigrafico	Ss	1,74	1,80
coefficiente topografico	St	1,0	1,0
coefficiente suolo	S	1,74	1,80
fattore di struttura			
qa	2		
		SLV	**SLD**
accelerazione massima del sito	ag/g	0,18	0,077
valore massimo del fattore di amplificazione	F0	2,45	2,49
	valore forza sismica scelto per il calcolo (kgf)	**61,37**	**54,36**

TIPOLOGIA SISTEMA			
PARETE TIPO SA (singola orditura)			
caratteristiche della parete			
Hp (m)	altezza della parete	6,00	
peso (kgf/m)	peso unitario dell'elemento	17,55	
caratteristiche viti - tasselli fissaggio guide			
verifica tasselli fissaggio guide			
iv (cm)	interasse fra le viti di collegamento delle lastre	25	
Fdt (kN)	resistenza a taglio tasselli perimetrali	5	
prestazioni richieste			
deformazione	requisito richiesto		1/250
snellezza	scelta limite snellezza		200

caratteristiche delle lastre			
lastre compresse			
lastra 1	tipologia di lastra 1	Gyproc Wallboard 13	
lastra 2	tipologia di lastra 2	Gyproc Wallboard 13	
lastra 3	tipologia di lastra 3	-	
lastre tese			
lastra 1	tipologia di lastra 1	Gyproc Wallboard 13	
lastra 2	tipologia di lastra 2	Gyproc Wallboard 13	
lastra 3	tipologia di lastra 3	-	
PROFILI IN ACCIAIO Gyproc			
montante 1 profilo acciaio	tipologia di profilo in acciaio del montante 1	Gyprofile DIN 100 - 6/10 singolo	
iM (cm)	interasse dei montanti	40	

		verifiche	indice
verifica globale	esito verifiche	verificata	0,93
SLU	sforzo normale	verificata	0,05
	taglio	verificata	0,25
	momento	verificata	0,88
	pressoflessione	verificata	0,93
collegamenti	tasselli	verificata	0,10
SLE	sforzo normale	verificata	0,04
	taglio	verificata	0,17
	momento	verificata	0,78
	pressoflessione	verificata	0,82
	deformazione	verificata	0,82
	snellezza	verificata	0,48

verifiche SLU			
sforzo normale			
indice	**Ned (kN)**	**Ncrd (kN)**	**esito**
0,05	1,37	26,61	verificata
taglio			
indice	**Ved (kN)**	**Vrd (kN)**	**esito**
0,25	0,48	1,91	verificata
momento			
indice	**Med (kN)**	**Mrd (kN)**	**esito**
0,88	92,06	104,46	verificata
pressoflessione			
indice	**(Med (kN)+DMed)/Mrd+Ned/Ncrd**	**limite**	**esito**
0,93	0,93	1,00	verificata
collegamenti			
tasselli perimetrali			
indice	**azione tagliante sul singolo tassello perimetrale**	**limite**	**esito**
0,10	0,48	5,00	verificata
		esito verifiche SLU	**verificata**

verifiche SLE			
sforzo normale			
indice	**Ned (kN)**	**Ncrd (kN)**	**esito**
0,04	1,05	26,61	verificata
taglio			
indice	**Ved (kN)**	**Vrd (kN)**	**esito**
0,17	0,32	1,91	verificata
momento			
indice	**Med (kN)**	**Mrd (kN)**	**esito**
0,78	81,55	104,46	verificata
pressoflessione			
indice	**(Med (kN)+DMed)/Mrd+Ned/Ncrd**	**limite**	**esito**
0,82	0,82	1,00	verificata
deformazione	requisito richiesto		1/250
indice	**def attesa (mm)**	**def lim (mm)**	**esito**
0,82	19,8	24,0	verificata
snellezza			
indice	**snellezza**	**limite**	**esito**
0,48	96,2	200	verificata
		esito verifiche SLE	**verificata**

Le pareti di altezza inferiore ai 4m di altezza sono interventi pridi di rilevanza ai fini sismici per la pubblica incolumità secondo quanto riportato all'interno del DGR 687/2011 al punto B.4.5.c

- **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

1.10 VERIFICA DEL MARTELLAMENTO TRA I DIVERSI CORPI

- **Martellamento tra corpo A e corpo B e tra corpo C e corpo B**

I corpi A, B, C sono strutturalmente separati mediante giunto sismico di ampiezza pari a 5cm. Si deve procedere pertanto alla verifica nei confronti del martellamento di tale ampiezza. Si chiarisce che le verifiche nei confronti del martellamento sono state condotte per lo stato limite di salvaguardia della vita e secondo le formulazioni suggerite all'interno della normativa tecnica di riferimento al 7.2.2 come descritto nel seguito:

Distanza tra costruzioni contigue

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo *SLV*, calcolati per ciascuna costruzione secondo il § 7.3.3 (analisi lineare) o il § 7.3.4 (analisi non lineare); in ogni caso la distanza tra due punti che si fronteggiano non può essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dal piano di fondazione, moltiplicata per $a_g \cdot S$ /0,5g ≤ 1. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di una costruzione non isolata alla base, può essere stimato in 1/100 dell'altezza della costruzione moltiplicata per $a_g \cdot S$/0,5g.

Pertanto in prima analisi va valutato lo spostamento pari a 1/100*H*ag*S/0.5g.

Considerando che i due punti che si fronteggiano (uguali per simmetria tra i due corpi) hanno quota massima pari a 5.5m e ricordando le seguennti caratteristiche sismiche del sito

Probabilità di superamento P,VR

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P.VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	60
SLE: SLD	63	101
SLU: SLV	10	949
SLU: SLC	5	1950

$V_R = 100$ anni , $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite, e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

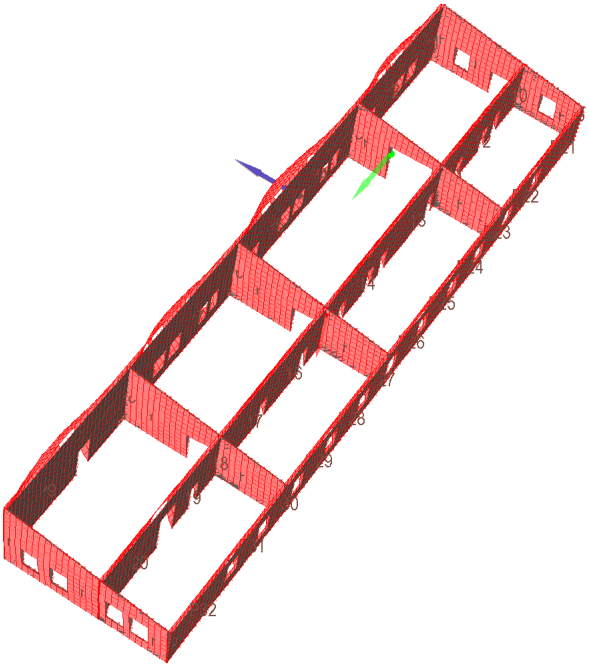
Stati Limite	T,R (anni)	a,g (g)	F,o	T,C* (sec)	S,S	C,C	S	T,B (sec)	T,C (sec)	T,D (sec)	F,v
SLE: SLO	60	0.061	2.497	0.264	1.500	1.630	1.500	0.144	0.431	1.844	0.833
SLE: SLD	101	0.077	2.488	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.908	0.932
SLU: SLV	949	0.180	2.454	0.290	1.435	1.580	1.435	0.153	0.458	2.320	1.406
SLU: SLC	1950	0.224	2.478	0.301	1.367	1.560	1.368	0.157	0.470	2.496	1.583

Si ottiene:

1/100*550*0.18*1.435/0.5=2.84cm pertanto questa prima verifica, riguardante la distanza minima da garantire, risulta soddisfatta.

Si valutano ora gli spostamenti ricavati dai modelli di calcolo descritti nei paragrafi precedenti:

CORPO A

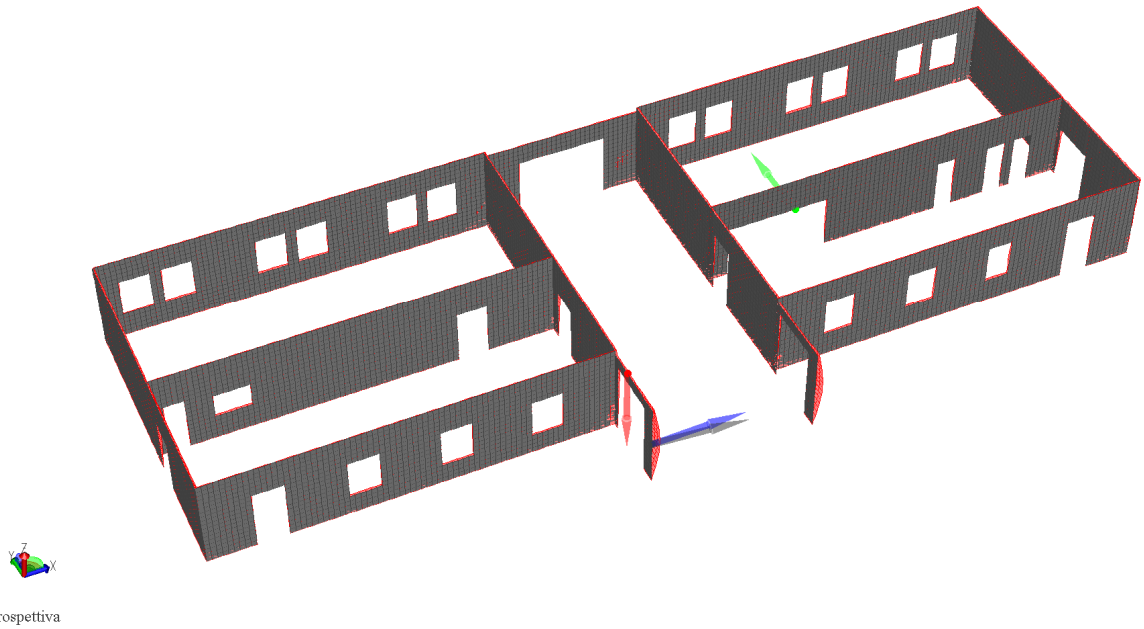


Massime deformazioni tra i nodi visibili:

Massime deformazioni al nodo 3132 **d=**0.0034 dx=0.0034 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 3132 **dx=**0.0034 dy=0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 4669 **dy=**0.0003 dx=0.0002 dz=0.0000
Direzione z: nodo 4725 **dz=**-0.0001 dx=0.0004 dy=0.0000

La massima deformazione quindi per il corpo A nella direzione X che risulta essere quella di possibile martellamento è pari a: 0.003m →3.4mm

CORPO B



Prospettiva

Massime deformazioni tra i nodi visibili:

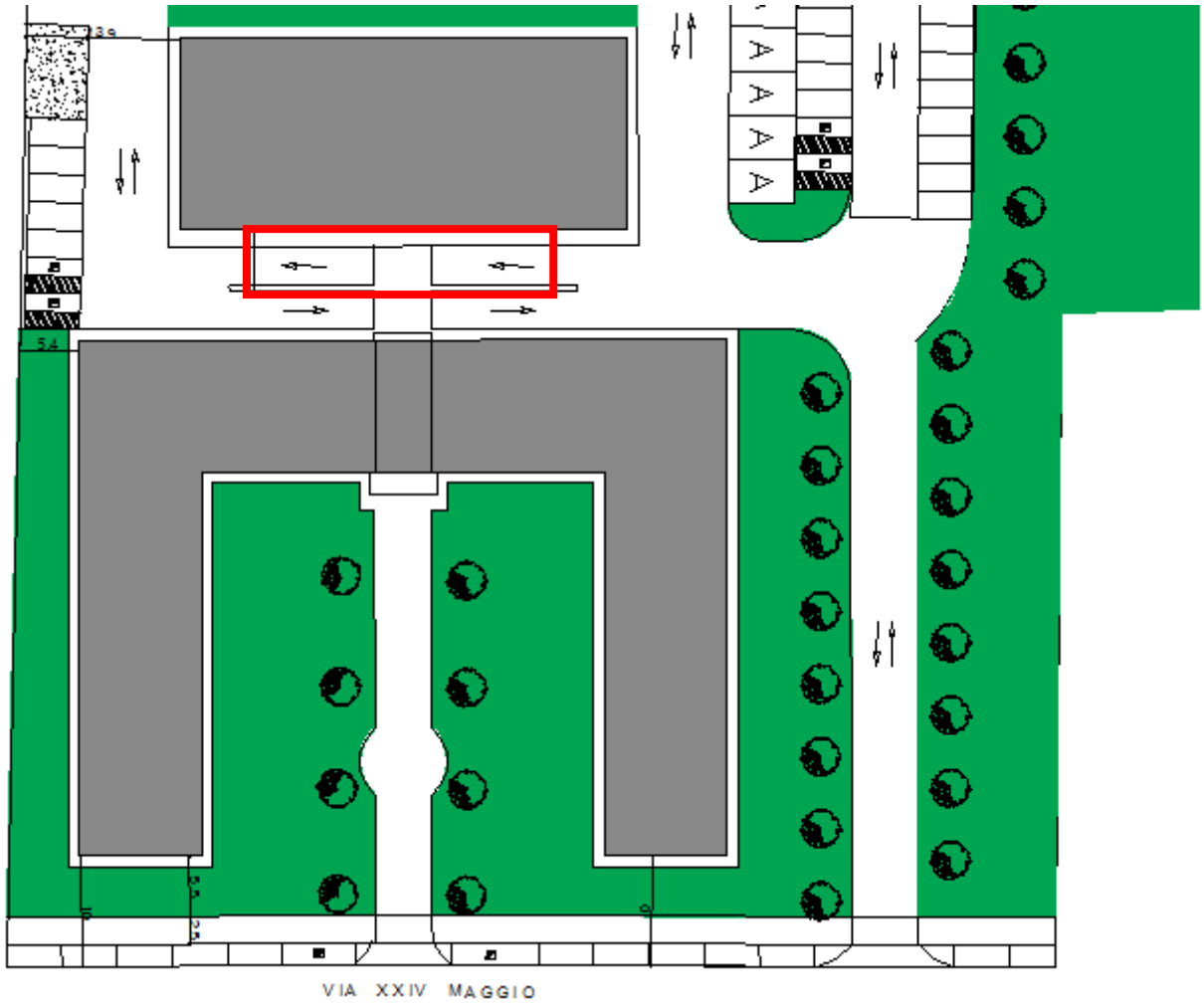
Massime deformazioni al nodo 24983 **d=**0.0006 dx=0.0006 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione x: nodo 24983 **dx=**0.0006 dy=-0.0000 dz=-0.0000
Direzione y: nodo 22177 **dy=**0.0004 dx=0.0002 dz=-0.0001
Direzione z: nodo 24980 **dz=**-0.0001 dx=0.0002 dy=0.0001

La massima deformazione quindi per il corpo B nella direzione X che risulta essere quella di possibile martellamento è pari a: 0.0006m →0.6mm

Sommando quindi gli spostamenti massimi si ottiene uno spostamento complessivo inferiore ai 5cm presenti pertanto la verifica risulta soddisfatta.

1.11 MODELLAZIONE ANALISI E VERIFICA DELLA PENSILINA METALLICA DEL CORPO D

In progetto vi è anche una pensilina metallica in acciaio a copertura dell'ingresso del corpo D come evidenziato nel seguito.



Per analizzare e verificare gli elementi che costituiscono tale copertura si è costruito un opportuno modello di calcolo tridimensionale che rappresnte correttamente il comportamento della struttura. Per una migliore comprensione delle caratteristiche geometriche della pensilina si rimanda a quanto contenuto all'interno degli elaborati grafici di progetto allegati alla presente relazione.:

- **Informazioni e caratteristiche di progetto**

INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA

Nome dell'archivio di lavoro	**Pensilina**
Intestazione del lavoro	
Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica e Dinamica
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	kN
Unita' di misura delle lunghezze	m
Normativa	NTC/2008

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite ultimo slv
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	10
Tempo di ritorno del sisma	949 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.182
F0	2.45
Tc	0.29
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

STATO LIMITE ULTIMO

Coefficiente di smorzamento	5%
Eccentricita' accidentale	5%
Numero di frequenze	20
Fattore q di struttura per sisma orizzontale	qor=1
Duttilita'	Bassa Duttilita'

PARAMETRI SISMICI

Angolo del sisma nel piano orizzontale	0
Sisma verticale	Assente
Combinazione dei modi	CQC
Combinazione componenti azioni sismiche	NTC 2008 - Eurocodice 8
λ	0.3
μ	0.3

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di danno
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	63
Tempo di ritorno del sisma	101 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0775
F0	2.49
Tc	0.27
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.289 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.289

NORMATIVA

Vita nominale costruzione	50 anni
Classe d'uso costruzione	IV
Vita di riferimento	100 anni
Spettro di risposta	Stato limite di operativita'
Probabilita' di superamento periodo di riferimento	81
Tempo di ritorno del sisma	60 anni
Localita'	Parma - (PR)
ag/g	0.0622
F0	2.49
Tc	0.26
Categoria del suolo	C
Fattore topografico	1

DATI SPETTRO

Eccentricita' accidentale	5%
Periodo proprio T1	0.1734 [C1 = 0.05 H = 5.25]
λ	1
Coefficiente di smorzamento	5%
Sd (T1)	0.232 g
Coeff.globale accelerazione sismica	0.232

E' opportuno far notare prima di procedere oltre che si è scelto di adottare un coefficiente di struttura q pari ad 1 in accordo con il comportamento non dissipativo della struttura progettata. Inoltre si chiarisce che per analizzare la strutura si è scelto di utilizzare una analisi dinamica modale poiché la struttura non è regolare.

- **Sezioni utilizzate nel modello strutturale**

SEZIONE RETTANGOLARE CAVA

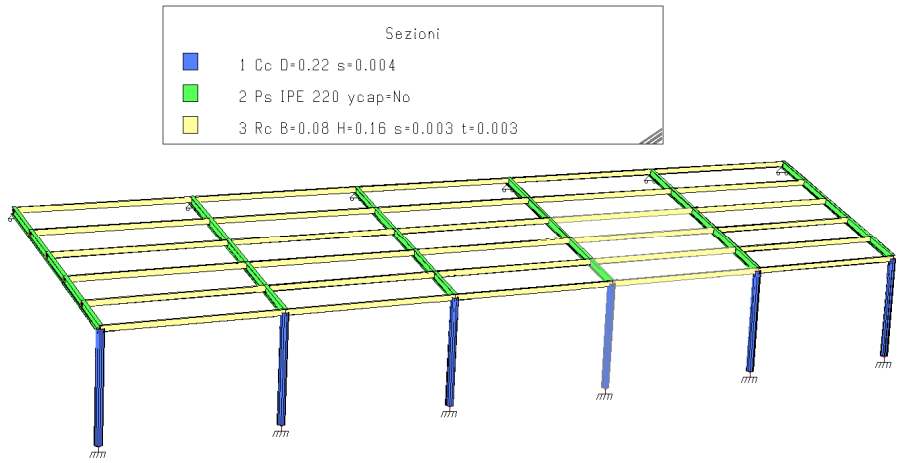
Codice	B	H	s	t
3	0.080	0.160	0.003	0.003

SEZIONE CIRCOLARE CAVA

Codice	Diametro esterno	Spessore
1	0.220	0.004

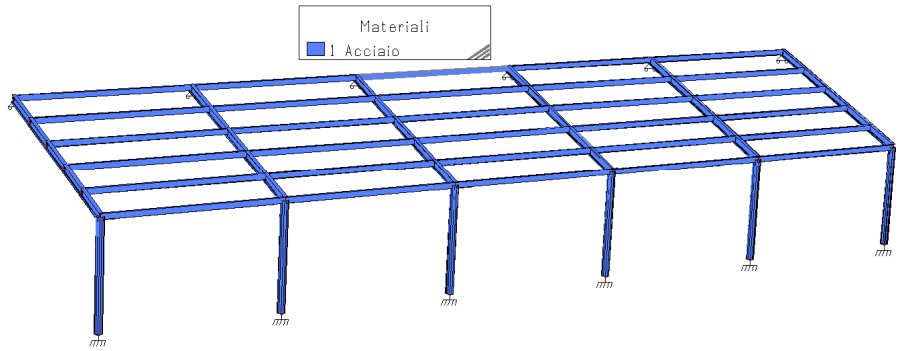
SEZIONE PROFILO SEMPLICE

Codice	Codice sezione	Asse Y capovolto
2	IPE 220	No



- **Lista Materiali Utilizzati**

Codice		Descrizione	Mod. elast.	Coef. Poisson	Peso unit.	Dil. term.	Aliq. inerz.	Rigid. taglio	Rigid. fless.
1	Acciaio		+2.06e+008	0.300	77.00850	+1.20e-005	1.000	+1.00e+000	+1.00e+000



- **Gruppi della struttura**

ELEMENTO FINITO: TRAVE

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	colonne	
2	travi	
3	arcarecci	

ELEMENTO FINITO: VINCOLO

Numero gruppo	Descrizione gruppo	
1	Vincoli	

- **Relazioni / Piani rigidi**

All'interno del modello di calcolo non sono presenti relazioni di piano rigido in accordo con la tiipologia della copertura in progetto realizzata con lastre in policarbonato.

Simbologie adottate da Mastersap per il modello strutturale e sue proprietà

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap per nodi, materiali, sezioni, carichi ed elementi finiti.

- I Nodi

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate.

Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi.

I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo. Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master. La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

- I Materiali

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

- Le Sezioni

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);

- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

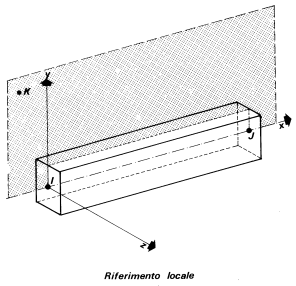
– I Carichi

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (fX, fY, fZ, fV) e locali (fx, fy, fz), forze concentrate riferite agli assi globali (FX, FY, FZ, FV) o locali (Fx, Fy, Fz), momenti concentrati riferiti agli assi locali (Mx, My, Mz), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (mx), carichi termici (tx, ty, tz), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

– Gli Elementi finiti

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.



- Elemento Frame (Trave e Pilastro, Trave di fondazione)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali. L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

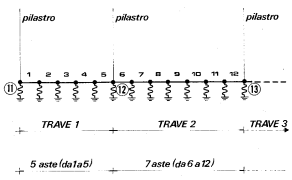
- deformabilità da taglio (travi tozze);
- sconnessioni totali o parziali alle estremità;
- connessioni elastiche alle estremità;
- offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
- suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

- carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
- sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
- forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;

- carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.



I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

Vi=Vf; di=df=0, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.

- Elemento Shell (Guscio)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

- elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
- nodi di riferimento I, J, K, L;
- spessore;
- materiale;
- pressioni e relative aliquote dinamiche;

- temperatura;
- gradiente termico;
- carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.

  - Elemento Boundary (Vincolo)

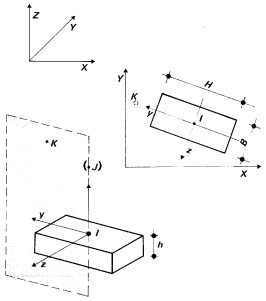
L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

- il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
- la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
- la rigidezza (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F*L/rad).

  - Elemento Plinto

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione.



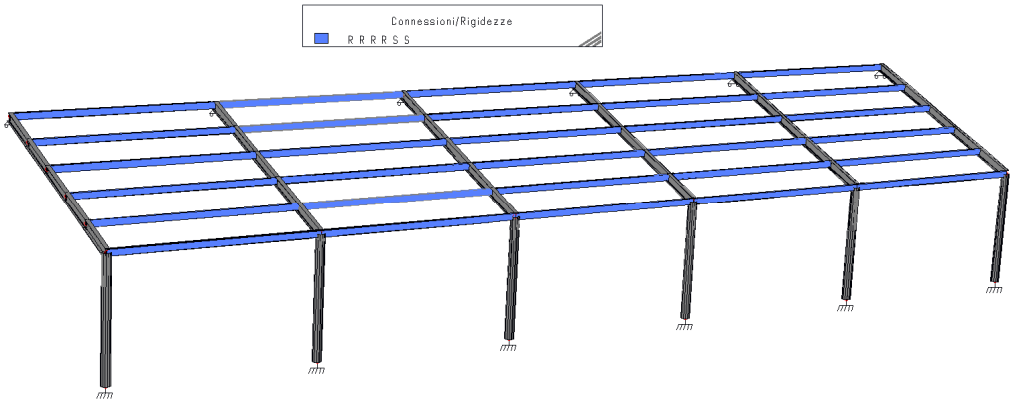
Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura).

Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

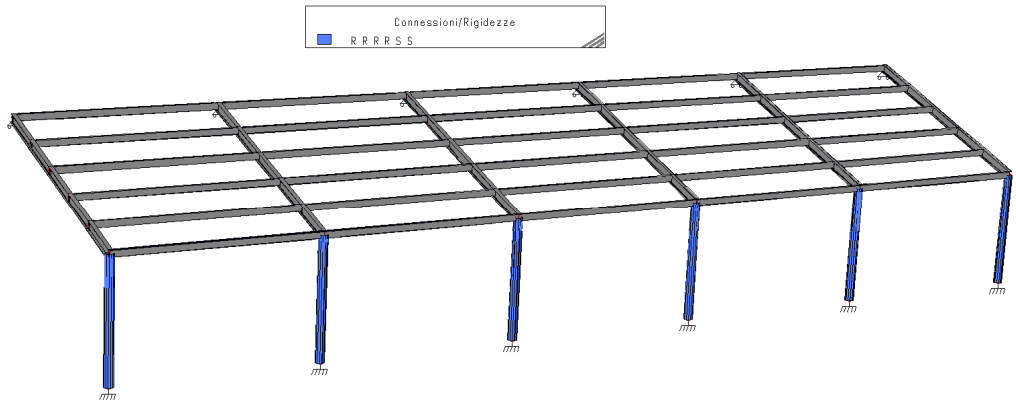
La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z, l'altezza si valuta secondo y.

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

- **Vincoli adottati nel modello strutturale – elementi travi e travetti**



Svincoli nodo arcarecci – cerniera-cerniera(nodo i e nodo j)



Svincoli in sommità ai pilastri – incastro-cerniera

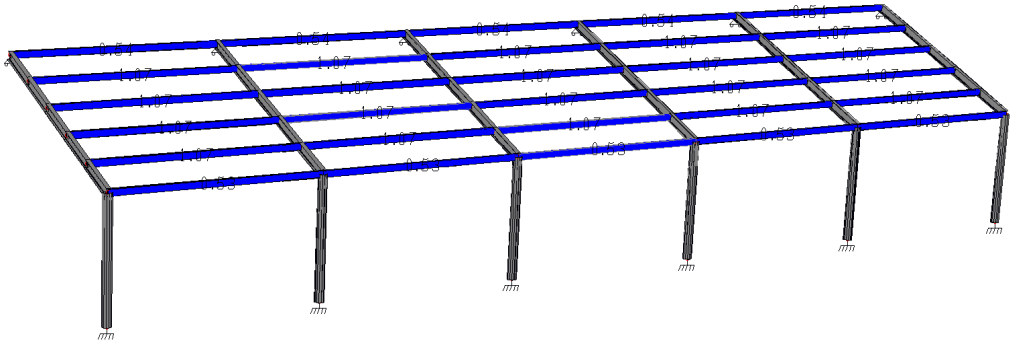
I vincoli esterni sono rappresentati da incastri al piede delle colonne e da carrelli nella direzione Y per l'estremità delle travi.

- **Carichi appplicati al modello di calcolo**

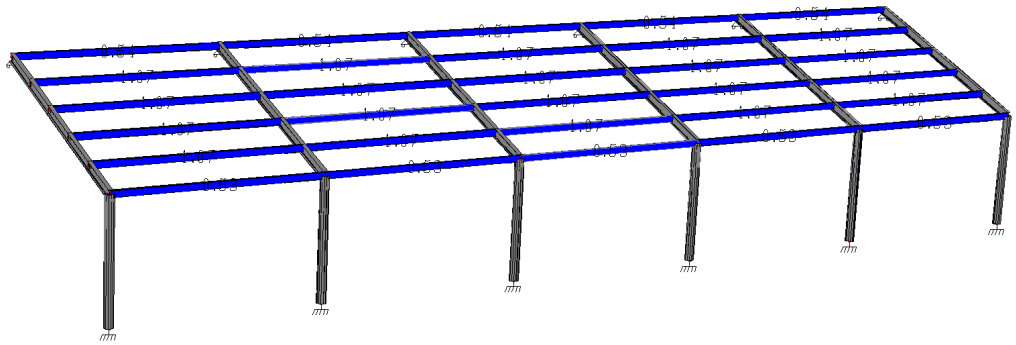
I carichi applicati al modello di calcolo sono rappresentati: dal peso proprio degli elementi automaticamente considerato dal software di calcolo, dal peso permanente portato della copertura rappresentata da lastre in policarbonato per le quali si è considerato un carico pari a 10kg/m^2 ed il carico neve che come visto in precedenza è pari a 120kg/m^2

Carico distribuito con riferimento globale V, agente sulla lunghezza reale

Descrizione	Cod.	Cond. carico	Tipo Azione/categoria	Val. iniz.	Dist.iniz. nodo I	Val. finale	Dist.fin. nodo I	Aliq.inerz.	Aliq.inerz. SLD
Peso copertura policarbonato	1	Condizione 1	Permanente: Permanente portato	0.100000	0.000	0.100000	0.000	1.0000	1.0000
Neve Zona I Mediterranea	2	Condizione 2	Variabile: Neve	1.200000	0.000	1.200000	0.000	0.0000	0.0000



Carico tetto pemanente portato



Carico neve

- **Combinazioni di carico**

Le combinazioni di carico SLU statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura ($\gamma_{g1}=\gamma_{g2}=1.3$, $\gamma_{qi}=1.5$).

Le combinazioni di carico SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante la combinazione dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante i coefficienti parziali di sicurezza unitari ed i coeff. di combinazione per i casi rara, frequente e quasi permanente.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. In particolare gli stati limite ultimi analizzati saranno lo "Stato limite di salvaguardia della vita (SLV)" mentre per gli stati limite di esercizio sarà lo "Stato limite di danno (SLD)".

Verranno allegati gli spettri utilizzati sia per gli stati limite d'esercizio che per gli stati limiti ultimi.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u.; vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

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

Le combinazioni di carico per le fondazioni allo SLE statico sono analoghe a quelle dalle struttura in elevazione; lo stesso vale per lo SLU statico seguendo l'approccio 2 indicato nelle NTC.

Allo SLD le combinazioni di carico sono analoghe a quelle della struttura in elevazione.

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
1	Dinamica	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000
2	Statica	Azione sismica: Sisma assente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.300
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.300
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.500

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE D'ESERCIZIO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
3	Rara	Tipologia: Rara	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	1.000
4	Frequente	Tipologia: Frequente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.200
5	Quasi permanente	Tipologia: Quasi permanente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI DANNO

Num.	Descrizione	Parametri	Tipo azione/categoria	Condizione	Moltiplicatore
6	S.L.D.	Azione sismica: Presente	Permanente: Peso Proprio	Condizione peso proprio	1.000
			Permanente: Permanente portato	Condizione 1	1.000
			Variabile: Neve	Condizione 2	0.000

- **Risultati dell'analisi modale**

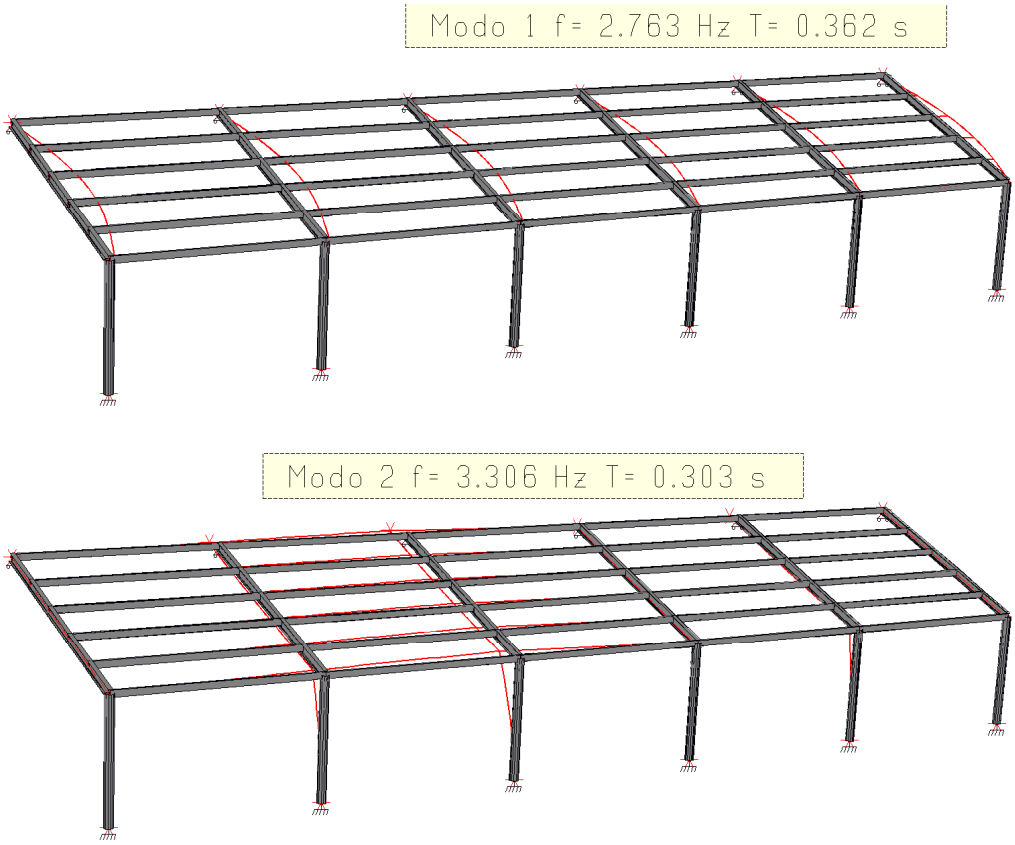
I principali modi di vibrare individuati dall'analisi sono i seguenti:

MASSA ECCITATA PER QUOTA Z MAGGIORE DI :0.00

Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 1	+3.21e+000	75	+1.43e-016	0	+1.28e-016	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+1.43e-016	0	+1.28e-016	0
Modo: 2	+2.50e-017	0	+2.45e+000	57	+1.88e-003	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+2.45e+000	57	+1.88e-003	0
Modo: 3	+2.00e-016	0	+6.40e-001	15	+4.91e-004	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+3.09e+000	72	+2.37e-003	0
Modo: 4	+1.97e-016	0	+5.59e-002	1	+4.29e-005	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+3.15e+000	73	+2.41e-003	0
Modo: 5	+1.82e-016	0	+1.39e-001	3	+1.07e-004	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+3.28e+000	77	+2.52e-003	0
Modo: 6	+3.22e-017	0	+1.00e+000	23	+7.28e-004	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+4.29e+000	100	+3.25e-003	0
Modo: 7	+3.12e-017	0	+6.23e-005	0	+4.52e-008	0
Progressiva	+3.21e+000	75	+4.29e+000	100	+3.25e-003	0
Modo: 8	+2.55e-001	6	+4.93e-018	0	+4.06e-016	0
Progressiva	+3.47e+000	81	+4.29e+000	100	+3.25e-003	0
Modo: 9	+1.25e-016	0	+4.00e-006	0	+2.15e-003	0
Progressiva	+3.47e+000	81	+4.29e+000	100	+5.39e-003	0
Modo: 10	+1.09e-016	0	+8.54e-004	0	+4.58e-001	11
Progressiva	+3.47e+000	81	+4.29e+000	100	+4.64e-001	11
Modo: 11	+7.62e-021	0	+1.37e-003	0	+7.37e-001	17
Progressiva	+3.47e+000	81	+4.29e+000	100	+1.20e+000	28
Modo: 12	+6.14e-018	0	+1.72e-003	0	+9.21e-001	21
Progressiva	+3.47e+000	81	+4.29e+000	100	+2.12e+000	49
Modo: 13	+2.62e-001	6	+1.72e-016	0	+9.10e-014	0
Progressiva	+3.73e+000	87	+4.29e+000	100	+2.12e+000	49
Modo: 14	+4.75e-014	0	+1.14e-003	0	+6.25e-001	15
Progressiva	+3.73e+000	87	+4.29e+000	100	+2.75e+000	64

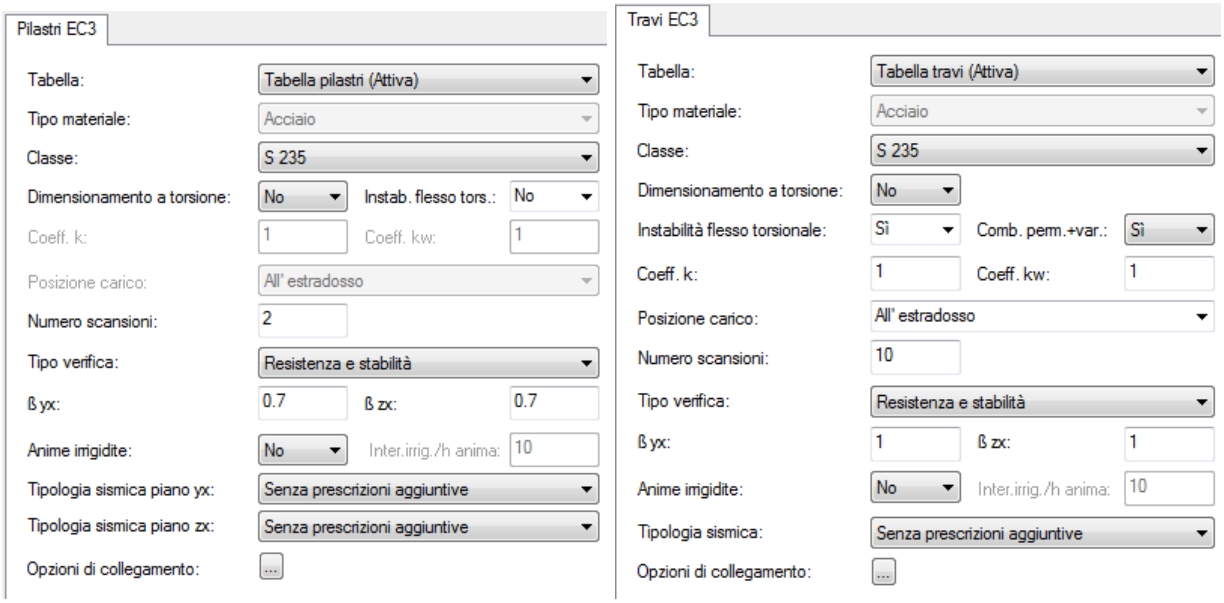
Modo	Direz.X	%	Direz.Y	%	Direz.Z	%
Modo: 15	+2.69e-014	0	+2.27e-005	0	+1.25e-002	0
Progressiva	+3.73e+000	87	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64
Modo: 16	+2.72e-002	1	+7.35e-022	0	+2.07e-017	0
Progressiva	+3.76e+000	88	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64
Modo: 17	+6.16e-019	0	+4.75e-010	0	+7.27e-007	0
Progressiva	+3.76e+000	88	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64
Modo: 18	+3.48e-018	0	+1.43e-007	0	+2.19e-004	0
Progressiva	+3.76e+000	88	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64
Modo: 19	+1.64e-018	0	+1.57e-009	0	+2.41e-006	0
Progressiva	+3.76e+000	88	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64
Modo: 20	+1.39e-017	0	+6.27e-008	0	+9.59e-005	0
Progressiva	+3.76e+000	88	+4.29e+000	100	+2.76e+000	64

I modi che eccitano maggior massa sono il modo 1 ed il modo 2 rispettivamente per le direzioni X ed Y. Si riportano di seguito le deformate per tali modi di vibrare:

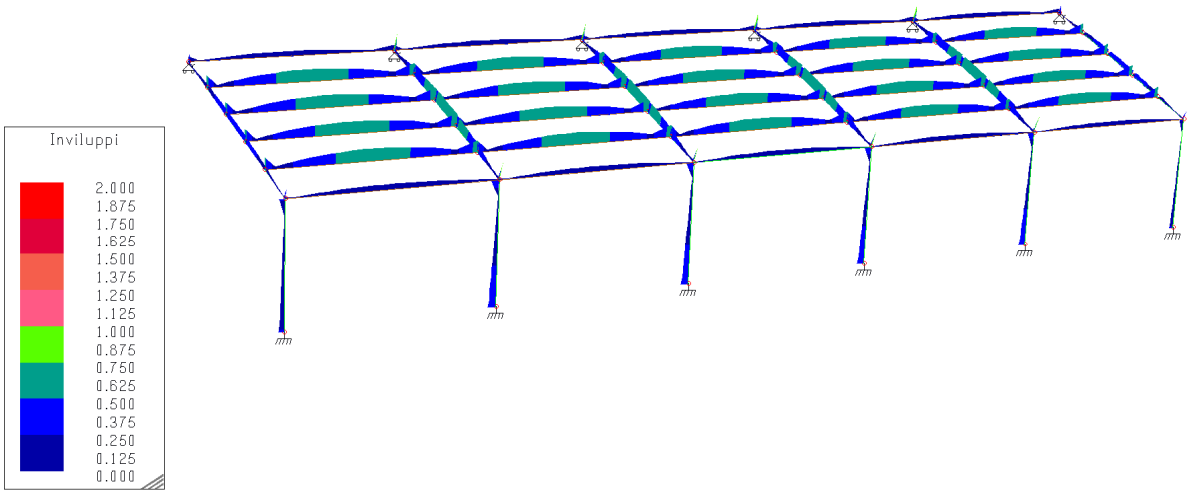


- **Verifiche SLU**

Si riportano di seguito le verifiche per gli elementi in acciaio allo SLU, in particolare prima di procedere oltre si riportano le tabelle di verifica adottate:



L'esito delle verifiche è il seguente:

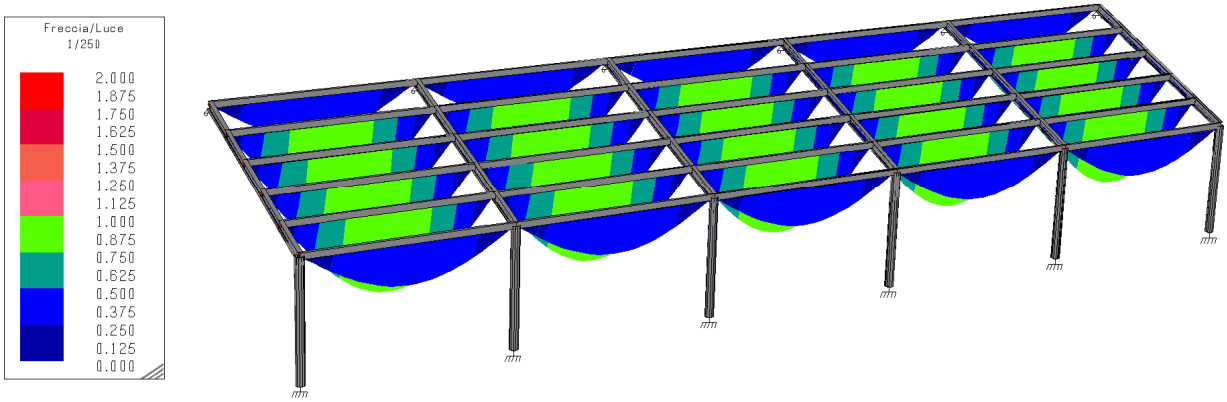


Tutte le verifiche risultano soddisfatte

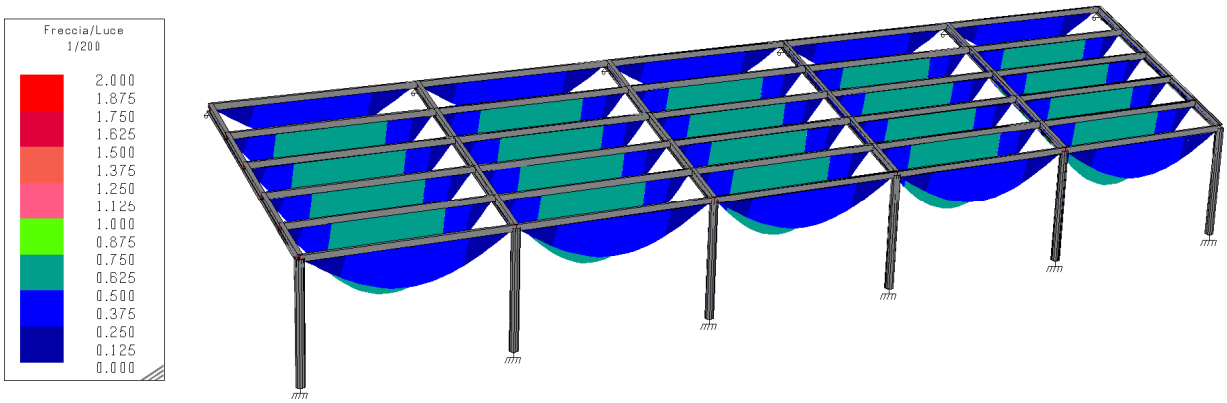
- **Verifiche SLE**

Si procede ora con la verifica nei confronti della deformazione per le travi in progetto:

$\delta_2/L < 1/250$

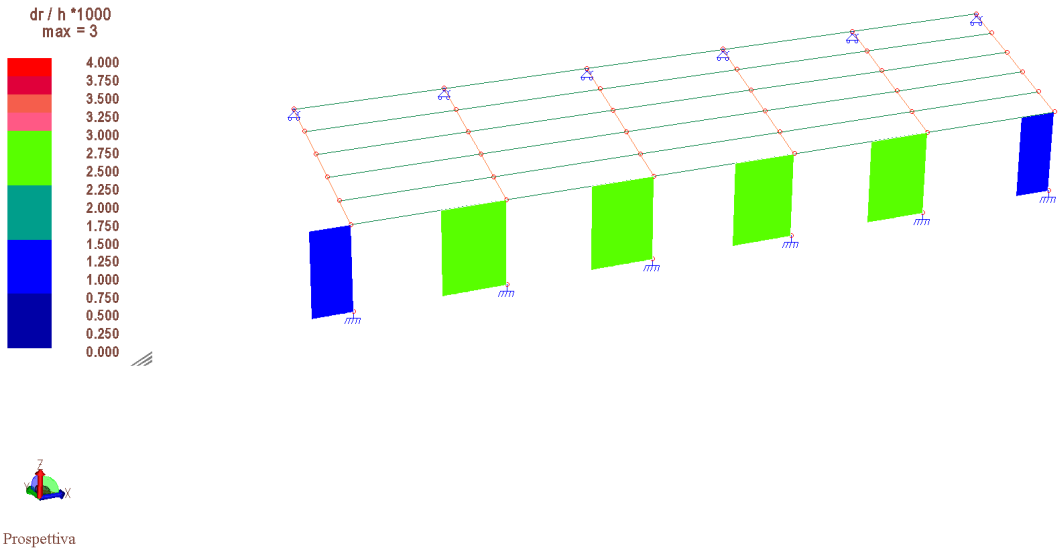


$\delta_{MAX}/L < 1/200$



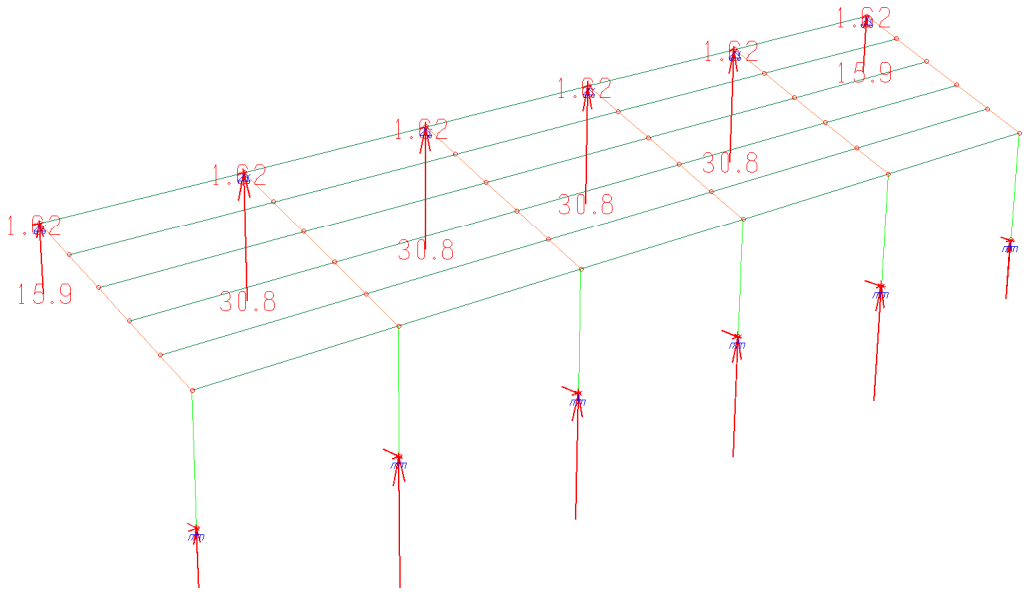
Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Oltre alle deformazioni d'impalcato devono essere verificate anche le deformazioni nei confronti delle azioni orizzontali. In particolare secondo quanto descritto e riportato all'interno della tabella 4.2.XI la deformazione limite è pari a h/300. Si svolge pertanto la verifica della pensilina in progetto:



- **Reazioni vincolari**

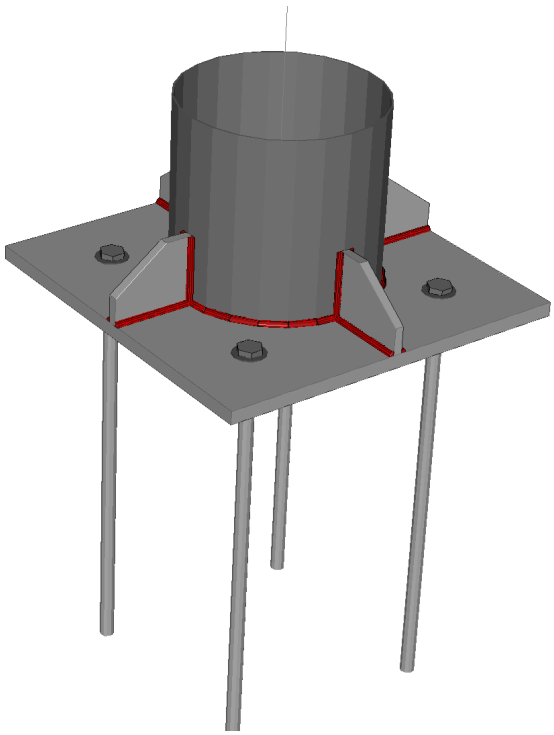
L'inviluppo delle reazioni vincolari dei carrelli sono di seguito riportate:

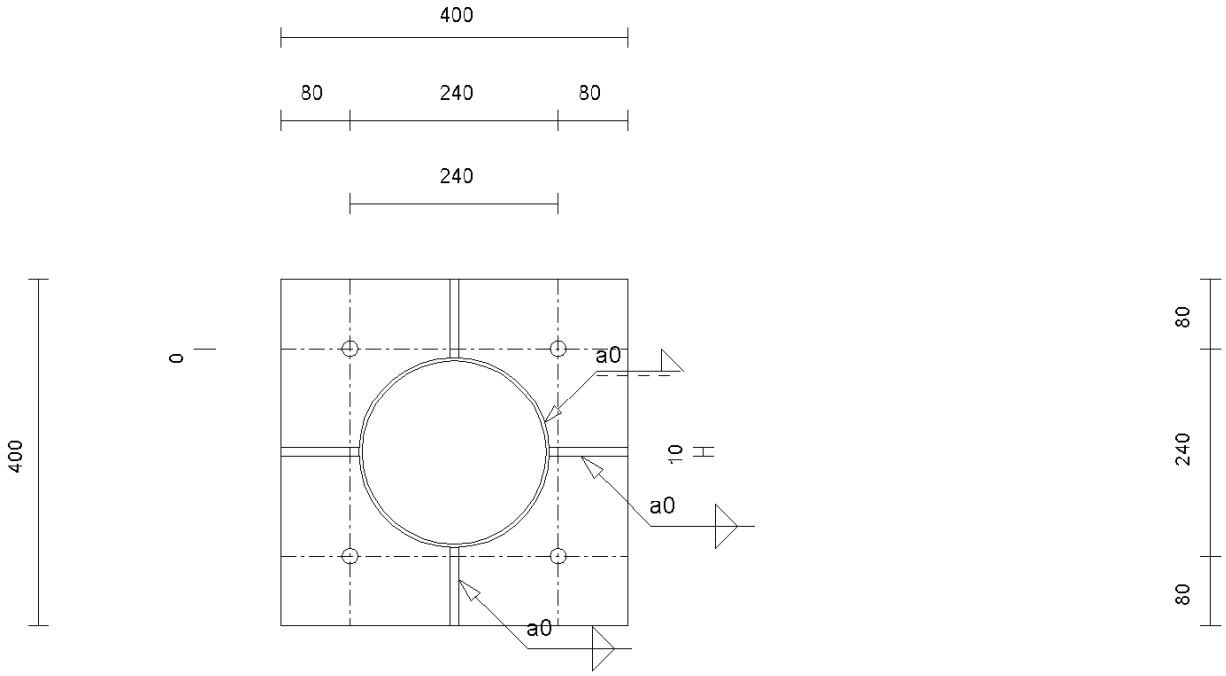


Le reazioni sopra riportate rappresentano l'inviluppo delle reazioni per le analisi statica e sismica e rappresentano pertanto l'entità delle forze applicate al modello di calcolo del corpo D. La situazione analizzata si configura come la situazione limite e maggiormente sfavorevole per analizzare l'interazione tra i due corpi.

- **Verifica incastro alla base**

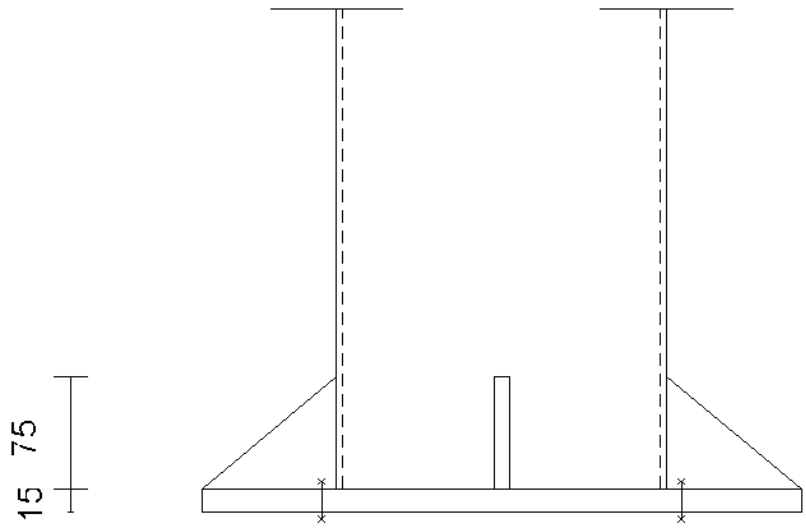
Si sono verificati i nodi alla base della struttura, la geometria considerata è la seguente per tutti:





4 tirafondi fi 18

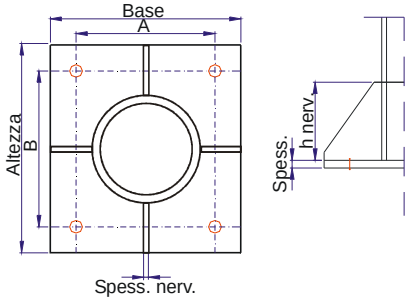
Cc D=22 s=0.4



Colonna-Fondazione

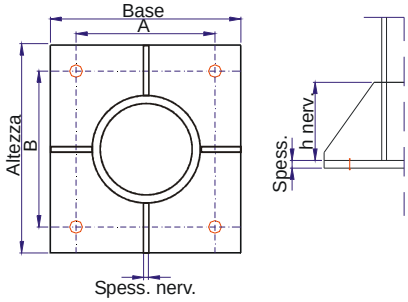
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 1 Nodo = 1 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -16.69 kN
Ty = -1.93 kN My = -9.78 kN*m
Tz = -3.26 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)
400x400x12 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.25 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 182.3 N/mm² I.R. = 0.81 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 360 (mm) (pari a 20 diametri, aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 0.81 kN Ftb,Sd = 16.16 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.33 (c.c. n. 14)

[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 140.8 N/mm² I.R. = 0.6
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 51.3 N/mm² Tens par. = 1.8 N/mm²
I.R. = 0.25
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 16.2 N/mm² Tens perp. = 36.1 N/mm² I.R. = 0.22
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



Colonna-Fondazione

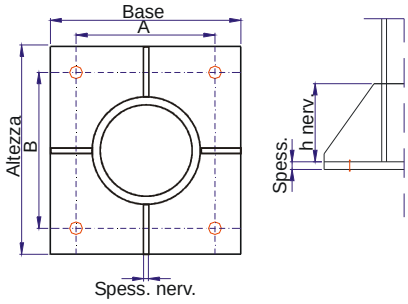
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 2 Nodo = 2 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -31.61 kN
Ty = -1.93 kN My = -16.13 kN*m
Tz = -5.38 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)
400x400x15 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.42 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 195.7 N/mm² I.R. = 0.87 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 386 (mm) (aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 1.34 kN Ftb,Sd = 27.10 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.55 (c.c. n. 14)
[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 195.1 N/mm² I.R. = 0.9
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 84.5 N/mm² Tens par. = 3.0 N/mm²
I.R. = 0.41
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 24.2 N/mm² Tens perp. = 58.5 N/mm² I.R. = 0.35
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



Colonna-Fondazione

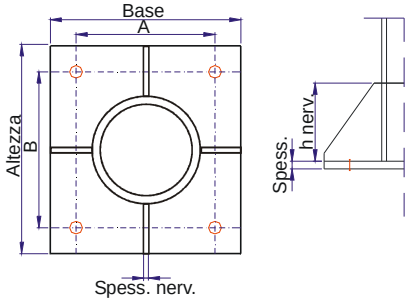
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 3 Nodo = 3 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -31.61 kN
Ty = -1.93 kN My = -16.13 kN*m
Tz = -5.38 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)

400x400x15 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.42 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 195.7 N/mm² I.R. = 0.87 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 386 (mm) (aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 1.34 kN Ftb,Sd = 27.10 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.55 (c.c. n. 14)
[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 195.1 N/mm² I.R. = 0.9
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 84.5 N/mm² Tens par. = 3.0 N/mm²
I.R. = 0.41
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 24.2 N/mm² Tens perp. = 58.5 N/mm² I.R. = 0.35
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



Colonna-Fondazione

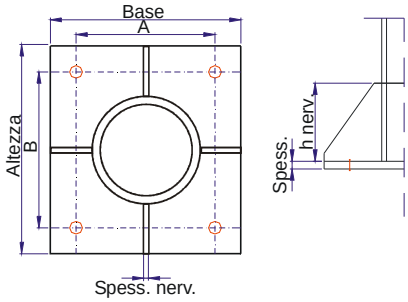
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 4 Nodo = 4 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -31.61 kN
Ty = -1.93 kN My = -16.13 kN*m
Tz = -5.38 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)
400x400x15 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.42 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 195.7 N/mm² I.R. = 0.87 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 386 (mm) (aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 1.34 kN Ftb,Sd = 27.10 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.55 (c.c. n. 14)
[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 195.1 N/mm² I.R. = 0.9
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 84.5 N/mm² Tens par. = 3.0 N/mm²
I.R. = 0.41
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 24.2 N/mm² Tens perp. = 58.5 N/mm² I.R. = 0.35
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



Colonna-Fondazione

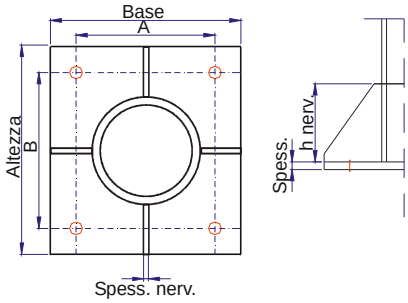
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 5 Nodo = 5 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -31.61 kN

Ty = -1.93 kN My = -16.13 kN*m
Tz = -5.38 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)
400x400x15 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.42 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 195.7 N/mm² I.R. = 0.87 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 386 (mm) (aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 1.34 kN Ftb,Sd = 27.10 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.55 (c.c. n. 14)
[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 195.1 N/mm² I.R. = 0.9
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 84.5 N/mm² Tens par. = 3.0 N/mm²
I.R. = 0.41
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 24.2 N/mm² Tens perp. = 58.5 N/mm² I.R. = 0.35
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



Colonna-Fondazione

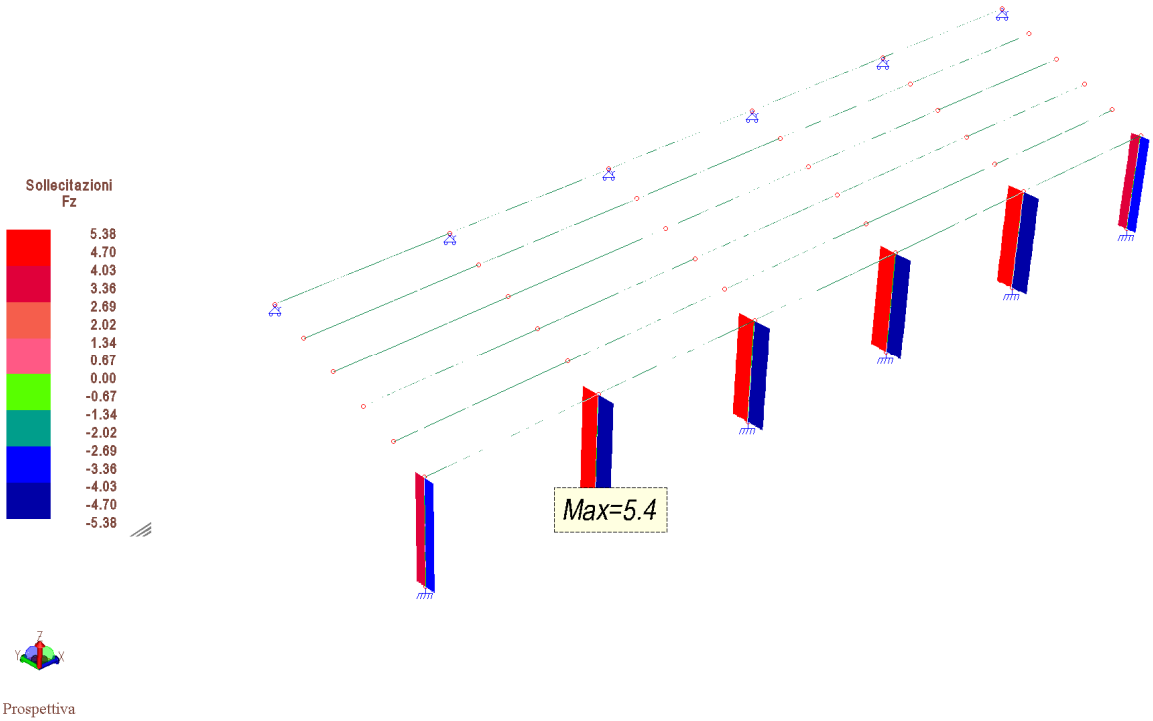
Colonna: Gruppo = 1 Elemento = 6 Nodo = 6 **Cc D=22 s=0.4** S 235 (Fe 360)
[Verifica] Banca n. 0: Banche generali AMV
Assi locali piastra
N = -16.69 kN
Ty = -1.93 kN My = -9.78 kN*m
Tz = -3.26 kN Mz = -5.80 kN*m
Per le sollecitazioni di ogni c.c. riferirsi ai risultati dell'analisi strutturale.
[Verifica piastra di base] (S 235 (Fe 360), Rck 300)
400x400x12 Tipologia n. 1 A = 240 B = 240
[Verifica cls]
Verifica cls: I.R. = 0.25 (c.c. n. 15)
Verifica piastra: Sigma id = 182.3 N/mm² I.R. = 0.81 (c.c. n. 15)
[Verifica tirafondo] (S 235 (Fe 360))
Numero 4 tirafondi ad aderenza: Diam. = 18 Lunghezza = 360 (mm) (pari a 20 diametri, aggiungere uncino)
Massime forze trasmesse al singolo tirafondo e relative resistenze:
Fvb,Sd = 0.81 kN Ftb,Sd = 16.16 kN
Fvb,Rd = 32.98 kN Ft,Rd = 49.47 kN I.R. = 0.33 (c.c. n. 14)
[Verifica nervature]
Numero 4 nervature superiori: h=75 sp=10 (mm)
Sigma = 140.8 N/mm² I.R. = 0.6
[Verifica saldatura profilo]
Saldatura a cordone d'angolo: verificata
Altezza di gola: 5 (mm)
Sigma perp. = 51.3 N/mm² Tens par. = 1.8 N/mm²
I.R. = 0.25
[Verifica saldatura nervature superiori]
Alt. gola = 5 (mm) Tens par. = 16.2 N/mm² Tens perp. = 36.1 N/mm² I.R. = 0.22
[Resistenza del nodo]
Modalità di collasso: **nessuna**, situazione più gravosa [Verifica piastra]



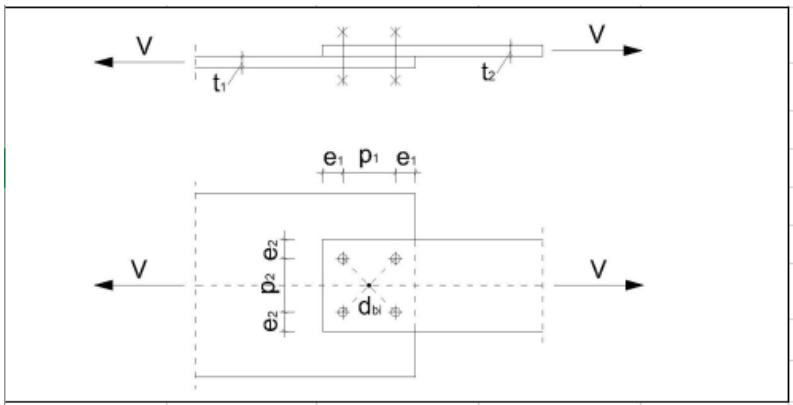
Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

- **Verifica connessione trave pilastro**

La connessione tra trave e pilastro essendo modellata come cerniera risulta interessata da sola azione tagliante in particolare l'entità di quest'utlime sono:



La connessione è realizzata mediante 4 bulloni M16 e da piastre terminali di spessore pari a 10mm, per una migliore comprensione del dettaglio si rimanda a quanto contenuro all'interno degli elaborati grafici di progetto. Si procede ora alla verifica della bullonatura:



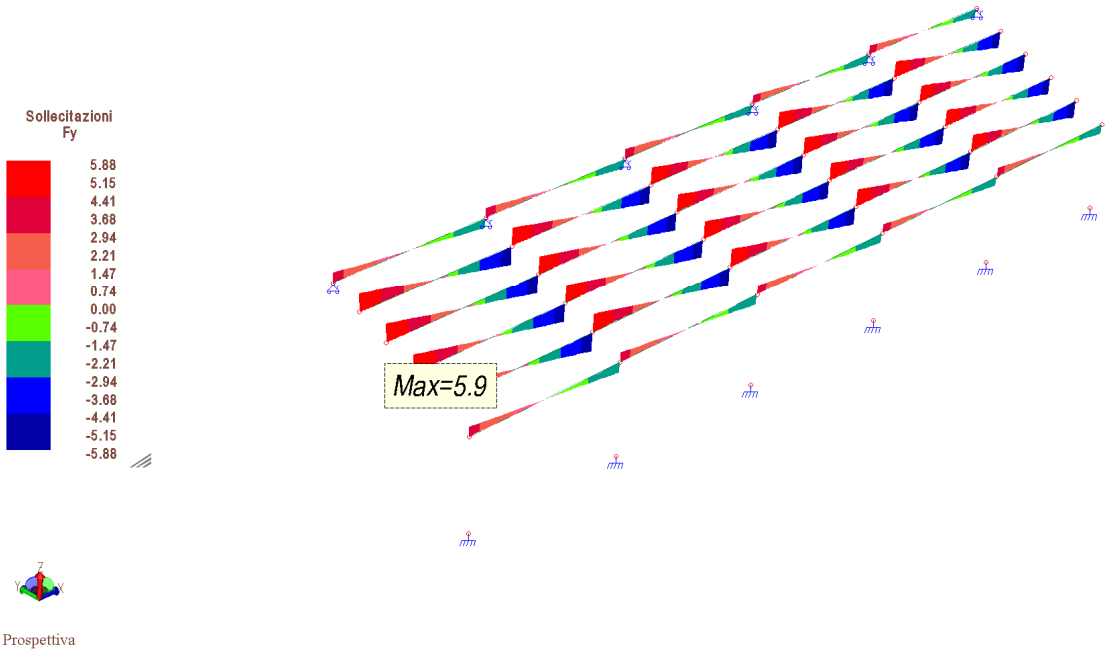
INPUT		
Definizione dell'azione		
V =	5400	[N]
Definizione della geometria dell'unione		
db_i =	52.35	[mm]

OUTPUT - Forza agenti sui singoli bulloni		
Fb_i =	1350 [N]	Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione

VERIFICA (D.M. 2008 punto 4.2.8.1)									
Classe acciaio	EN10210 - S235 H		Classe bulloni	8.8			Scelta ϕ dei bulloni	16	
	Spessori collegati			Distanze [mm]					
	t_1 =	10 [mm]		e_1 =	65		p_1 =	92	
	t_2 =	10 [mm]		e_2 =	30		p_2 =	50	
Unione normale				Unione resistente allo scorimento allo SLU					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1350.00 <	60288.00	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1350.00	<	28773.82		Verificato
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00 <	122400.00	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00	<	122400.00		Verificato
Unione resistente allo scorrimento allo SLE				$V < N_{net,Rd}$	5400.00	<	146640.00		Verificato
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1350.00 <	32697.52	Verificato						
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1350.00 <	60288.00	Verificato	La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte					
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00 <	122400.00	Verificato						

- **Verifica connessione trave- trave secondaria**

La connessione tra trave e pilastro essendo modellata come cerniera risulta interessata da sola azione tagliante in particolare l'entità di quest'utlime sono:



La connessione è realizzata mediante sagomatura del travetto e perno passante M12, per una migliore comprensione del dettaglio si rimanda a quanto contenuro all'interno degli elaborati grafici di progetto. Si procede ora alla verifica della bullonatura:

OUTPUT - Forza agenti sui singoli bulloni		
Fb_i =	5900 [N]	Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione

VERIFICA (D.M. 2008 punto 4.2.8.1)									
Classe acciaio	EN10210 - S235 H		Classe bulloni	8.8			Scelta ϕ dei bulloni	12	
	Spessori collegati			Distanze [mm]					
	t_1 =	3 [mm]		e_1 =	65		p_1 =	92	
	t_2 =	3 [mm]		e_2 =	30		p_2 =	50	
Unione normale				Unione resistente allo scorimento allo SLU					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1350.00 <	60288.00	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1350.00	<	28773.82		Verificato
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00 <	122400.00	Verificato	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00	<	122400.00		Verificato
Unione resistente allo scorrimento allo SLE				$V < N_{net,Rd}$	5400.00	<	146640.00		Verificato
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	1350.00 <	32697.52	Verificato						
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1350.00 <	60288.00	Verificato	La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte					
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1350.00 <	122400.00	Verificato						

Spessori collegati		
t_1 =	3	[mm]
t_2 =	3	[mm]

Unione normale				Unione resistente allo scorimento allo SLU			
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	5900.00 <	32371.20	**Verificato**	$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	5900.00	< 15449.89	**Verificato**
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	5900.00 <	28080.00	**Verificato**	$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	5900.00	< 28080.00	**Verificato**
Unione resistente allo scorrimento allo SLE				$V < N_{net,Rd}$	23600.00	< 48504.00	**Verificato**
$F_{v,Ed} < F_{s,Rd}$	5900.00 <	17556.69	**Verificato**	La verifica di un modello di resistenza si considera soddisfatta se tutte le verifiche indicate per tale modello sono soddisfatte			
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	5900.00 <	32371.20	**Verificato**				
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	5900.00 <	28080.00	**Verificato**				

- **Giudizio motivato di accettabilità dei risultati**

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate della Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

1.12 VERIFICHE LOCALI COMUNI AI DIVERSI CORPI

- **Connessione tra trave e pannello XLAM**

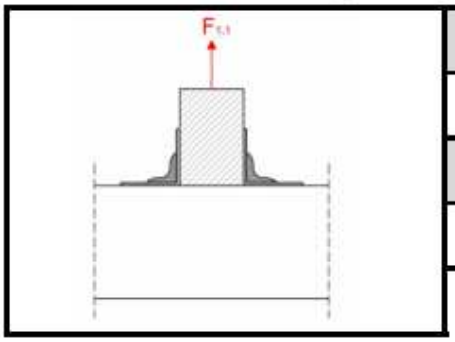
Per determinare la sollecitazione che interessa la connessione si determina in primis l'area di influenza della singola connessione. In particolare la massima area d'influenza si ha per il corpo D per la quale è pari a (i=1m L=6.7m → 3.35m^2). Considerando ora il peso proprio della copertura e l'accelerazione sismica di riferimento (adottando a favore di sicurezza l'acelerazione relativa allo spettro di elastico) si ottiene la seguente forza sollecitante:

3.35*0.8=2.68kN

2.68*0.634=1.7kN

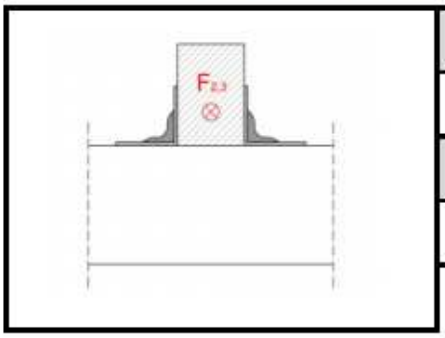
In particoalre la connessione è realizzata per mezzo di due piastre angolari del tipo Rothoblaas WBR90 a chiodatura totale realizzata con chiodi anker ad aderenza migliorata 4x60mm. La resistenza di tale connessione desunta dal catalogo rothoblaas risulta essere la seguente:

Resistenza R_1 - 2 angolari per giunzione



Chiod. tot.	$R_{1,k,TOT}$	kN	6,22
Chiod. parz.	$R_{1,k,PARZ}$	kN	5,62
Viti tot.	$R_{1,k,TOT}$	kN	6,22
Viti parz.	$R_{1,k,PARZ}$	kN	5,62

Resistenza $R_{2/3}$ - 2 angolari per giunzione



Chiod. tot.	$R_{2/3,k,TOT}$	kN	11,26
Chiod. parz.	$R_{2/3,k,PARZ}$	kN	7,98
Viti tot.	$R_{2/3k,TOT}$	kN	15,47
Viti parz.	$R_{2/3,k,PARZ}$	kN	12,09

Pertanto considerando un coefficiente di sicurezza pari a 1.5 ed un kmod=1 (forze istantanee) così come indicato all'interno della normativa tecnica di riferimento si ottengono le seguenti resistenze di progetto:

R_1 (resistenza a trazione)=6.22/1.5=4.15kN

$R_{2/3}$ (resistenza a taglio) = 11.26/1.5=7.5kN

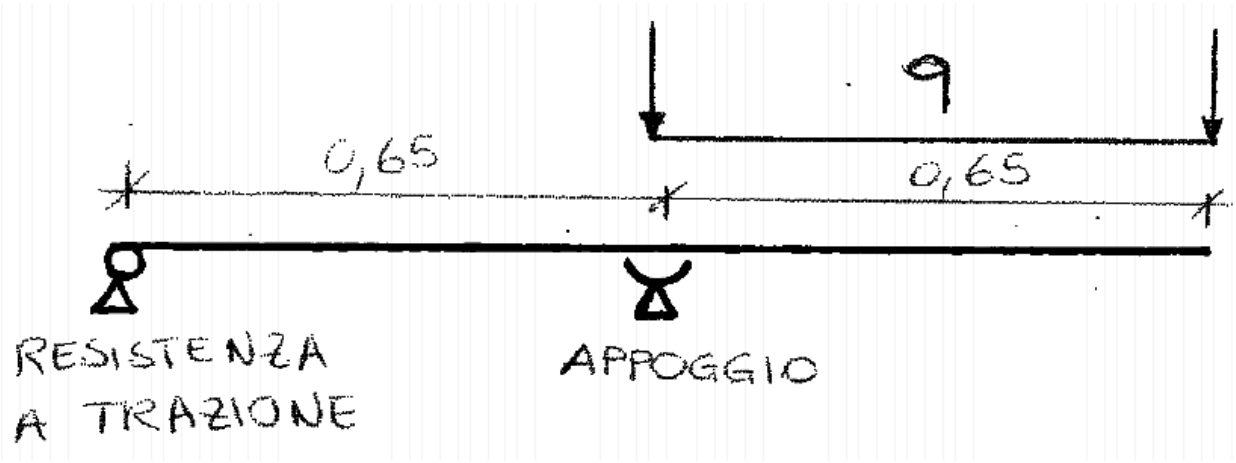
Pertanto le verifiche risultano soddisfatte.

- **Connessione tra travi principali e passafuori senso trasversale**

Il travetto passafuori è caratterizzato da uno sporto di 65cm ed è appoggiato alla trave sottostante. Considerando l'interasse pari a 100cm l'area d'influenza che caratterizza il singolo travetto è 0.65*1=0.65m^2. Considerando ora la combinazione realtiva allo stato limite ultimo il carico che gava dunque sul singolo passafuori è:

1.3*G+1.5*Q=1.3*0.8+1.5*1.2=2.84kN/m.

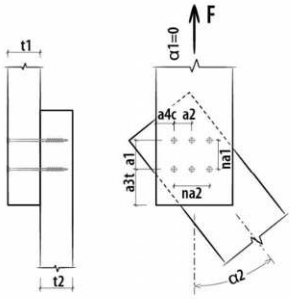
Si procede ora alla verifica della connessione adottando il seguente schema statico:



La sollecitazione a trazione che nasce in corrispondenza del vincolo bilatero è la seguente:

0.325*q=0.325*2.84=0.923kN

SI procede pertanto ora alla verifica della connessione sapendo che è realizzata con singola vite 8x300mm:



- Vite tipo HBS -Vite testa svasata 8x300 mm - (cod. HBS8300)
- Numero viti: 1 x 1 = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

DATI DI CALCOLO

Connessione legno-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	8.0 mm
Diametro gambo	ds	=	5.8 mm
Diametro nocciolo	d2	=	5.4 mm
Diametro testa	dk	=	14.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	100 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	120 mm
Angolo elemento 1	α1	=	0.00°
Tipo legno elemento 1		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Spessore legno elemento 2	t2	=	180 mm
Angolo elemento 2	α2	=	0.00°
Tipo legno elemento 2		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	1
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	100 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	100 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	0.00 KN

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Tipo legno elemento t1		=	GL24h
Massa volumica legno	ρk	=	380 Kg/m³
Tipo legno elemento t2		=	GL24h
Massa volumica legno	ρk	=	380 Kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	120 mm
Spessore elemento 2	t2	=	200 mm
Angolo elemento 1	α1	=	0.00 °
Angolo elemento 2	α2	=	0.00 °
Numero file viti	na1	=	1
Distanza file	a1	=	100 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	100 mm

DATI VITE:			
HBS -Vite testa svasata 8x300			
Diametro gambo vite	dg	=	5.8 mm
Diametro filetto vite	df	=	8.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	5.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2009	def=df	=	8.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	100 mm
Lunghezza vite	lh	=	300 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	14.5 mm

RISULTATI:			
Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	120 mm
Lunghezza penetrazione elemento 2	Lp2	=	180 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	20100 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	100 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	9997 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	2358 N
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 1	Fh,1,k	=	16.70 N/mm²
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 2	Fh,2,k	=	16.70 N/mm²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	20057 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	1.00
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	1.00
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	1.00

Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	6.37 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	9.12 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.25 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.25 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti			3.25 KN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.95 KN
Resistenza design a taglio viti			1.95 KN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.95 KN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			1.95 KN
Numero efficace a estrazione			1.00
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			2.36 KN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			2.36 KN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			1.41 KN
Scorrimento connettore per piano di taglio			2.58 KN/mm
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	**Fv,rd,tot**	**=**	**1.95 KN**
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	**Faxdtot,ef**	**=**	**1.41 KN**
Scorrimento connettore per piano di taglio	**Kser**	**=**	**2.58 KN/mm**

La resistenza ad estrazione pari ad 1,41kN risulta maggiore dell'azione sollecitante pari a 0.923kN pertanto la verifica risulta soddisfatta.

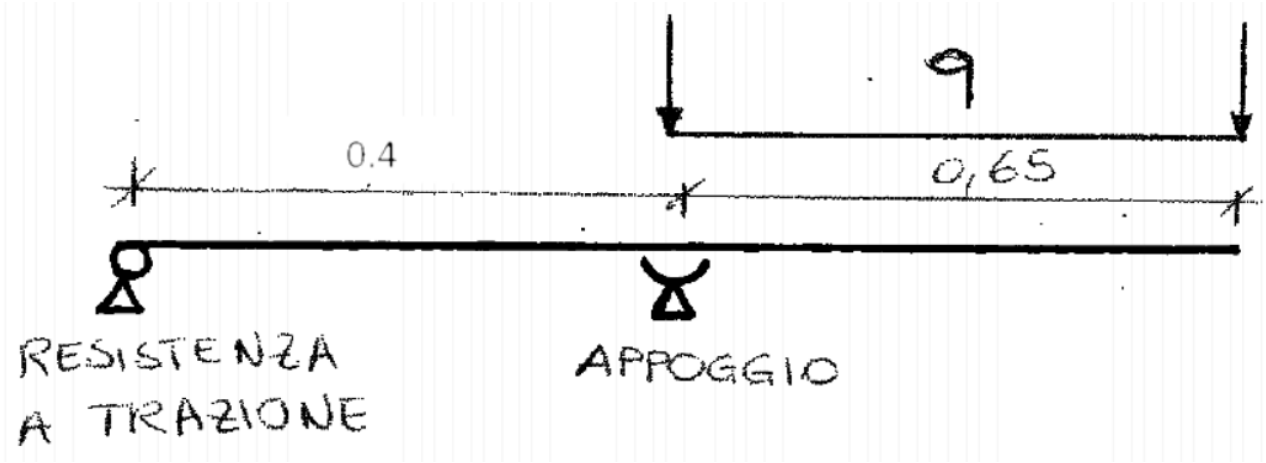
- **Connessione tra travi principali e passafuori senso longitudinale**

Il travetto passafuori è caratterizzato da uno sporto di 65cm ed è appoggiato alla trave sottostante. Considerando l'interasse pari a 100cm l'area d'influenza che caratterizza il singolo

travetto è 0.65*1=0.65m^2. Considerando ora la combinazione realtiva allo stato limite ultimo il carico che gava dunque sul singolo passafuori è:

1.3*G+1.5*Q=1.3*0.8+1.5*1.2=2.84kN/m.

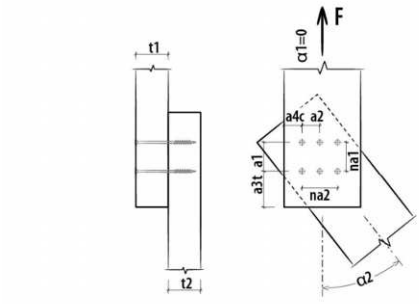
Si procede ora alla verifica della connessione adottando il seguente schema statico:

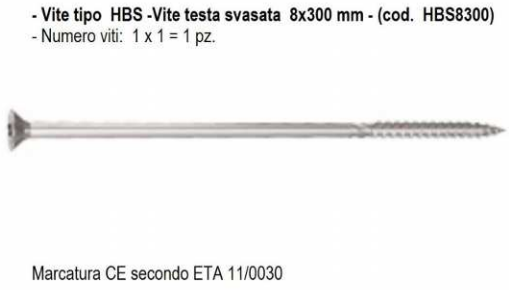


La sollecitazione a trazione che nasce in corrispondenza del vincolo bilatero è la seguente:

0.528*q=0.528*2.84=1.49kN

SI procede pertanto ora alla verifica della connessione sapendo che è realizzata con doppia vite 8x300mm:





DATI DI CALCOLO

Connessione legno-legno / taglio singolo

Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Cefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.50
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	8.0 mm
Diametro gambo	ds	=	5.8 mm
Diametro nocciolo	d2	=	5.4 mm
Diametro testa	dk	=	14.5 mm
Lunghezza vite	Lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	100 mm
Spessore legno elemento 1	t1	=	120 mm
Angolo elemento 1	α1	=	0.00°
Tipo legno elemento 1		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Spessore legno elemento 2	t2	=	180 mm
Angolo elemento 2	α2	=	0.00°
Tipo legno elemento 2		=	Lamellare GL24h (omogeneo)
Numero elementi paralleli alle fibre	nf	=	1
Distanza elementi paralleli alle fibre	a1	=	100 mm
Numero elementi perpendicolari alle fibre	nc	=	1
Distanza elementi perpendicolari alle fibre	a2	=	100 mm
Azione di taglio di progetto	Fvd	=	0.00 KN

RISULTATI CALCOLO

DATI DI INGRESSO:			
Classe di servizio	cl	=	1
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	γM	=	1.5
Tipo legno elemento t1		=	GL24h
Massa volumica legno	ρk	=	380 Kg/m³
Tipo legno elemento t2		=	GL24h
Massa volumica legno	ρk	=	380 Kg/m³
Coefficiente sicurezza acciaio	γMa	=	1.25
Spessore elemento 1	t1	=	120 mm
Spessore elemento 2	t2	=	200 mm
Angolo elemento 1	α1	=	0.00 °
Angolo elemento 2	α2	=	0.00 °
Numero file viti	na1	=	1
Distanza file	a1	=	100 mm
Numero colonne viti	na2	=	1
Distanza colonne	a2	=	100 mm

DATI VITE:			
HBS -Vite testa svasata 8x300			
Diametro gambo vite	dg	=	5.8 mm
Diametro filetto vite	df	=	8.0 mm
Diametro nocciolo vite	dn	=	5.4 mm
Diametro convenzionale vite EN1995:2009	def=df	=	8.0 mm
Lunghezza filettata vite	lf	=	100 mm
Lunghezza vite	lh	=	300 mm
Angolo di infissione (vite - fibra)	β	=	90.00 °
Senza preforo		=	
Senza sfalsamento		=	
Diametro testa vite	dh	=	14.5 mm

RISULTATI:			
Lunghezza penetrazione elemento 1	Lp1	=	120 mm
Lunghezza penetrazione elemento 2	Lp2	=	180 mm
Resistenza caratteristica trazione acciaio	ftens,k	=	20100 N
Lunghezza efficace estrazione filetto (lato punta)		=	100 mm
Resistenza estrazione filetto (lato punta)	Fax,rk	=	9997 N
Resistenza penetrazione testa	Fhead,rk	=	2358 N
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 1	Fh,1,k	=	16.70 N/mm²
Resistenza caratteristica a rifollamento elemento 2	Fh,2,k	=	16.70 N/mm²
Momento di snervamento acciaio	Myk	=	20057 Nmm
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 1	nef	=	1.00
Numero efficace viti parallele alle fibre elemento 2	nef	=	1.00
Numero efficace viti parallele alle fibre	nef	=	1.00

Resistenza caratteristica a taglio tipo d (elemento t1)	Fv,Rk	=	6.37 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo e (elemento t2)	Fv,Rk	=	9.12 KN
Resistenza caratteristica a taglio tipo f (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.25 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti per piano di taglio (elemento t2)	Fv,Rk	=	3.25 KN
Resistenza caratteristica a taglio viti			3.25 KN
Resistenza design a taglio viti per piano di taglio	Fv,Rd	=	1.95 KN
Resistenza design a taglio viti			1.95 KN
Resistenza design a taglio del singolo viti con numero efficace e contributo a trazione			1.95 KN
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento			1.95 KN
Numero efficace a estrazione			1.00
Resistenza caratteristica a estrazione del singolo connettore			2.36 KN
Resistenza caratteristica a estrazione dell'intero collegamento			2.36 KN
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento			1.41 KN
Scorrimento connettore per piano di taglio			2.58 KN/mm
Resistenza design a taglio dell'intero collegamento	**Fv,rd,tot**	**=**	**1.95 KN**
Resistenza design a estrazione dell'intero collegamento	**Faxdtot,ef**	**=**	**1.41 KN**
Scorrimento connettore per piano di taglio	**Kser**	**=**	**2.58 KN/mm**

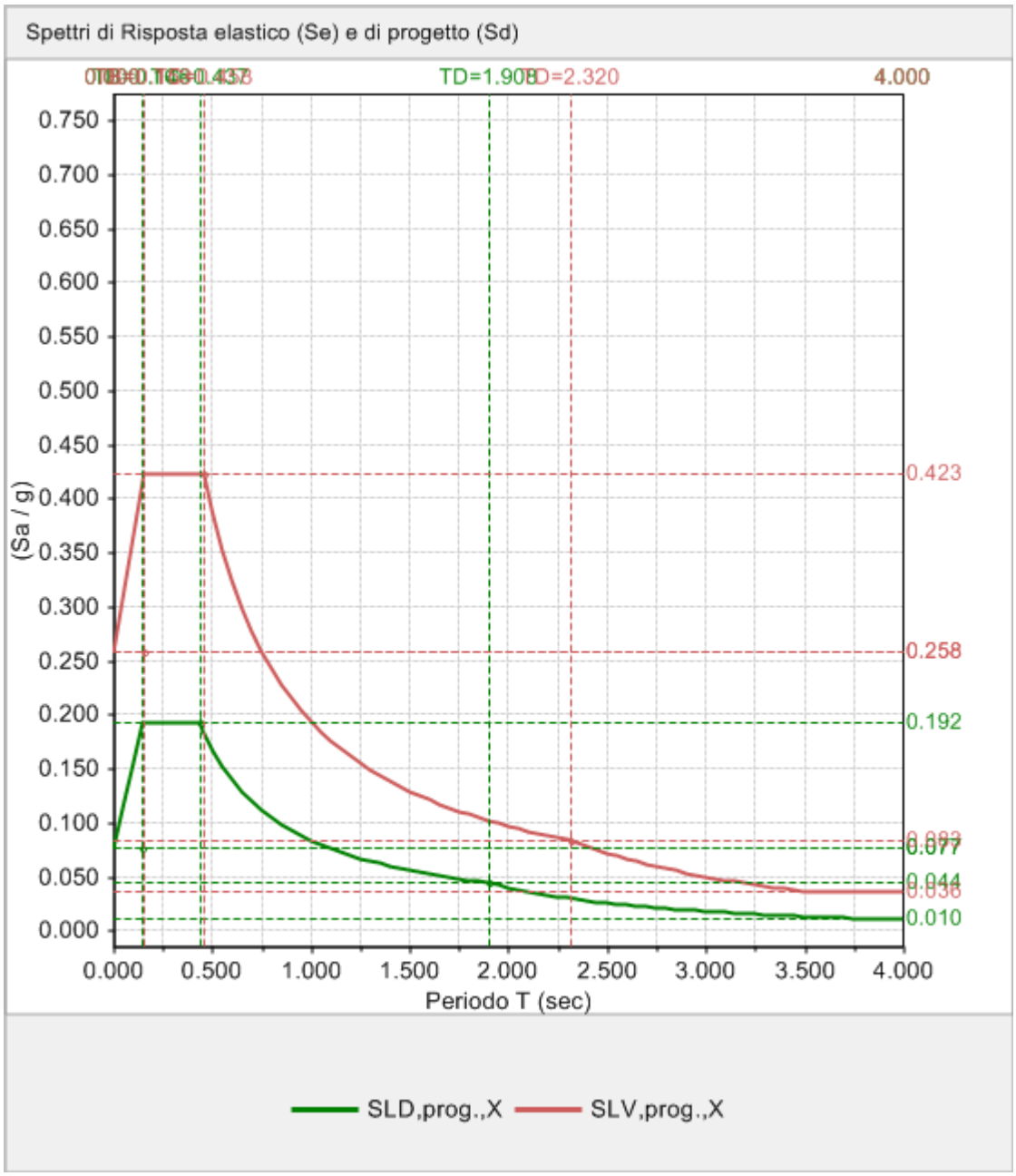
La resistenza ad estrazione pari ad 1,41kN risulta maggiore dell'azione sollecitante pari a 1.49/2=0.745kN pertanto la verifica risulta soddisfatta.

- **Verifica secondo 7.3.7.1**

La normativa tecnica di riferimento al paragrafo 7.3.7.1 riporta quanto segue:

> Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d). calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

Per svolgere tale verifica si è confrontato lo spettro di progetto per lo stato limite di salvaguadia della vita con lo spettro di progetto per lo stato limite di danno costruito assumendo q=1,5 (η=2/3). Il risultato di tale confronto risulta essere il seguente:



Poiché lo spettro relativo allo stato limite di danno risulta in ogni punto contenuto all'interno di quello relativo allo stato limmite di salvaguardia della vita la verifica si considera automaticamente soddisfatta.

- **Controventi in copertura – bandelle metalliche**

Come si evince dagli elaborati grafici di progetto sono presenti in copertura dei nastri di controvento 80x1.5mm. Questi elementi sono elementi di coronamento della copertura e pertanto non sono stati verificati poiché ad essi non si è affidata alcuna funzione strutturale ricordando che la rigidezza del solaio è stata valutata all'interno del paragrafo iniziale 1.6.3.

- **Verifica tavolato – fase transitoria di montaggio**

Durante le fasi di montaggio dell'OSB le maestranze utilizzeranno come piano di calpestio il tavolato ligneo stesso, inchiodato ai travetti della copertura, si rende pertanto necessaria la verifica di tali elementi.

Per la definizione del carico variabile in fase di lavorazione si è ragionato in analogia con quanto previsto per le opere provvisionali quali i ponteggi di servizio, desumento quindi il carico stesso dalla norma UNI EN 12811-1 "Attrezzature provvisionali di lavoro - Parte 1: Ponteggi - Requisiti prestazionali e progettazione generale" all'interno della quale viene fornita una tabella di riferimento per determinare il carico agente sui ponteggi. In particolare nel caso in esame si è adottato come riferimetno un carico distribuito pari a d 1,5kN/m2 così come evidenziato all'interno della tabella di seguito riportata:

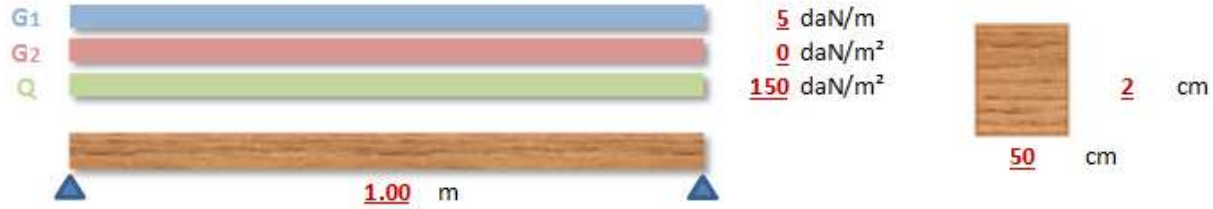
prospetto 3 **Carichi di servizio sulle aree di lavoro** (vedere anche punto 6.2.2)

Classe di carico	Carico uniformemente distribuito q_1 kN/m^2	Carico concentrato sull'area 500 mm × 500 mm F_1 kN	Carico concentrato sull'area 200 mm × 200 mm F_2 kN	Carico sull'area parziale	
				q_2 kN/m^2	Fattore dell'area parziale a_p [1)]
1	0,75[2)]	1,50	1,00	-	-
2	1,50	1,50	1,00	-	-
3	2,00	1,50	1,00	-	-
4	3,00	3,00	1,00	5,00	0,4
5	4,50	3,00	1,00	7,50	0,4
6	6,00	3,00	1,00	10,00	0,5

1) Vedere punto 6.2.2.4.
2) Vedere punto 6.2.2.1.

Si procede ora alla verifica del tavolato ligneo considerando una striscia di larghezza pari a 50cm:

Tavolato sp.2cm



Dati di input:

Rotazione della sezione (per flessione deviata)	α	=	0.0	° (0%)
Inclinazione della trave (per la proiezione dei carichi)	β	=	0.0	° (0%)
Distanza di influenza o interasse	i	=	0.50	m
Tipo di legno C, D, GLh, GLc			Massiccio - C24 EN	
Classe di esposizione			Ambiente umido - Kdef=0,8	
Classe di durata del carico permanente			Permanente	
Coefficiente di durata	$k_{mod,p}$	=	0.60	
Classe di durata del carico variabile			Breve durata	
Coefficiente di durata	$k_{mod,v}$	=	0.90	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G1	γ_{G1}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico permanente G2	γ_{G2}	=	1.30	
Coefficiente moltiplicativo del carico variabile	γ_{Q}	=	1.50	

Caratteristiche del legno:

Massa volumica	ρ_k	=	385	kg/m³
Modulo elastico parallelo medio	$E_{0,mean}$	=	11.5	GPa
Modulo elastico perpendicolare medio	$E_{90,mean}$	=	0.30	GPa
Modulo di taglio medio	G_{mean}	=	0.65	GPa
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$	=	24.0	MPa
Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	=	3.5	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ_m	=	1.50	

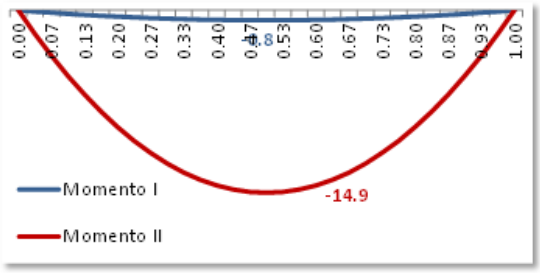
Analisi dei carichi:

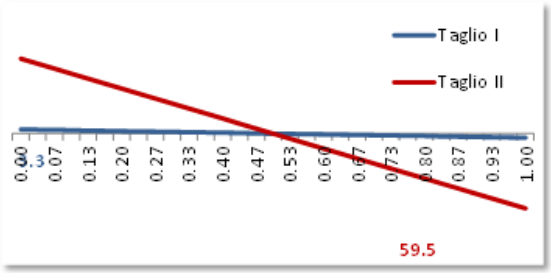
Somma dei carichi permanenti al metro	G	=	5.0	daN/m
Carichi variabili al metro	Q	=	75.0	daN/m
Somma dei carichi permanenti e accidentali al metro	G + Q	=	80.0	daN/m

Combinazione dei carichi e sollecitazioni:

Carico I	Combinazione di carico **I** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2)	$F_{d,I}$	=	6.5	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,I}$ l² / 8)	$M_{d,I}$	=	0.8	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,I}$ l / 2)	$T_{d,I}$	=	3.3	daN
Carico II	Combinazione di carico **II** (γ_{G1} G1 + γ_{G2} G2 + γ_{Q} Q)	$F_{d,II}$	=	119.0	daN/m
	Momento massimo in mezzeria ($F_{d,II}$ l² / 8)	$M_{d,II}$	=	14.9	daN m
	Taglio massimo agli appoggi ($F_{d,II}$ l / 2)	$T_{d,II}$	=	59.5	daN

Grafici delle sollecitazioni [in daN, m]:





Caratteristiche inerziali della sezione:

Area della sezione	A	=	100	cm^2
Modulo di resistenza della sezione	W	=	33	cm^3
Momento di inerzia della sezione in direzione dell'altezza	Jh	=	33	cm^4
Momento di inerzia della sezione in direzione della base	Jb	=	20,833	cm^4

Verifica a FLESSIONE allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a flessione:							**II**
$M_{d,I}/k_{mod,p}$	=	1	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**44.6**	**daN/cm²**
$M_{d,II}/k_{mod,v}$	=	17		$f_{m,d}$	=	144.0	daN/cm²

Verifica a TAGLIO allo stato limite ultimo (SLU):

Condizione di carico più gravosa per la verifica a taglio:							**II**
$T_{d,I}/k_{mod,p}$	=	5	VERIFICA SODDISFATTA	σ_d	=	**0.9**	**daN/cm²**
$T_{d,II}/k_{mod,v}$	=	66		$f_{m,d}$	=	21.0	daN/cm²

Verifica a DEFORMAZIONE allo stato limite di esercizio (SLE):

Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione dell'altezza	$u_{ist,g,h}$	=	0.02	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione dell'altezza	$u_{ist,q,h}$	=	0.25	cm
Freccia istantanea,carichi permanenti,direzione della base	$u_{ist,g,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea,carichi variabili,direzione della base	$u_{ist,q,b}$	=	0.00	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi permanenti	$u_{ist,g}$	=	0.02	cm
Freccia istantanea dovuta ai carichi variabili	$u_{ist,q}$	=	0.25	cm
	u_{ist}	=	**0.27**	**cm**
	u_{ist}	=	1/368	della luce

Coefficiente di combinazione del carico variabile — Categoria A - Uso residenze

Ψ_2 = 0.30

☐ Valuta la deformabilità a taglio

Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi permanenti	$u_{fin,g}$	=	0.03	cm
Freccia a tempo infinito dovuta ai carichi variabili	$u_{fin,q}$	=	0.32	cm
◉ Verifica con L/200 = 0.50 cm — VERIFICA SODDISFATTA	**u_{fin}**	=	**0.35**	**cm**
○ Verifica con L/300	u_{fin}	=	1/289	della luce

Verifica con L/300 = 0.33 cm — VERIFICA SODDISFATTA	$u_{ist,q}$	=	0.25	cm

La verifica risulta soddisfatta.

2. RELAZIONE SISMICA

2.1 RELAZIONE GEOLOGICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO

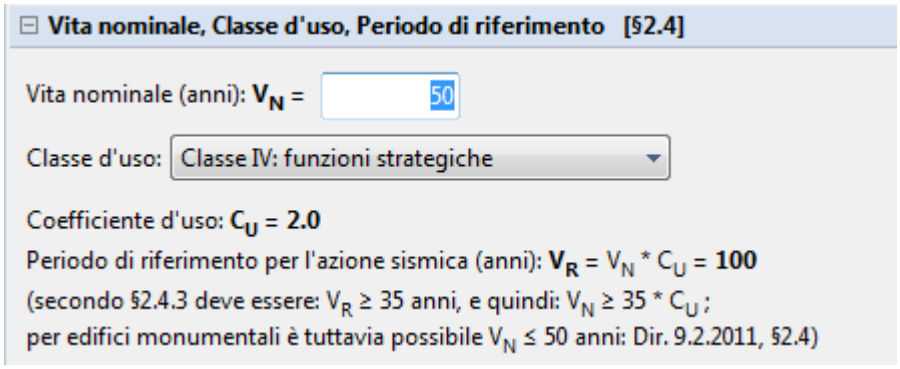
Si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione geologica.

2.2 RELAZIONE GEOTECNICA: INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE DEL VOLUME SIGNIFICATIVO DI TERRENO

Si rimanda a quanto contenuto all'interno della relazione Geotecnica

2.3 RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA CONCERNENTE ALLA "PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE"

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



Ubicazione del sito

Coordinate geografiche (ED50) (°):

Long. = 10.357748 Lat. = 44.784882

Tipo di interpolazione:

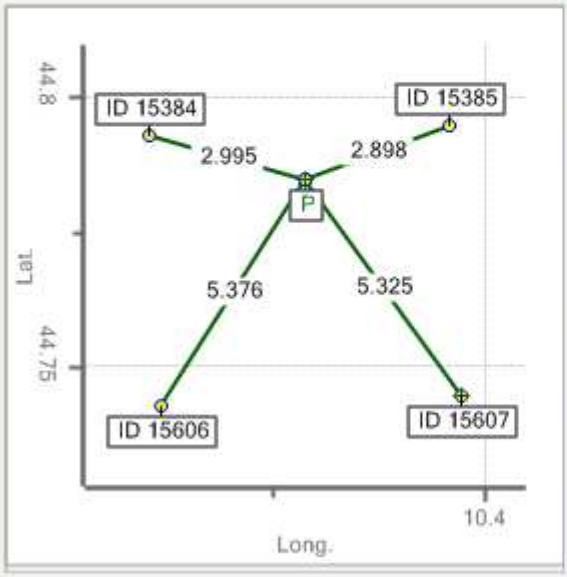
○ Media ponderata ([3] in §All. A) ◉ Superficie rigata [§CA]

Tab. 2, All. B: Sito non in Tab. 2

Parametri di riferimento

TR (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)
30	0.045	2.486	0.240
50	0.057	2.503	0.260
72	0.066	2.492	0.269
101	0.077	2.488	0.270
140	0.088	2.476	0.275
201	0.101	2.469	0.279
475	0.142	2.453	0.284
975	0.182	2.454	0.290
2475	0.240	2.486	0.305

Reticolo intorno al sito



Sito di ubicazione della costruzione:
Long. = 10.357748, Lat. = 44.784882

Vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il sito:
1: ID 15606: Long. = 10.32409, Lat. = 44.74285, distanza dal sito (km) = 5.376
2: ID 15384: Long. = 10.32148, Lat. = 44.79281, distanza dal sito (km) = 2.995
3: ID 15385: Long. = 10.3918, Lat. = 44.79465, distanza dal sito (km) = 2.898
4: ID 15607: Long. = 10.39441, Lat. = 44.74469, distanza dal sito (km) = 5.325

Nessun Comune resta incluso nella maglia elementare.

Comune più vicino al sito:
Parma (PR): 10.328889,44.801667

Probabilità di superamento P,VR

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R
per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P.VR (%)	T,R (anni)
SLE: SLO	81	60
SLE: SLD	63	101
SLU: SLV	10	949
SLU: SLC	5	1950

$V_R = 100$ anni , $T_R = - V_R / \ln (1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite,
e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T,R (anni)	a.g (g)	F.o	T.C* (sec)	S,S	C,C	S	T.B (sec)	T.C (sec)	T.D (sec)	F,v
SLE: SLO	60	0.061	2.497	0.264	1.500	1.630	1.500	0.144	0.431	1.844	0.833
SLE: SLD	101	0.077	2.488	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.908	0.932
SLU: SLV	949	0.180	2.454	0.290	1.435	1.580	1.435	0.153	0.458	2.320	1.406
SLU: SLC	1950	0.224	2.478	0.301	1.367	1.560	1.368	0.157	0.470	2.496	1.583

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

h / H (h = quota sito, H = altezza rilievo topografico) = [0≤ (h / H) ≤1] 0.000

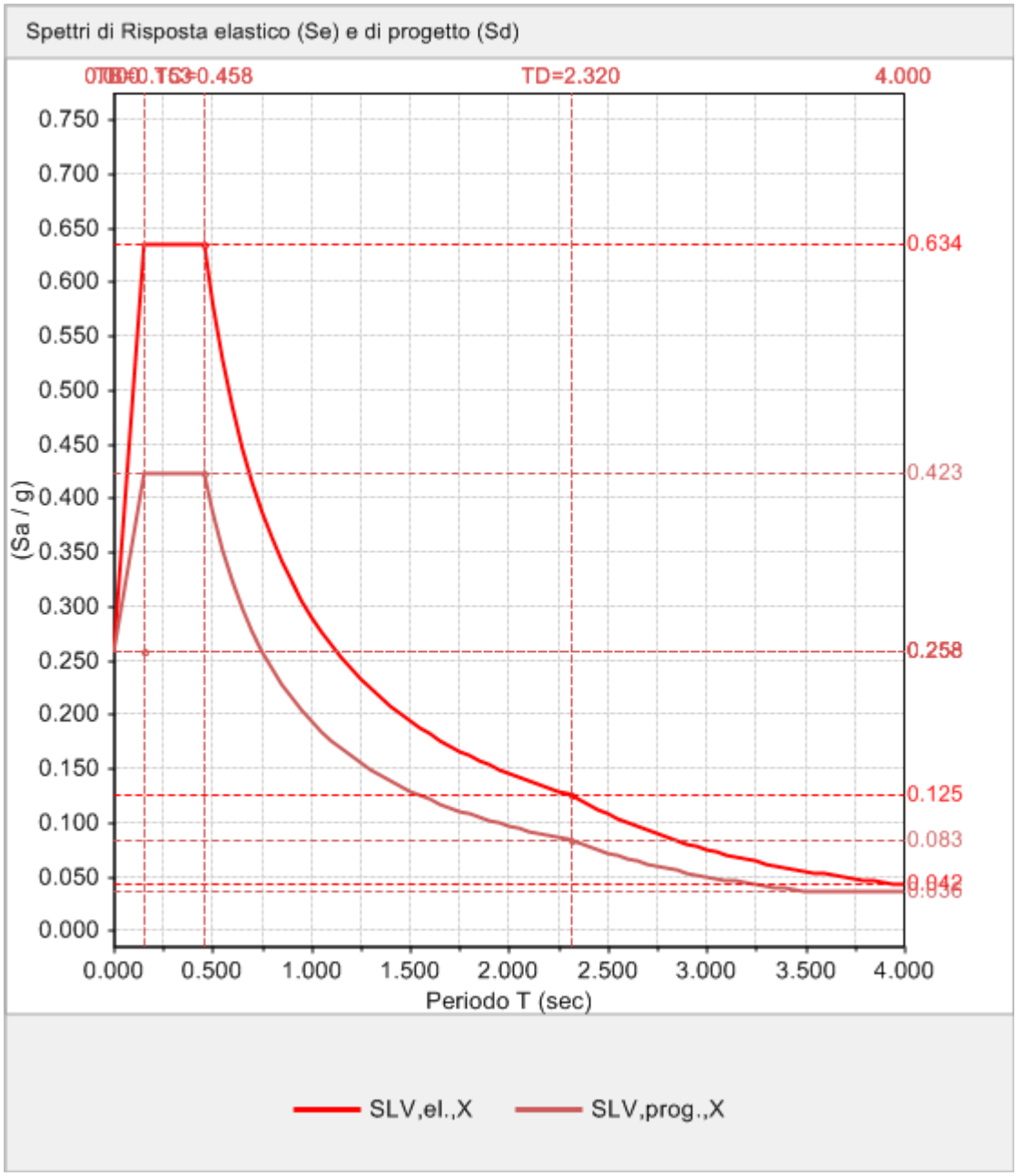
Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.000

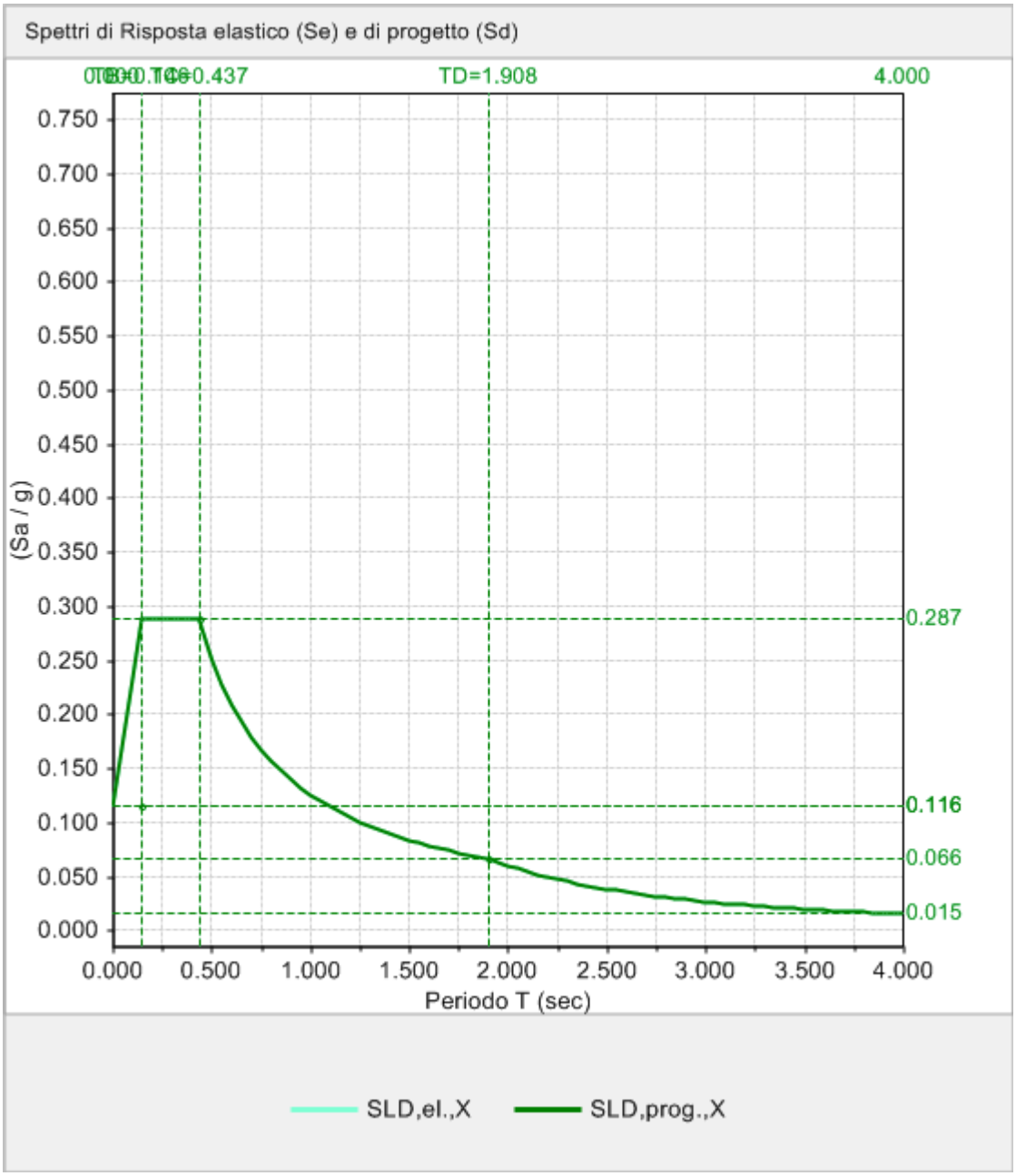
(secondo §3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

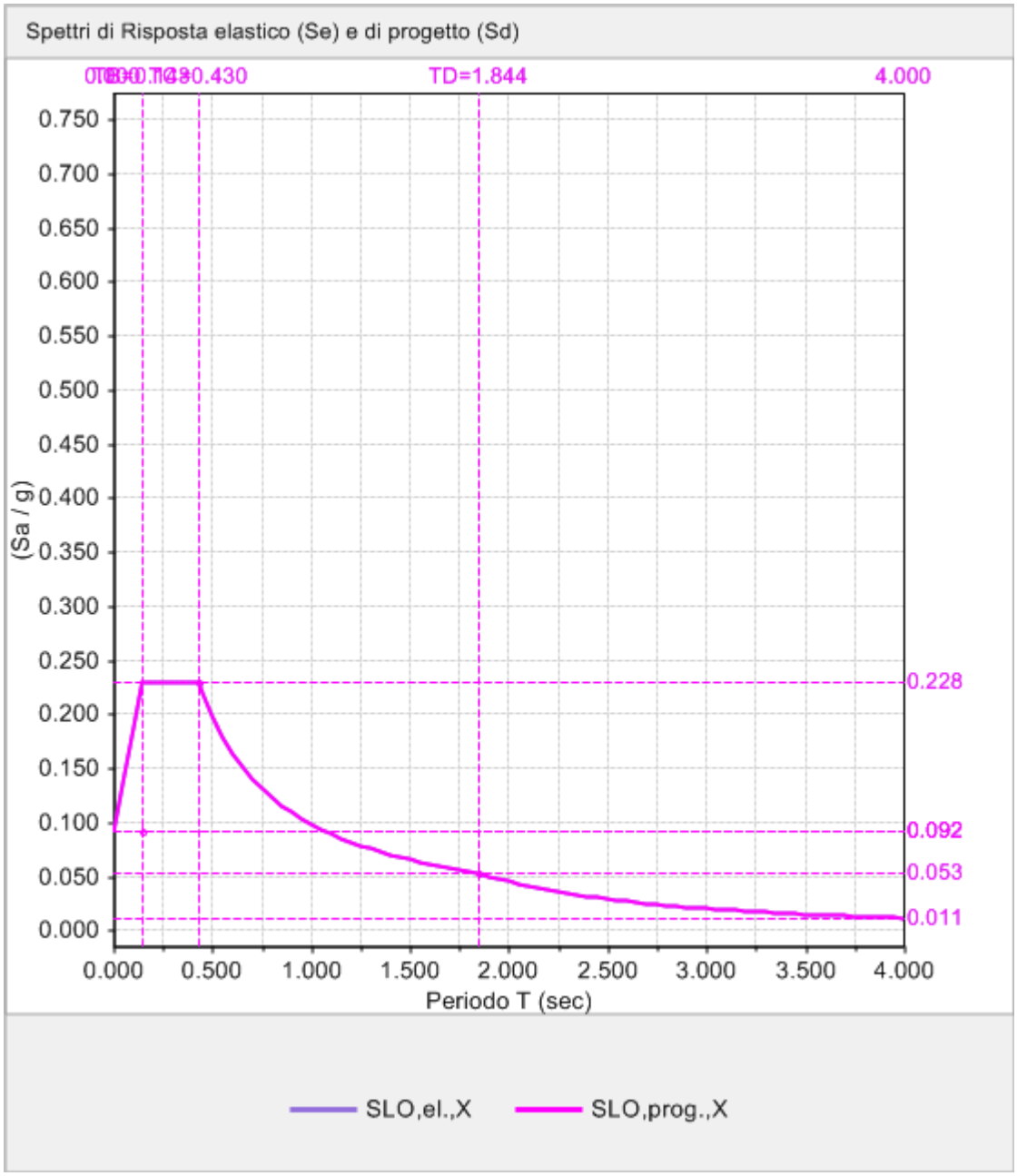
PGA

○ Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)

◉ Accelerazione al suolo (analoga ad: $a_g * S$, dove: $S = S_S * S_T$)


Spettri di Risposta elastico (Se) e di progetto (Sd)
TC=0.458
TD=2.320
4.000
0.750
0.700
0.650
0.600
0.550
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000
(Sa / g)
0.634
0.423
0.258
0.125
0.083
0.042
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
Periodo T (sec)
SLV,el.,X
SLV,prog.,X


Spettri di Risposta elastico (Se) e di progetto (Sd)
TD=1.908
4.000
0.437
0.750
0.700
0.650
0.600
0.550
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000
(Sa / g)
0.287
0.116
0.066
0.015
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
Periodo T (sec)
SLD,el.,X
SLD,prog.,X


Spettri di Risposta elastico (Se) e di progetto (Sd)
TD=1.844
4.000
0.750
0.700
0.650
0.600
0.550
0.500
0.450
0.400
0.350
0.300
0.250
0.200
0.150
0.100
0.050
0.000
(Sa / g)
0.228
0.092
0.053
0.011
0.000
0.500
1.000
1.500
2.000
2.500
3.000
3.500
4.000
Periodo T (sec)
SLO,el.,X
SLO,prog.,X