



AGENZIA DEL DEMANIO

RTP SANTARELLI MANDATARIO
CASERMA CC - FIASTRA (MC)

**Agenzia del Demanio
Direzione Regionale Marche**

Via Fermo, 1 60128 Ancona AN

dre.Marche@agenziademanio.it

RPT. Ing Stefano Santarelli mandatario

Tel. 0731/212819

Fax 0731/219153

Via A. Novello, 9 60035 Jesi AN

studio@santarelliandpartners.com



MCB0239ADMMC0015001XXSMSDSZ001

Relazione strutturale

Lotto n.3

**Realizzazione della Nuova Caserma dell'Arma
dei Carabinieri, Comune di Fiastra (MC)**

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI

Ing. Stefano Santarelli
timbro e firma

Arch. Emanuele Marcotullio
timbro e firma

Geol. Daniele Stronati
timbro e firma

Ing. Francesco Antonio Pieretti
timbro e firma

Ing. Diego Cesaretti
timbro e firma

Ing. Marco Mancini
timbro e firma

Arch. Stefano Pieretti
timbro e firma

Ing. Sara Mosca
timbro e firma

Ing. Andrea Ciarimboli
timbro e firma

Sommario

1.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	1
1.1.	BIM (Building Information Modeling)	2
1.2.	Considerazioni relative ai dissipatori sismici	2
2.	RELAZIONE SUI MATERIALI	3
3.	SCHEMA DI CALCOLO	6
3.1.	Sovraccarichi	14
3.2.	Analisi dei carichi	15
3.3.	Azione sismica	17
3.4.	Azione del vento	18
3.5.	Azione della neve	19
3.6.	Combinazioni di carico	20
1.	SOLLECITAZIONI	22
4.	DEFORMAZIONI	24
5.	VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI	26
6.	VERIFICHE AGGIUNTIVE	29
7.1.	Verifica travi 2° impalcato e travi 12/32 di copertura	29
7.2.	Verifica trave 24/12 balcone 2° impalcato	32
7.3.	Verifica trave 24/10 balcone copertura	34
7.4.	Verifica tavolato in Xlam	36
7.5.	Verifica travi sollecitate dagli elementi a sbalzo	38
7.	SOFTWARE UTILIZZATI	42
8.1.	Tipo di elaboratore	42
8.2.	Informazioni sull'elaborazione	43
8.3.	Giudizio motivato di accettabilità	43

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

1. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

La relazione tratta il progetto della struttura della nuova caserma dell'arma dei Carabinieri del Comune di Fiastra (MC). La caserma, fortemente lesionata dagli eventi sismici del 2016, sarà ricostruita e destinata ai Carabinieri Territoriali ed ai Carabinieri Forestali. L'intervento prevede la demolizione integrale e la ricostruzione ex-novo della struttura.

Il nuovo edificio, a pianta rettangolare, si sviluppa in 3 elevazioni fuori terra, il primo impalcato è formato da una struttura a pareti e pilastri in c.a. Il secondo e il terzo impalcato verranno edificati in legno con un sistema strutturale combinato di Xlam e telaio. Gli impalcati sono costituiti da:

- Fondazione: travi rovesce con vespaio aerato;
- 1° impalcato: solaio in lastre predalles;
- 2° e 3° impalcato: travi e tavolato in legno.



Inquadramento territoriale

Il sistema fondale sarà di tipo superficiale a travi rovesce 50/70 con piano di imposta di 2.5 metri al di sotto dell'attuale piano campagna. Tutti i dati, le caratteristiche geologiche e geomorfologiche del terreno sono state reperite dalla relazione geologica redatta dal Geol. Daniele Stronati.

L'intervento prevede inoltre la sistemazione della corte esterna della Caserma. Nel lato sud-est e sud-ovest il lotto confina con la strada comunale mentre a nord-est e nord-ovest con altre proprietà. Il perimetro verrà contornato da un muretto di confine in c.a. con sopra una rete metallica anti

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

scavalco, verranno previsti 2 ingressi carrabili dalle vie limitrofe e 2 ingressi pedonali. L'ingresso carrabile da Via Monte coglia che porta all'ingresso dei veicoli all'interno dell'edificio sarà contornato da pareti in c.a. per garantire un'adeguata sistemazione sterna del terreno circostante.

Non sono stati approfonditi gli aspetti dei dettagli esecutivi dei nodi, trattandosi di un progetto definitivo, fermo restando una corretta modellazione del vincolo nodo all'interno del modello di calcolo

1.1. BIM (Building Information Modeling)

Nella progettazione strutturale l'utilizzo della tecnologia BIM è stata più che una rappresentazione tridimensionale, con il BIM è possibile creare un **modello informativo dinamico, interdisciplinare e condiviso**: il **Digital Twin**, il gemello digitale del progetto che contiene dati su geometria, materiali, struttura portante, caratteristiche termiche e prestazioni energetiche, impianti, costi, sicurezza, manutenzione.



Area d'intervento

1.2. Considerazioni relative ai dissipatori sismici

L'edificio per sua conformazione è regolare e di modesta dimensione, con masse limitate dal punto di vista sismico avendo utilizzato il sistema legno sulla parte superiore in contrasto alla parte inferiore in c.a., inoltre risulta improprio aggiungere costi di manutenzione programmati e costanti nel tempo. Non si è perciò ritenuto necessario l'inserimento di isolatori sismici alla base.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

2. RELAZIONE SUI MATERIALI

Il calcestruzzo deve essere identificato come calcestruzzo a prestazione garantita o come calcestruzzo a composizione richiesta, attraverso le prescrizioni di base ed eventualmente le prescrizioni aggiuntive delle Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del Consiglio Superiore dei lavori Pubblici calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive della UNI EN 206:2021, UNI EN 11104:2016 e UNI EN 13670.

- Per le strutture di fondazione e del primo impalcato sarà utilizzato calcestruzzo con le seguenti caratteristiche:

Utilizzo Strutturale	Classe Resistenza	Classe Esposizione
Magrone	C12/15	XC2
Fondazioni	C28/35	XC2
Travi Elevaz.	C28/35	XC2
Pilastri	C28/35	XC2
Setti/Piastre	C28/35	XC2

-Requisiti del calcestruzzo

Il valore minimo del contenuto di cemento assunto per la miscela con classe di esposizione XC2 ai sensi della UNIEN 11104:2016 del §6-Requisiti del calcestruzzo e §6.1-Requisiti relativi alle classi di esposizione, sono massimo rapporto acqua/cemento di 0.60 e minimo contenuto di cemento è 300 kg/m³.

-Requisiti del copriferro

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Con riferimento al §C 4.1.6.1.3 - tabella 4.1.IV delle NTC al fine della protezione delle armature per barre da c.a. per un calcestruzzo C28/35 in un ambiente non aggressivo il valore del ricoprimento minimo di armature di 35 mm.

- Per l'acciaio da armatura da utilizzarsi negli elementi in c.a. si utilizzerà il tipo B450C:

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq f_{y,nom}$$

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq f_{t,nom}$$

$$1,15 \leq (f_t/f_y)_k < 1,35$$

$$(f_y/f_{y,nom})_k \leq 1,25$$

$$\text{Allungamento } (A_{gt})_k \geq 7,5 \%$$

- Per i bulloni si utilizzerà la classe di resistenza seguente:

Classe	Resistenza a taglio ($f_{k,v}$)	Resistenza a trazione/compressione ($f_{k,N}$)	Resistenza a snervamento (f_y)	Resistenza ultima (f_t)	Allungamento % (A%)
8.8	396 MPa	560 MPa	640 MPa	800 MPa	12
10.9	495 MPa	700 MPa	900 MPa	1000 MPa	9
12.9	594 MPa	840 MPa	1080 MPa	1200 MPa	8

- Per le piastre di ancoraggio degli elementi lignei si utilizzerà:

Classe	Tensione di snervamento caratteristica	Tensione a rottura caratteristica
S235 (Fe 360)	235 MPa	360 MPa
S275 (Fe 430)	275 MPa	430 MPa
S355 (Fe 510)	355 MPa	510 MPa
S450	440 MPa	550 MPa

- Per gli elementi asta in legno sarà utilizzato legno lamellare GL75h (UNI EN 14080:2013)

Gli elementi strutturali di legno lamellare incollato e legno massiccio incollato debbono essere conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 14080 e, secondo quanto specificato al punto A del paragrafo 11.1, recare la marcatura CE.

Le singole tavole, per la composizione di legno lamellare, dovranno soddisfare i requisiti della norma europea armonizzata UNI EN 14081-1 al fine di garantirne una corretta attribuzione ad una classe di resistenza. Per classi di resistenza delle singole tavole superiori a C30 si farà riferimento esclusivo ai metodi di classificazione a macchina.

Le singole lamelle vanno tutte individualmente classificate dal fabbricante come previsto al §11.7.2.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Flessione	fmk:	75
Trazione	ft0k:	60
Trazione	ft90k:	.6
Compress	fc0k:	59.4
Compress	fc90k:	14.8
Taglio	fvk:	4.5
Rototaglio	frk:	incante
Mod.Norm. (MPa)		
ModMedio	E0:	16800
Modulo	E0,05:	15300
ModMedio	E90:	470
Modulo	E90,05:	400
Mod.Tang. (MPa)		
ModMedio	G:	850
Modulo	G,05:	760
ModRotoMed	G:	incante
ModRoto	G,05:	incante
Densita' (kg/mc)		
Caratteristica:		730
Media		800

Classe Serv. :	1
Coeff. Kdef :	.6
Lung/Sp. lim.:	200

- Per gli elementi Xlam sarà utilizzato legno massiccio C30.

Resistenze (MPa)		
Classe Legno:		C30
Flessione	fmk:	30
Trazione	ft0k:	18
Trazione	ft90k:	.4
Compress	fc0k:	23
Compress	fc90k:	2.7
Taglio	fvk:	4
Rototaglio	frk:	incante
Mod.Norm. (MPa)		
ModMedio	E0:	12000
Modulo	E0,05:	8000
ModMedio	E90:	400
Modulo	E90,05:	333
Mod.Tang. (MPa)		
ModMedio	G:	750
Modulo	G,05:	625
ModRotoMed	G:	incante
ModRoto	G,05:	incante
Densita' (kg/mc)		
Caratteristica:		380
Media		460

Classe Serv. :	1
Coeff. Kdef :	.6
Lung/Sp. lim.:	200

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti -
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli -
Geol. Daniele Stronati

3. SCHEMA DI CALCOLO

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di comportamento. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come l'analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

Modellazione della struttura

L'edificio destinato alla caserma dei militari di Fiastra, a pianta rettangolare, si sviluppa su tre elevazioni fuori terra.

Il sistema fondale è di tipo superficiale a travi rovesce 50x70 cm nelle due direzioni ortogonali. Il primo impalcato è vincolato ad una struttura a pareti in c.a. di spessore pari a 25 cm che strutturalmente costituiscono l'anima di una trave in altezza di piano con piattabanda formata dalle stesse travi di fondazione correnti e dalle travi 50x24 al solaio del piano terra. La trave di spina e i pilastri intermedi in c.a., che portano il solaio organizzato con predalles 4+20+4, completano la scatola in c.a. "torso-rigida" da cui si eleva la struttura completamente lignea costituita da due elevazioni compresa la copertura a doppia falda. Il sistema c.a. quindi, rappresenta la "box type foundation" per la struttura lignea in elevazione costituita da un sistema strutturale combinato da pareti in Xlam in direzione X e a telaio trave-pilastro in direzione Y, che grazie al comportamento rigido dei solai di piano si garantisce un comportamento scatolare uguale nella direzione X e Y.

Le travi di copertura a doppia pendenza continue nel vertice di sezione 12x32 GL75 e luce massima 12 m e freccia 1.83m, sono vincolate direttamente alle pareti in Xlam. Lo spessore del pannello Xlam è 21 cm a 7 strati, come è noto il numero degli strati è dispari per motivi di simmetria e lo stato di sollecitazione è facilmente valutabile considerando le strisce che reagiscono effettivamente quando le altre, ortogonali, fungono da collegamento in una soluzione rigidamente connessa. Le pareti in Xlam veicolano i carichi verticali su di loro agenti trasferendoli per gravità direttamente in fondazione utilizzando i muri di perimetro ed i pilastri del piano seminterrato senza soluzione di continuità come previsto dalla normativa NTC2018. Analoga funzione hanno i telai in legno intercalati longitudinalmente con passo variabile, con doppi pilastri 12x32 non divergenti collegati con imbottiture a tutta altezza e accolgono con vincolo di incastro in testa analoghe travi di copertura 12x32 continue nel vertice. I telai raccolgono anche i carichi del collegamento con i pilastri, delle pareti Xlam ad essi vincolate lungo il loro sviluppo. Il sistema telaio-parete in legno costituisce l'organismo che fronteggia, contrastando e resistendo gli agenti atmosferici, neve e vento, e l'input sismico mediante la loro rigidezza traslazionale. Il solaio di legno intermedio è tessuto tra le pareti in Xlam laterali e di testata ed è sostenuto al centro da una trave rompitratta supportata da pilastri centrali in legno. Il solaio offre una notevole funzione di irrigidire trasversalmente la struttura, controventando le pareti Xlam le quali vedono così drasticamente dimezzata la loro snellezza fuori piano.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

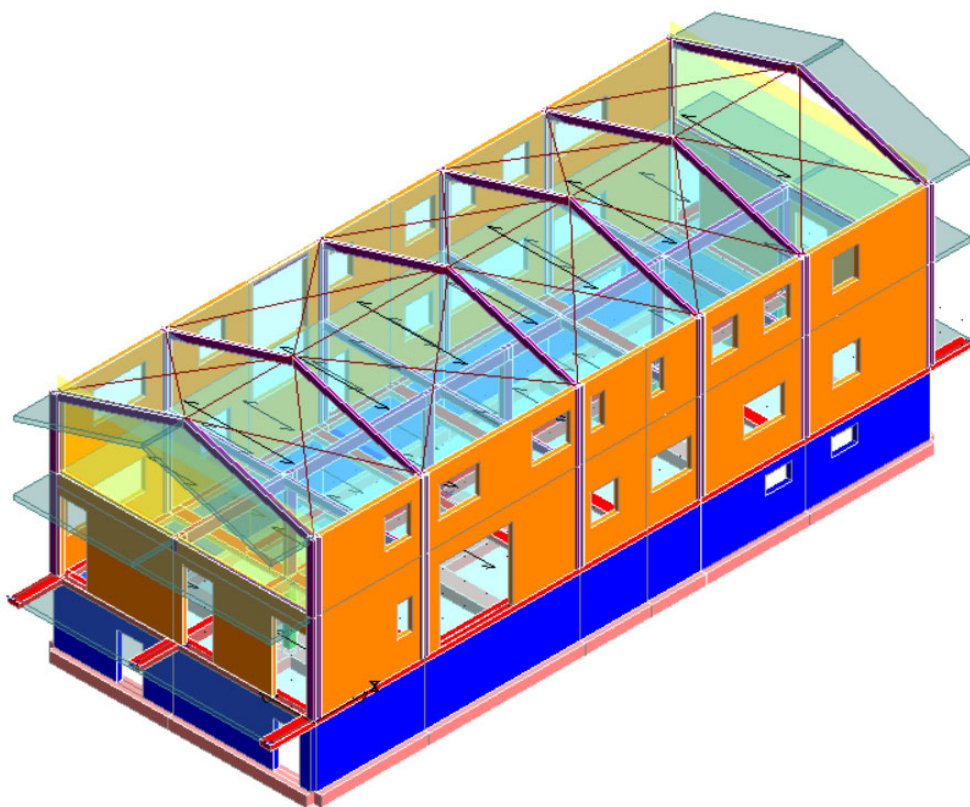
La struttura è schematizzata agli elementi finiti con l'ausilio del software CDSwin senza soluzione di continuità per l'esecuzione di analisi sismica di tipo dinamico lineare.

Con il software CDS è stato modellato il sistema strutturale box type foundation in c.a. e in elevazione il sistema a pareti xlam nella direzione X e a telaio (trave-pilastro) nella direzione Y.

Nel modello FEM nella direzione Y, si inseriscono solo i portali principali, costituiti da travi collegate direttamente ai pilastri.

I solai di piano e di copertura rigidi scaricano il loro carico direttamente sul pannello Xlam. I piani sismici vengono schematizzati come infinitamente rigidi. I solai in c.a. hanno soletta armata di 4 cm che ne definisce la rigidezza secondo normativa, mentre per il solaio di piano e di copertura realizzati con un insieme di travi in lamellare la rigidezza viene garantita dall'impalcato in legno realizzato in Xlam di sp. 6cm.

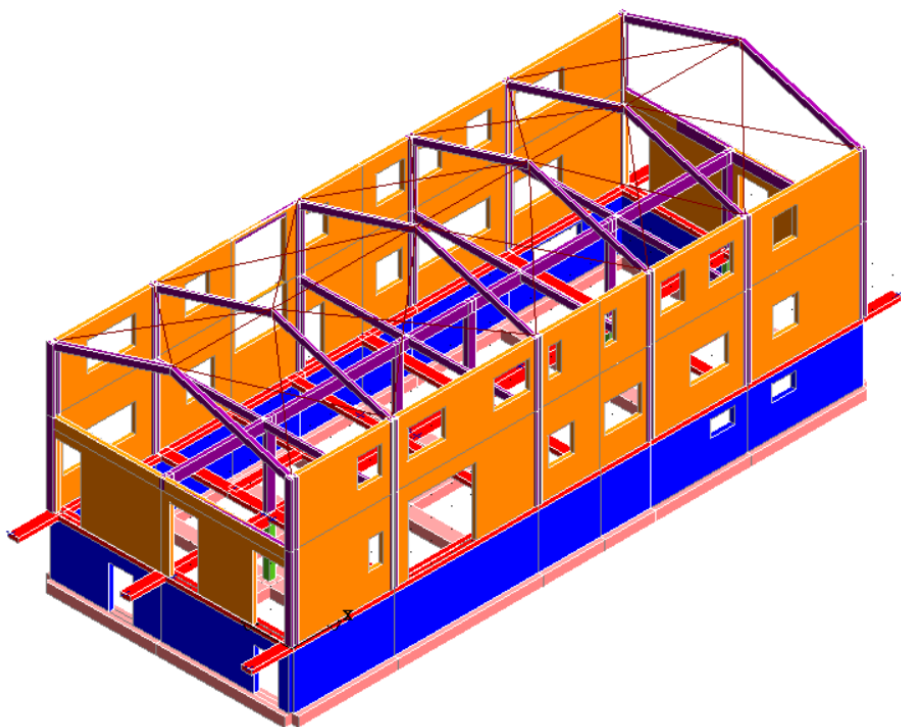
Esplícitamente la copertura è quindi costituita da travi principali a telaio con i pilastri e analoghe travi secondarie sempre a doppia pendenza che supportano il piano in Xlam. Le travi secondarie sono così dei singoli portali (cavalletti), vincolati al pannello Xlam di parete senza soluzione di continuità nel vertice. L'effetto irrigidente del solaio è stato schematizzato nel modello mediante dei link rigidi a forma di X tra i portali principali.



Input impalcato nel programma CDSWin – con i carichi

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



Input impalcati nel programma CDSWin – senza i carichi

Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare, le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriori suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

comportamento strutturale. In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazioni superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

Modellazione dell'azione sismica

La costruzione è dotata di sistemi strutturali che garantiscono rigidità, resistenza e duttilità nei confronti delle componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali. Gli orizzontamenti sono dotati di rigidità e tali da consentire la redistribuzione delle forze orizzontali tra i diversi sistemi resistenti verticali. Il sistema di fondazione sarà dotato di elevata rigidità estensionale nel piano orizzontale e di adeguata rigidità flessionale.

La costruzione è soggetta da un comportamento strutturale dissipativo con classe di duttilità media (CD" B"), a media capacità dissipativa.

La progettazione dissipativa può ritenersi soddisfatta progettando la capacità di resistenza degli elementi/meccanismi fragili, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{rd} "fattore di sovra resistenza", a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Le strutture di fondazione e i relativi elementi strutturali devono essere progettati sulla base della domanda ad essi trasmessa dalla struttura sovrastante (si veda § 7.2.5) attribuendo loro comportamento strutturale non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di essi gravante.

-Fattore di comportamento

il fattore di comportamento utilizzato per la progettazione antisismica della struttura in XLAM, in funzione della regolarità, tipologia di struttura e della classe di duttilità (CD"B"), ai sensi del §7.3 delle NTC18 e Tab. 7.3.II, è il seguente.

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Il materiale legno nonostante sia un materiale alla fine fragile riesce a raggiungere elevati livelli di duttilità grazie alle connessioni metalliche in ambo le direzioni X e Y tra i singoli elementi costruttivi (piastre metalliche chiodi viti e bulloni). L'energia del terremoto viene assorbita dagli elementi metallici di collegamento in abbondanza, che grazie al loro comportamento duttile si snervano, si plasticizzano, prima che si verifichi la rottura del legno. Quindi, sono le giunzioni metalliche che condizionano il fattore di comportamento. La duttilità della struttura non è dovuta soltanto alla

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

rigidezza degli elementi strutturali ma alle giunzioni metalliche degli elementi strutturali, identica nelle due direzioni.

-Dimensionamento dei collegamenti

La struttura ha comportamento dissipativo, le zone considerate dissipative, ai sensi del §7.7.3.1 delle NTC2018, devono essere in grado di deformarsi plasticamente per almeno 3 cicli a inversione completa, con un rapporto di duttilità statica pari a 4 per le strutture in CD"B". Le disposizioni di cui al precedente capoverso possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative se si rispettano le seguenti prescrizioni:

a) i collegamenti legno-legno o legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro d non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di $10d$

b) nelle pareti e nei diaframmi con telaio in legno, il diametro d dei chiodi non è superiore a 3.1 mm e il materiale di rivestimento strutturale è di legno o di materiale da esso derivato, con uno spessore minimo pari a $4d$.

in alternativa alle prescrizioni di cui sopra, per le zone dissipative di classe CD"B", i collegamenti meccanici a gambo cilindrico possono essere progettati per garantire lo sviluppo di almeno una cerniera plastica nel gambo dei connettori metallici in accordo ai meccanismi di collasso. Particolare attenzione dovrà essere rivolta a impedire rotture fragili.

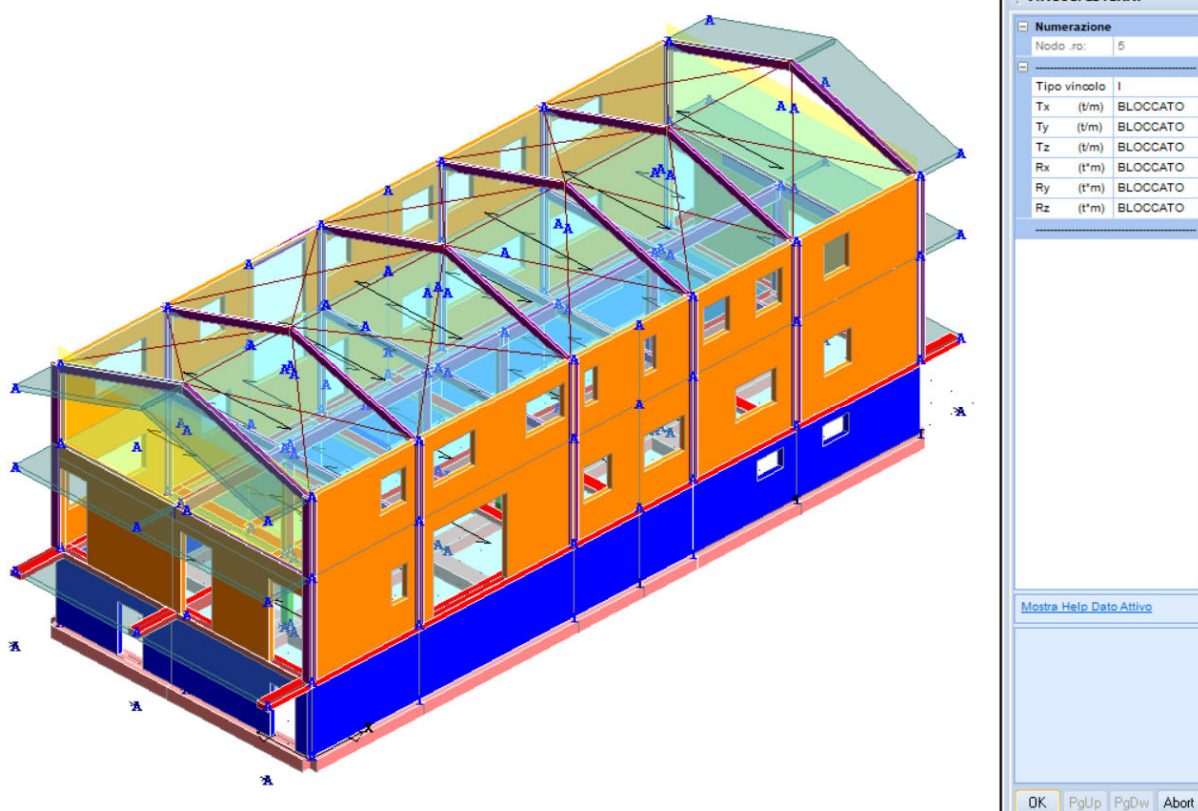
-Analisi di interazione terreno-struttura

La fondazione è stata modellata su suolo elastico alla Winkler, ai sensi del §7.2.6, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

Modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A.

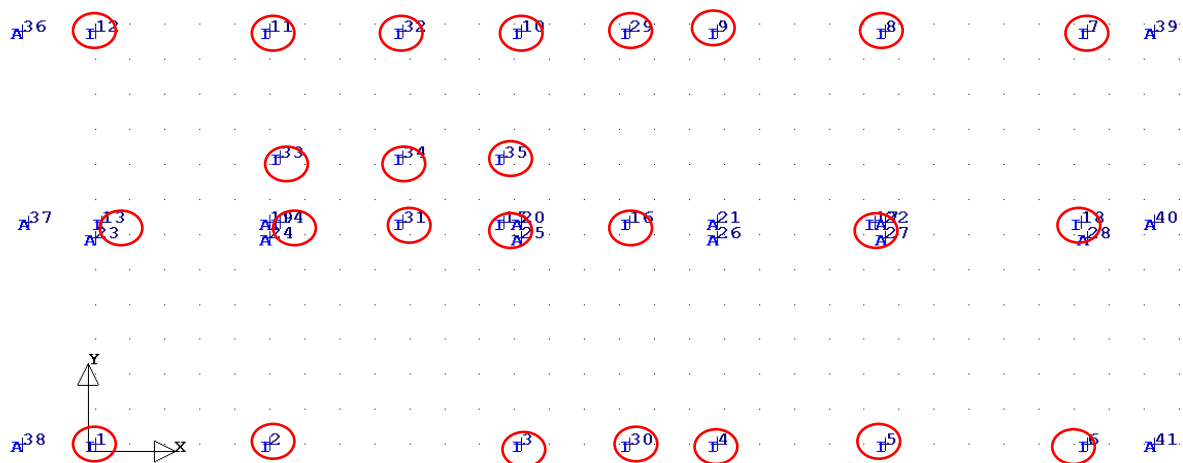
RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



In pianta a quota n.0 si riportano i vincoli:

vincoli I =incastro vincolo A= libero



RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

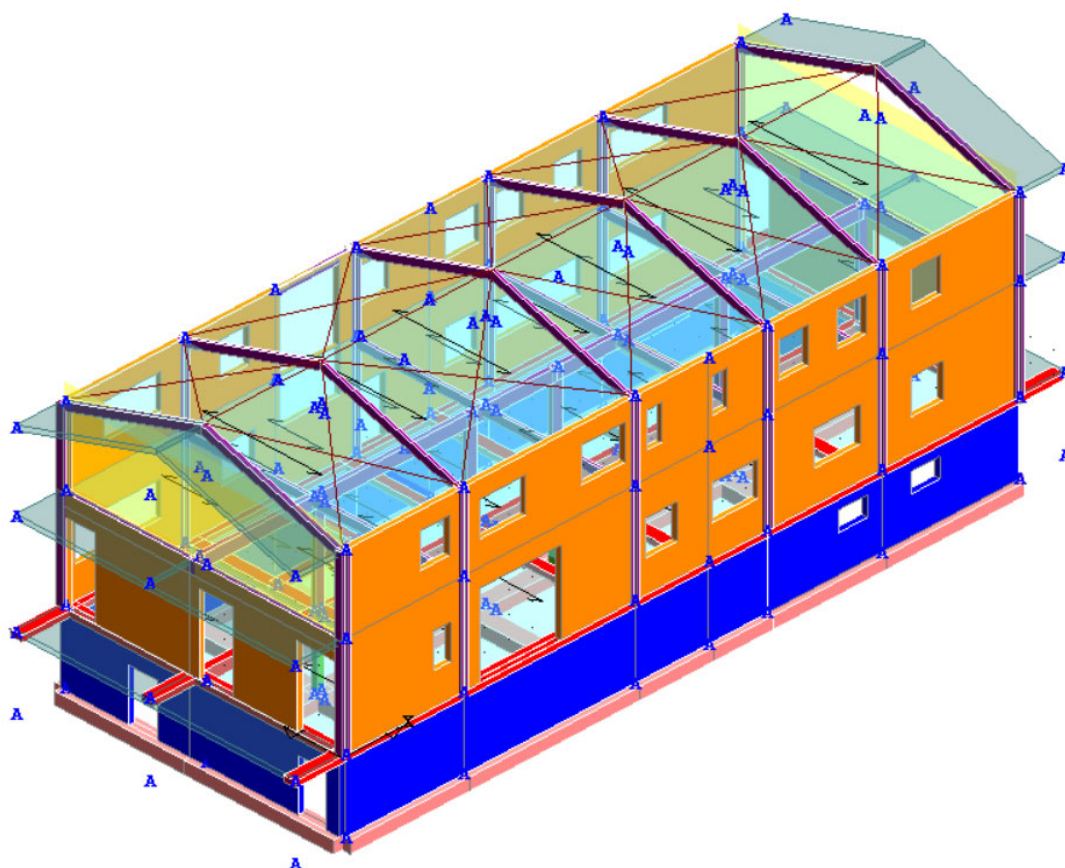
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Vita Nominale	>=100 Anni
Classe d'Uso	IV
Caratteristiche Sito	
Longitud. Est	13.15595
Latitud. Nord	43.03642
Categ. Suolo	A
Coeff. Topogr	1

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO

Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X						DIREZIONE Y					
				Taqlante Comb. (t)	Taqlante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta	Taqlante Comb. (t)	Taqlante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta
1	2,90	368,92	0,0	138,37	116,92	0,02	5838866	0,0	0,000	127,78	115,12	0,07	1635707	0,0	0,001
2	6,97	154,43	-68,0	27,87	-1,69	-0,02	80158	-98,7	0,006	33,57	-2,12	-0,07	30059	-98,2	0,015
3	10,10	68,43	-68,6	27,87	0,05	0,00	68370	-18,4	0,003	30,08	0,16	0,00	41103	36,7	0,005

Modello strutturale con travi Winkler e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo B del sito in esame.



RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

VARIAZIONI MASSE E RIGIDENZE DI PIANO

Piano N.ro	Quota (m)	Peso (t)	Variaz. (%)	DIREZIONE X						DIREZIONE Y					
				Taqlante Comb. (t)	Taqlante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta	Taqlante Comb. (t)	Taqlante modale (t)	Spost. (mm)	Klat. (t/m)	Variaz. (%)	Teta
0	2,80	368,78	0,0	152,64	178,74	0,07	2627361	0,0	0,001	221,14	174,62	0,36	490652	0,0	0,003
6	6,97	154,19	-55,7	152,64	-9,64	-0,07	131003	-95,0	0,004	113,00	-19,43	-0,46	42609	-51,3	0,011
10	10,10	68,43	-55,6	60,43	-3,43	0,00	2491449	1801,80	0,000	55,91	0,99	0,11	8910	-79,1	0,020

La risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione è almeno pari al 70% di quella ottenuta con identico modello strutturale con vincoli fissi e input sismico di tipo A. Verifica soddisfatta.

Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc....) Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

- Legame parabola rettangolo per il cls;
- Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio.

Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	SI
SLD	SI
SLV	SI
SLC	SI
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI-CON NTC18 SOLO APPROCCIO 2

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

SLU terreno A2 – Approccio 1

NON PREVISTA DALLE NTC18

Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU ed SLE.

In particolare, per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre, le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

3.1. Sovraccarichi

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione dell'edificio sono descritti in tab. 3.1.II – valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni del §3.4.1 Sovraccarichi delle NTC18. Le azioni sono costituite: q_k i carichi verticali uniformemente distribuiti; Q_k i carichi verticali concentrati; H_k i carichi orizzontali lineari

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
	Ambienti ad uso residenziale			
A	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
B	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

I sovraccarichi verticali concentrati Q_k riportati nella Tab. 3.1.II, ai sensi del §3.1.4.2, formano oggetto di verifiche locali distinte e non si applicano contemporaneamente ai carichi verticali ripartiti utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme; essi devono essere applicati su impronte di carico appropriate all'utilizzo ed alla forma dell'orizzontamento; in assenza di precise indicazioni può essere considerata una forma dell'impronta di carico quadrata pari a 50 x 50 mm.

I sovraccarichi orizzontali lineari H_k riportati nella Tab. 3.1.II, ai sensi del §3.1.4.3 devono essere utilizzati per verifiche locali e non si combinano con i carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel suo insieme. I sovraccarichi orizzontali lineari devono essere applicati alle pareti alla quota di 1,20 m dal rispettivo piano di calpestio; devono essere applicati ai parapetti o ai mancorrenti alla quota del bordo superiore. Le verifiche locali riguardano, in relazione alle condizioni d'uso, gli elementi

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

verticali bidimensionali quali i tramezzi, le pareti, i tamponamenti esterni, comunque realizzati, con l'esclusione dei divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

3.2. Analisi dei carichi

SOLAIO PRIMO IMPALCATO (PREDALLES)			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	Predalles 4+20+4	365 Kg/m ²	365 Kg/m²
G2	massetto alleggerito 600 kg/m ³ 10cm	60 Kg/m ²	209 Kg/ m²
	tappeto acustico	11 Kg/m ²	
	isolante EPS	2.5 Kg/m ²	
	impianto pavimento 4.5cm	55 Kg/m ²	
	pavimento	40 Kg/m ²	
	divisori leggeri	40 Kg/m ²	
Qk	[B] uffici		300 Kg/ m²

SOLAIO SECONDO IMPALCATO (LEGNO)			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	Peso proprio (travature) 800 kg/m ³	34 Kg/m ²	64 Kg/ m²
	Xlam sp. 6cm a 3 strati	30 Kg/m ²	
G2	massetto alleggerito 600 kg/m ³ 10cm	60 Kg/m ²	206 Kg/ m²
	tappeto acustico	11 Kg/m ²	
	isolante EPS	0.3 Kg/m ²	
	impianto pavimento 4.5cm	55 Kg/m ²	
	pavimento	40 Kg/m ²	
	divisori leggeri	40 Kg/m ²	

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Qk	[A] abitazioni	200 Kg/m ²	200 Kg/ m²
----	----------------	-----------------------	------------------------------

SOLAIO COPERTURA (LEGNO)			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	Peso proprio (travature) 800 kg/m ³	34 Kg/m ²	64 Kg/ m²
	Xlam sp. 6cm a 3 strati	30 Kg/m ²	
	Coibente, sughero, lana di roccia	37 Kg/m ²	100 Kg/ m²
	Doppia lamina acciaio 0.4+0.4mm	63 Kg/m ²	
Qk	[H] coperture		50 Kg/ m²

BALLATOIO C.A.			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	soletta c.a. 15cm	375 Kg/m ²	375 Kg/m²
G2	massetto pendenze 6cm 600 kg/m ²	36 Kg/m ²	76 Kg/ m²
	pavimento	40 Kg/m ²	
Qk	scale comuni, ballatoi	400 Kg/m ²	400 Kg/ m²

BALLATOIO LEGNO			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	travi e tavolato	23 Kg/m ²	23 Kg/ m²
G2	massetto pendenze 6cm 600 kg/m ²	36 Kg/m ²	76 Kg/ m²
	pavimento	40 Kg/m ²	
Qk	scale comuni, ballatoi	400 Kg/m ²	400 Kg/ m²

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

SCALA XLAM			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	soletta xlam 15cm (600 kg/m ²)	90 Kg/m ²	90 Kg/ m²
G2	massetto pendenze 6cm 600 kg/m ²	36 Kg/m ²	76 Kg/ m²
	pavimento	40 Kg/m ²	
Qk	scale comuni, ballatoi	400 Kg/m ²	400 Kg/ m²

PANNELLO XLAM			
	TIPO	PESO	TOTALE
G1	Pannello XLAM		70 Kg/ m²

3.3. Azione sismica

Per quanto riguardano le azioni sismiche, è stato utilizzato lo spettro di risposta riferito alla risposta sismica locale in quanto è risultato di maggiore dimensione rispetto allo spettro proposto dalla normativa.

Riepilogo Parametri sismici:

Caratt. Costruzione		Caratteristiche Sisma	
Vita Nominale	>=100 Anni	Direzione sisma	0
Classe d'Uso	IV	Sisma Verticale	NO
Caratteristiche Sito		Numero modi	45
Longitud. Est	13.15595	Tipo Combinaz.	CQC
Latitud. Nord	43.03642	Coeff.di Smorz.	0,05
Categ. Suolo	B	Verif.N fondaz.	NO
Coeff. Topogr	1	Effetti p-delta	NO
SistCostrDir1	Altro	DistrAcc.AnStat	Triangolare
SistCostrDir2	Altro		
Regol.Altezza	SI		
Regol. Pianta	SI		
Sp. Rel. Nodi	Tutti		
IncrMensSismV	SI		
SismVertParz.	NO		

Parametri spettro riferiti alla risposta sismica locale:

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Attivo	SI
Pvr	0,81
Tr	120
Ag/g	0,183894
Fo	3,493293
T'c	0,3058188
Fv	1,147599
TB	0,1106
TC	0,2118
TD	2,084
Ss	1
Spost.Rel	0.0066 h

SLO

Attivo	SI
Pvr	0,63
Tr	201
Ag/g	0,2793986
Fo	2,965668
T'c	0,32
Fv	1,280722
TB	0,1469
TC	0,2248
TD	2,188
Ss	1
Spost.Rel	0.010 h
Verif. Resist.	SI

SLD

Attivo	SI
Pvr	0,1
Tr	1898
Ag/g	0,5653007
Fo	3,091983
T'c	0,3483312
Fv	1,938314
TB	0,1505
TC	0,2715
TD	2,888
Ss	1
Spost.Rel	NESSUNO

SLV

Attivo	SI
Pvr	0,05
Tr	2475
Ag/g	0,6276962
Fo	3,115043
T'c	0,3512101
Fv	2,028055
TB	0,1506
TC	0,3019
TD	3
Ss	1
Spost.Rel	NESSUNO

SLC

Dalla relazione geologica del dott. Geol. Daniele Stronati risulta la categoria di sottosuolo B e Categoria topografica T1.

3.4. Azione del vento

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del D.M. 17/01/18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 gennaio 2019 n. 7. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Vengono utilizzati i seguenti parametri per il calcolo dell'azione del vento:

Zona geografica	Zona 3	Velocità (m/s)	32,8815
Altezza SLM (m)	732	Pressione kg/mq	67,5746
Dist. costa (km)	55	Categ. Esposiz.	IV
Tempo Rit.(anni)	100		
Classe Rugosità	B		
Casi Aperture	Caso 3	Num. Direz Ingr.	2
Coeff. Topograf.	1	Angolo Direz 1	0
Coeff. Dinamico	1	Angolo Direz 2	90
Coeff. Attrito	0.01	Angolo Direz 3	45

3.5. Azione della neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture, ove presente, è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

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

in cui si ha:

- q_s = carico neve sulla copertura;
- μ_i = coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr.§ 3.4.5);
- q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m²], fornito al (Cfr.§ 3.4.2) delle N.T.C. 2018 per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E = coefficiente di esposizione di cui al (Cfr.§ 3.4.3);
- C_t = coefficiente termico di cui al (Cfr.§ 3.4.4).

Vengono utilizzati i seguenti parametri per il calcolo dell'azione della neve:

Flag Attivazione	SI
Zona geografica	II
Altezza SLM (m)	732
Tipo Esposizione	Normale
Coeffic. Termico	1
Coeffic. Forma	0,8
Tempo Rit.(anni)	50
Coeffic. Esposiz	1
Q riferim. kg/mq	281
Q neve kg/mq	224

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

3.6. Combinazioni di carico

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal D.M. 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni per cui si rimanda al § 2.5.3 delle N.T.C. 2018. Queste sono:

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.) (2.5.1);
- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7 (2.5.2);
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili (2.5.3);
- Combinazione quasi permanente (S.L.E.), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (2.5.4);
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2 form. 2.5.5);
- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto Ad (v. § 3.6 form. 2.5.6).

Nelle combinazioni per S.L.E., si intende che vengono omessi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 . Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.). Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire "combinato con". I valori dei coefficienti parziali di sicurezza γ_{Gi} e γ_{Qj} sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I. Nel caso delle costruzioni civili e industriali le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni già fornita in § 2.5.3 form. 3.2.16 delle N.T.C. 2018. Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai carichi gravitazionali (form. 3.2.17). I valori dei coefficienti ψ_{2j} sono riportati nella Tabella 2.5.I. La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme. Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali. La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva. La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono riportati nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

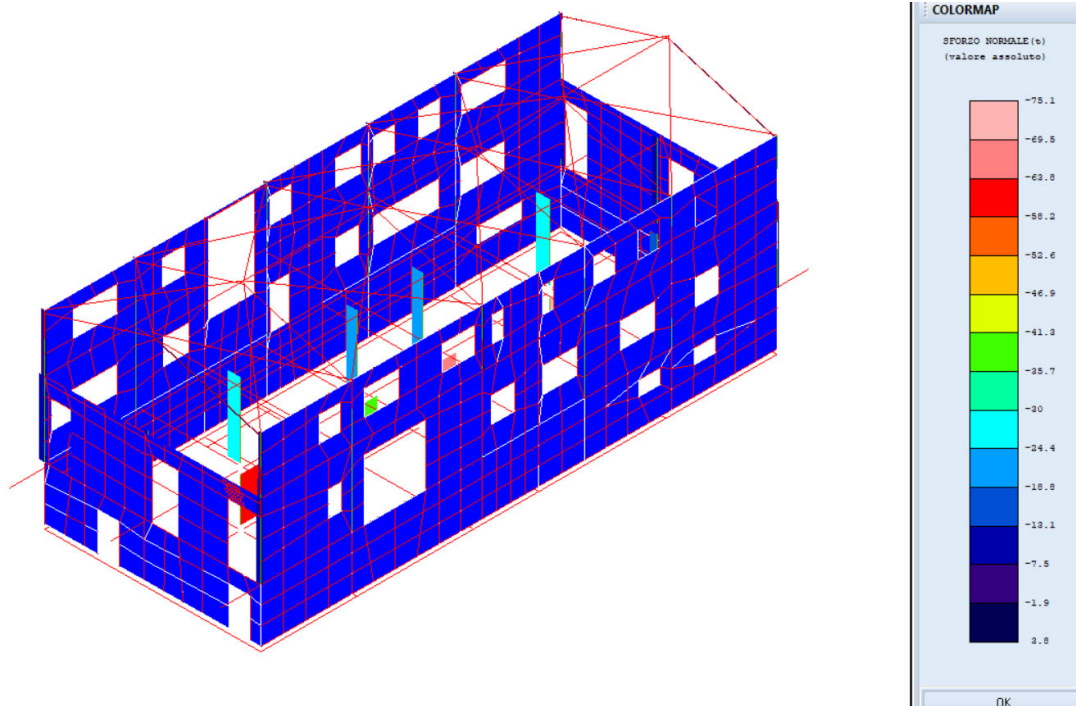
RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

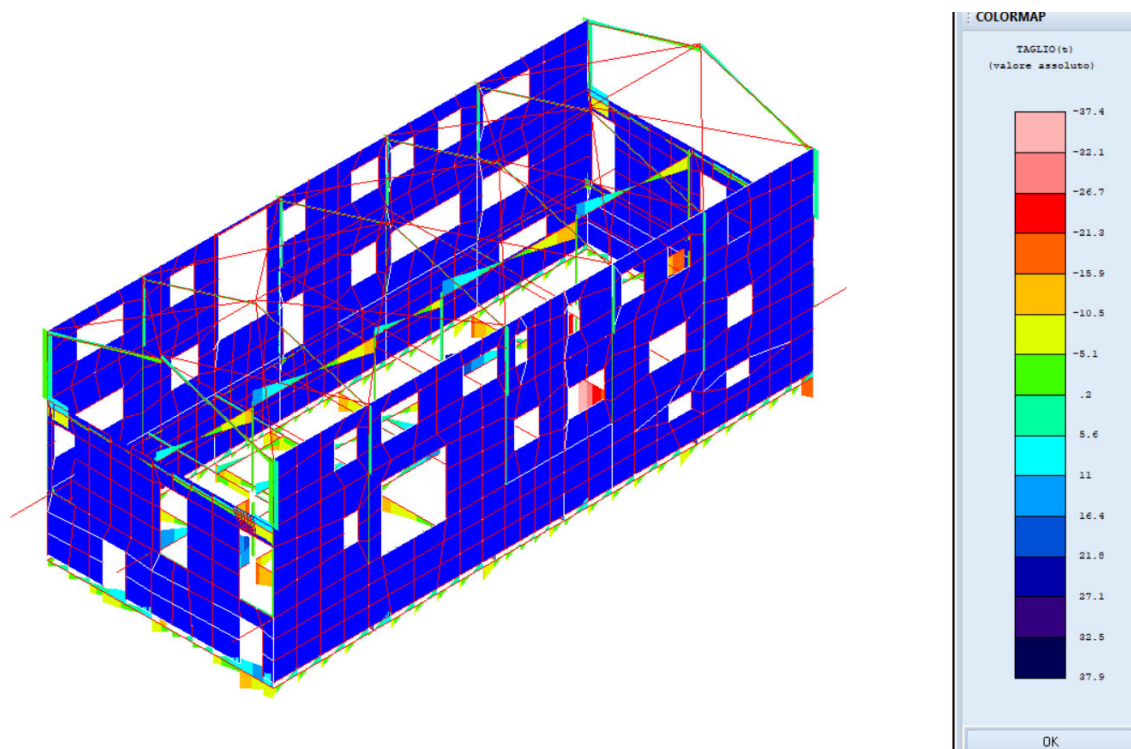
- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):
$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.1]
- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:
$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.2]
- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.3]
- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:
$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$
 [2.5.4]
- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:
$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$
 [2.5.5]

1. SOLLECITAZIONI

Risultati dell'analisi ai carichi sismici: involucro delle combinazioni.



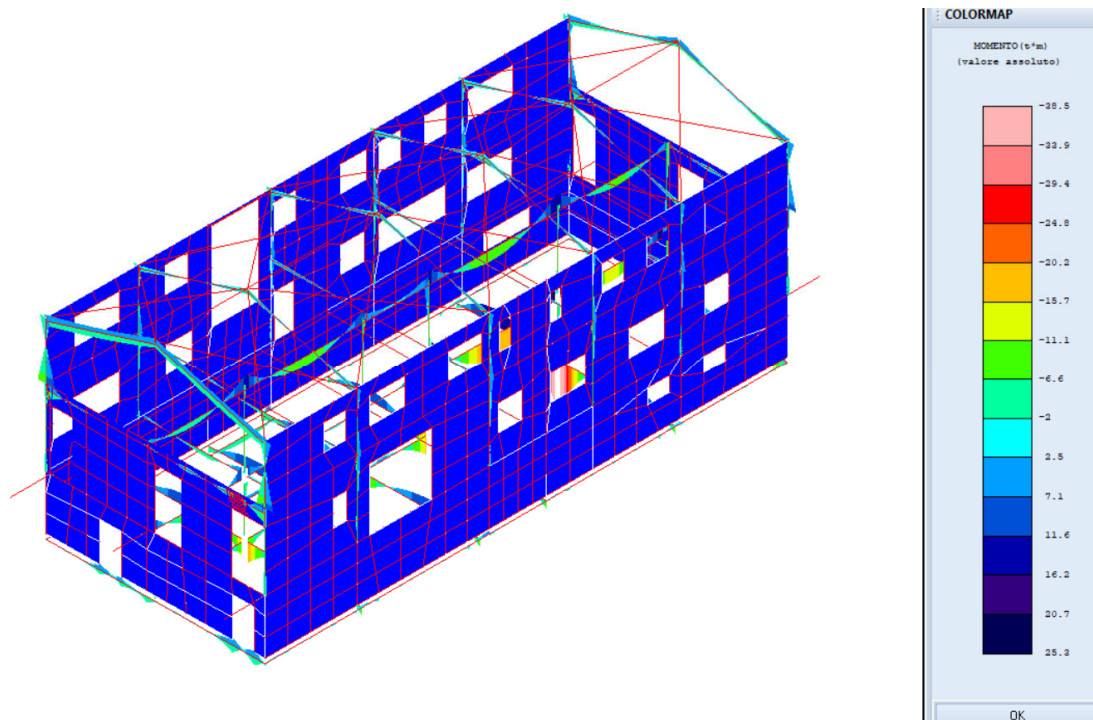
Sforzo normale – involucro SLV



Taglio in X e Y – involucro SLV

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



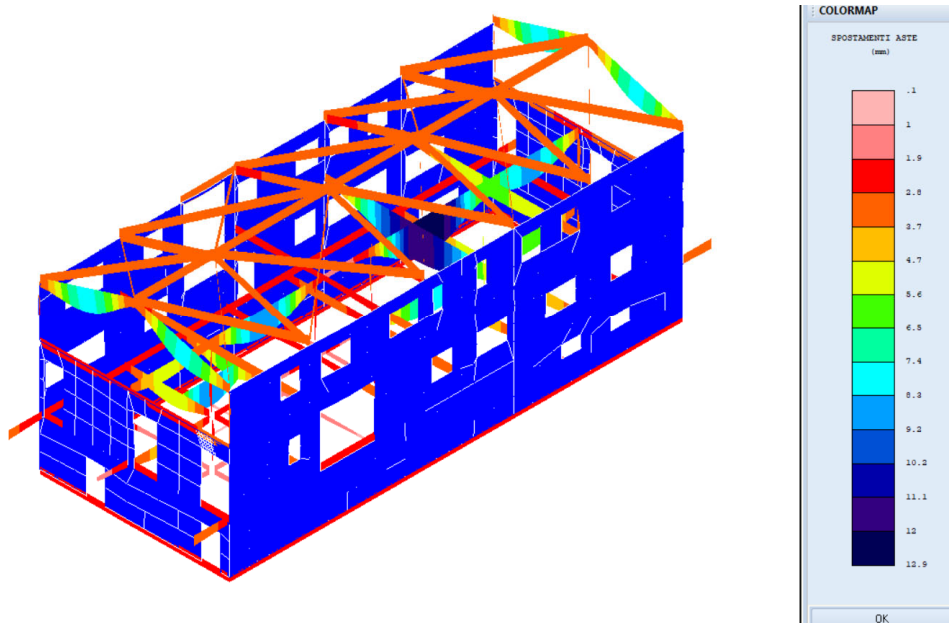
Momento in X e Y – involucro

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

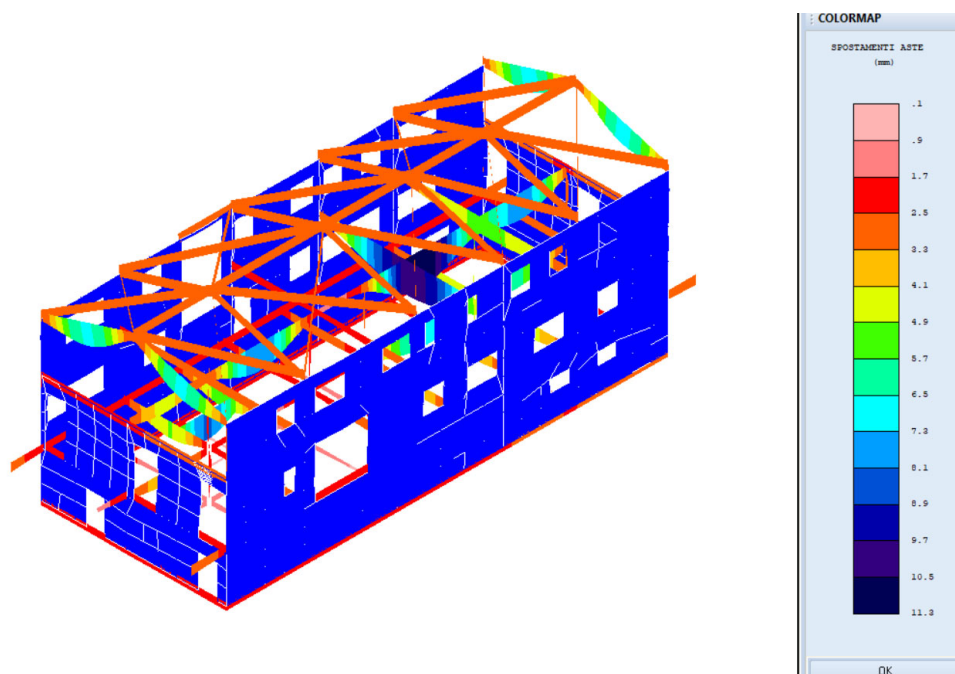
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

4. DEFORMAZIONI

Vengono riportate a scopo indicativo alcune immagini raffiguranti le deformazioni a seguito delle combinazioni di carico. I dati numerici delle verifiche delle singole aste per ogni combinazione sono presenti nella Relazione di Calcolo e nella Relazione Geotecnica.



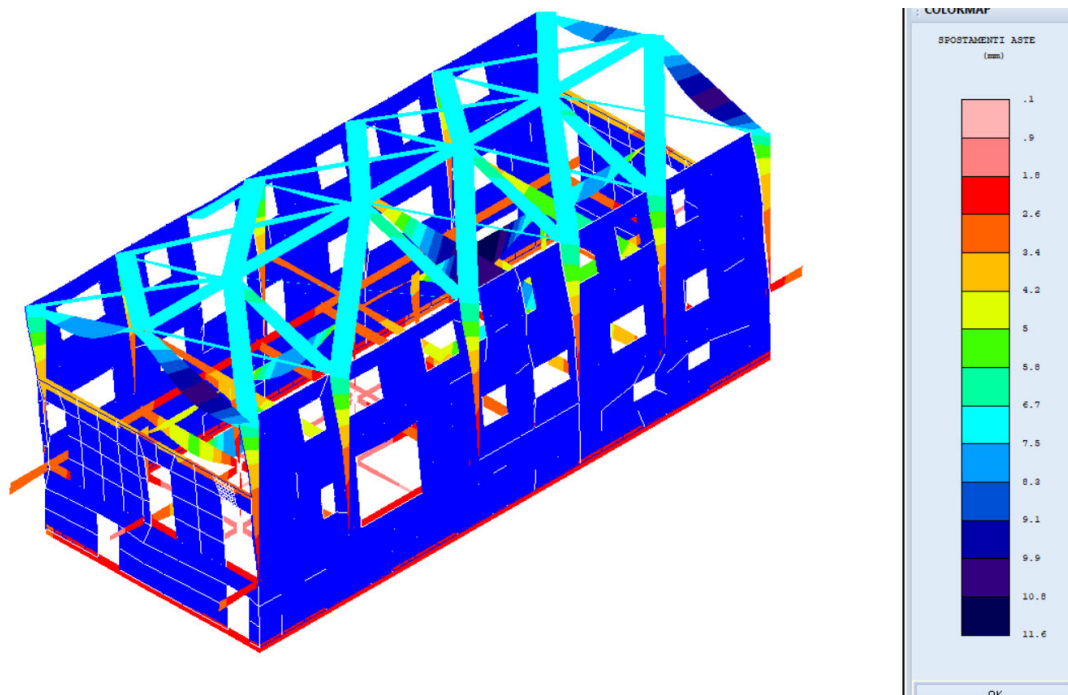
Combinazione 1 Fondamentale SLU



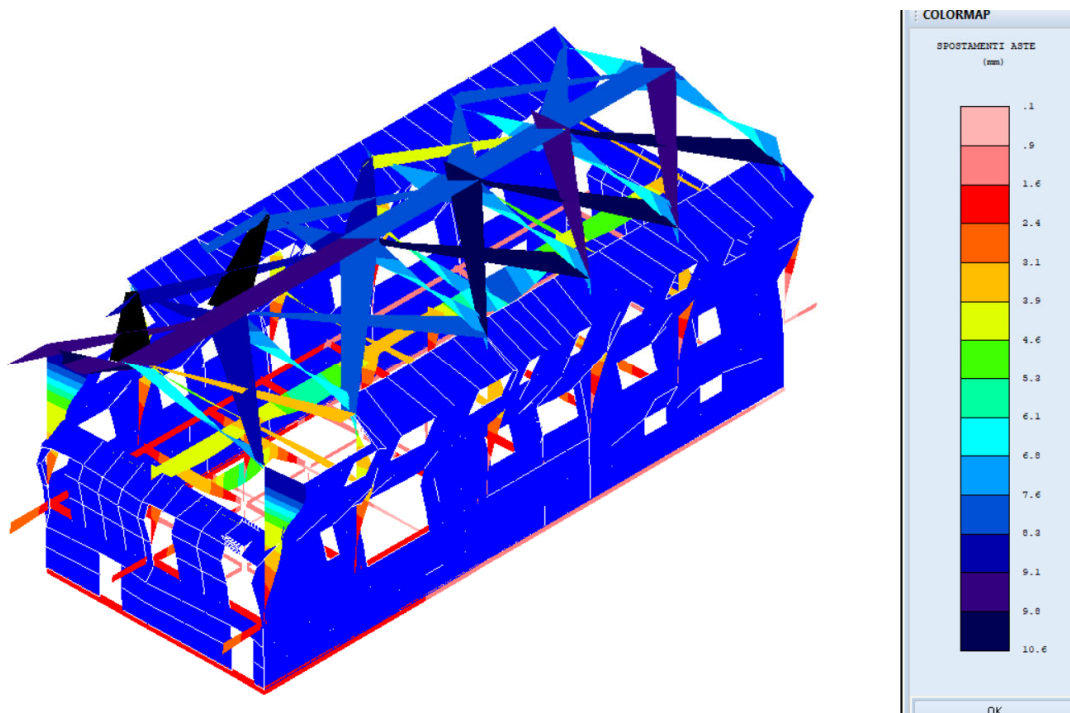
Combinazione 5 Vento X

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



Combinazione 8 Vento Y



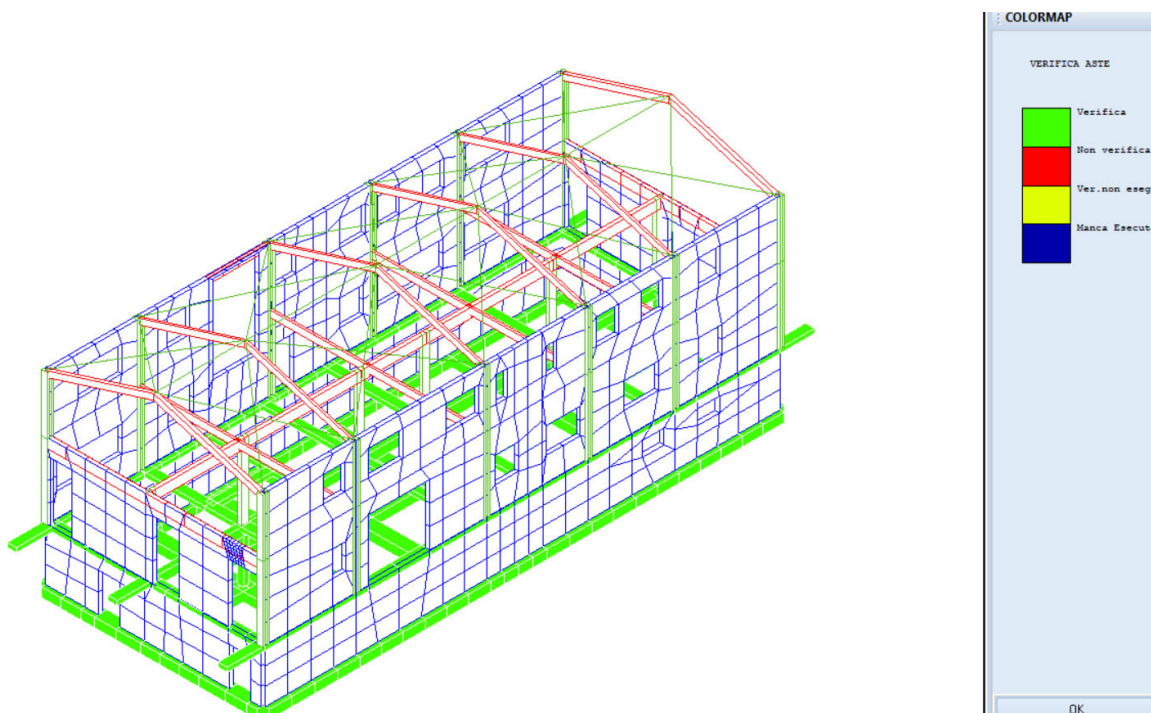
Combinazione 25 sismica

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

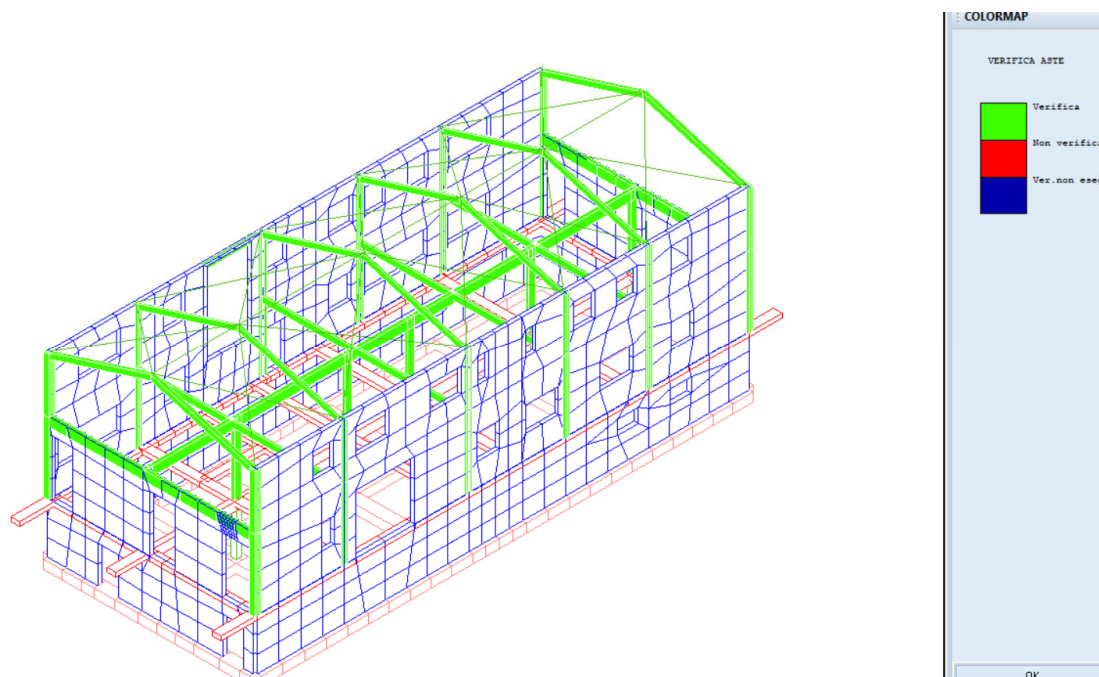
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

5. VERIFICA ELEMENTI STRUTTURALI

Vengono riportate a scopo indicativo alcune immagini raffiguranti le verifiche degli elementi strutturali. I dati numerici delle verifiche delle singole aste per ogni combinazione sono presenti nella Relazione di Calcolo e nella Relazione Geotecnica.



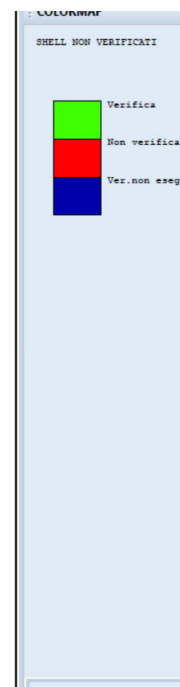
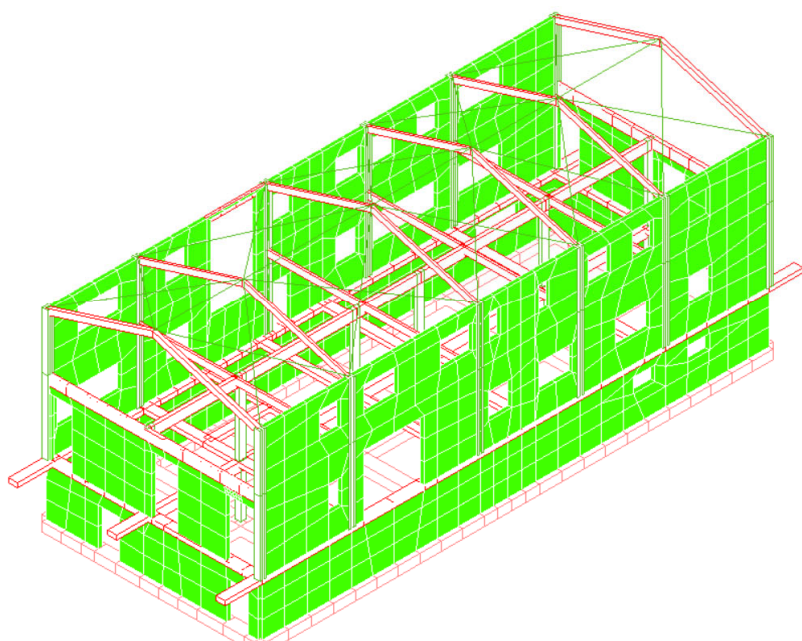
Status verifica aste in c.a.



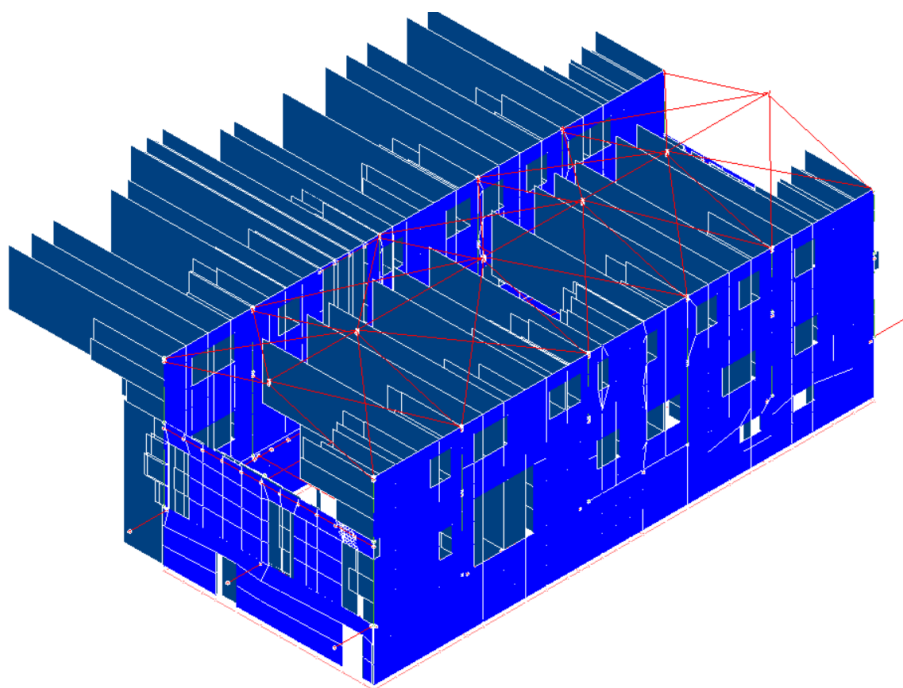
RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Status verifica aste in legno



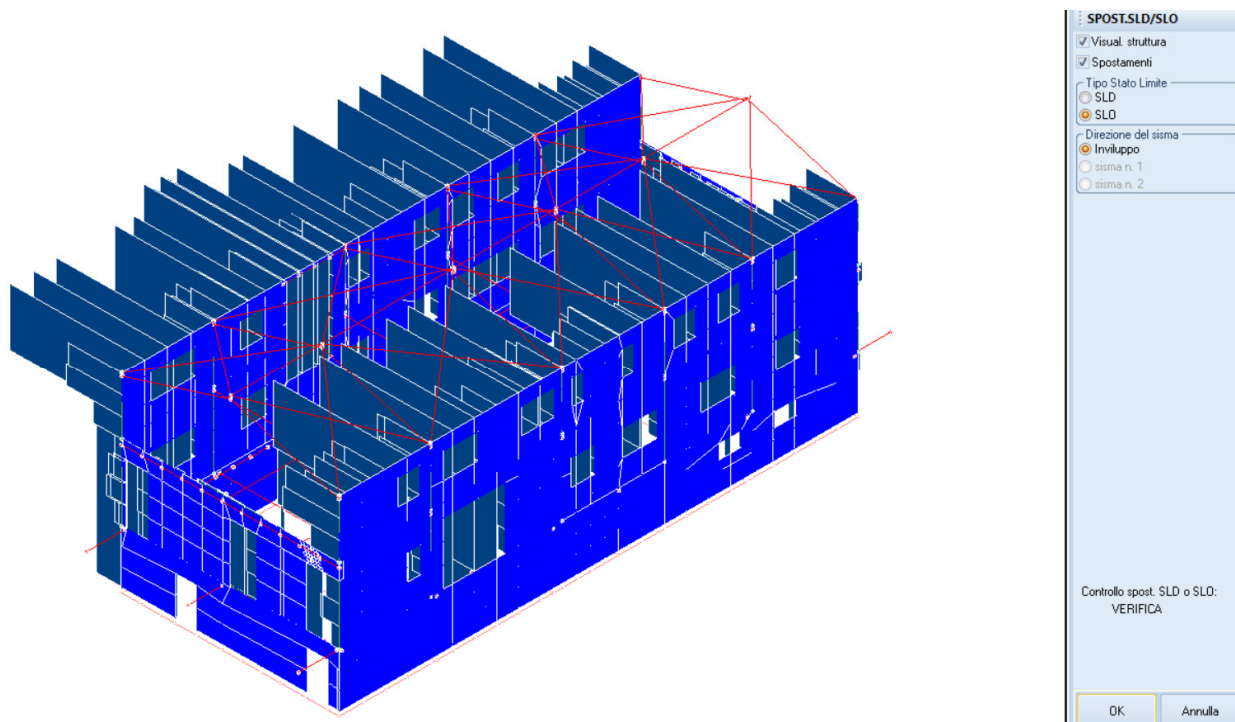
Status verifica elementi shell, Xlam / Pareti c.a.



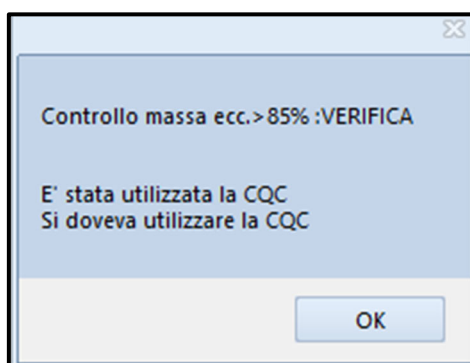
Status verifica spostamento SLD

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

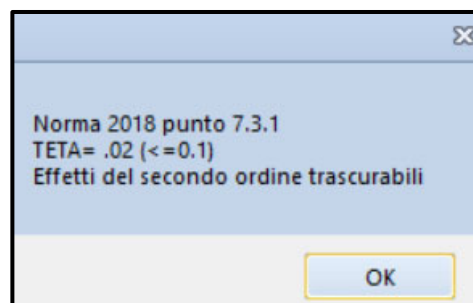
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



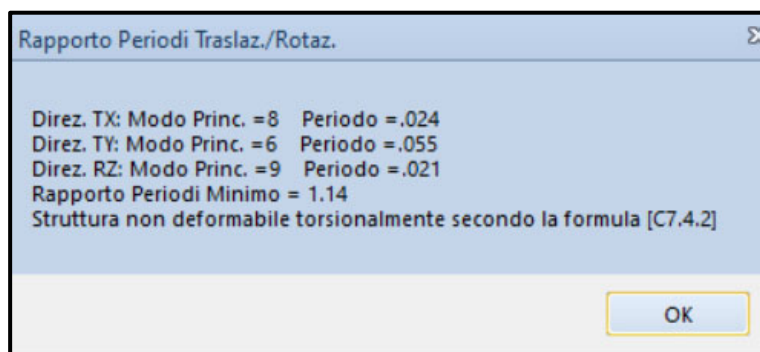
Status verifica spostamento SLO



Controllo analisi Dinamica



Controllo effetti secondo ordine



RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

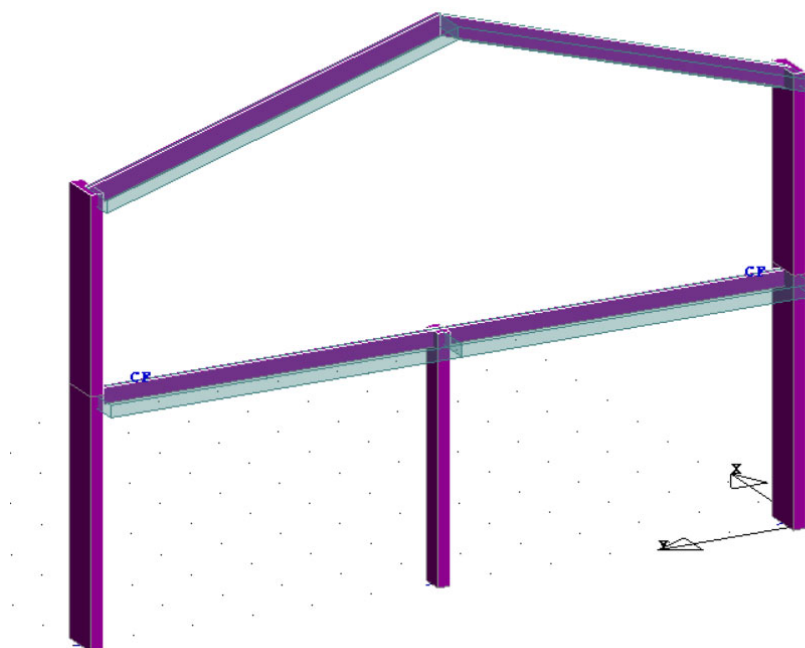
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Controllo struttura deformabile torsionalmente

6. VERIFICHE AGGIUNTIVE

7.1. Verifica travi 2° impalcato e travi 12/32 di copertura

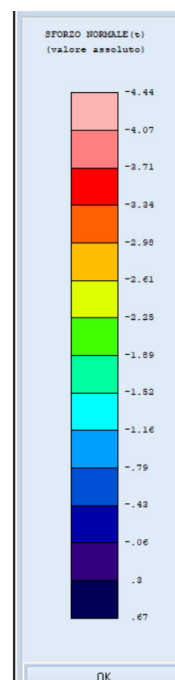
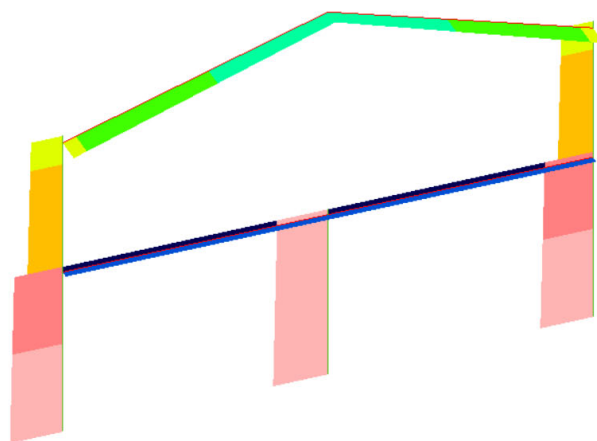
Per la verifica delle travi di copertura 12/32 e le travi 12/36 del secondo impalcato è stata eseguita una verifica mediante il software di calcolo CDS Win 2021, di seguito si riporta il modello. Il carico inserito come carico ballatoio è il solaio di copertura e il solaio di interpiano (vedi §4.1 – analisi dei carichi) per uno sbalzo di 80 cm.



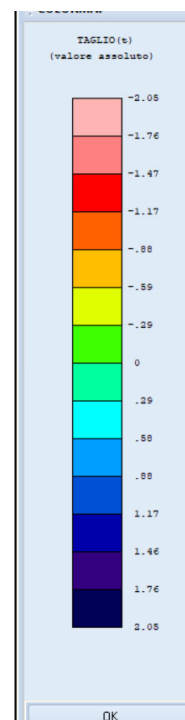
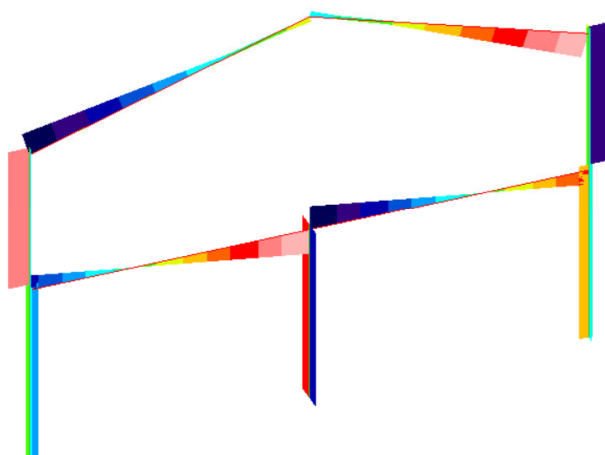
RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Sollecitazioni



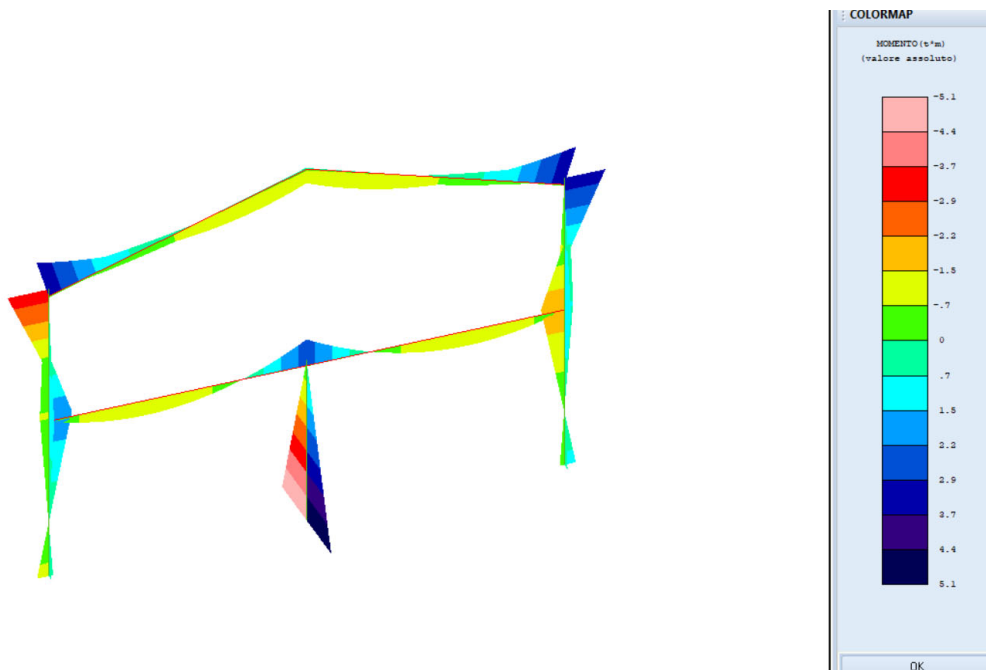
Sforzo normale



Forza di taglio x e y

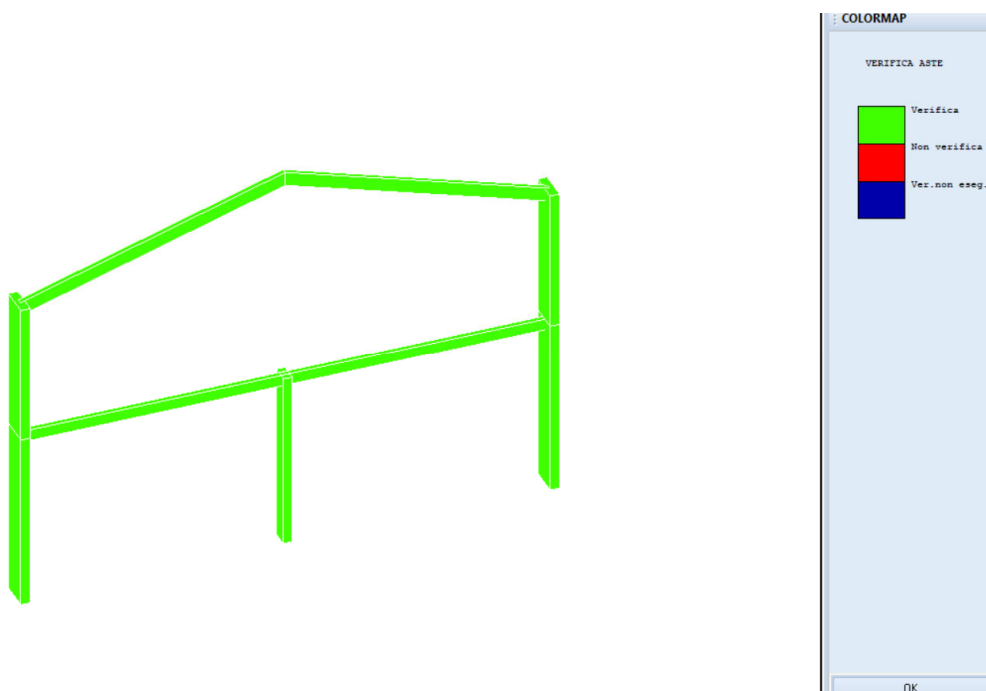
RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



Momento x e y

Verifiche strutturali



Le verifiche strutturali si riportano nel tabulato di calcolo.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

7.2. Verifica trave 24/12 balcone 2° impalcato

Verifiche di resistenza SLU					
VERIFICA A FLESSIONE (4.4.8.1.6)					
eq. 4.4.5a	0,624	OK			
eq. 4.4.5b	0,437				
b	240 mm				
h	120 mm				
luce	2000 mm				
σ_{mvd}	25,83 N/mm ²				
k_{mod}	0,8		durata del carico MEDIA classe di servizio 1		
$f_{m,k}$	75,00 N/mm ²		GL75		
γ_M	1,45		legno lamellare		
k_h	1,05				
f_{mvd}	41,37931034 N/mm ²				
k_m	0,7		sezione rettangolare		
σ_{mzd}	0,00 N/mm ²				
f_{mzd}	41,37931034 N/mm ²				
				INPUT	
γ	0,000008 N/mm ³	peso specifico trave	800 kg/mc		
G_2	0,00076 N/mm ²	permanenti	76 kg/mq		
Q	0,004 N/mm ²	accidentali	400 kg/mq		
q	7,44 N/mm	comb fondamentale			
M_v	14879040 N mm	mensola	$M_v = q L^2 / 2$		
M_t	0 N mm	mensola	$M_t = q \sin \alpha L^2 / 8$		
W	576000 mm ³				
i	1000 mm	interasse tra le travi			
α	0°	angolo di inclinazione trave attorno al suo asse			
VERIFICA A TAGLIO (4.4.8.1.9)					
τ_d	0,697 N/mm ²	$\tau_d \leq f_{v,d}$	OK		
f_{vk}	4,5 N/mm ²	lamellare		0,00096000	
f_{vd}	2,483 N/mm ²				
T	7440 N				
k_{cr}	0,56	per legno massiccio $k_{cr}=2,0/f_{v,k}$, per legno lamellare $k_{cr}=2,5/f_{v,k}$			

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
 Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
 Geol. Daniele Stronati

Verifica di deformazione SLE					
W_{it}	1,913 mm				
q rara	4,990 N/mm				
luce	2000 mm				
E	16800 N/mm ²				
J	34560000 mm ⁴				
b	240 mm				
h	120 mm				
G	850 N/mm ²		W_{it}	1,913 mm	
A*	24000 mm ²		l/300	6,67 mm	
					ok
$W_{1,it}$	1,533 mm				
q rara	4,000 N/mm	solo variabili			
E	16800 N/mm ²				
J	34560000 mm ⁴				
G	850 N/mm ²				
A*	24000 mm ²				
W_{dir}	0,607 mm				
k_{def}	0,5	lamellare classe servizio 1			
q frequente	0,990 N/mm				
E	10500 N/mm ²				
J	34560000 m ⁴				
G	531 N/mm ²		$W_{1,it}+W_{dir}$	2,141 mm	
A*	24000 mm ²		l/200	10,000 mm	
					ok
$W_{2,it}$	0,767 mm				
Ψ_{11}	0,5	comb frequente x variabili	abitazioni		
q	2,000 N/mm				
E	16800 N/mm ²				
J	34560000 m ⁴				
G	850 N/mm ²		$W_{2,it}+W_{dir}$	1,374 mm	
A*	24000 mm ²		l/200	10,000 mm	
					ok

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti -
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli -
Geol. Daniele Stronati

7.3. Verifica trave 24/10 balcone copertura

Verifiche di resistenza SLU					
VERIFICA A FLESSIONE (4.4.8.1.6)					
eq. 4.4.5a	0,617	OK			
eq. 4.4.5b	0,432				
b	240 mm				
h	100 mm				
luce	2000 mm				
σ_{myd}	25,55 N/mm ²				
k_{mod}	0,8		durata del carico MEDIA classe di servizio 1		
$f_{m,k}$	75,00 N/mm ²		GL75		
γ_M	1,45		legno lamellare		
k_h	1,08				
f_{myd}	41,37931034 N/mm ²				
k_m	0,7		sezione rettangolare		
σ_{mzd}	0,00 N/mm ²				
f_{mzd}	41,37931034 N/mm ²				
γ	0,000008 N/mm ³		peso specifico trave	INPUT	
G_2	0,001 N/mm ²		permanenti	800	kg/mc
Q	0,00224 N/mm ²		accidentali	100	kg/mq
q	5,11 N/mm		comb fondamentale	224	kg/mq
M_y	10219200 N mm		mensola	$M_y = q L^2 / 2$	
M_z	0 N mm		mensola	$M_z = q \sin \alpha \cdot L^2 / 8$	
W	400000 mm ³				
i	1000 mm		interasse tra le travi		
α	0 °		angolo di inclinazione trave attorno al suo asse		
VERIFICA A TAGLIO (4.4.8.1.9)					
τ_d	0,575 N/mm ²	$\tau_d \leq f_{v,d}$	OK		0,00080000
$f_{v,k}$	4,5 N/mm ²		lamellare		
f_{vd}	2,483 N/mm ²				
T	5110 N				
k_{cr}	0,56	per legno massiccio $k_{cr} = 2,0 / f_{v,k}$, per legno lamellare $k_{cr} = 2,5 / f_{v,k}$			

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Verifica di deformazione SLE						
W_{ist}	2,229	mm				
q rara	3,432	N/mm				
l luce	2000	mm				
E	16800	N/mm ²				
J	20000000	mm ⁴				
b	240	mm				
h	100	mm				
G	850	N/mm ²		W_{ist}	2,229	mm
A^*	20000	mm ²		$l/300$	6,67	mm
						ok
$W_{1,ist}$	1,455	mm				
q rara	2,240	N/mm	solo variabili			
E	16800	N/mm ²				
J	20000000	mm ⁴				
G	850	N/mm ²				
A^*	20000	mm ²				
W_{dif}	1,239	mm				
k_{def}	0,6		lamellare classe servizio 1			
q frequente	1,192	N/mm				
E	10500	N/mm ²				
J	20000000	m ⁴				
G	531	N/mm ²		$W_{1,ist}+W_{dif}$	2,693	mm
A^*	20000	mm ²		$l/200$	10,000	mm
						ok
$W_{2,ist}$	0,727	mm				
ψ_{11}	0,5	comb frequente x variabili	abitazioni			
q	1,120	N/mm				
E	16800	N/mm ²				
J	20000000	m ⁴				
G	850	N/mm ²		$W_{2,ist}+W_{dif}$	1,966	mm
A^*	20000	mm ²		$l/200$	10,000	mm
						ok

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

7.4. Verifica tavolato in Xlam

Verifiche di resistenza SLU			
VERIFICA A FLESSIONE (4.4.8.1.6)			
eq. 4.4.5a	0.059	OK	
eq. 4.4.5b	0.041		
b	1000 mm		
h	60 mm		
l _{uce}	800 mm		
σ_{myd}	0.94 N/mm ²		
k_{mod}	0.8	durata del carico MEDIA classe di servizio 1	
$f_{m,k}$	30.00 N/mm ²	C30	
γ_M	1.5	legno massiccio	
k_h	1.20		
f_{myd}	16 N/mm ²		
k_m	0.7	sezione rettangolare	
σ_{mzd}	0.00 N/mm ²		
f_{mzd}	16 N/mm ²		
γ	0.000008 N/mm ³	peso specifico trave	INPUT
G_2	0.00206 N/mm ²	permanenti	800 kg/mc
Q	0.00224 N/mm ²	accidentali	206 kg/mq
q	7.07 N/mm	comb fondamentale	224 kg/mq
k_c	8	in funzione del numero di campate	
M_y	565920 N mm	appoggio-appoggio	$M_y = q \cos \alpha \cdot L^2 / 8$
M_z	0 N mm	appoggio-appoggio	$M_z = q \sin \alpha \cdot L^2 / 8$
W	600000 mm ³		
i	1000 mm	interasse tra le travi	
α	0°	angolo di inclinazione trave attorno al suo asse	
VERIFICA A TAGLIO (4.4.8.1.9)			
τ_d	0.177 N/mm ²	$\tau_d \leq f_{v,d}$ OK	0.00048000
f_{vk}	4 N/mm ²	legno massiccio	
f_{vd}	2.133 N/mm ²		
k_v	0.625	in funzione del numero di campate	
T	3537 N		
k_{cr}	0.50	per legno massiccio $k_{cr}=2,0/f_{v,k}$ per legno lamellare $k_{cr}=2,5/f_{v,k}$	

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Verifica di defomazione SLE					
trave continua su 3 appoggi		kf	2.08 in funzione del numero di campate		
deformazione istantanea (comb rara) sia permanenti che variabili					
W _{ist}	0.049 mm				
q rara	4.780 N/mm				
luce	800 mm				
E	12000	N/mm ²			
J	18000000	mm ⁴			
b	1000 mm				
h	60 mm				
G	750	N/mm ²			
A*	50000	mm ²		W _{ist}	0.049 mm
			I/300	2.67 mm	ok
deformazione istantanea (comb rara) solo variabili					
W _{1,ist}	0.023 mm				
q rara	2.240 N/mm solo variabili				
E	12000 N/mm ²				
J	18000000 mm ⁴				
G	750 N/mm ²				
A*	50000 mm ²				
deformazione differita (E/1+kdef comb frequente) solo permanenti					
W _{dif}	0.042 mm				
k _{def}	0.6				
q frequente	2.540 N/mm				
E	7500 N/mm ²				
J	18000000 m ⁴				
G	469 N/mm ²				
A*	50000	mm ²		W _{1,ist} +W _{dif}	0.065 mm
			I/200	4.000 mm	ok
deformazione istantanea solo variabili comb frequente					
W _{2,ist}	0.012 mm				
ψ ₁₁	0.5	comb frequente x variabili			
q	1.120 N/mm				
E	12000 N/mm ²				
J	18000000 m ⁴				
G	750 N/mm ²				
A*	50000	mm ²		W _{2,ist} +W _{dif}	0.053 mm
			I/200	4.000 mm	ok

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

7.5. Verifica travi sollecitate dagli elementi a sbalzo

Si effettua la verifica delle travi sollecitate dalle reazioni vincolari prodotte dagli elementi a sbalzo.

Travi a sbalzo piano primo e di copertura

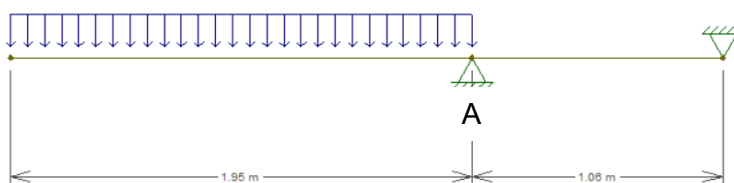
$$G_1 = 23 \text{ kg/m}^2$$

$$G_2 = 76 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{acc} = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$Q_{neve} = 224 \text{ kg/m}^2$$

Per il calcolo della reazione vincolare in A si utilizza il modello di seguito riportato.



Carico $G_1 = 23 \text{ kg/m}^2$, reazione vincolare $F = 40 \text{ kg}$

Carico $G_2 = 76 \text{ kg/m}^2$, reazione vincolare $F = 140 \text{ kg}$

Carico $Q_{acc} = 400 \text{ kg/m}^2$, reazione vincolare $F = 720 \text{ kg}$

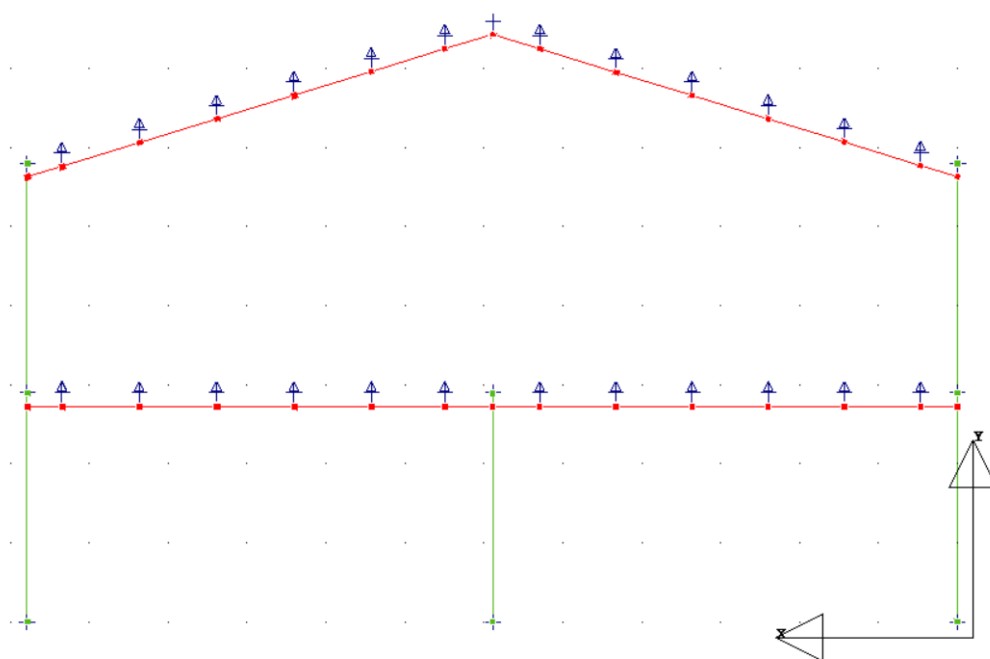
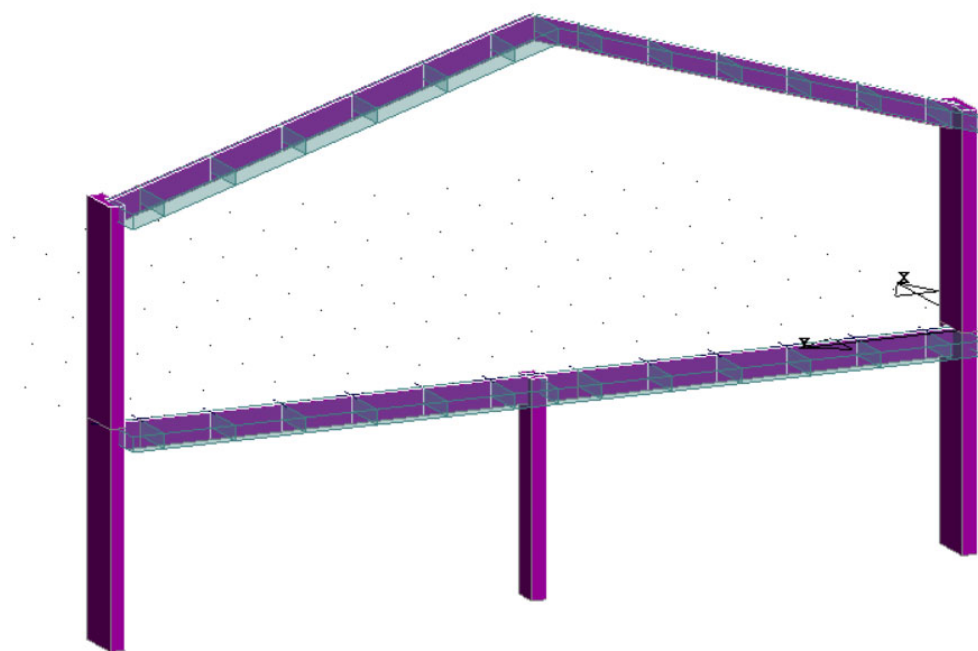
Carico $Q_{neve} = 224 \text{ kg/m}^2$, reazione vincolare $F = 400 \text{ kg}$

Carico $Q_{cop} = 50 \text{ kg/m}^2$, reazione vincolare $F = 90 \text{ kg}$

Le reazioni vincolari calcolate vengono modellate nel software CDS per verificare le travi in cui vengono inserite le forze concentrate. Di seguito si riporta il modello di calcolo.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

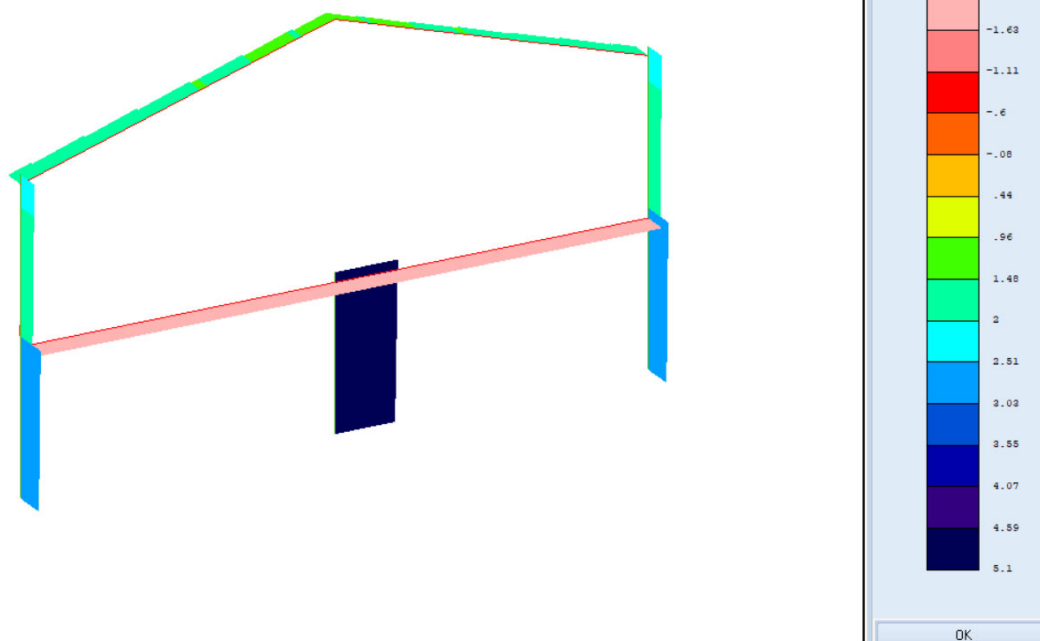
Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

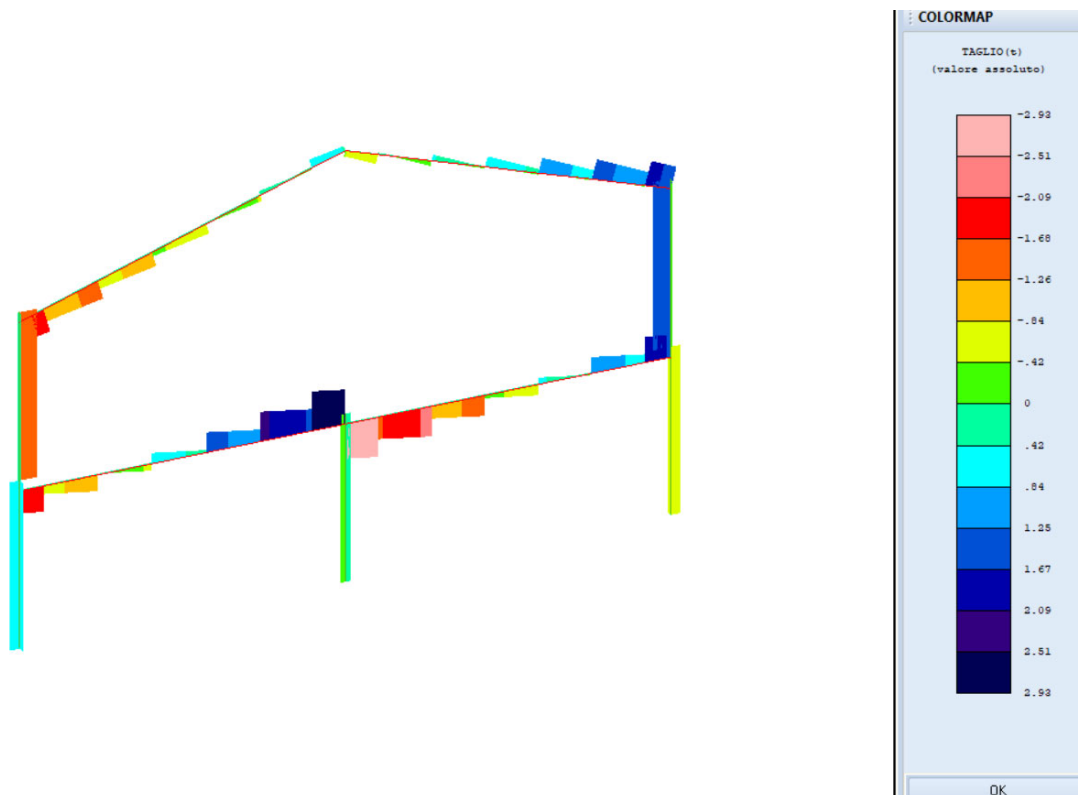
Sollecitazioni



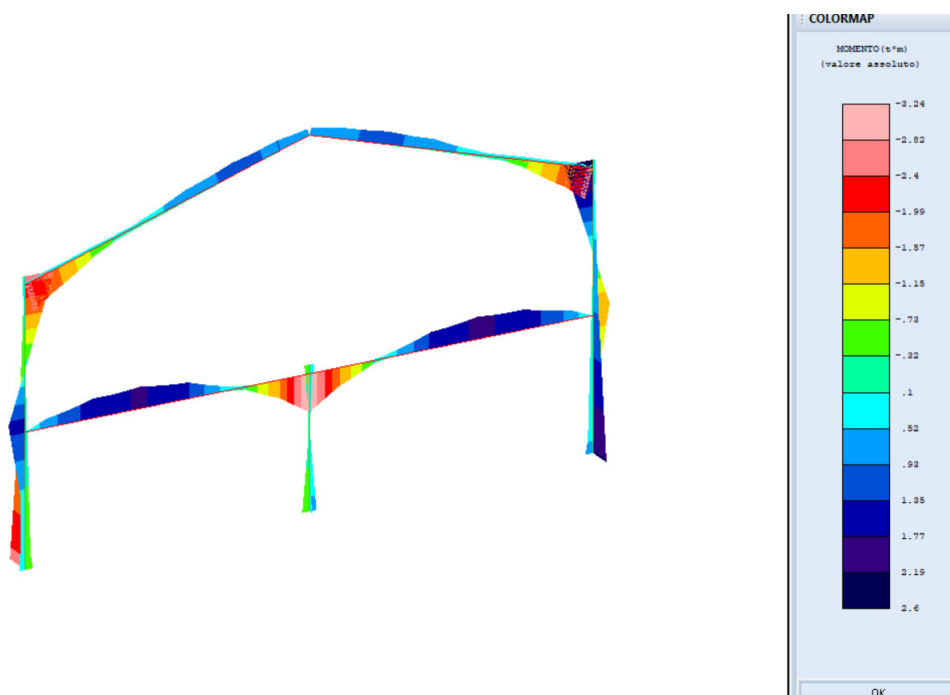
Sforzo normale

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati



Taglio in x e y

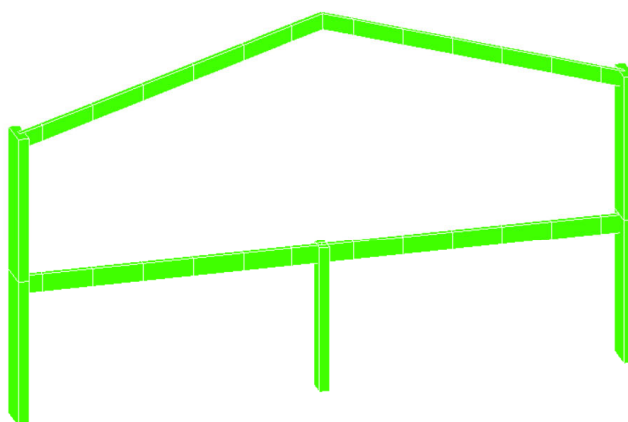


Momento x e y

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

Verifica strutturale



Le verifiche strutturali si riportano nel tabulato di calcolo.

7. SOFTWARE UTILIZZATI

8.1. Tipo di elaboratore

Le analisi e le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU ed SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17.01.2018 come in dettaglio specificato negli allegati tabulati di calcolo.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata in campo elastico lineare, per l'analisi sismica si è effettuata una analisi dinamica modale.

Produttore	S.T.S. srl
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2020
Nro Licenza	34105

Ragione sociale completa del produttore del software:

S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.

Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri

95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

<http://www.stsweb.it/area-utenti/test-validazione.html>

8.2. Informazioni sull'elaborazione

Il software è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

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

- Filtri per la congruenza geometrica del modello generato
- Controlli a priori sulla presenza di elementi non connessi, interferenze, mesh non congruenti o non adeguate.

Filtri sulla precisione numerica ottenuta, controlli su labilità o eventuali mal condizionamenti delle matrici, con verifica dell'indice di condizionamento.

Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.

Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

Rappresentazioni grafiche di post-processo che consentono di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

In aggiunta ai controlli presenti nel software si sono svolti appositi calcoli su schemi semplificati, che si riportano nel seguito, che hanno consentito di riscontrare la correttezza della modellazione effettuata per la struttura in esame.

8.3. Giudizio motivato di accettabilità

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati

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

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

RTP Mandatario: Ing. Stefano Santarelli

Mandanti: Arch. Emanuele Marco Tullio - Ing. Francesco Antonio Pieretti - Ing. Diego Cesaretti –
Ing. Marco Mancini - Arch. Stefano Pieretti - Ing. Sara Mosca - Ing. Andrea Ciarimboli –
Geol. Daniele Stronati