

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DELLE COPERTURE DEL CONVITTO "G. e M. MONTANI" DI FERMO

corso Guglielmo Marconi 35, Fermo

IMPORTO COMPLESSIVO DEL FINANZIAMENTO 365.200,00 €

PROGETTISTI STRUTTURALI:

Ing. Massimo Conti
Ing. Daniele Corbelli
Ing. Stefano Paciotti
Ing. Marco Tirabassi



PROGETTISTI ARCHITETTONICI:

Dott. Geom. Sandro Vallasciani
Arch. Maria Rita Spaziani
Ing. Alessandra Agostini
Ing. Elisa Cudini
Ing. Lucia Evandri
Ing. Eleonara Luchetti

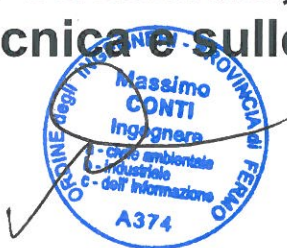
**IL RESPONSABILE DEL
PROCEDIMENTO**

IL DIRIGENTE
Ing. Ivano Pignoloni

ELABORATI STRUTTURALI

ELABORATO:

**Relazione di calcolo strutturale,
sui materiali - geotecnica e sulle
fondazioni**



SCALA:

NOME FILE:

DATA:

Dicembre 2018

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1. RELAZIONE TECNICA	2
1.1 Descrizione dello stato di fatto	2
1.2 Descrizione dell'intervento progettato.....	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
3. RELAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI	7
4. ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO	7
5. METODO E CODICI DI CALCOLO.....	9
6. AZIONI	10
6.1 Analisi dei carichi nuova copertura.....	10
6.2 Combinazioni di carico	10
7. ADEGUAMENTO DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO.....	12
VERIFICHE DELLE CATENE E PIASTRE	14
VERIFICHE CORDOLO TIRANTE UPN 140.....	15
8. VERIFICA STRUTTURALE DELLA NUOVA COPERTURA	16
8.1 SOLLECITAZIONI	18
8.2 VERIFICHE COPERTURA.....	20
8.2.1 Verifiche profili	20
9. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI.....	38

1. RELAZIONE TECNICA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento ed alla verifica degli elementi strutturali previsti nell'ambito dei lavori di messa in sicurezza delle coperture del convitto "G. e M. Montani" sito nel comune di Fermo, in corso Guglielmo Marconi 35.



Localizzazione dell'edificio

1.1 Descrizione dello stato di fatto

L'edificio allo stato attuale può essere suddiviso in due corpi aventi due distinte coperture:

- Copertura del CORPO A → Porzione SUD
- Copertura del CORPO B → Porzione NORD

Il corpo A (porzione sud), allo stato attuale ha una copertura lignea con struttura portante composta da capriate in legno e travi. La struttura secondaria è costituita da travicelli sui quali sono appoggiate le

pianelle e i coppi. Le strutture lignee esistenti risultano fortemente ammalorate e aggredite da immarcescenze, soprattutto in prossimità degli appoggi.

Il corpo B (porzione nord) presenta invece travi in legno disposte parallelamente alla line di colmo dell'edificio con delle saette rompitratta a sostegno di esse. Le strutture lignee esistenti risultano fortemente ammalorate e aggredite da immarcescenze, soprattutto in prossimità degli appoggi.

Come per la porzione sud anche nel corpo B si hanno travicelli, pianelle e coppi.

	
Capriata lignea corpo A	Travi e Camorcanna corpo B

Entrambi i corpi hanno una controsoffittatura realizzata in camorcanna che nel Corpo A è di tipo piano, mentre nel corpo B è ad asse curvilineo. In entrambe le porzioni la camorcanna risulta essere degradata e ciò non consente l'ispezione in sicurezza degli elementi lignei della copertura. Nel corpo A, in prossimità dell'accesso al piano sottotetto del medesimo corpo (zona sud-est), si ha l'unica porzione di solaio praticabile dell'intero sottotetto e nel quale sono disposte numerose vasche in amianto per la raccolta dell'acqua e attualmente non in uso.

Il corpo A è composto da 5 falde con le seguenti pendenze, meglio mostrate nelle tavole grafiche:

- FALDA 1 → P=21°
- FALDA 2 → P=21°
- FALDA 3 → P=30°
- FALDA 4 → P=30°
- FALDA 5 → P=21°

Il corpo B è costituito da 2 falde

- FALDA 1 → P=22°
- FALDA 2 → P=22°

1.2 Descrizione dell'intervento progettato

L'intervento si configura come intervento locale, secondo quanto previsto al paragrafo 8.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 (Norme tecniche per le costruzioni); esso riguarda singole parti e/o elementi della struttura e interessa porzioni limitate della costruzione.

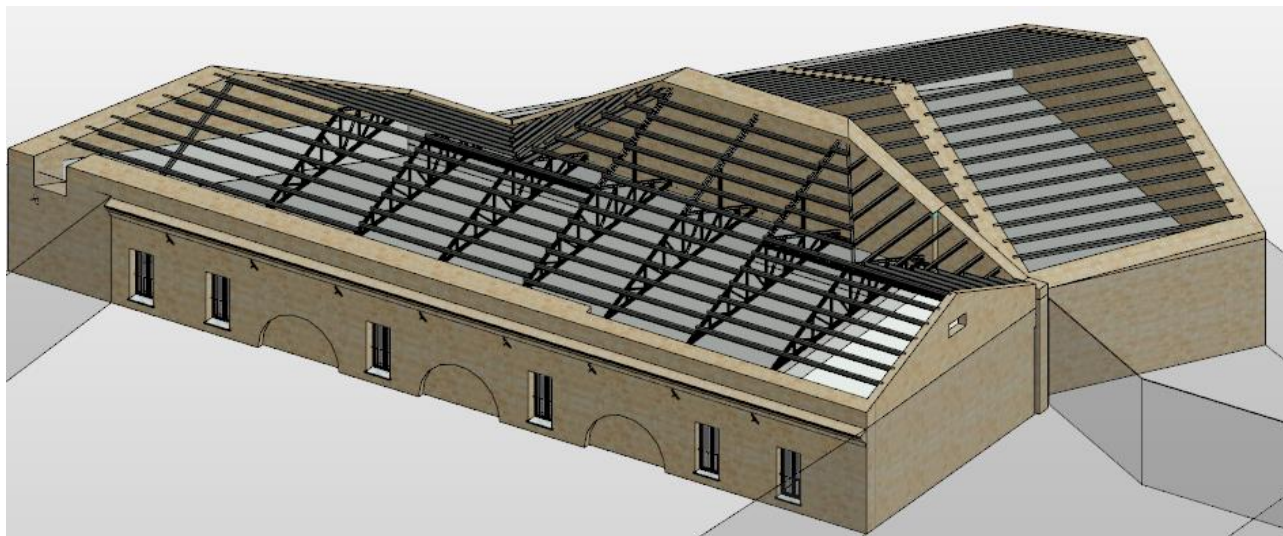
Le opere prevedono la demolizione dell'esistente copertura lignea formata da capriate in legno, travicelli, pannelle e coppi e la sostituzione della struttura principale e secondaria con struttura in acciaio con rigidità assimilabile a quella esistente.

In particolare, nel corpo A la struttura portante sarà costituita da capriate reticolari in acciaio S275 composte da puntoni e catena in profili doppi UPN 80 (collegati tra loro da imbotti metalliche sp 10 mm passo circa 50 cm) mentre gli elementi interni saranno realizzati con doppie L40x40x5 anch'esse collegate da imbotte. Al di sopra delle capriate verrà installata l'orditura secondaria composta da profili OMEGA 120x60x30 di spessore 3 mm in acciaio S275 ad un passo di 70 cm.

La struttura portante della copertura del corpo B sarà invece costituita da travi IPE 180 disposte parallelamente alla linea di colmo e a un passo 70cm.

Nella fase di studio del presente progetto, durante i sopralluoghi con i tecnici della Provincia di Fermo, relativamente al solo corpo oggetto del presente incarico, è stata valutata anche l'assenza di un quadro fessurativo significativo derivante da problemi fondali. L'ispezione delle aule sottostanti l'area di intervento è stata di tipo visivo. Ulteriori indagini propedeutiche, non sono state svolte nella fase preliminare, per non aumentare i costi in quanto parallelamente alla presente progettazione è in atto l'iter progettuale per la verifica di vulnerabilità di tutto il complesso denominato Convitto Montani Fermo.

La verifica di vulnerabilità sismica ai sensi dell'attuale normativa, in atto, dovrà tener conto del presente "intervento locale in copertura".

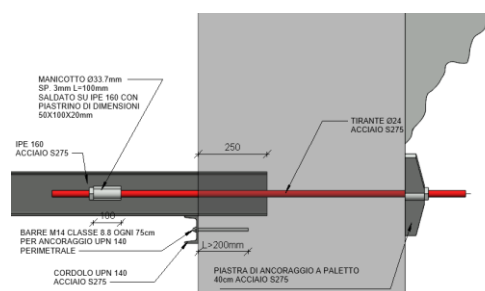


Al di sopra delle strutture metalliche in entrambi i corpi saranno posizionati dei pannelli sandwich di spessore 60mm e delle lastre ondulate bituminose e successivo riposizionamento del manto di copertura in coppi.

La posa delle lastre ondulate consente l'installazione del manto di copertura in coppi in modo da non variare la finitura superficiale dell'edificio e mantenere invariata la vista dall'alto del centro storico di Fermo, nel rispetto dei vincoli paesaggistici e per l'aspetto cromatico tipologico delle coperture della città di Fermo. Il pacchetto di copertura così composto consente di avere una doppia protezione contro le possibili infiltrazioni riducendo notevolmente il rischio di corrosione e deterioramento degli elementi strutturali.

Oltre alla realizzazione delle nuove coperture, i lavori prevedono l'installazione di un cordolo tirante in acciaio al di sotto delle strutture principali di copertura il quale consente di eliminare i meccanismi locali di collasso (ribaltamento) della porzione muraria del sottotetto grazie all'ausilio di catene e paletti.

Il cordolo metallico sarà realizzato con profilo UPN 140 S275 fissato alle murature portanti con barre M14 classe 8.8 a passo 75 cm ancorate con resina epossidica bicomponente. Al di sopra dell'UPN 140 saranno appoggiate ed incassate alla muratura delle travi IPE 160 in acciaio S275 disposte parallelamente al lato più corto dei due corpi, le quali consentiranno di creare un graticcio



metallico che fungerà da nuovo solaio di sottotetto, in sostituzione delle camorce in avanzato stato di degrado. Su tale graticcio verrà realizzata una passerella in legno che garantirà la possibilità di rendere ispezionabile in sicurezza l'intero sottotetto e le strutture di copertura, avente accesso dall'apertura attuale in copertura. L'intervento così progettato nel suo complesso permette di mantenere le pendenze e le altezze esterne della copertura allo stato di fatto nonché le stesse finiture superficiali (coppi antichi di recupero). Inoltre nel bilancio dei carichi delle strutture rimosse e quelle nuove di progetto si ha una riduzione percentuale dei carichi permanenti pari a circa il 40%.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti con riferimento al disposto delle seguenti norme:

Legge 5 novembre 1971, n. 1086 – “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.

Ministero dei Lavori Pubblici. Circolare n. 11951, 14 febbraio 1974 - “Istruzioni relative alla Legge 5 novembre 1971”.

Legge 2 febbraio 1974, n. 64 – “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

D.M. 17.01.2018 – “Norme tecniche per le costruzioni”.

CIRCOLARE 21 gennaio 2018, n. 7– “Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.”

D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia".

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M. 17.01.2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

NORMA UNI EN 10025-2 “Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea

NORMA UNI EN 1090-1 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali” pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea

NORMA UNI EN 1090-2 "Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 2: Requisiti tecnici per strutture di acciaio" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea

NORMA UNI EN 15048-1 "Bulloneria non a serraggio controllato" pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea.

3. RELAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'utilizzo dei seguenti materiali:

Acciaio per carpenteria S275JR

Classe di esecuzione:	EXC3 (UNI 1090)
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,k} \geq 430$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,k} \geq 275$ MPa

Bulloni per collegamenti

Classe dei bulloni:	8.8
Classe dei dadi:	8.8
Tensione caratteristica di rottura:	$f_{t,b} \geq 800$ MPa
Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{y,b} \geq 640$ Mpa

Muratura in mattoni pieni e malta di calce (Tab. C8.5.I NTC 2018 – LC1 – FC =1,35)

Resistenza a compressione media:	$f_m = 2.60$ Mpa
Modulo elastico:	$E = 1200$ Mpa
Modulo di taglio:	$G = 400$ MPa
Peso specifico:	$w = 18$ kN/m ³

4. ZONIZZAZIONE SISMICA, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO

La zonizzazione sismica è necessaria al fine del calcolo dei cinematismi di ribaltamento fuori dal piano delle parti murarie del sottotetto.

La struttura oggetto della presente relazione è localizzata in:

Via: Corso Guglielmo Marconi,35

Comune: Fermo

Provincia: Fermo

Regione: Marche

Longitudine: 13.708355

Latitudine: 43.161177

I parametri significativi adottati per condurre l'analisi cinematica lineare sono i seguenti:

Classe d'uso: III

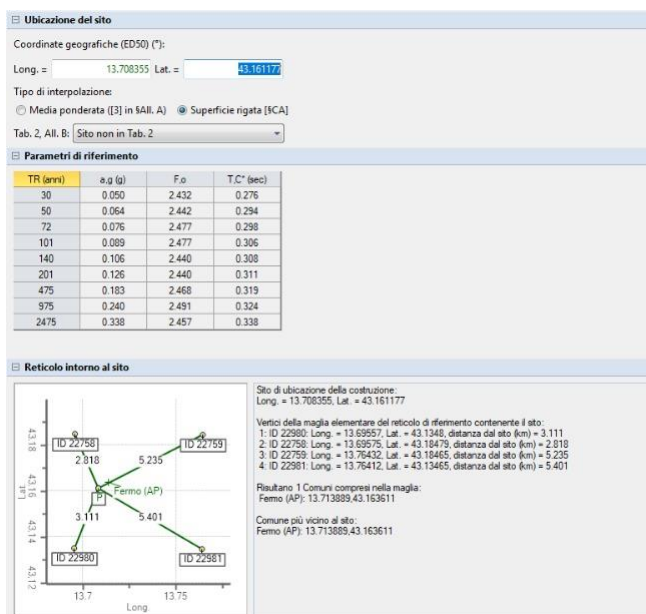
Vita Nominale Vn: 50 anni

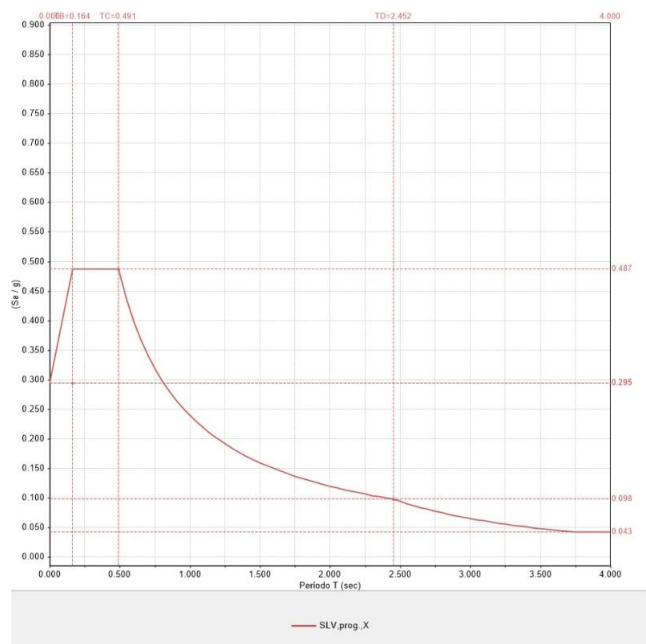
Coefficiente d'uso Cu: 1.5

Periodo Vr: 75 anni

Categoria di sottosuolo= C

Categoria topografica= T2





5. METODO E CODICI DI CALCOLO

I calcoli sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite; sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo. Per quanto riguarda le azioni sismiche è stata condotta un'analisi cinematica lineare per l'adeguamento dei meccanismi di collasso fuori dal piano delle pareti.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere così sinteticamente riassunta:

- individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche;
- predisposizione della combinazione di carico fondamentale allo SLU (§2.5.3 NTC 2018) e predisposizione dell'analisi cinematica lineare;
- calcolo delle azioni agenti;
- dimensionamento e verifica delle membrature strutturali;

La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Tali codici sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche. In particolare, sono stati utilizzati i seguenti programmi di calcolo di cui il sottoscritto è utente registrato e licenziato: AEDES PCM versione 2018.2.2.0. e NAMIRIAL CMP versione 30. I software utilizzati sono codici di calcolo specifici rispettivamente il primo per l'analisi e la verifica di edifici in muratura per i quali ne consente la

modellazione tridimensionale ed il secondo per l'analisi e la verifica di edifici in c.a e acciaio. Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

6. AZIONI

I valori delle azioni considerati nei calcoli sono quelli previsti dal D.M. 17.01.2018; in particolare sono stati considerati i carichi elementari di seguito riportati.

6.1 Analisi dei carichi nuova copertura

SOLAIO DI COPERTURA			
Acciaio-pannelli sandwich-coppi			
TIPO CARICO	sp	kN/mc	KN/mq
PESO PROPRIO G₁=		0.12	KN/mq
profili omega	-	-	0.12
PERMANENTE G₂=		1.05	KN/mq
pannelli sandwich			0.12
pannelli ondulati bituminosi			0.03
coppi			0.6
eventuali pannelli fotovoltaici			0.3
Q_k neve=		0.92	KN/mq

6.2 Combinazioni di carico

Con riferimento alle azioni elementari determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU) per il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali del solaio in fase statica:**

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

dove:

G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile

γ_g = coeff. parziale =1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_p = coeff. parziale =0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_q = coeff. parziale =1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **Stato Limite di Esercizio (SLE) per la verifica della freccia della struttura nelle condizioni di esercizio:**

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

dove:

ψ_{1i} = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

La verifica della freccia per gli elementi in acciaio viene effettuata secondo quanto previsto dalle NTC '18 al paragrafo 4.2.4.2, utilizzando la combinazione rara, di cui sopra, per il calcolo della freccia massima e solamente il contributo dei carichi variabili per il calcolo della freccia δ_2 .

4.2.4.2 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

4.2.4.2.1 Spostamenti verticali

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.3) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad [4.2.60]$$

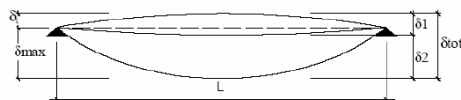


Fig. 4.2.3 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

δ_c la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$.

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.XII, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

I limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie utilizzate sono quelli indicati dalla Tab. 4.2.XII

Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

7. ADEGUAMENTO DEI MECCANISMI DI COLLASSO FUORI DAL PIANO

L'adeguamento dei meccanismi di collasso fuori dal piano della sola porzione muraria sommitale oggetto del seguente intervento è stato effettuato calcolando la forza necessaria a scongiurare il ribaltamento semplice delle stesse, applicata a livello di piano dove saranno poi installati i presidi e verificando che tale azione sia accettabile per le catene, per le piastre di ancoraggio e che le stesse non producano fenomeni di schiacciamento e punzonamento locale della muratura. Il livello di conoscenza raggiunto è LC1 (Conoscenza limitata).

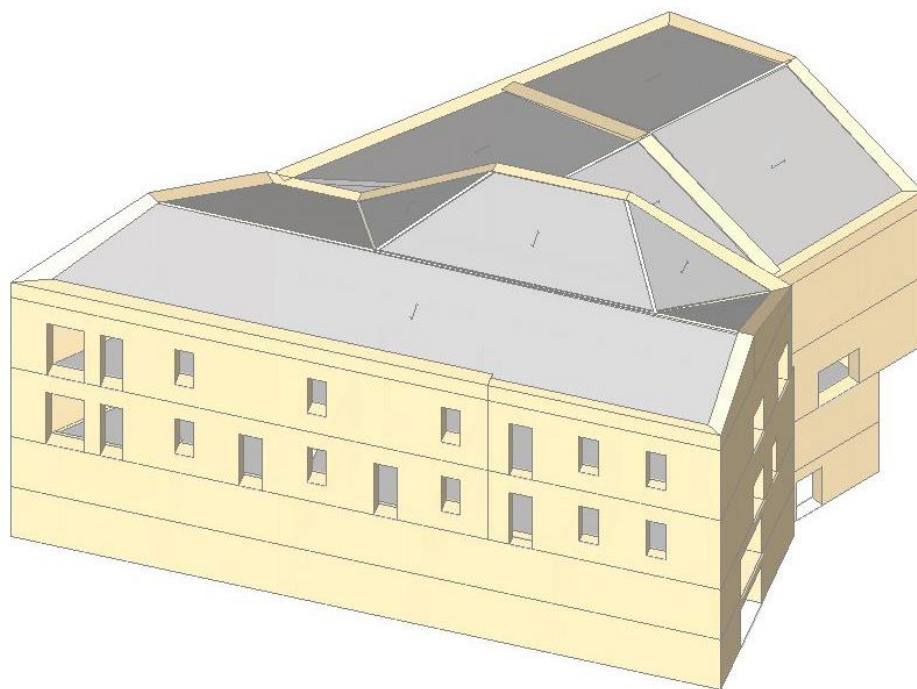
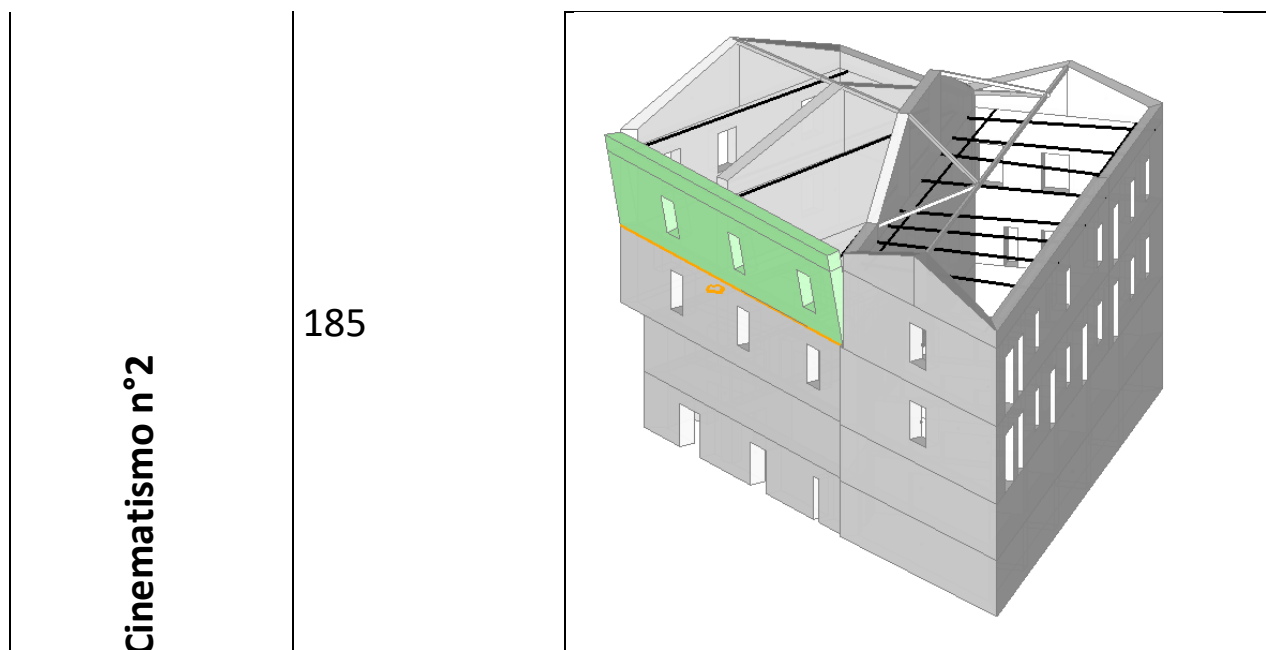


Immagine del modello

Lo studio è stato condotto ponendo la cerniera alle quote dell'ultimo impalcato e calcolando le forze necessarie a trattenere il cinematismo, applicate alla quota di inserimento dei presidi. Con tali forze verranno verificati le catene, le piastre capochiave, i cordoli tiranti e i bulloni. Si riportano di seguito i cinematismi analizzati:

CINEMATISMO	FORZA [kN]	IMMAGINE
Cinematismo n°1	160	



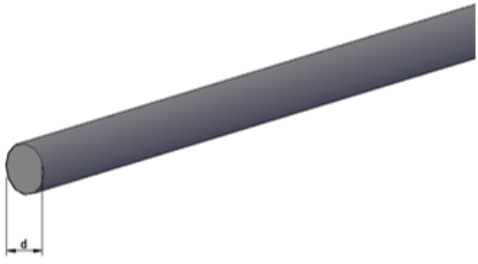
Dai 2 cinematismi analizzati si determinano le massime azioni agenti per ciascuna tipologia di presidio con cui gli stessi saranno verificati. Le verifiche vengono condotte con le azioni derivanti dal cinematismo 2, che genera le sollecitazioni maggiori per i singoli presidi. Tale azione corrisponde ad una forza agente sulla catena, sul capochiave e sul cordolo pari a 46.25 KN. Ai fini del calcolo, vengono trascurate le verifiche a punzonamento della muratura perché tale meccanismo di rottura avviene solamente se la catena non è posizionata in corrispondenza dei solai di interpiano o in adiacenza alle pareti di spina. Nel caso in esame, le catene sono sempre poste in adiacenza a pareti di spina o in prossimità del solaio di piano in acciaio del sottotetto. Ai fini delle verifiche a schiacciamento della muratura si considera una larghezza dell'area di influenza del capochiave a paletto maggiore del suo spessore, in virtù del fatto che lo stesso è disposto inclinato e del fatto che lo schiacciamento non avviene in maniera puntuale ma può sempre considerarsi più diffuso. A seguito di tali considerazioni, la larghezza dell'area d'influenza del capochiave a paletto è considerata pari a 150mm mentre la sua lunghezza è 400mm. Per le verifiche a schiacciamento della muratura si rimanda all'allegato listato di calcolo.

VERIFICHE DELLE CATENE E PIASTRE

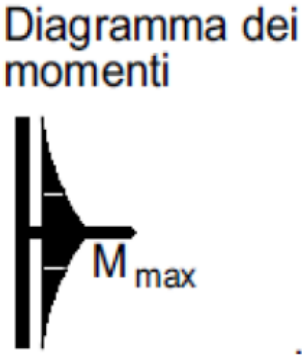
A livello di intradosso di solaio del sottotetto sono disposte barre $\varnothing 24$ in acciaio S275 con capochiave di a paletto delle dimensioni 400x40x20mm (LxHxs). La sollecitazione maggiore che si ha su questi elementi, calcolata attraverso l'attivazione del cinematismo n. 2 è pari a 46.25 kN. L'altro cinematismo esercita la

sollecitazione su un numero maggiore tiranti, riducendo così l'azione sulle singole barre. Le verifiche su questi elementi risultano automaticamente soddisfatte poiché anche gli spessori murari sono simili.

Verifica trazione barre			
$T < A_s \cdot F_{yd}$			
d=	24	mm	Diametro barra
A_s=	452.16	mm ²	Area Barra
f_{yk}=	275	MPa	Tens. caratteristica di snervamento
f_{yd} =	261.90	MPa	Tens. di calcolo di snervamento
T	46.25	kN	Tiro agente sulla barra
A_s·f_{yd}	118.42	kN	Forza resistente
VERIFICA			



Verifica flessione capochiave			
$M_{max} < M_{res}$			
L_{max}=	400	mm	Lunghezza massima
T_{max}=	46.25	kN	Tiro massimo
M_{max}=	2.31	kN m	Momento massimo
s=	40.00	mm	Spessore paletto
L_{min}=	400.00	mm	Lunghezza minima
f_{yk}=	275	MPa	Tens. caratteristica
f_{yd} =	261.90	MPa	Tens. di calcolo di snervamento
M_{res}=	27.94	kN m	Momento resistente
VERIFICA			



VERIFICHE CORDOLO TIRANTE UPN 140

Il solaio di sottotetto in acciaio ha un cordolo UPN 140 ancorato alle pareti perimetrali con connettori M14. All'estremità di tali profili sono collegate le catene $\varnothing 24$ tramite un manicotto.

Verifica trazione profilo UPN 140			
$T < A_s \cdot F_{yd}$			
A_s=	2040.00	mm ²	Area
f_{yk}=	275	MPa	Tens. caratteristica di snervamento
f_{yd} =	261.90	MPa	Tens. di calcolo di snervamento
T	46.25	kN	Tiro agente sulla barra
A_s·f_{yd}	534.29	kN	Forza resistente
VERIFICA			



Le forze indotte dai cinematismi sul cordolo devono essere trasferite a taglio nelle pareti ortogonali tramite i connettori. Nella situazione più sfavorevole, l'azione derivante dal cinematismo è di 46.25 kN.

Si considerano a favore di sicurezza efficaci i primi tre connettori M14 Classe 8.8.

Verifica a taglio barre di ancoraggio			
BARRE CLASSE 8.8 $T < F_{vrd}$			
$F_{vrd} = 0,5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} \cdot (n^{\circ} \text{ barre}) / \gamma_{m2}$			
f_{tb}=	800	MPa	Res. A rottura barra
A_{res}=	115	mm ²	Area resistente barre
n° barre=	3	-	N° barre di ancoraggio
γ_{m2} =	1.05	-	Coeff. Di sicurezza
T	46.25	kN	Tiro agente sulle barre
F_{vrd} =	131.429	kN	Forza resistente
VERIFICA			



La catena viene ancorata al cordolo UPN 140 tramite un manicotto saldato sullo stesso. Tale manicotto ha lunghezza pari 10cm e viene saldato sull'UPN con due cordoni d'angolo con sezione di gola di altezza minima pari a 5mm. Tali saldature vengono di seguito verificate ma a favore di sicurezza si considera efficace solamente un cordone.

Verifica cordone di saldatura			
$T < F_{w,Rd}$			
$F_{w,Rd} = (a \cdot l \cdot f_{tk}) / (\sqrt{3} \cdot \beta \cdot \gamma_{M2})$			
a=	5	mm	Sezione di gola
l=	100	mm	lunghezza saldatura
f_{tk}=	275	MPa	Res. Caratteristica acciaio
β=	0.85	-	Coeff.
γ_{m2} =	1.25	-	Coeff. Di sicurezza
T	46.25	kN	Tiro
F_{w,Rd}=	74.72	kN	Forza resistente
VERIFICA			



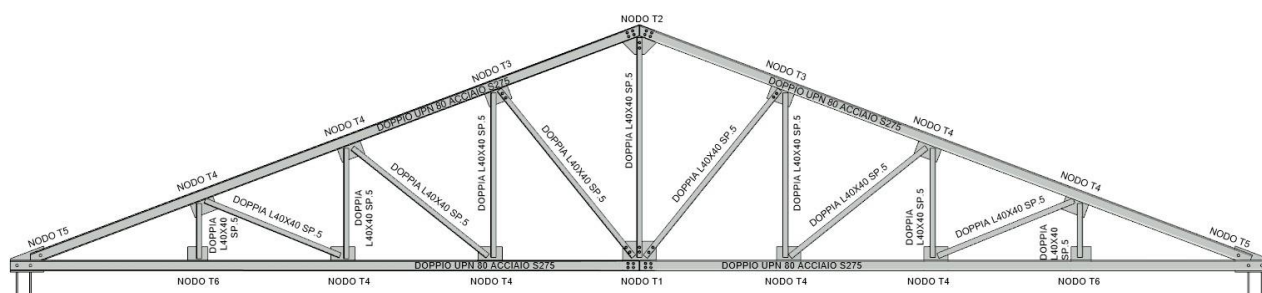
	S235	S275	S355	S420-460
β	0.8	0.85	0.9	1

8. VERIFICA STRUTTURALE DELLA NUOVA COPERTURA

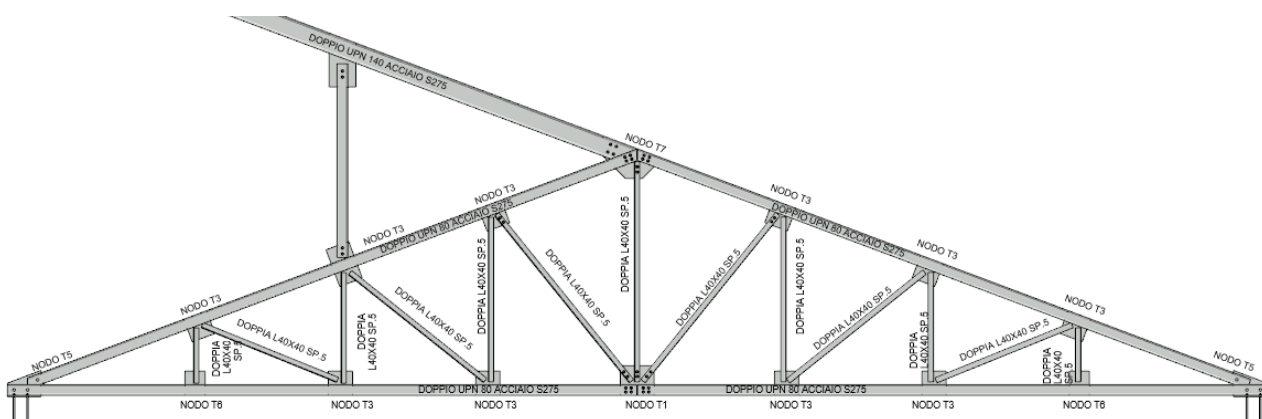
L'intervento si configura come intervento locale, secondo quanto previsto al paragrafo 8.4.1 del D.M. 17 gennaio 2018 (Norme tecniche per le costruzioni).

La nuova copertura del Corpo A essendo più complessa di quella presente nel corpo posto a nord è stata modellata con l'ausilio del software di calcolo agli elementi finiti Namirial CMP nel quale sono state modellate le sette capriate in acciaio S275 con le seguenti sezioni:

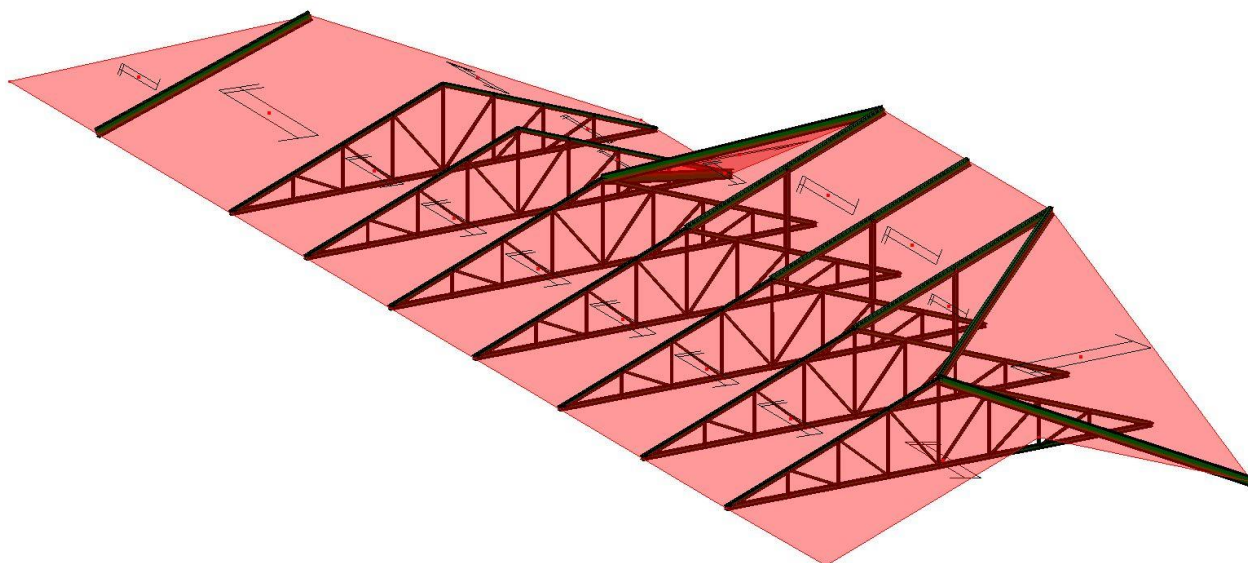
- Doppio UPN 80 per i puntoni e le catene delle capriate reticolari
- Doppia L 40x40x5 per gli elementi interni delle capriate reticolari
- Doppie UPN 140 per i prolungamenti dei puntoni delle capriate tipo 2
- IPE 180 per le travi diagonali



Schema capriata tipo 1



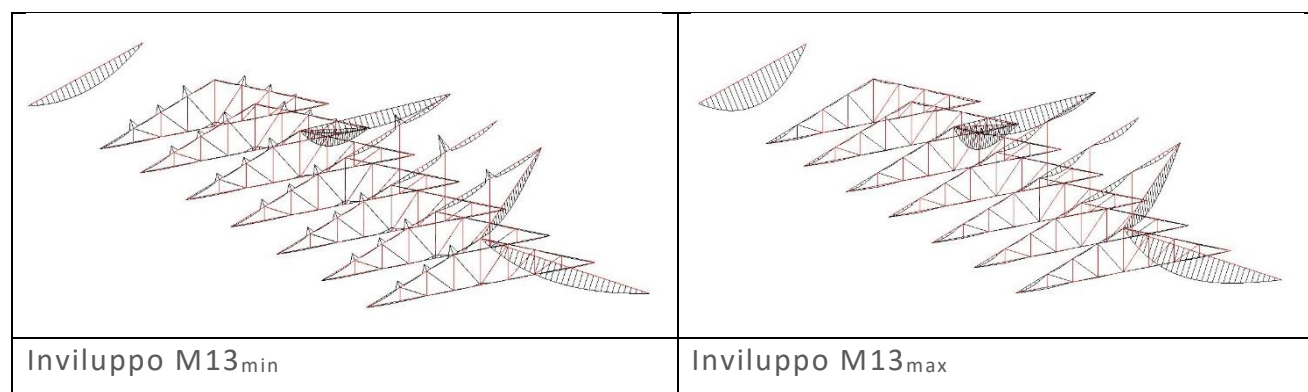
Schema capriata tipo 2

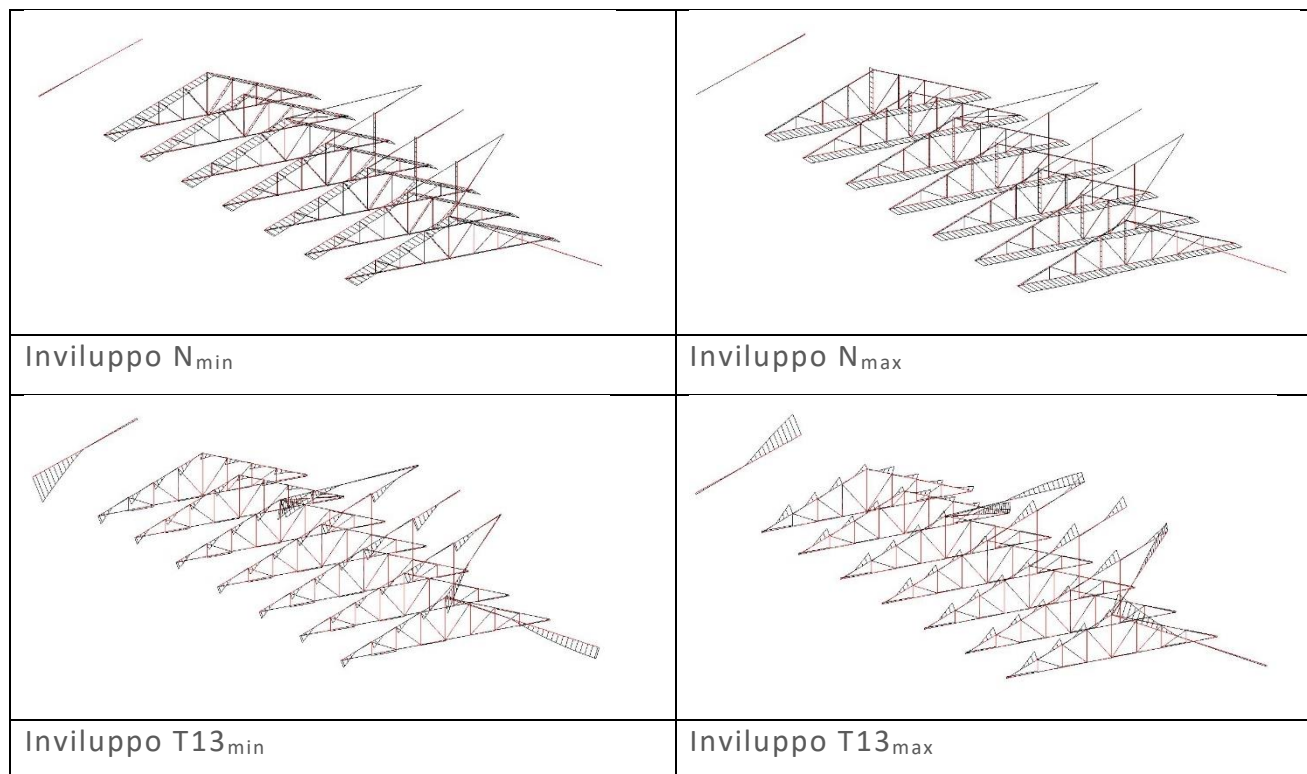


Modello Copertura corpo A

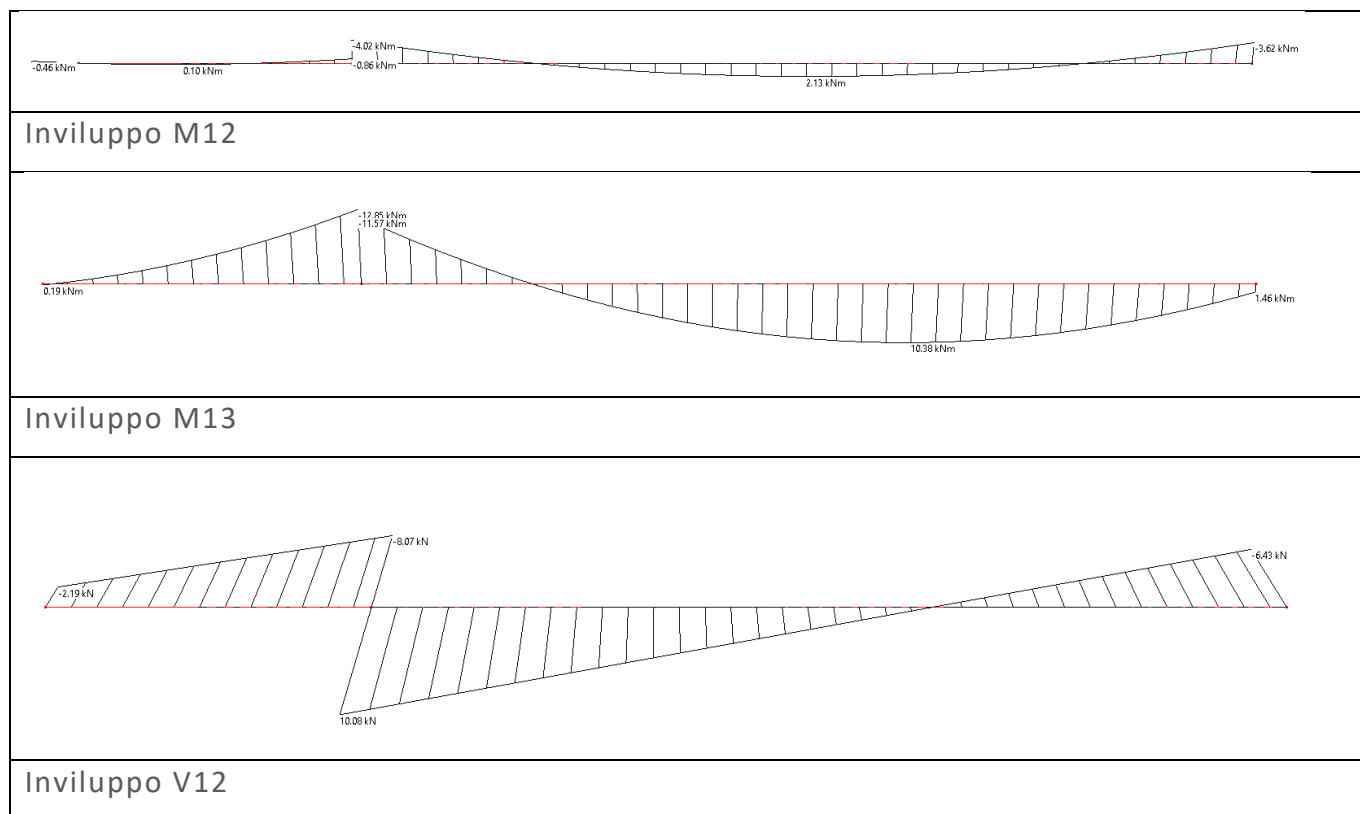
8.1 SOLLECITAZIONI

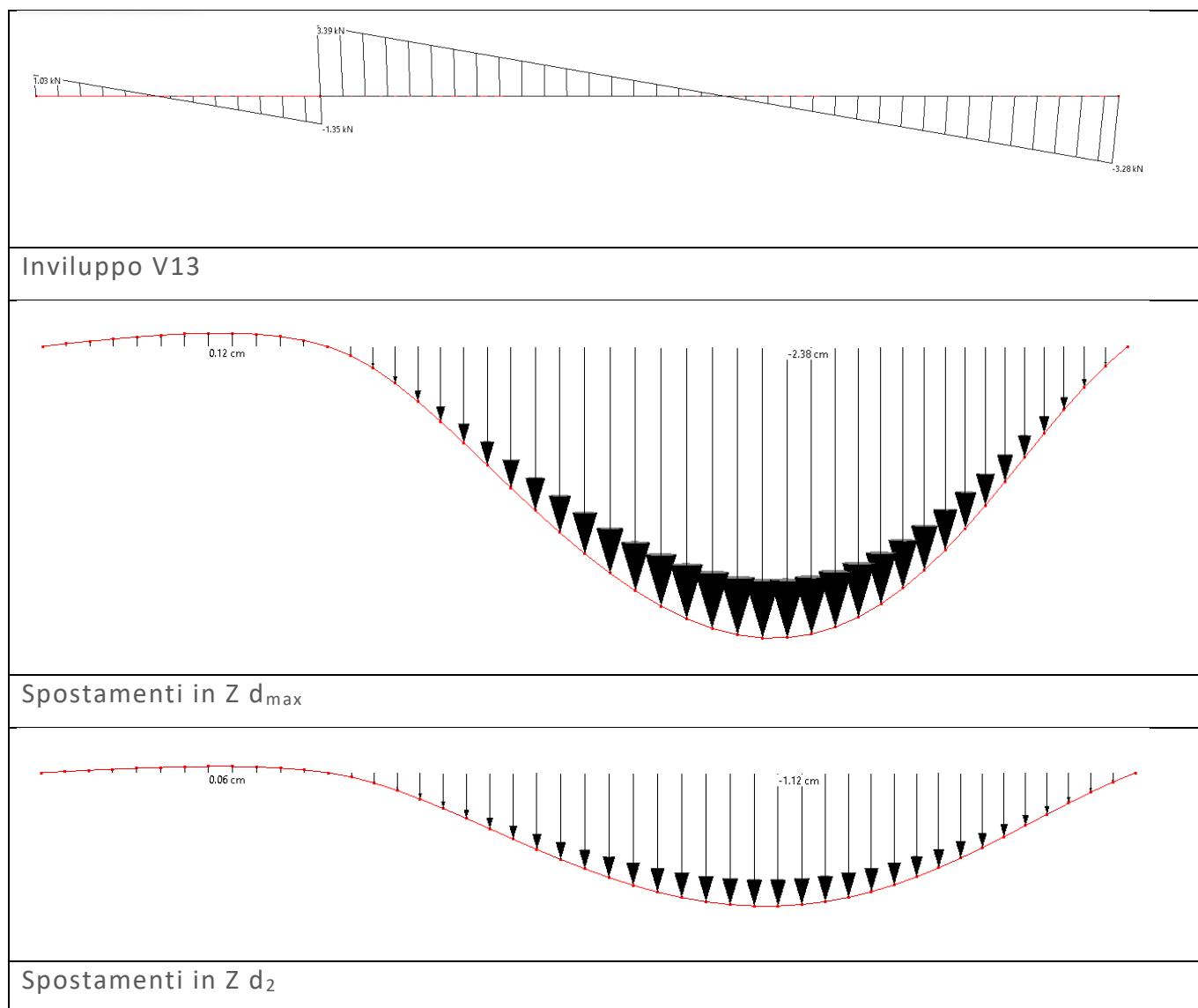
Le sollecitazioni della copertura del corpo A sono state calcolate con l'utilizzo del software di calcolo Namirial CMP oltre che per via analitica e tutti gli elementi vengono verificati con combinazione di carico fondamentale mentre le travi del corpo B sono state verificate solamente per via analitica con lo schema di trave semplicemente appoggiata.





La trave su tre appoggi (appoggio rompitratta) con luce maggiore è stata modellata nel software Namirial CMP ottenendo le seguenti sollecitazioni:





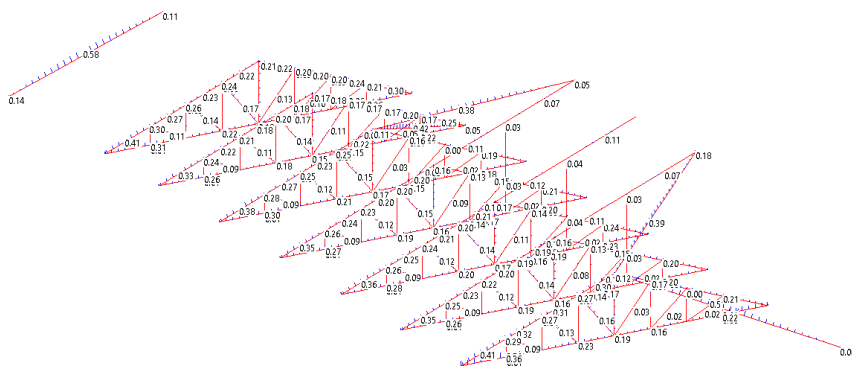
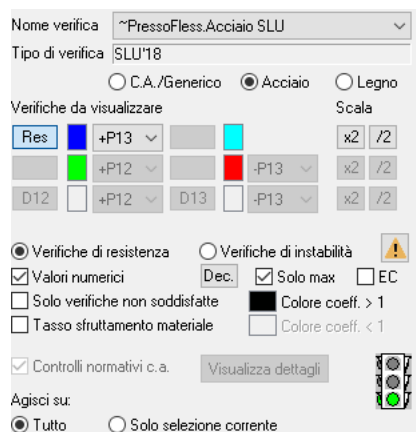
8.2 VERIFICHE COPERTURA

Le verifiche sono state effettuate su tutti i profili della copertura attraverso il software di calcolo Namirial CMP e inoltre sono stati verificati analiticamente i profili più sollecitati e le connessioni delle strutture in acciaio come mostrato di seguito.

8.2.1 Verifiche profili

Di seguito Vengono mostrate le verifiche di ogni tipologia di profili (sezione e materiale) maggiormente sollecitati ovvero i profili con area di influenza maggiore.

Per le verifiche attraverso il software di calcolo Namirial CMP le aste con coeff. Di sicurezza <math>< 1</math> risultano verificate a pressoflessione.



Verifiche a pressoflessione con software di calcolo Namirial CMP

Le verifiche dei profili del corpo A risultano totalmente soddisfatte.

FLESSIONE DEVIATA – TAGLIO TRAVI IPE 180 S275 CORPO B

CARATTERISTICHE PROFILO			
IPE 180		275	N° profili 1
J_X	1317.00 cm ⁴	J_Y	100.90 cm ⁴
w_X	166.41 cm ³	w_Y	34.60 cm ³
A_{VX}	11.25 cm ²	A_{VY}	15.26 cm ²
g	0.19 kN/m		
$V_{y,Rd}$	170.17 kN	$V_{x,Rd}$	230.72 kN
$M_{y,Rd}$	43.58 kNm	$M_{x,Rd}$	9.06 kNm
L	7.30 m	i	0.70 m
Inclinazione	22.00 °	J'_y	1146.34 cm ⁴

ANALISI DEI CARICHI			
Peso proprio G_1	0.00 kN/m ²		0.19 kN/m
P.P. portati G_2	1.05 kN/m ²		0.00 kN/m
Q_{K1}	0.92 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{01}	0.70		
Q_{K2}	0.50 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{02}	0.00		

STATO LIMITE ULTIMO			
q_{slu}	2.31 kN/m		
V_{Ed}	8.44 kN	M_{Ed}	15.41 kNm
$V_{y,Ed}/V_{y,Rd}$	0.05	$V_{x,Ed}/V_{x,Rd}$	0.01
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$	0.33	$M_{x,Ed}/M_{x,Rd}$	0.64
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$			0.96 ≤ 1
VERIFICA SODDISFATTA			

STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
Tipologia strutturale:			
Coperture in generale			
G_1+G_2 [kN/m]	0.92 kN/m	Q [kN/m]	0.99 kN/m
$d_{2, LIM}$ [cm]	2.92 cm	d_2 [cm]	1.53 cm
$d_{max, LIM}$ [cm]	3.65 cm	d_{max} [cm]	2.94 cm
VERIFICA SODDISFATTA			

FLESSIONE DEVIATA – TAGLIO OMEGA 120x60x30 sp.3 CORPO A

CARATTERISTICHE PROFILO			
OMEGA 120x60x30 s3	275	N° profili	1
J_X	196.39 cm ⁴	J_Y	91.53 cm ⁴
w_X	31.06 cm ³	w_Y	16.06 cm ³
A_{VX}	1.80 cm ²	A_{VY}	7.20 cm ²
g	0.08 kN/m		
$V_{y,Rd}$	27.22 kN	$V_{x,Rd}$	108.87 kN
$M_{y,Rd}$	8.13 kNm	$M_{x,Rd}$	4.21 kNm
L	4.15 m	i	0.70 m
Inclinazione	20.50 °	J'_y	183.53 cm ⁴

ANALISI DEI CARICHI			
Peso proprio G_1	0.00 kN/m ²		0.08 kN/m
P.P. portati G_2	1.05 kN/m ²		0.00 kN/m
Q_{k1}	0.92 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{01}	0.70		
Q_{k2}	0.50 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{02}	0.00		

STATO LIMITE ULTIMO			
q_{slu}	2.17 kN/m		
V_{Ed}	4.51 kN	M_{Ed}	4.68 kNm
$V_{y,Ed}/V_{y,Rd}$	0.16	$V_{x,Ed}/V_{x,Rd}$	0.01
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$	0.54	$M_{x,Ed}/M_{x,Rd}$	0.39
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$		0.93	≤ 1
VERIFICA SODDISFATTA			

STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
Tipologia strutturale:			
Coperture in generale			
G_1+G_2 [kN/m]	0.82 kN/m	Q [kN/m]	0.99 kN/m
$d_{2, LIM}$ [cm]	1.66 cm	d_2 [cm]	1.00 cm
$d_{max, LIM}$ [cm]	2.08 cm	d_{max} [cm]	1.81 cm
VERIFICA SODDISFATTA			

FLESSIONE DEVIATA -TAGLIO TRAVE SU TRE APPOGGI IPE 180 CORPO B

CARATTERISTICHE PROFILO			
IPE 180	275	N° profili	1
J_X	1317.00 cm ⁴	J_Y	100.90 cm ⁴
w_X	166.41 cm ³	w_Y	34.60 cm ³
A_{VX}	11.25 cm ²	A_{VY}	15.26 cm ²
g	0.19 kN/m		
$V_{y,Rd}$	170.17 kN	$V_{x,Rd}$	230.72 kN
$M_{y,Rd}$	43.58 kNm	$M_{x,Rd}$	9.06 kNm
L	7.30 m	i	0.70 m
Inclinazione	22.00 °	J'_y	1146.34 cm ⁴

ANALISI DEI CARICHI			
Peso proprio G_1	0.00 kN/m ²		0.19 kN/m
P.P. portati G_2	1.05 kN/m ²		0.00 kN/m
Q_{K1}	0.92 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{01}	0.70		
Q_{K2}	0.50 kN/m ²		0.00 kN/m
ψ_{02}	0.00	q_{slu}	2.31 kN/m

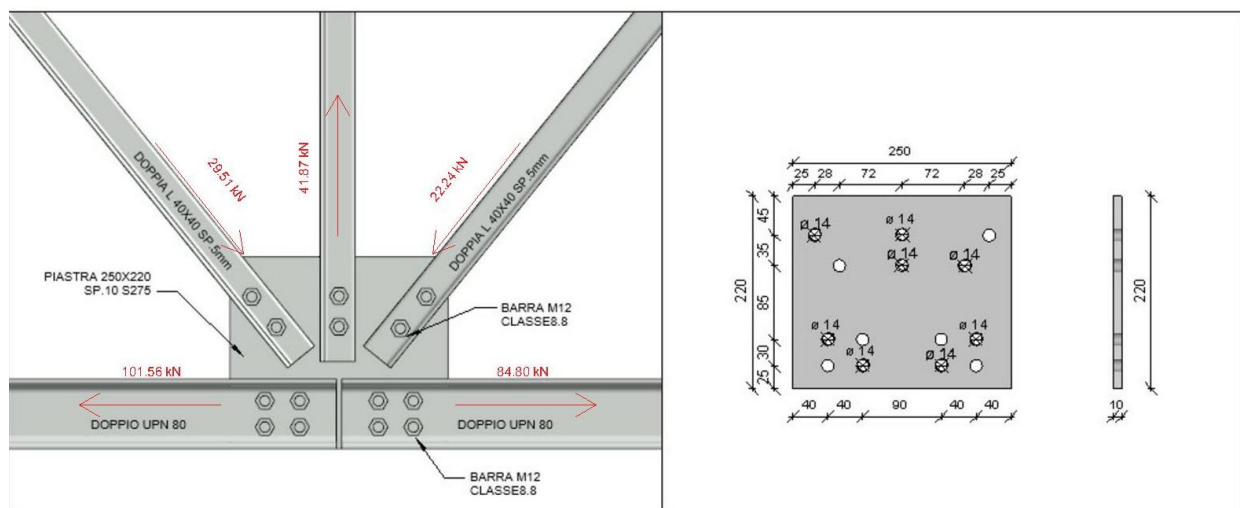
STATO LIMITE ULTIMO			
$V_{y,Ed MAX}$	10.08 kN	$M_{y,Ed MAX}$	12.85 kNm
$V_{x,Ed MAX}$	3.4 kN	$M_{x,Ed MAX}$	4.02
$V_{y,Ed}/V_{y,Rd}$	0.06	$V_{x,Ed}/V_{x,Rd}$	0.01
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd}$	0.29	$M_{x,Ed}/M_{x,Rd}$	0.44
$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$		0.74	≤ 1
VERIFICA SODDISFATTA			

STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
Tipologia strutturale:			
Coperture in generale			
G_1+G_2 [kN/m]	0.92 kN/m	Q [kN/m]	0.99 kN/m
$d_{2, LIM}$ [cm]	2.92 cm	d_2 [cm]	1.53 cm
$d_{max, LIM}$ [cm]	3.65 cm	d_{max} [cm]	2.38 cm
VERIFICA SODDISFATTA			

8.2.2 Verifiche delle unioni

Per ogni tipologia di unione è stato verificato l'elemento maggiormente sollecitato, di conseguenza gli altri elementi meno sollecitati risultano automaticamente verificati. Nelle figure successive sono mostrate in rosso, al di sopra di ogni verifica, le azioni agenti sui nodi ottenute dal software di calcolo Namirial CMP.

UNIONE NODO TIPO 1



Verifica doppio UPN 80 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione $V = 101560$ [N]
	Definizione della geometria dell'unione $db_1 = 25.00$ [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
$F_{b1} = 25390$ [N] Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione	

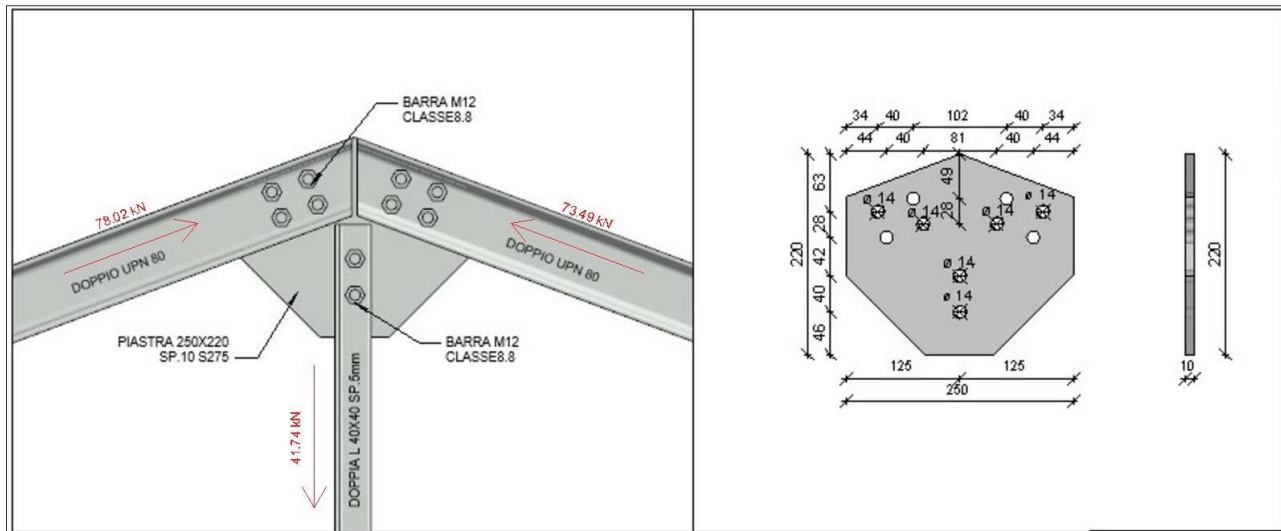
VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)			
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8.8
		Scelta ϕ dei bulloni	12
Spessori collegati		Distanze [mm]	
t_1	10 [mm]	e_1	40
t_2	10 [mm]	e_2	25
		p_1	40
		p_2	30
Unione normale			
$F_{V,Ed} < F_{V,Rd}$	25390.00 < 32371.20	Verificato	
$F_{V,Ed} < F_{b,Rd}$	25390.00 < 103200.00	Verificato	
$V_{Ed} < V_{ed,1,Rd}$	101560.00 < 213602.52	Verificato	

Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 Classe 8.8

		Definizione azioni	
		$N_{Ed,comente}$ [kN] = 41.87	
Caratteristiche dei profili		Caratteristiche dei bulloni	
Classe		Classe	
EN10025 - S275 / S275 N/NL		8.8	
Profilo		Diametro	
2L 40x5		M 12	
		Diam. max fori [mm] 13	
		Passo [mm] 35	
Caratteristiche del piatto			
Classe piatto			
EN10025 - S275 / S275 N/NL			
t piatto [mm] 10			

VERIFICA BULLONI EC3-1-8	
Profilo	2L 40x5
t profilo [mm]	5.00
t piatto [mm]	10.00
e [mm]	11.4
γ_M	1.25
ϕ_b	12.00
n_b	2
e_1 [mm]	30
n_s	2
Classe _b	8.8
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	800.00
$f_{u,profilo}$ [N/mm ²]	430.00
$f_{u,piatto}$ [N/mm ²]	430.00
A_{bres} [mm ²]	84.30
α_v	0.60
$F_{v,Rd}$ [kN]	64.74
$F_{b,Rd1}$ prof. [kN]	62.29
$F_{b,Rd2}$ piatto [kN]	62.29
R_b [kN]	24.99
$R_b < F_{v,Rd}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd1}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd2}$	Verificato

UNIONE NODO TIPO 2



Verifica doppio UPN 80 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione $V = 78020$ [N]
	Definizione della geometria dell'unione $d_{b1} = 25.00$ [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
$F_{b1} = 19505$ [N] Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione	

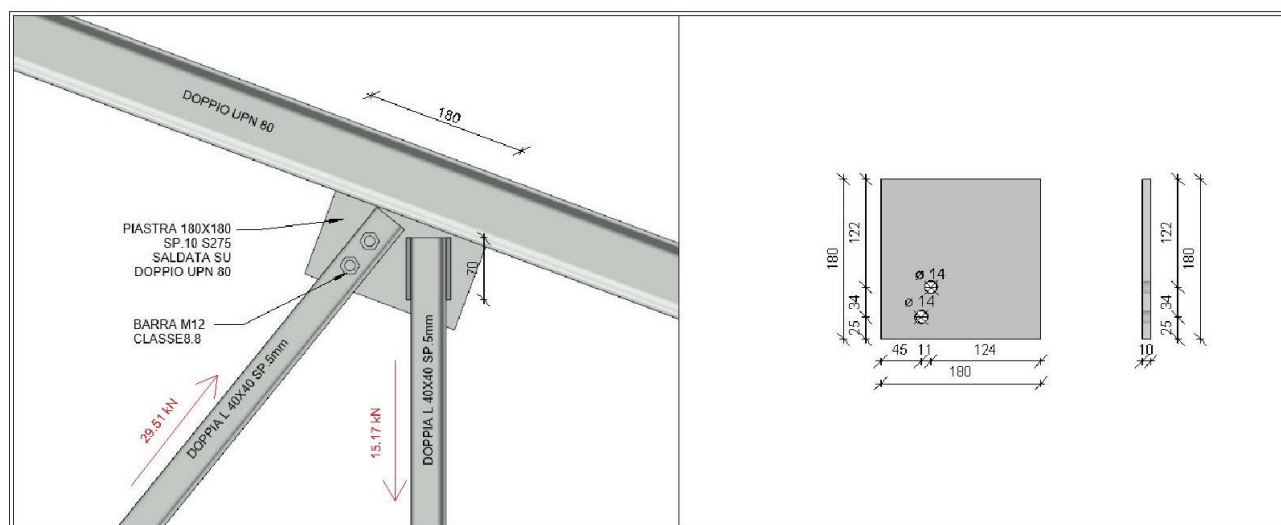
VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)			
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8.8
		Scelta ϕ dei bulloni	12
Spessori collegati		Distanze [mm]	
$t_1 =$	10 [mm]	$e_1 =$	40
$t_2 =$	10 [mm]	$e_2 =$	25
		$p_1 =$	40
		$p_2 =$	30
Unione normale			
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	$19505.00 < 32371.20$	Verificato	
$F_{v,Ed} < F_{o,Rd}$	$19505.00 < 103200.00$	Verificato	
$V_{Ed} < V_{ed,1,Rd}$	$78020.00 < 213602.52$	Verificato	

Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 Classe 8.8

		Definizione azioni
		$N_{Ed,comento}$ [kN] = 41.74
Caratteristiche dei profili	Caratteristiche dei bulloni	Caratteristiche del piatto
Classe EN10025 - S275 / S275 N/NL	Classe 8.8	Classe piatto EN10025 - S275 / S275 N/NL
Profilo 2L 40x5	Diametro M 12	t piatto [mm] 10
	Diam. max fori [mm] 13	
	Passo [mm] 35	

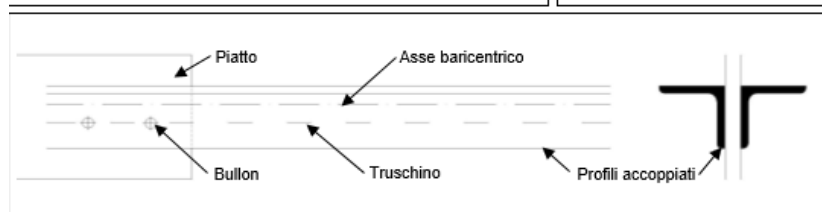
VERIFICA BULLONI EC3-1-8	
Profilo	2L 40x5
t profilo [mm]	5.00
t piatto [mm]	10.00
e [mm]	11.4
γ_M	1.25
\varnothing_b	12.00
n_b	2
e_1 [mm]	30
n_s	2
Classe b	8.8
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	800.00
$f_{u,profilo}$ [N/mm ²]	430.00
$f_{u,piatto}$ [N/mm ²]	430.00
A_{bres} [mm ²]	84.30
α_v	0.60
$F_{v,Rd}$ [kN]	64.74
$F_{b,Rd1}$ prof. [kN]	62.29
$F_{b,Rd2}$ piatto [kN]	62.29
R_b [kN]	24.91
$R_b < F_{v,Rd}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd1}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd2}$	Verificato

UNIONE NODO TIPO 3



Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 Classe 8.8

Definizione azioni	
$N_{Ed,comente}$ [kN] =	29.51



Caratteristiche dei profili	Caratteristiche dei bulloni	Caratteristiche del piatto
Classe EN10025 - S275 / S275 N/NL	Classe 8.8	Classe piatto EN10025 - S275 / S275 N/NL
Profilo 2L 40x5	Diametro M 12	t piatto [mm] 10
	Diam. max fori [mm] 13	
	Passo [mm] 35	

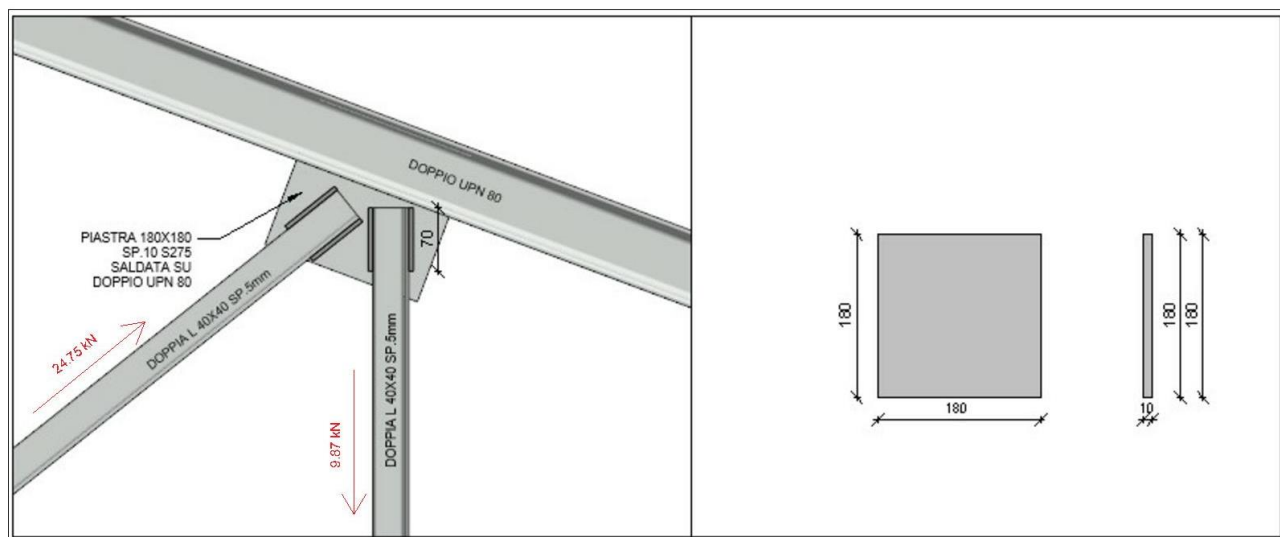
VERIFICA BULLONI EC3-1-8	
Profilo	2L 40x5
t profilo [mm]	5.00
t piatto [mm]	10.00
e [mm]	11.4
γ_M	1.25
ϕ_b	12.00
n_b	2
e_t [mm]	30
n_s	2
Classe b	8.8
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	800.00
$f_{u,profilo}$ [N/mm ²]	430.00
$f_{u,piatto}$ [N/mm ²]	430.00
A_{res} [mm ²]	84.30
α_v	0.60
$F_{v,Rd}$ [kN]	64.74
$F_{b,Rd1}$ prof. [kN]	62.29
$F_{b,Rd2}$ piatto [kN]	62.29
R_b [kN]	17.61
$R_b < F_{v,Rd}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd1}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd2}$	Verificato

Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Saldatura

INPUT	
Definizione dell'azione di trazione	
N =	7585 [N]
Definizione della geometria dell'unione	
$l_1 =$	70 [mm]
$a_w =$	3 [mm]
$A_w =$	210 [mm ²]
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura	
$\tau_{ij} =$	18.059524 [N/mm ²] Agente sui cordoni paralleli all'azione

VERIFICA (NTC 2018)	
Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	31.28 < 404.71
	Verificato
Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$	54.18 < 700.97
	Verificato

UNIONE NODO TIPO 4



Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Saldatura

INPUT	
Definizione dell'azione di trazione	
N =	12375 [N]
Definizione della geometria dell'unione	
l ₁ =	70 [mm]
a _w =	3 [mm]
A _w =	210 [mm ²]

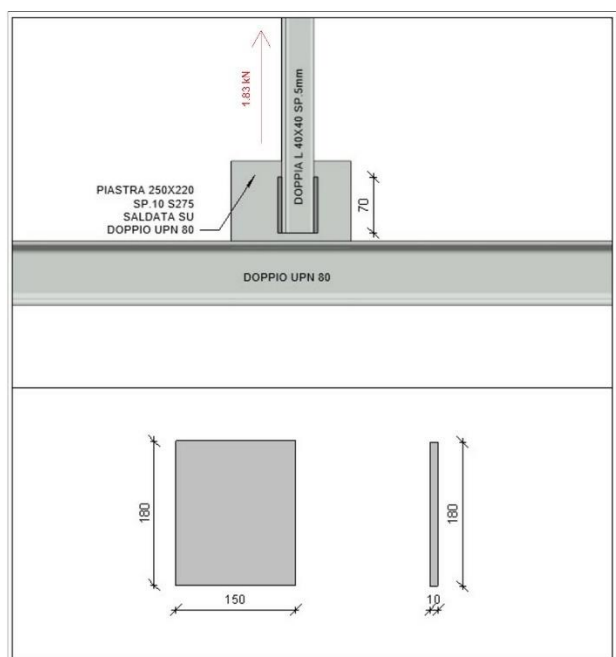
VERIFICA (NTC 2018)	
Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_1^2 + \tau_2^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	51.03 < 404.71
	Verificato
Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$	88.39 < 700.97
	Verificato

UNIONE NODO TIPO 5

Verifica saldatura UPN su Piastra

UNIONE A TRAZIONE - cordoni paralleli all'azione															
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">INPUT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Definizione dell'azione di trazione</td> </tr> <tr> <td>N =</td> <td>73235 [N]</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Definizione della geometria dell'unione</td> </tr> <tr> <td>l₁ =</td> <td>70 [mm]</td> </tr> <tr> <td>a_w =</td> <td>3 [mm]</td> </tr> <tr> <td>A_w =</td> <td>210 [mm²]</td> </tr> </tbody> </table>	INPUT		Definizione dell'azione di trazione		N =	73235 [N]	Definizione della geometria dell'unione		l ₁ =	70 [mm]	a _w =	3 [mm]	A _w =	210 [mm ²]
	INPUT														
Definizione dell'azione di trazione															
N =	73235 [N]														
Definizione della geometria dell'unione															
l ₁ =	70 [mm]														
a _w =	3 [mm]														
A _w =	210 [mm ²]														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">VERIFICA (NTC 2018)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Metodo direzionale</td> <td>EN10210 - S275 H/NH/NLH</td> </tr> <tr> <td>$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{ik}}{\beta\gamma_{M2}}$</td> <td>302.02 < 404.71 Verificato</td> </tr> <tr> <td>Metodo semplificato</td> <td>EN10210 - S275 H/NH/NLH</td> </tr> <tr> <td>$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{ik}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$</td> <td>523.11 < 700.97 Verificato</td> </tr> </tbody> </table>	VERIFICA (NTC 2018)		Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH	$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{ik}}{\beta\gamma_{M2}}$	302.02 < 404.71 Verificato	Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH	$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{ik}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$	523.11 < 700.97 Verificato					
VERIFICA (NTC 2018)															
Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH														
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{ik}}{\beta\gamma_{M2}}$	302.02 < 404.71 Verificato														
Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH														
$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{ik}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$	523.11 < 700.97 Verificato														
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$\tau_{ij} = 174.3690476$ [N/mm²]</td> <td>Agente sui cordoni paralleli all'azione</td> </tr> </tbody> </table>		OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura		$\tau_{ij} = 174.3690476$ [N/mm ²]	Agente sui cordoni paralleli all'azione										
OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura															
$\tau_{ij} = 174.3690476$ [N/mm ²]	Agente sui cordoni paralleli all'azione														

UNIONE NODO TIPO 6

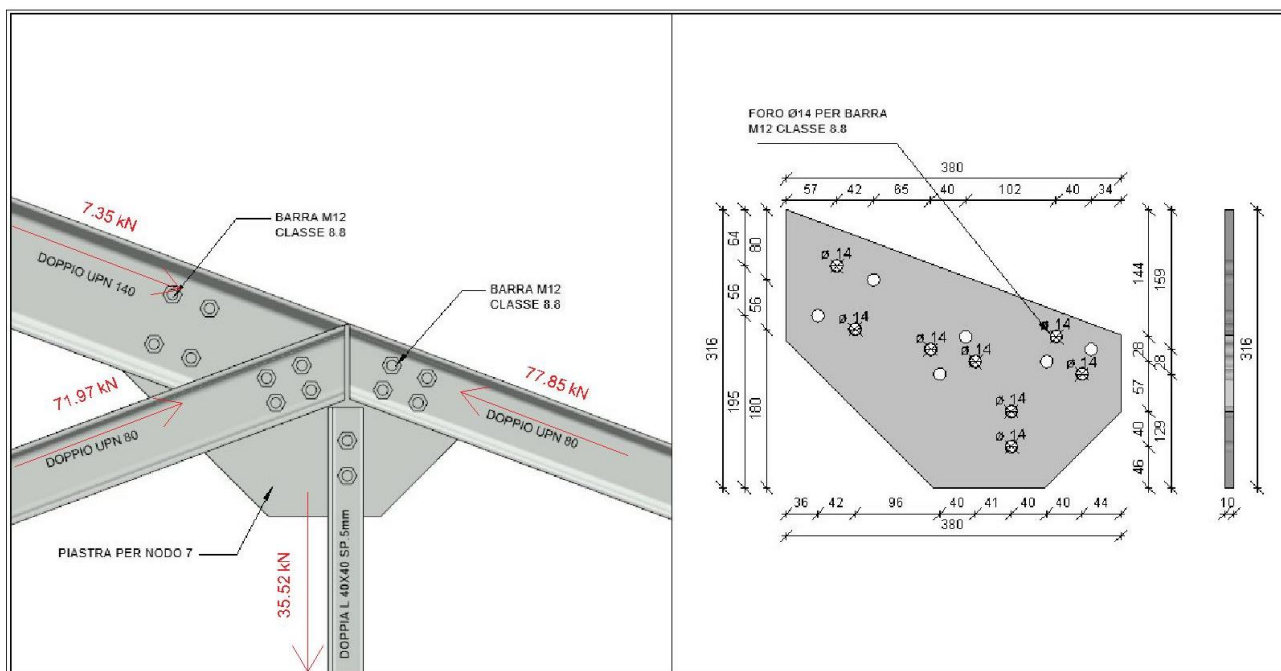


Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Saldatura

	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">INPUT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2">Definizione dell'azione di trazione</td> </tr> <tr> <td>N =</td> <td>915 [N]</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Definizione della geometria dell'unione</td> </tr> <tr> <td>l₁ =</td> <td>70 [mm]</td> </tr> <tr> <td>a_w =</td> <td>3 [mm]</td> </tr> <tr> <td>A_w =</td> <td>210 [mm²]</td> </tr> </tbody> </table>	INPUT		Definizione dell'azione di trazione		N =	915 [N]	Definizione della geometria dell'unione		l ₁ =	70 [mm]	a _w =	3 [mm]	A _w =	210 [mm ²]
	INPUT														
Definizione dell'azione di trazione															
N =	915 [N]														
Definizione della geometria dell'unione															
l ₁ =	70 [mm]														
a _w =	3 [mm]														
A _w =	210 [mm ²]														

VERIFICA (NTC 2018)	
Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\square}^2 + \tau_{\perp}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta\gamma_{M2}}$	3.77 < 404.71
	Verificato
Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$F_{m,Ed} \leq F_{m,Rd} = \frac{a_m f_{tk}}{\sqrt{3}\beta\gamma_{M2}}$	6.54 < 700.97
	Verificato

UNIONE NODO TIPO 7



Verifica doppio UPN 80 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione
	V = 77850 [N]
	Definizione della geometria dell'unione
	db ₁ = 25.00 [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
Fb ₁ = 19462.5 [N]	Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione

VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)			
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8.8
		Scelta ϕ dei bulloni	12
Spessori collegati		Distanze [mm]	
$t_1 =$	10 [mm]	$e_1 =$	40
$t_2 =$	10 [mm]	$e_2 =$	25
		$p_1 =$	40
		$p_2 =$	30
Unione normale			
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	19462.50 < 32371.20	Verificato	
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	19462.50 < 103200.00	Verificato	
$V_{Ed} < V_{eff,1,Rd}$	77850.00 < 213602.52	Verificato	

Verifica doppio UPN 140 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione
	$V =$ 7350 [N]
	Definizione della geometria dell'unione
	$db_i =$ 37.50 [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
$F_{b_i} =$ 1837.5 [N]	Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione

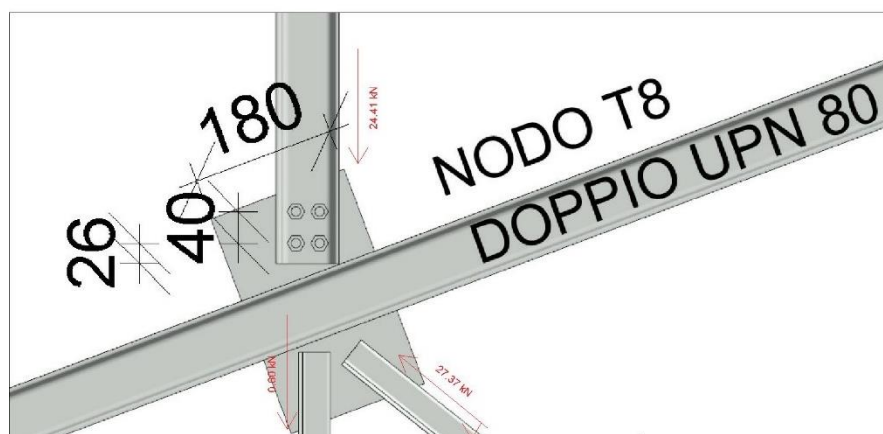
VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)			
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8.8
		Scelta ϕ dei bulloni	12
Spessori collegati		Distanze [mm]	
$t_1 =$	10 [mm]	$e_1 =$	35
$t_2 =$	14 [mm]	$e_2 =$	40
		$p_1 =$	45
		$p_2 =$	60
Unione normale			
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	1837.50 < 32371.20	Verificato	
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	1837.50 < 92615.38	Verificato	
$V_{Ed} < V_{eff,1,Rd}$	7350.00 < 344645.05	Verificato	

Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 Classe 8.8

		Definizione azioni	
		$N_{Ed,comento}$ [kN] =	35.52
Caratteristiche dei profili		Caratteristiche dei bulloni	
Classe		Classe	
EN10025 - S275 / S275 N/NL		8.8	
Profilo		Diametro	
2L 40x5		M 12	
		Diam. max fori [mm]	
		13	
		Passo [mm]	
		35	
		Caratteristiche del piatto	
		Classe piatto	
		EN10025 - S275 / S275 N/NL	
		t piatto [mm]	
		10	

VERIFICA BULLONI EC3-1-8	
Profilo	2L 40x5
t profilo [mm]	5.00
t piatto [mm]	10.00
e [mm]	11.4
γ_M	1.25
\varnothing_b	12.00
n_b	2
e_1 [mm]	30
n_s	2
Classe b	8.8
$f_{u,b}$ [N/mm ²]	800.00
$f_{u,profilo}$ [N/mm ²]	430.00
$f_{u,piatto}$ [N/mm ²]	430.00
A_{bros} [mm ²]	84.30
α_v	0.60
$F_{v,Rd}$ [kN]	64.74
$F_{b,Rd1}$ prof. [kN]	62.29
$F_{b,Rd2}$ piatto [kN]	62.29
R_b [kN]	21.20
$R_b < F_{v,Rd}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd1}$	Verificato
$R_b < F_{b,Rd2}$	Verificato

UNIONE NODO TIPO 8



Verifica doppio UPN 80 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione $V = 24410$ [N]
	Definizione della geometria dell'unione
	$db_1 = 25.00$ [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
$F_{b1} = 6102.5$ [N] Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione	

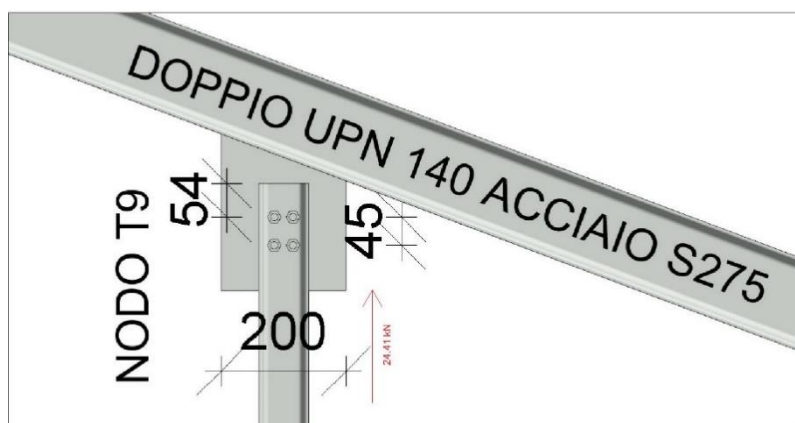
VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)																					
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8,8																		
		Scelta ϕ dei bulloni	12																		
	<table border="1"> <tr><th colspan="2">Spessori collegati</th></tr> <tr><td>$t_1 =$</td><td>10 [mm]</td></tr> <tr><td>$t_2 =$</td><td>10 [mm]</td></tr> </table>	Spessori collegati		$t_1 =$	10 [mm]	$t_2 =$	10 [mm]	<table border="1"> <tr><th colspan="4">Distanze [mm]</th></tr> <tr><td>$e_1 =$</td><td>26</td><td>$p_1 =$</td><td>40</td></tr> <tr><td>$e_2 =$</td><td>25</td><td>$p_2 =$</td><td>30</td></tr> </table>		Distanze [mm]				$e_1 =$	26	$p_1 =$	40	$e_2 =$	25	$p_2 =$	30
Spessori collegati																					
$t_1 =$	10 [mm]																				
$t_2 =$	10 [mm]																				
Distanze [mm]																					
$e_1 =$	26	$p_1 =$	40																		
$e_2 =$	25	$p_2 =$	30																		
Unione normale																					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	6102.50 <	32371.20	Verificato																		
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	6102.50 <	68800.00	Verificato																		
$V_{Ed} < V_{dft,1,Rd}$	24410.00 <	192433.01	Verificato																		

Verifica doppia L40x40x5 ACCIAIO S275 e Saldatura

INPUT	
Definizione dell'azione di trazione	
N =	27370 [N]
Definizione della geometria dell'unione	
$l_1 =$	70 [mm]
$a_w =$	3 [mm]
$A_w =$	210 [mm ²]

VERIFICA (NTC 2018)	
Metodo direzionale	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$\sqrt{\sigma_1^2 + 3(\tau_{\square}^2 + \tau_1^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$	112.87 < 404.71
	Verificato
Metodo semplificato	EN10210 - S275 H/NH/NLH
$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$	195.50 < 700.97
	Verificato

UNIONE NODO TIPO 9



Verifica doppio UPN 80 ACCIAIO S275 e Bulloni M12 classe 8.8

	INPUT
	Definizione dell'azione $V = 24410$ [N]
	Definizione della geometria dell'unione $db_1 = 25.00$ [mm]
OUTPUT - Forza agente sui singoli bulloni	
$Fb_1 = 6102.5$ [N] Forza agente su ogni singolo bullone dell'unione	

VERIFICA (NTC 2018 punto 4.2.8.1)																					
Classe acciaio	EN10210 - S275 H/NH/NLH	Classe bulloni	8,8																		
		Scelta ϕ dei bulloni	12																		
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">Spessori collegati</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$t_1 =$</td> <td>10 [mm]</td> </tr> <tr> <td>$t_2 =$</td> <td>10 [mm]</td> </tr> </tbody> </table>	Spessori collegati		$t_1 =$	10 [mm]	$t_2 =$	10 [mm]	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="4">Distanze [mm]</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$e_1 =$</td> <td>54</td> <td>$p_1 =$</td> <td>40</td> </tr> <tr> <td>$e_2 =$</td> <td>25</td> <td>$p_2 =$</td> <td>30</td> </tr> </tbody> </table>		Distanze [mm]				$e_1 =$	54	$p_1 =$	40	$e_2 =$	25	$p_2 =$	30
Spessori collegati																					
$t_1 =$	10 [mm]																				
$t_2 =$	10 [mm]																				
Distanze [mm]																					
$e_1 =$	54	$p_1 =$	40																		
$e_2 =$	25	$p_2 =$	30																		
Unione normale																					
$F_{v,Ed} < F_{v,Rd}$	$6102.50 < 32371.20$	Verificato																			
$F_{v,Ed} < F_{b,Rd}$	$6102.50 < 103200.00$	Verificato																			
$V_{Ed} < V_{Ed,1,Rd}$	$24410.00 < 234772.03$	Verificato																			

9. RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

Ai sensi del paragrafo 6.2.2 del D.M. 17 gennaio 2018 essendo l'intervento di modesta rilevanza e ricadente in zone ben conosciute dal punto di vista geotecnico, la progettazione è basata sull'esperienza e sulle conoscenze disponibili e quindi le caratteristiche geologiche del terreno sono state supposte dal progettista sulla base delle numerose esperienze pregresse effettuate in siti vicini al sito di progetto e sulla base di consultazioni avvenute con geologi operanti nell'area. Le caratteristiche di terreno ipotizzate nel progetto sono comunque più gravose di quelle reali, sono state scelte a favore di sicurezza e sono quelle indicate nel paragrafo per la definizione dell'azione sismica. L'edificio dai sopralluoghi effettuati non presenta danni dovuti a problemi di cedimenti o geotecnici di altra natura. Trattandosi di intervento locale ai sensi delle NTC 2018, è possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, in quanto sono presenti le seguenti condizioni:

x) nella costruzione non sono presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;

- y) gli interventi progettati non comportano sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- z) gli stessi interventi non comportano rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- aa) sono esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

Inoltre, è stata condotta una valutazione in ordine ai carichi dovuti alla copertura che gravano sulla costruzione e quindi nelle fondazioni, sia nello stato di fatto che nello stato di progetto. Tale valutazione permette di affermare che, a parità di carichi variabili e di carichi permanenti strutturali che possono ritenersi simili tra struttura lignea esistente e struttura in acciaio, rimuovendo il pianellato esistente e demolendo la camorcanna del sottotetto (che sono sostituiti rispettivamente da pannello sandwich con onduline e graticcio metallico con cartongesso) i carichi non strutturali (G2) si sono ridotti del 40%.