



COMUNE DI OSIMO

PROVINCIA DI ANCONA



NUOVA PAVIMENTAZIONE LOGGIATO

PROGETTO ESECUTIVO

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

SPONSOR:	DHOMEUS SRL VIA BRANCONDI 56 LORETO (AN)
COMMITTENTE:	Dott. Simone Pugnaroni
Dirigente UTC:	Ing. Roberto Vagnozzi
Rup:	Arch. Viviana Caravaggi Vivian
Progetto Architettonico:	Arch. Viviana Caravaggi Vivian
Progetto Strutturale:	Ing. Massimo Conti



RELAZIONE TECNICA

La presente relazione si riferisce al dimensionamento ed alla verifica degli elementi strutturali previsti nell'ambito dei lavori di realizzazione della nuova pavimentazione del Loggiato del Comune di Osimo. L'intervento si rende indispensabile per la tutela e la salvaguardia dei reperti archeologici rinvenuti a seguito di operazioni di scavo nell'area in oggetto e si configura come intervento locale, secondo quanto previsto al paragrafo 8.4.3 del D.M. 14 gennaio 2008 (Norme tecniche per le costruzioni); esso riguarda singole parti e/o elementi della struttura e interessa porzioni limitate della costruzione. L'area oggetto di intervento è parte del complesso comprendente il Palazzo Comunale e la Torre Civica ed è censito al NCEU al Foglio n. 41 part. 257 sub 6 cat.B/4 di proprietà del Comune di Osimo.

Durante le operazioni di demolizione della soletta in cls della vecchia pavimentazione, sono emersi alcuni resti di ossa umane, oltre che delle fondazioni degli edifici preesistenti in sito. Tempestivamente è stata allertata la Soprintendenza e il Comando dei Carabinieri di Osimo, che hanno effettuato il Sopralluogo nel quale è stato chiesto, al Comune di Osimo, un approfondimento dell'indagine archeologiche, ai sensi e per gli effetti del D.Lgs. 42/2004 e ss.mm.ii. artt. 28 comma 4 ed art. 96 del D.Lgs. 163/2006 e ss.mm.ii.. Proseguendo con gli scavi, in data 30 maggio 2016, è stata rinvenuta parte di una scultura femminile, elegante nella trasparenza del pannello delle vesti e realizzata in marmo di Thassos (pietra naturale molto pregiata di origine greca). Immediatamente, tale scultura, è stata trasportata al museo Civico per le operazioni di restauro, effettuate da funzionari tecnici della Soprintendenza. A seguito delle recenti scoperte archeologiche, l'Amministrazione Comunale ha sospeso i lavori in corso, per la realizzazione della pavimentazione iniziati nel marzo 2016, ed ha convenuto di ripensare ad un progetto organico necessario per definire, conservare e gestire i ritrovamenti ed al contempo valorizzare i reperti. Il nuovo progetto riguarda anche parti strutturali (solaio della pavimentazione) il cui progettista è Ing. Massimo Conti.

L'intervento progettato prevede la realizzazione di un nuovo solaio che consenta di ripristinare la fruibilità del loggiato, ma al contempo permette di salvaguardare e rendere visibili i reperti archeologici. Tale nuovo solaio è pensato con due tipologie:

- con piano di calpestio in vetro;
- con piano di calpestio opaco (tipo cementizio) nelle restanti porzioni.

La prima sarà realizzata nelle zone nord e sud vista la consistente presenza di reperti, mentre la tipologia con finitura opaca sarà adottata nella zona centrale. Le soluzioni strutturali adottate, nonché la posizione e l'estensione di tali tipologie di solai, sono state preventivamente concordate con i tecnici del Ministero dei Beni e delle attività culturali e del turismo – Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici delle Marche – Ancona, e sono vincolati ai due pareri rilasciati (prot. N° 6880 del 21.04.2017 e prot. N° 19959 del 13.11.2017) allegati al progetto. Il parere 19959 del 13.11.2017 è la sintesi del sopralluogo svolto in data 03.10.2017 in situ, in cui sono stati definiti i dettagli esecutivi.

L'intervento prevede la realizzazione dell'orditura principale del nuovo solaio di calpestio con superficie vetrata mediante profili HEB 180 in S275, che si appoggiano e ancorano all'interno di apposite nicchie ricavate nella muratura. La sigillatura degli appoggi/ancoraggi sarà garantita mediante colaggio di malte per ancoraggi strutturali a consistenza fluida, con caratteristiche idonee per la tipologia di muratura. L'orditura secondaria sarà costituita da doppi profili UPN 180 in S275 accoppiati, posti ad interasse costante, come meglio dettagliato negli elaborati di progetto. Perimetralmente alla pavimentazione del loggiato, ovvero ai bordi, sarà installato un cordolo di banchinaggio costituito da un profilo UPN 180 in S275, ancorato alla muratura con connettori $\varnothing 14$ e resine per ancoraggi chimici su muratura.

L'orditura principale del nuovo solaio di calpestio con superficie opaca sarà costituita da profili IPE 180 in S275, ancorati nella muratura con la stessa tecnica dei profili HEB. Il solaio sarà completato con la disposizione di lamiera grecata tipo HI-BOND A55 P770 dello spessore di 10/10 o equivalente secondo lo schema di progetto e successivo getto di soletta in calcestruzzo C28/35 armata con rete $\varnothing 6$

maglia 10x10cm dello spessore di 5 cm, resa collaborante e solidale all'orditura principale mediante connettori a piolo di altezza circa 9 cm. I particolari costruttivi sono meglio dettagliati nelle tavole del progetto esecutivo.

Nel lato sud sarà installato un bi-ordito di ritti e traversi costituiti da doppi UPN 180 in S275 a sostegno della porzione di muratura lasciata a vista a seguito dello scavo. Tale intervento, emerso a seguito del sopralluogo del 03.10.2017, sostituisce il precedente progetto in cui era previsto un muro continuo in c.a. al fine di ottenere un intervento compatibile e reversibile.

Tale struttura ha la funzione di ripristinare le condizioni statiche preesistenti, offrendo un valido contrasto alla muratura, precedentemente fornito dalla spinta del terreno presente prima dello scavo e implementando l'effetto di contenimento della stessa sotto le azioni di spinta del terreno a monte a seguito della realizzazione di un impalcato rigido collegato nella parte sommitale del muro.

La struttura metallica principale del solaio, ovvero le sue dimensioni e posizioni planimetriche è dettata dalla salvaguardia del bene sottostante, individuato dalla Soprintendenza Archeologica e Architettonica. La "teca trasparente" realizzata in acciaio e vetro, è progettata per ovviare alla rimozione della pietra facente parte della porzione di abside antica.

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. 14.01.2008 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 – *“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.”*
- D.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. 14.01.2008 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

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

- definizione delle azioni agenti in condizioni statiche;
- predisposizione della combinazione di carico fondamentale allo SLU (§2.5.3 NTC 2008)
- 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, è stato utilizzato il seguente programma di calcolo: NAMIRIAL CMP vers. 29.0. Il software è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di edifici e strutture in acciaio e cemento armato per i quali ne consente la modellazione tridimensionale. 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.

RELAZIONE SUI MATERIALI UTILIZZATI

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

Acciaio per carpenteria

Classe dell'acciaio per carpenteria: S275JR (UNI EN 10025-2)

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,k} \geq 430 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,k} \geq 275 \text{ MPa}$

Bulloni per collegamenti

Classe dei bulloni: 8.8

Classe dei dadi: 8.8

Tensione caratteristica di rottura: $f_{t,b} \geq 800 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{y,b} \geq 640 \text{ MPa}$

Forza di serraggio $N_s = 0,8 f_{K,N} A_{res}$

Coppia di serraggio $T_s = 0,2 N_s d$

Calcestruzzo per opere di fondazione

Per tutte le opere in c.a. di fondazione, si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "**C 25/30**" ($R_{ck}=30 \text{ N/mm}^2$); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- modulo elastico E 31447 N/mm^2
- res. cil. compressione f_{ck} $= 0.83 \times R_{ck} = 24.9 \text{ N/mm}^2$
- coeff. materiale γ_c 1.5
- res. progetto s.l.u. f_{cd} $= f_{ck}/\gamma_c = 16.6 \text{ N/mm}^2$
- tens. max s.l.u. $= 0.85 f_{cd} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
- classe di esposizione XC2 – Rapporto acqua/cemento $\leq 0,6$
- minimo contenuto in cemento 300 kg/mc
- Classe di consistenza S4 – Diametro massimo inerti 25 mm
- Copriferro minimo 25 mm

Calcestruzzo per opere di elevazione

Per tutte le opere in c.a. di elevazione, si prevede l'impiego di un calcestruzzo di classe "**C 28/35**" ($R_{ck}=35 \text{ N/mm}^2$); pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- modulo elastico E 32308 N/mm^2
- res. cil. compressione f_{ck} $= 0.83 \times R_{ck} = 29.05 \text{ N/mm}^2$
- coeff. materiale γ_c 1.5
- res. progetto s.l.u. f_{cd} $= f_{ck}/\gamma_c = 19.37 \text{ N/mm}^2$
- tens. max s.l.u. $= 0.85 f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$
- classe di esposizione XC3 – Rapporto acqua/cemento $\leq 0,55$
- minimo contenuto in cemento 320 kg/mc

- Classe di consistenza S4 – Diametro massimo inerti 25 mm
- Copriferro minimo 25 mm

Acciaio per armature

Si utilizzeranno barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C** controllate in stabilimento, pertanto nelle valutazioni di resistenza con il metodo degli stati limite si assumono i seguenti parametri:

- modulo elastico E	=210000	N/mm ²
- resistenza. trazione f_{tk} (min)	= 540	N/mm ²
- snervamento f_{yk} (min)	= 450	N/mm ²
- Allungamento minimo a rottura	= 7.5%	
- rapporto minimo f_t/f_y	= 1.15	
- rapporto massimo f_t/f_y	= 1.35	
- coeff. materiale γ_s	= 1.15	
- res. progetto s.l.u. $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$	= 391.3	N/mm ²
- coeff. materiale γ_s	= 1.0	
- tens. progetto sle- az. Rare $= 0.8 f_{yk}$	= 360	N/mm ²

Le armature da porsi in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato, dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto di fusione.

AZIONI

I valori delle azioni considerati nei calcoli sono quelli previsti dal D.M. 14.01.2008; in particolare sono stati considerati i carichi elementari di seguito riportati:

- Per solaio con finitura vetrata:

Permanenti strutturali G1

- Peso proprio profili HEB 180 S275: 0.51 KN/m
- Peso proprio profili DOPPIO UPN 180 S275: 0.44 KN/m

Permanenti non strutturali G2

-Peso vetro sp.40mm: 1.00 KN/mq

Sovraccarico accidentale (cat. C3)QK

-Ambienti privi di ostacoli: 6.00 KN/mq

- Per solaio con finitura opaca:

Permanenti strutturali G1

-Peso proprio profili IPE 180 S275: 0.19 KN/m

-Peso proprio lamiera grecata tipo HI-BOND A55 P770: 0.13 KN/mq

- Peso proprio soletta sp. Medio 7,5cm: 1.88 KN/mq

Permanenti non strutturali G2

-Pavimentazione: 0.40 KN/mq

Sovraccarico accidentale (cat. C3) QK

-Ambienti privi di ostacoli: 6.00 KN/mq

- Per struttura di sostegno muratura sud:

La struttura viene dimensionata, a favore di sicurezza, come se dovesse contenere la spinta del terreno posto a monte senza considerare il contributo della muratura interposta tra la stessa ed il terreno. A seguito dello scavo emerge una muratura eterogenea per caratteristiche meccaniche e geometriche che in una prima fase sono state regolarizzate mediante parete in c.a. continua; a seguito del sopralluogo del 03.10.2017 al fine di ottenere un intervento compatibile e reversibile la struttura in c.a. è sostituita da carpenteria metallica. Le caratteristiche meccaniche 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 e sono comunque più gravose di quelle reali, a favore di sicurezza. A suffragare tale assunzione, vi è il comportamento del muro nel periodo che va dall'epoca dello scavo (maggio 2016) ad oggi (dic 2017), il quale a distanza di più di un anno non ha manifestato alcun degrado ulteriore nonostante si siano alternati diversi carichi in superficie e diversi eventi metereologici di carattere nivo-piovoso.

La muratura in situ sarà comunque, integrata e ristilata con apposita malta in modo da migliorare la continuità dell'apparato murario.

Peso proprio della struttura G1 (lato sud)

-Peso proprio profili DOPPIO UPN 180 S275: 0.44 KN/m

Caratteristiche fisico-meccaniche del terreno (lato sud)

-Peso di volume γ : 20 KN/mc

-Angolo di resistenza al taglio φ' : 25°

-Coesione c' : 0

-Coefficiente di spinta attiva $K_a = 0.41$

COMBINAZIONI DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima 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 in fase statica:**

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

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:

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

combinazione rara

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

combinazione frequente

$$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$$

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 viene implementata all'interno del software secondo quanto previsto dalle NTC '08 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. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$

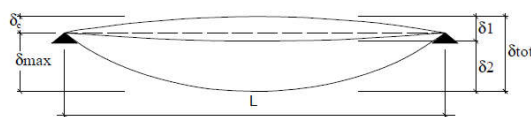


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

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.

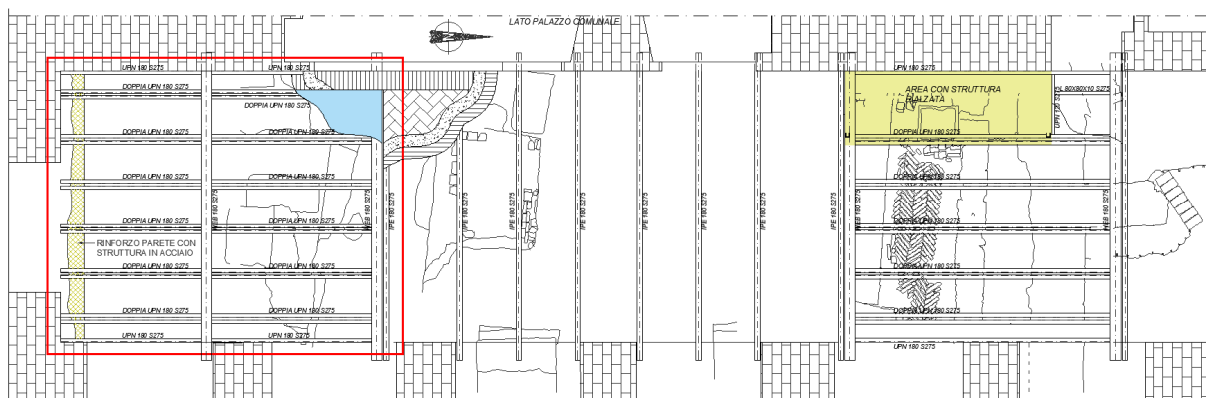
In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati in Tab. 4.2.X, dove L è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

I limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie utilizzate sono per solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili di cui alla Tab. 4.2.X

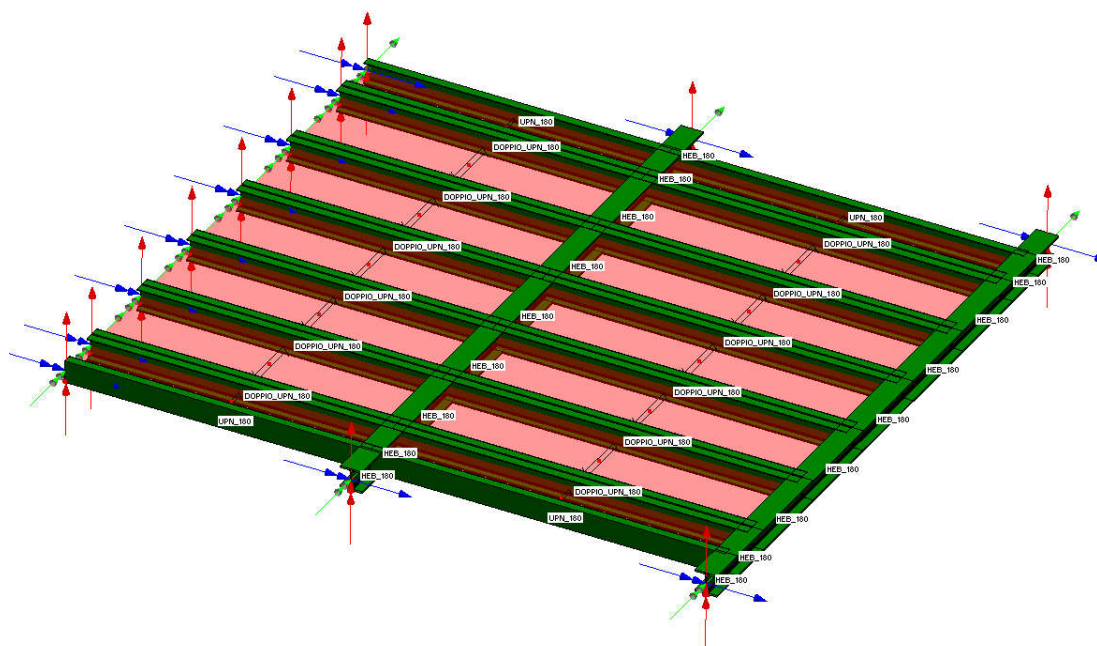
Tabella 4.2.X Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

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.		

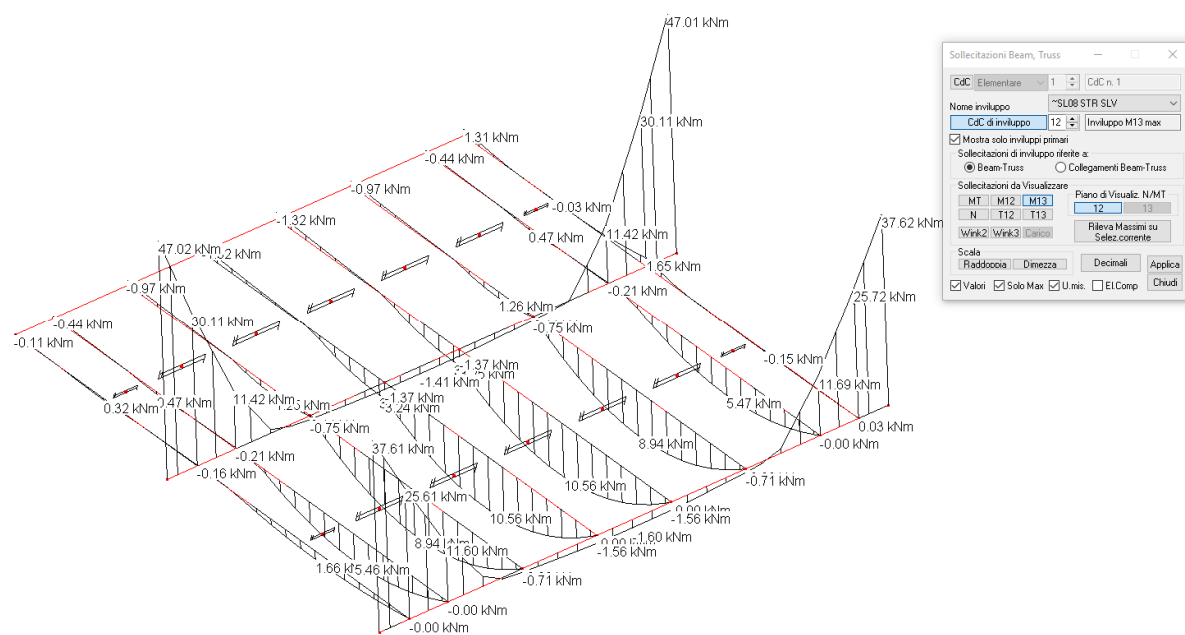
VERIFICA SOLAIO PARTE VETRATA ZONA SUD



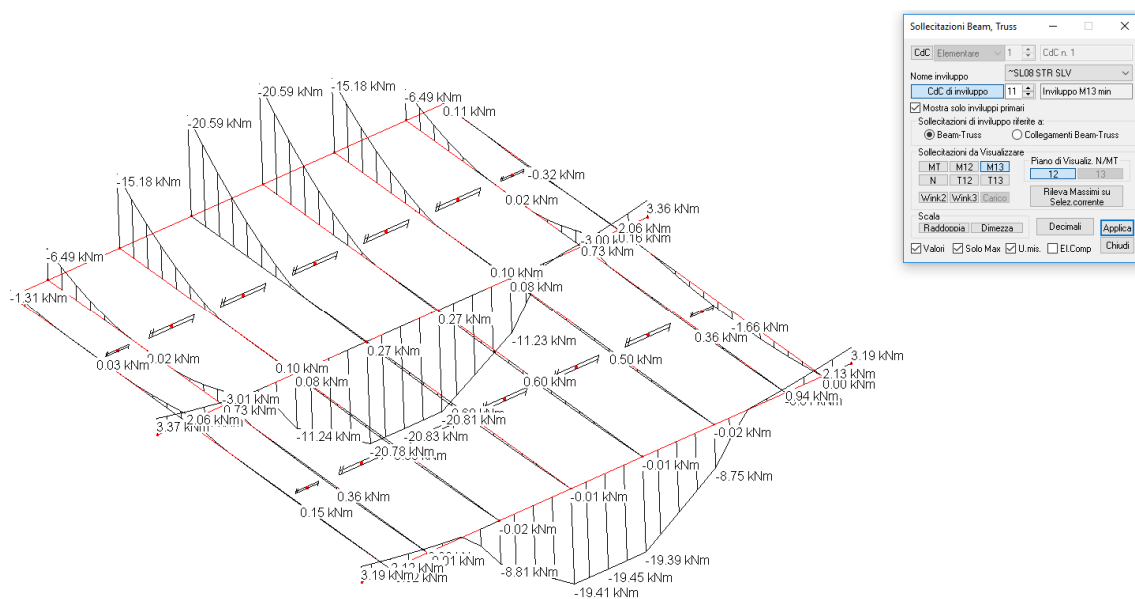
Inquadramento struttura (rosso)



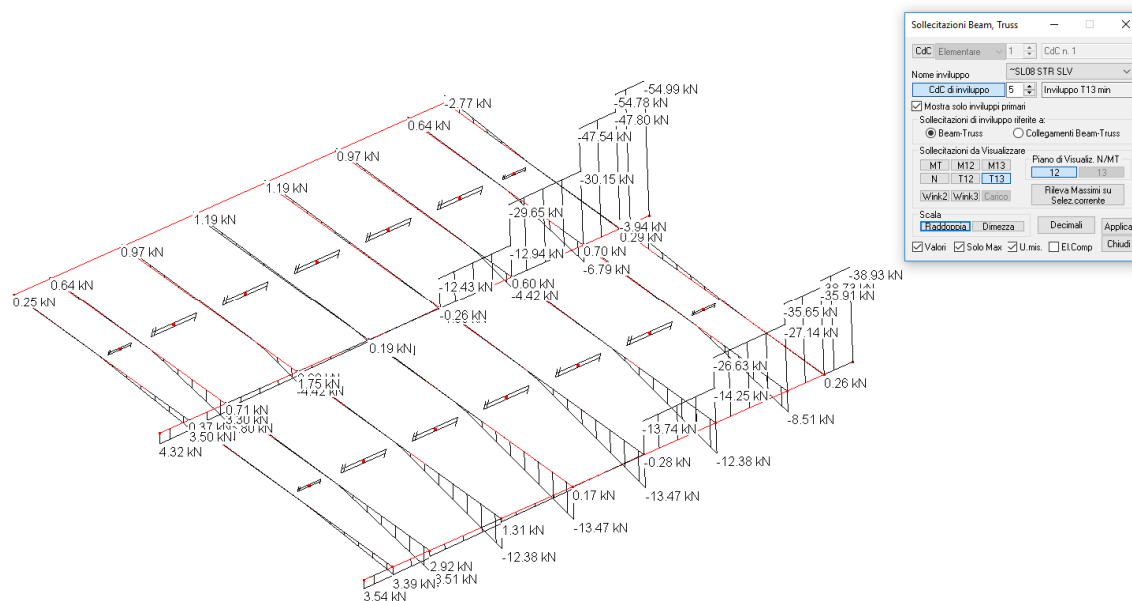
Identificazione sezioni e vincoli



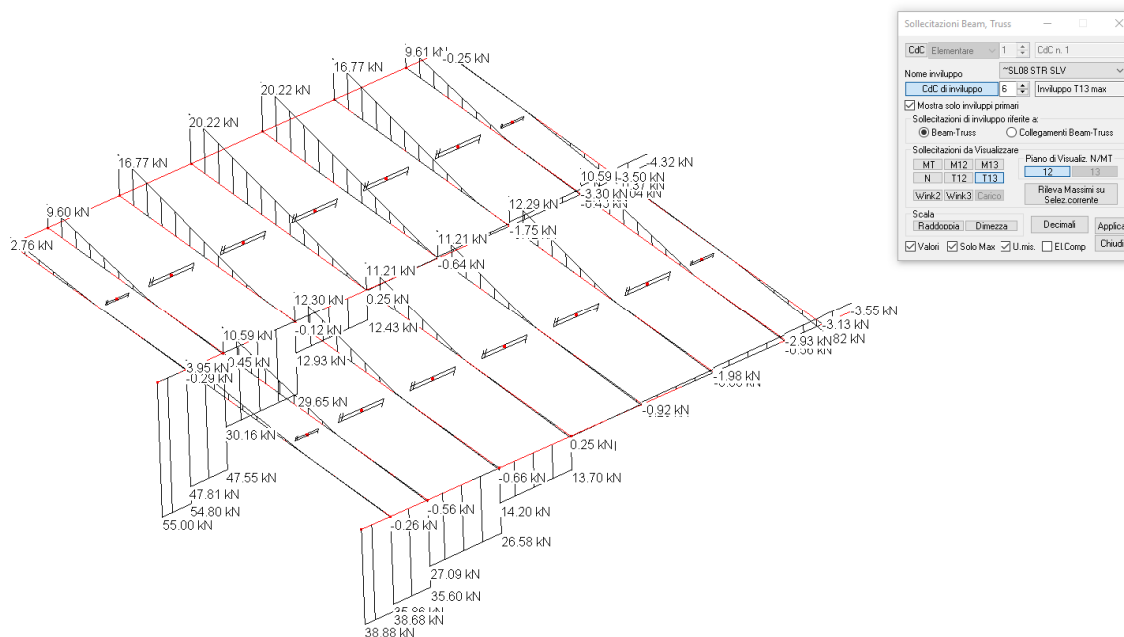
Momento massimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



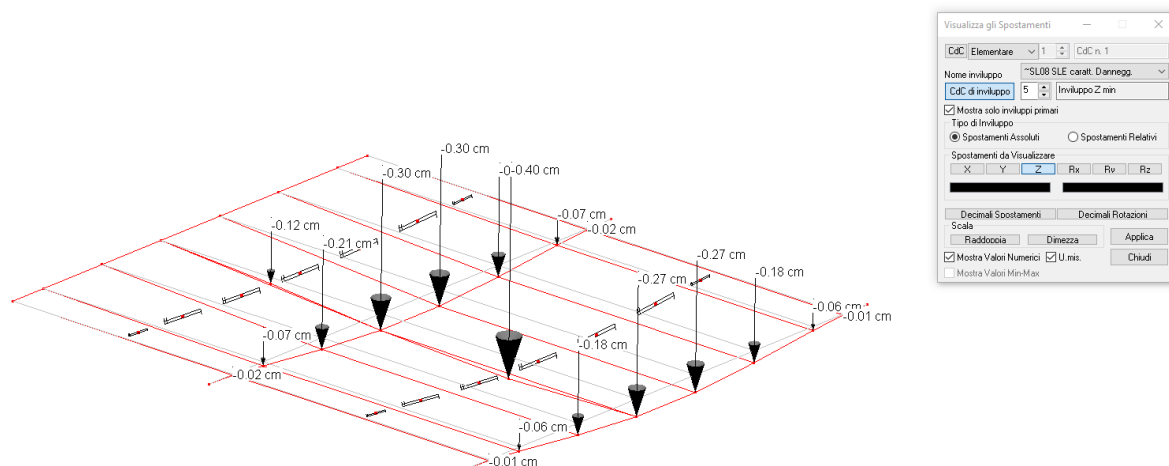
Momento minimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



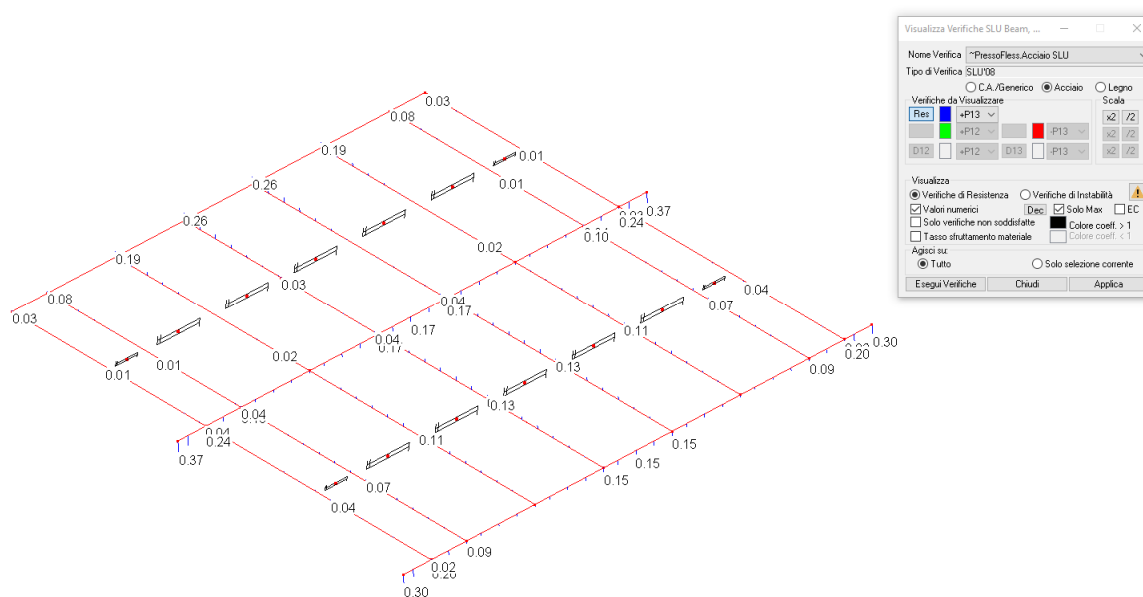
Taglio minimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



Taglio massimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



Spostamento massimo assoluto Z – combinazione SL08 SLE Caratteristica



Verifiche Pressoflessione acciaio

La connessione tra i doppi profili UPN 180 ed il profilo HEB 180 è realizzata mediante piastre 200x180x15 S275 e 4 bulloni M14 8.8 come indicato nel progetto. Vengono eseguite le verifiche dell'unione bullonata che sono di seguito riportate. Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

Particolare 1 - Connessione doppio UPN 180 - HEB 180 - (Tutte le saldature devono avere sezioni di gola min. 10mm) - Scala 1:10			
Pianta	Sezione 1-1'	Sezione 2-2'	Particolare piastra TIPO 1
<p>DOPPIO UPN 180 S275</p> <p>HEB 180 S275</p>	<p>PIASTRA TIPO1 200X180X15 S275</p> <p>DOPPIO UPN 180</p>	<p>PIASTRA TIPO 1 200X180X15 S275</p> <p>BULLONE M14 8.8</p> <p>PIATTO 85X150X15 S275 DI IRRIGIDIMENTO</p>	<p>200</p> <p>50</p> <p>100</p> <p>50</p> <p>180</p> <p>50</p> <p>80</p> <p>50</p> <p>FORO Ø15</p>

Il taglio massimo sollecitante è pari a 12,30 kN, mentre il momento massimo è pari a 3,03 kNm.

VERIFICA BULLONI A TRAZIONE		
F	41.25 kN	
n° bulloni	2	
A _{res}	115 mm ²	
f _{tb}	800 N/mm ²	
γ _{M2}	1.25	
F _{t,Ed}	20.625 kN	
F _{t,Rd}	66.24 kN	
$F_{t,Rd} = \frac{0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M2}}$		
F _{t,Ed} < F _{t,Rd}		
VERIFICA		

VERIFICA PIASTRA A PUNZONAMENTO		
F	41.25 kN	
n° bulloni	2	
dm	15 mm	
tp	10 mm	
ftk	430 N/mm ²	$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$
γ _{M2}	1.25	
Ft,Ed	20.625 kN	Ft,Ed < B _{p,Rd}
B _{p,Rd}	97.26 kN	
VERIFICA		

VERIFICA BULLONI A TAGLIO		
F	12.3 kN	
n° bulloni	4	
A _{res}	115 mm ²	$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}$
f _{tb}	800 N/mm ²	
γ _{M2}	1.25	
F _{v,Ed}	3.075 kN	F _{v,Ed} < F _{v,Rd}
F _{v,Rd}	44.16 kN	
VERIFICA		

VERIFICA BULLONI TRAZIONE E TAGLIO		
Fv,Ed	3.075 kN	$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$
Ft,Ed	20.625 kN	
Ft,Rd	66.24 kN	
Fv,Rd	44.16 kN	
(Fv,Ed/Fv,Rd)+(Ft,Ed/(1.4Ft,Rd))		0.29
VERIFICA		

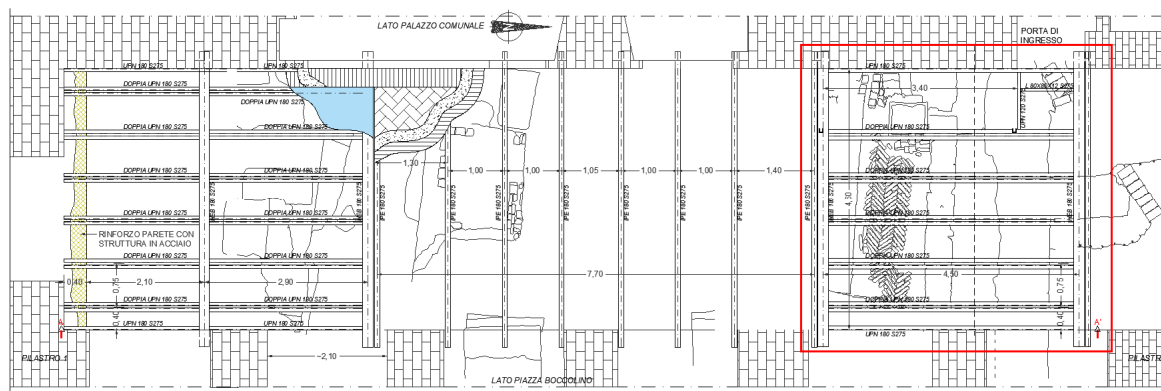
VERIFICA RIFOLLAMENTO PIASTRA	
$\alpha(A)$	1 -
$\alpha(B,C)$	1 -
$k(A,B)$	2.5 -
$k(C)$	2.5 -
$e1$	50 mm
$d0$	15 mm
$p1$	80 mm
ftb	800.00 MPa
ftk	430 MPa
$e2$	50 mm
$p2$	100 mm
d	15 mm
t	10 mm
Fb,Ed	3.075 kN
$Fb,Rd(A)=$	129.00 kN
$Fb,Rd(B)=$	129.00 kN
$Fb,Rd(B)=$	129.00 kN

$$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

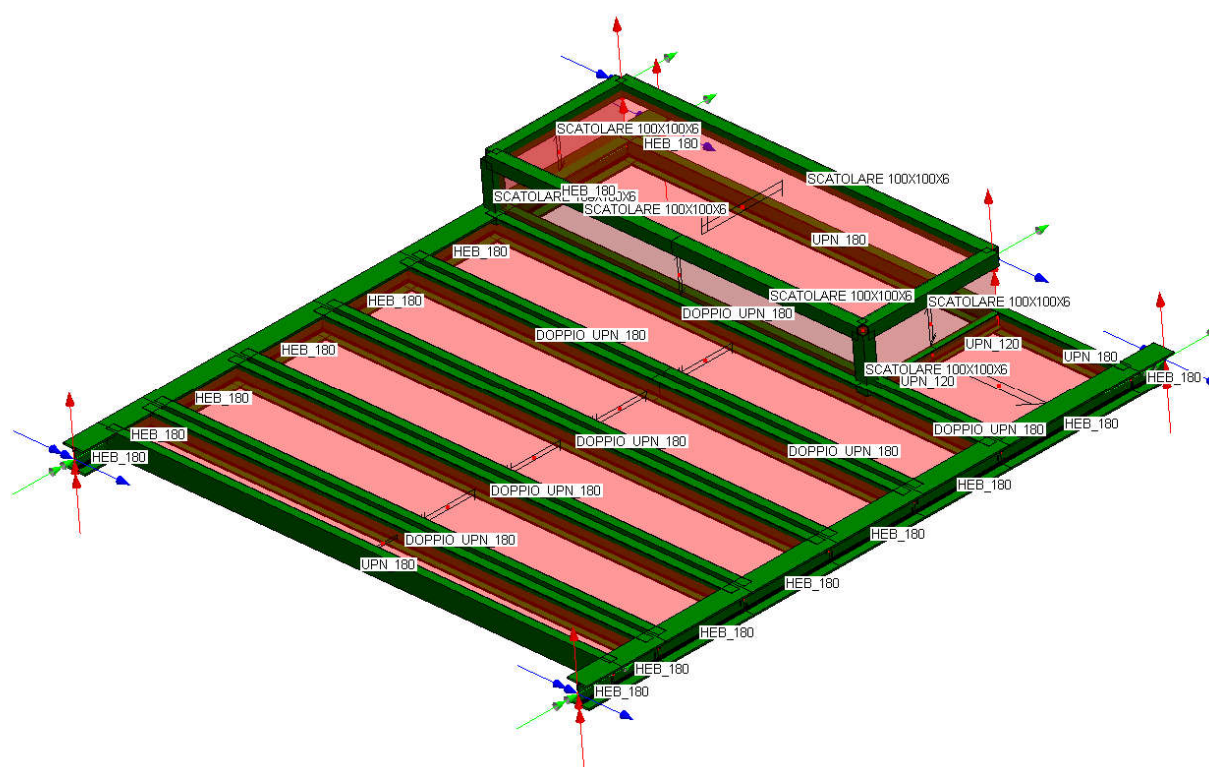
$$Fb,Ed < Fb,Rd$$

VERIFICA

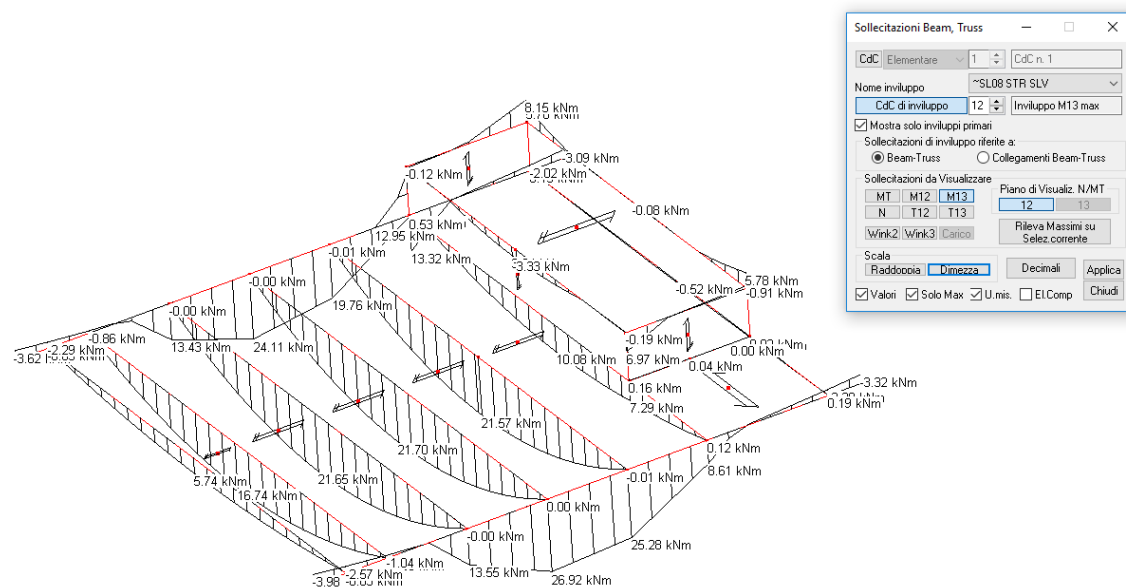
VERIFICA SOLAIO PARTE VETRATA ZONA NORD



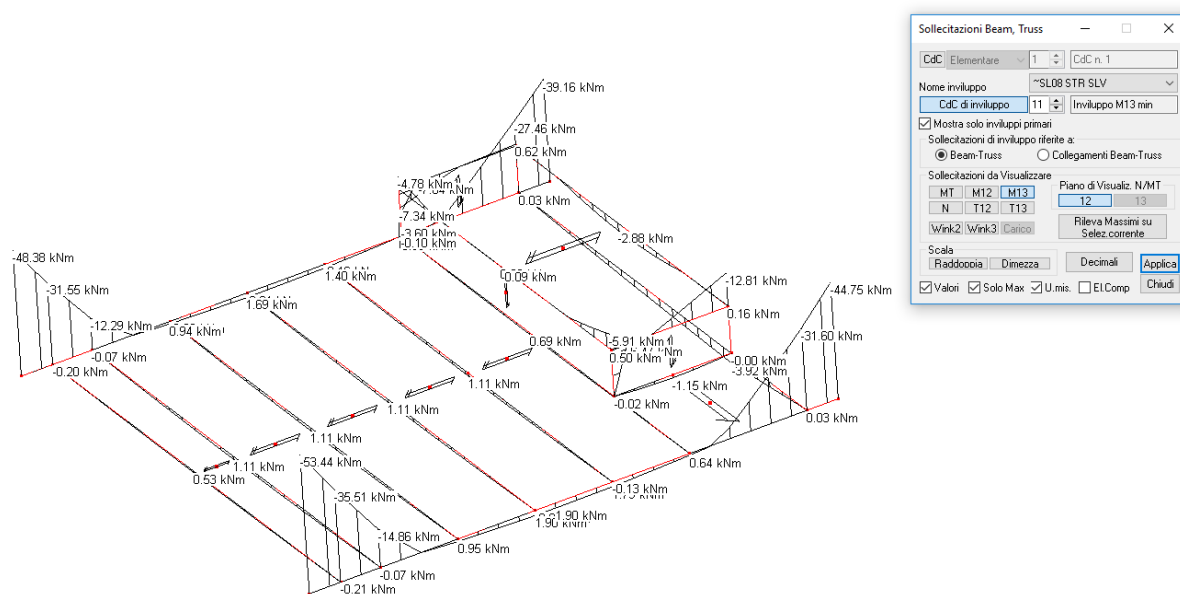
Inquadramento struttura (rosso)



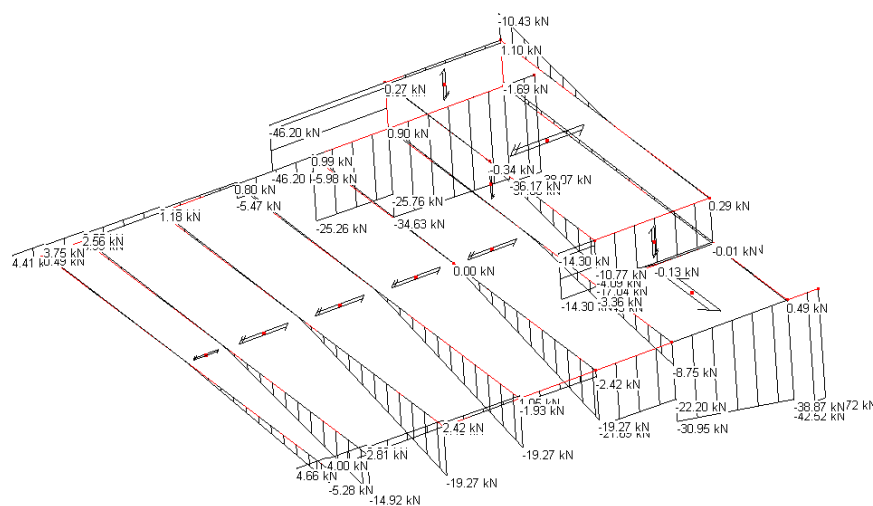
Identificazione sezioni e vincoli



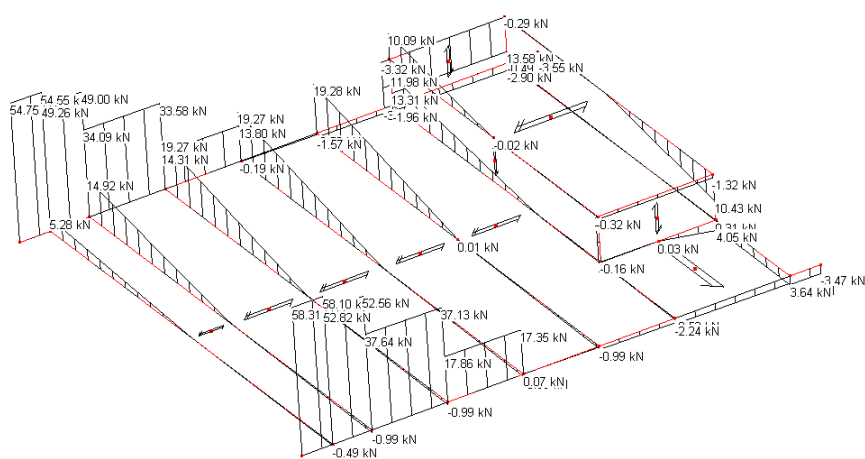
Momento massimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



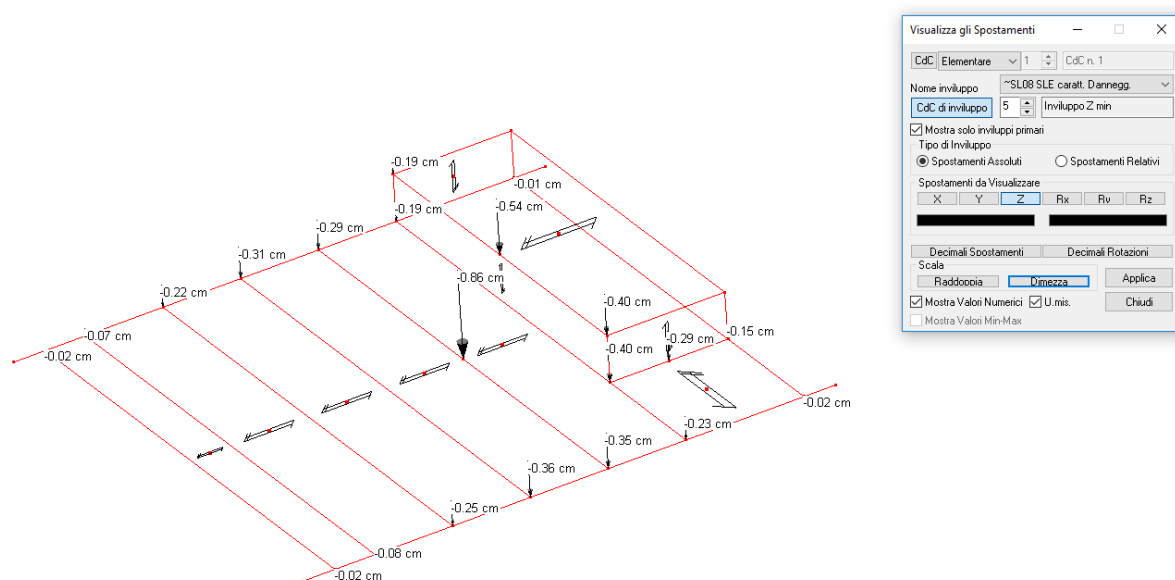
Momento minimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



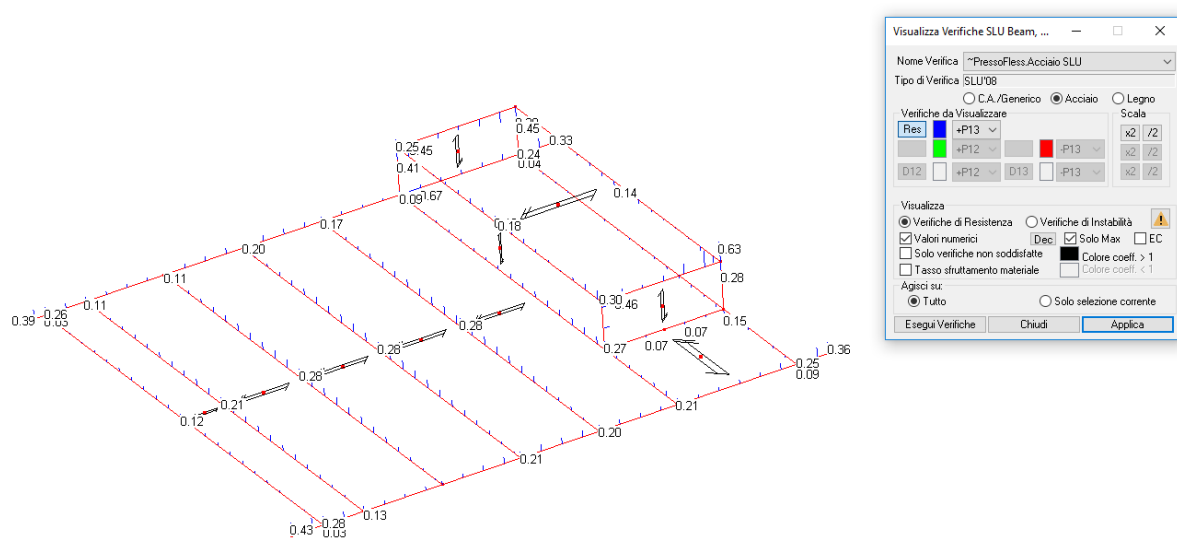
Taglio minimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



Taglio massimo sollecitante – combinazione SL08 STR SLV



Spostamento massimo assoluto Z – combinazione SL08 SLE Caratteristica



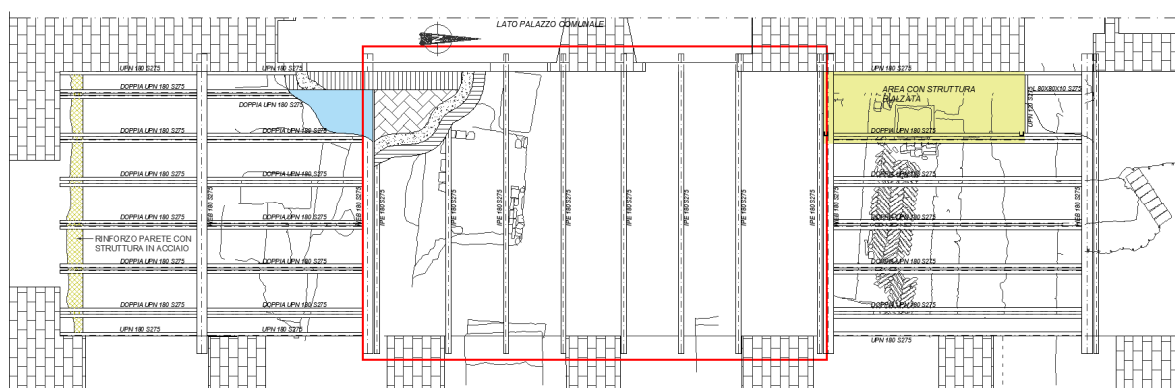
Verifiche Pressoflessione acciaio

La connessione tra UPN 180 e HEB 180 è sollecitata solamente a taglio con un'azione massima pari a 19,30 kN. Di seguito si riportano le verifiche a taglio dei bulloni e a rifollamento della piastra.

VERIFICA BULLONI A TAGLIO	
F	19.3 kN
n° bulloni	4
A _{res}	115 mm ²
f _{tb}	800 N/mm ²
γ _{M2}	1.25
F _{v,Ed}	4.825 kN
F _{v,Rd}	44.16 kN
$F_{v,Rd} = \frac{0.6 \cdot f_{tb} \cdot A}{\gamma_{M2}}$	
F _{v,Ed} < F _{v,Rd}	
VERIFICA	

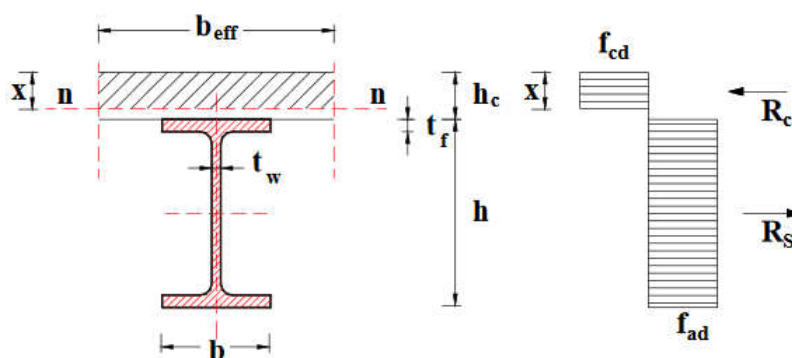
VERIFICA RIFOLLAMENTO PIASTRA	
α(A)	1 -
α(B,C)	1 -
k(A,B)	2.5 -
k(C)	2.5 -
e1	50 mm
d0	15 mm
p1	80 mm
ftb	800.00 MPa
ftk	430 MPa
e2	50 mm
p2	100 mm
d	15 mm
t	10 mm
F _{b,Ed}	4.825 kN
F _{b,Rd(A)}	129.00 kN
F _{b,Rd(B)}	129.00 kN
F _{b,Rd(B)}	129.00 kN
$F_{b,Rd} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$	
F _{b,Ed} < F _{b,Rd}	
VERIFICA	

VERIFICA SOLAIO PARTE OPACA ZONA CENTRALE – SOLLECITAZIONI IN FASE STATICA



Inquadramento struttura (rosso)

La struttura portante del solaio della parte vetrata è costituita da profili IPE 180 S275 posti ad un interasse massimo di 140 cm, con soprastante lamiera grecata e soletta in calcestruzzo C28/35 resa collaborante e solidale mediante connettori $\varnothing 14$ h=9cm ed i=12 cm. Il momento ed il taglio sollecitante massimo, secondo lo schema di trave semplicemente appoggiata, in base ai carichi ed alla combinazione di carico fondamentale, sono rispettivamente pari a 58,6 kNm e 45.08 kN. Il momento resistente della sezione composta acciaio-calcestruzzo è calcolato con analisi plastica (EC4 – 6.2.1.2 *Plastic resistance moment $M_{pl,rd}$ of a composite cross-section*), imponendo l'equilibrio alla rotazione ed alla traslazione della sezione.



$$R_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck} \cdot b_{eff} \cdot h_c}{\gamma_c} \quad \text{resistenza a compressione della soletta di cls}$$

$$R_a = \frac{A_a \cdot f_{y,ad}}{\gamma_a} \quad \text{resistenza a trazione della trave in acciaio}$$

$$\frac{x}{h_c} = \frac{R_a}{R_c} \quad M_{pl,Rd} = R_a \left(\frac{h}{2} + h_c - \frac{x}{2} \right) \quad \text{da cui si ricava la posizione}$$

dell'asse neutro x e segue il calcolo del momento plastico resistente $M_{pl,Rd}$ che è pari a 75.60KNm > Med. La verifica risulta quindi soddisfatta. La resistenza al taglio della sezione composta è pari alla resistenza al taglio della sezione del profilo di acciaio (EC4 - 6.2.2.2 *Plastic resistance to vertical shear*). Il taglio resistente del profilo IPE 180 è pari a:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

dove

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 1125.4 \text{ mm}^2$$

$$f_y = 275 \text{ MPa}$$

$$\gamma_{M0} = 1.05$$

da cui $V_{pl,Rd} = 170.17 \text{ kN} > V_{ed}$ Verifica soddisfatta

CALCOLO DELLA CONNESSIONE A COMPLETO RIPRISTINO DI RESISTENZA

La resistenza della connessione tra acciaio e calcestruzzo è data dalla minore tra la resistenza del connettore e la resistenza a rifollamento del calcestruzzo, in accordo con quanto previsto al paragrafo 6.6.3.1 “*Design resistance*” dell'EC4. La resistenza del connettore e a rifollamento del calcestruzzo valgono rispettivamente:

$$P_{Rd} = \frac{0,8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad P_{Rd} = \frac{0,29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V}$$

Dove:

$f_u=450\text{MPa}$; $d=14\text{mm}$; $\gamma_v=1,25$; $\alpha=1$; $f_{ck}=28\text{MPa}$; $E_{cm}=32308\text{MPa}$; da cui:

$$P_{rd,connettori} = 44.31 \text{ KN}$$

$$P_{rd,calcestruzzo} = 43.25 \text{ KN}$$

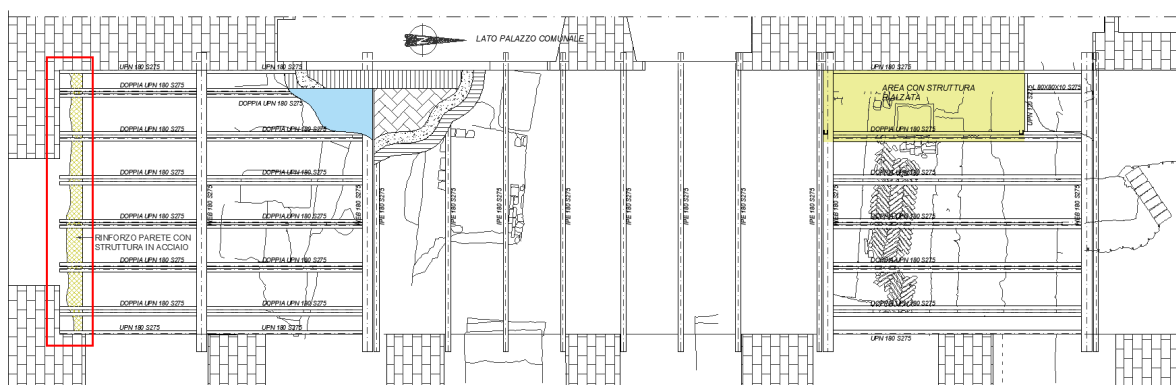
La resistenza a taglio di progetto va opportunamente ridotta del coefficiente k_t che tiene conto della presenza della lamiera grecata con nervature disposte perpendicolarmente all'asse dell'orditura principale (EC4 - 6.6.4.2 *Sheeting with ribs transverse to the supporting beams*). Il coefficiente è pari a:

$$k_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right)$$

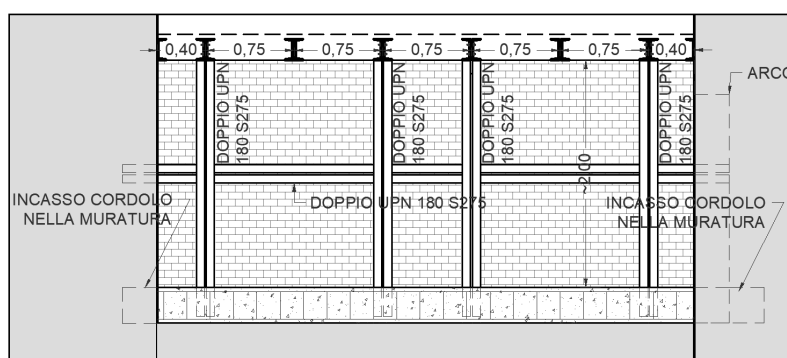
$k_t=0.65$ per singola connessione in ogni nervatura

La resistenza a taglio di progetto dei connettori vale dunque $P_{rd,calcestruzzo} \cdot k_t = 28.11\text{KN}$. L'interasse dei connettori per connessioni è $i=12 \text{ cm}$.

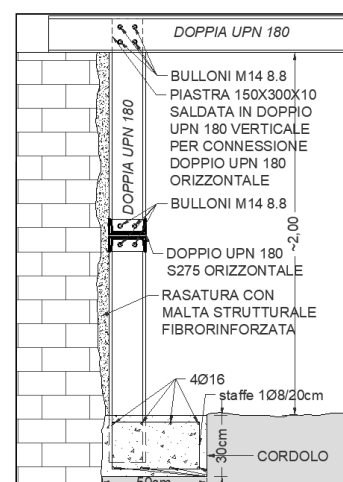
VERIFICA STRUTTURA DI SOSTEGNO MURATURA SUD



Inquadramento struttura (rosso)



Prospetto struttura



Sezione struttura

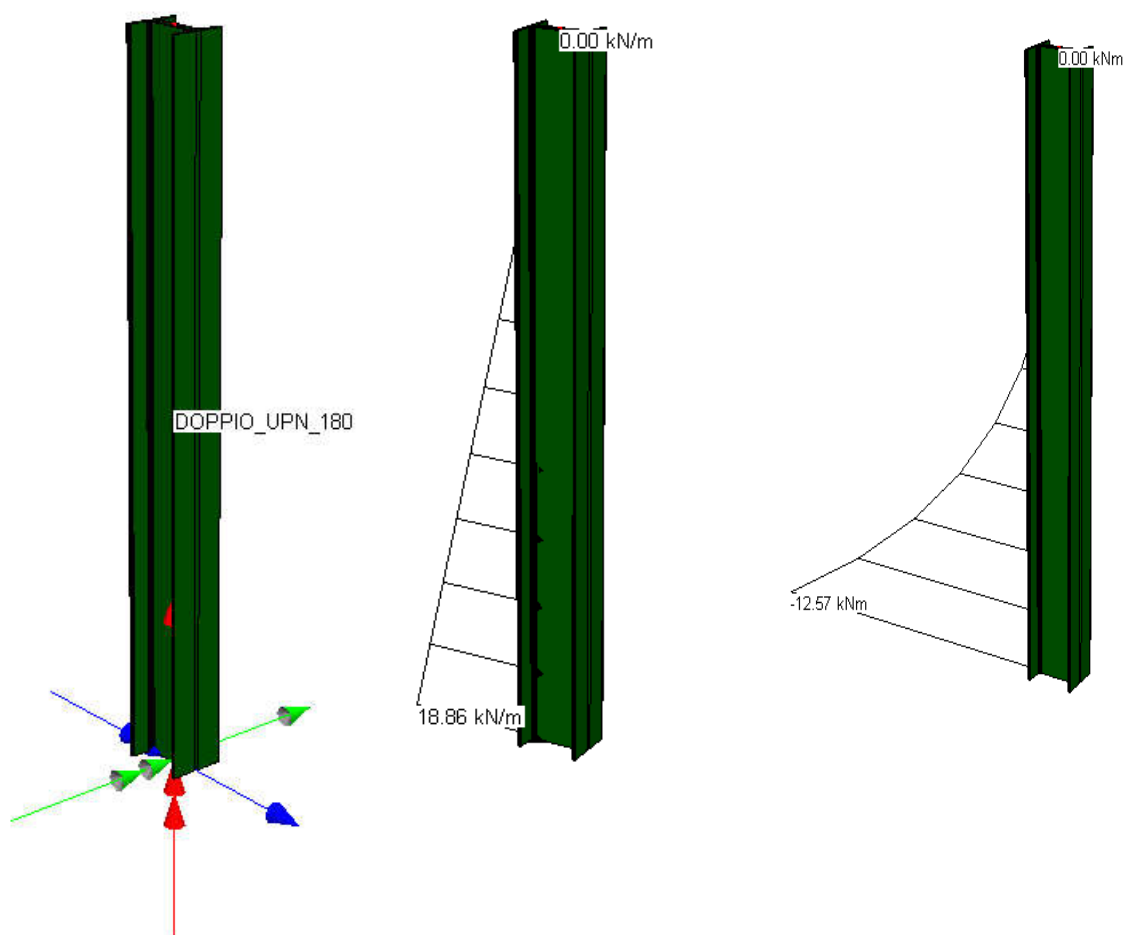
La struttura viene calcolata per contenere la spinta del terreno a monte, trascurando il contributo stabilizzante della parete in muratura. Tale struttura consente di riequilibrare e migliorare l'equilibrio statico, prima garantito dal volume di terreno rimosso a seguito dello scavo.

La spinta del terreno è pari a

$$S_a = \int_0^H \sigma_{h,a} \cdot dz = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

Spinta attiva – Rankine, 1857

applicata a 2/3 dell'altezza del terrapieno a partire dal piano campagna. La spinta, secondo i parametri meccanici ipotizzati e secondo la larghezza massima dell'area di influenza del profilo DOPPIO UPN 180, è pari a 18,86 kN/m.



Identificazione sezione e vincoli

Carico applicato

Momento sollecitante

Il momento sollecitante massimo, secondo lo schema statico adottato, è pari a 15.57 kNm. Il momento resistente del profilo è pari a $M_{res} = W \cdot f_{yd} = 300000 \text{ mm}^3 \cdot 261.9 \text{ MPa} = 78.57 \text{ kNm} > \text{Momento sollecitante}$ dunque la verifica risulta ampiamente soddisfatta seppur non è stato considerato il vincolo in testa realizzato dalla presenza del nuovo solaio.

RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI

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; inoltre è ben visibile in situ il terreno presente recentemente scavato. 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 nei paragrafi precedenti per il calcolo della struttura metallica. Il loggiato, dal maggio 2016 al dicembre 2017 periodo in cui risulta scavato e quindi privo di terreno secondo le quote illustrate negli elaborati grafici, non presenta aggravamenti ascrivibili a cedimenti fondali imminenti o problemi geotecnici di altra natura.

Seppur l'intervento prevede la semplice realizzazione di un solaio di calpestio, ai sensi del paragrafo C8A.5.11 INTERVENTI IN FONDAZIONE è possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, nonché le relative verifiche, in quanto sono presenti le seguenti condizioni:

- x) nella costruzione non siano 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 comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del fabbricato;
- z) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;

Gli accertamenti in merito ad eventuali preesistenze di cedimenti, sono stati svolti anche nel periodo post-sisma 2016.

Schede tecniche tipo:

- **Rete elettrosaldata**



Scheda tecnica Rete elettrosaldata standard Italia
Technical specification: Standard Welded Mesh - Italy

Conformità a norme / Conformity to standards		
Nazione / Country	Norma / standard	Marca / Grade
ITALIA/ITALY	D.M. 14/01/2008	B 450 C
ITALIA/ITALY	D.M. 14/01/2008	B 450 A

Composizione chimica / Chemical composition					
C %	P %	S %	Cu %	N %	Ceq.
max	max	max	max	max	Max
0.22	0.050	0.050	0.80	0.012	0.50
(0.24)	(0.055)	(0.055)	(0.85)	(0.014)	(0.52)

I valori tra parentesi si applicano per analisi sul prodotto/ The figures in brackets apply to product analysis

Proprietà meccaniche – Mechanical properties					
Norma Standard	Marca Grade	Re N/mm ²	Rm N/mm ²	Rm/Re	Agt %
D.M. 14/01/2008	B450 C	≥ 450	≥ 540	≥ 1.15 - ≤ 1.35	≥ 7.5
D.M. 14/01/2008	B450 A	≥ 450	≥ 540	≥ 1.05	≥ 2.5

Qualifiche / Certifications	
Nazione Country	Italia/Italy
Ente Qualificazione Certification body	

Etichettatura / Labelling

Ogni pacco è identificato con una etichetta plastificata che riporta le seguenti informazioni /

Each pack is identified with a plastified label containing the following information:

logo azienda / company logo

numero di lotto / lot number

diametro / diameter

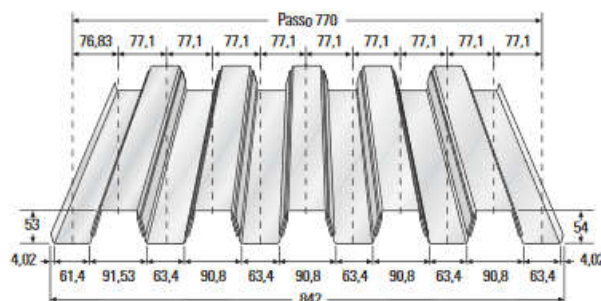
tipo di acciaio / steel grade

data di produzione / production date

norme di riferimento / standards references

- Lamiera grecata

A55-P770-G6 HI-BOND



In accordo con EN 1993-1-3

Materiale:

S280 GD - EN 10346


Limitazione di freccia:


L/180


Carico massimo:

kN/m² 10

Appoggio senza irrigidimento

SEZIONE LORDA																									
S	Peso	J _y	W _{el}	W _{cap}	W _p	l - m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5
mm	Kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m																				
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	P = (daN/m ²)	1000	1000	770	565	430	335	245	180	135	105	90	65	50						
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14	P = (daN/m ²)	1000	1000	1000	775	590	440	315	235	175	135	105	85	65	50					

SEZIONE LORDA																																	
S	Peso	J _y	W _{el}	W _{cap}	W _p																												
mm	Kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	L-m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5	5,75	6						
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	P = (daN/m ²)	950	685	515	405	325	270	225	190	165	145	125	110	95	85	75	65	60	55	50	45	40	35					
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14		1000	960	725	570	460	375	315	270	230	205	180	155	135	120	105	95	85	70	60	50	40	30					

SEZIONE LORDA																															
S	Peso	J _y	W _{el}	W _{esp}	W _p																										
mm	Kg/m ²	cm ⁴ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	cm ³ /m	L = m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4	4,25	4,5	4,75	5	5,25	5,5						
0,8	9,85	52,45	19,43	19,43	22,43	P = (daN/m ²)	1000	820	625	490	395	330	275	235	200	180	155	130	105	85	70	60	50								
1,0	12,36	65,17	24,14	24,14	28,14	P = (daN/m ²)	1000	1000	875	690	555	460	385	330	285	255	215	1700	140	110	90	75	65	55							

- Connettori a piolo

Connettore CTF

Base 38x54 mm fissato con 2 chiodi

Descrizione tecnica

Il connettore a piolo CTF TECNARIA consiste di:

A) Un gambo con testa ottenuta a freddo da una barra di acciaio di diametro nominale 12 mm

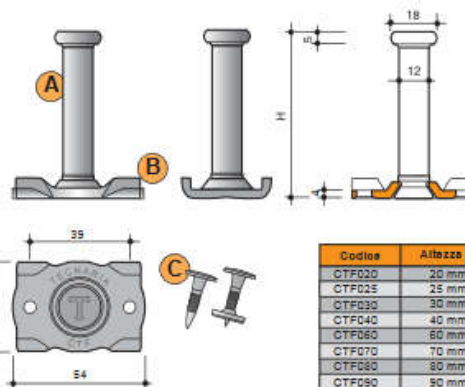
B) una piastra di base rettangolare 38x54 mm di spessore 4 mm ottenuta tramite stampaggio. Il connettore a piolo e la piastra di base sono uniti tramite ricalco a freddo.

C) Due chiodi che passano attraverso i due fori della piastra.

Chiodi in acciaio al carbonio Ø 4,5 mm lunghezza 22,5 mm, Ø testa 14 mm.

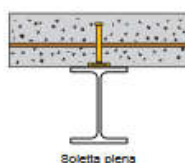
Tutte le parti del connettore sono zincate elettroliticamente con una protezione media di 8 µm che corrisponde ad una resistenza alla corrosione di 2 cicli "Kesternich".

Voce di capitolato: connettore a piolo in acciaio zincato, diametro 12 mm con testa, ribattuto a freddo ad una piastra di ancoraggio 38 x 54 mm di spessore 4 mm, fissato alla struttura in acciaio mediante due chiodi.



Codice	Altezza gambo
CTF020	20 mm
CTF025	25 mm
CTF030	30 mm
CTF040	40 mm
CTF060	60 mm
CTF070	70 mm
CTF080	80 mm
CTF090	90 mm
CTF105	105 mm
CTF125	125 mm
CTF135	135 mm

Resistenza a taglio dei connettori Tecnaria CTF su soletta piena



Soletta piena

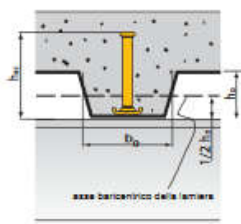
Tipologia	Esempio	Connettore	Resistenza di progetto P_{Rd}	Comportamento del connettore
Soletta piena		CTF040 CTF060 CTF070	30.9 kN	Rigido
		CTF080 CTF090 CTF105 CTF125 CTF135	39.6 kN	Duttile

Le resistenze indicate si riferiscono all'applicazione con calcestruzzo classe C30/37.

Resistenza a taglio del connettore CTF su lamiera grecata



Lamiera grecata



I migliori risultati si ottengono scegliendo i connettori più alti possibili.

Nel caso risulti che sia necessario utilizzare più di un Connettore CTF per nervatura, è conveniente scegliere i connettori DIAPASON.

Nei casi in cui il connettore è posato in una gola di una lamiera grecata trasversale alla trave, la resistenza del connettore dipende dalla classe del calcestruzzo, dalla geometria delle onde e dall'altezza del connettore. La resistenza è calcolata come prodotto di un fattore riduttivo K_t e di una resistenza di riferimento P_R .

$$P_{Rd} = K_t \times P_R$$

$$K_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Dove:

n_r numero di connettori per gola (nei calcoli: ≤ 2)

b_0 larghezza media di gola

h_{sc} altezza connettore

h_p altezza della greca ($h_p < 85$ mm ed $h_p < b_0$)

$P_R = 33.4$ kN (con classe calcestruzzo C30/37).

Esempio di applicazione della formula per la resistenza a taglio del connettore con lamiera grecata.

Tipologia	Esempio	Connettore	Resistenza di progetto P_{Rd}	Comportamento del connettore
Soletta su lamiera grecata H1 - Bond 55 1 connettore per gola		CTF090	20.9 kN	Duttile
		CTF105	28.4 kN	Duttile
		CTF125	28.4 kN	Duttile

Le resistenze indicate si riferiscono all'applicazione con calcestruzzo classe C30/37.

Consultare l'Approvazione Tecnica Socotec o il software Tecnaria per i valori di resistenza con altri tipi di calcestruzzo.