

AUTOSTRADA (A1) : MILANO-NAPOLI

TRATTO : VADO - FIRENZE NORD

INTERVENTI DI RIPRISTINO
DEL VIADOTTO CORZANELLO

OPERA 1816 - progr.km 269+088

PROGETTO ESECUTIVO

- Ripristini e protezione dei calcestruzzi
- Ripristino sistema di smaltimento acque meteoriche
- Realizzazione di nuova accessibilità a cavedi interni archi

INTERVENTI

RELAZIONE DI CALCOLO

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA

Ing. Lanfranco Bernardini
Ord. Ingg. Arezzo N. 541

RESPONSABILE UFFICIO PCM

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

RESPONSABILE DIVISIONE
Esercizio e Nuove Attività

CODICE IDENTIFICATIVO

RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO										RIFERIMENTO ELABORATO				Ordinat:			
Codice	Commessa	N.Prog.	Fase											Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.			
5	10177	-298	PE																STR-011-1	SCALA: -



PROJECT MANAGER:

SUPPORTO SPECIALISTICO

REVISIONE

n.	data
0	NOVEMBRE 2018
1	MARZO 2019
2	MAGGIO 2019

REDATTO:

VERIFICATO:

VISTO DEL COMMITTENTE

autostrade // per l'italia

INDICE

1. OGGETTO	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1. <i>Normativa tecnica.....</i>	5
2.2. <i>Elaborati di riferimento.....</i>	5
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	6
3.1. <i>Alluminio</i>	6
3.2. <i>Acciaio.....</i>	6
3.3. <i>Bulloni in acciaio inox.....</i>	7
4. CRITERI DI CALCOLO	8
4.1. <i>Combinazioni di carico per stati limite.....</i>	8
4.2. <i>Coefficienti parziali per le azioni</i>	9
4.3. <i>Modellazione strutturale</i>	9
5. ANALISI DEI CARICHI.....	11
6. CRITERI DI VERIFICA	12
6.1. <i>Resistenze di calcolo</i>	12
6.2. <i>Classificazione delle sezioni.....</i>	12
6.3. <i>Resistenza delle membrature SLU.....</i>	16
6.4. <i>Resistenza all'instabilità delle membrature SLU.....</i>	18
7. RISULTATI ANALISI.....	21
8. VERIFICHE.....	24
8.1. <i>Classificazione delle sezioni utilizzate</i>	24
8.2. <i>Verifiche SLU</i>	24
8.3. <i>Verifiche all'instabilità SLU</i>	25
9. VALUTAZIONI IN MERITO AGLI EFFETTI SULLE STRUTTURE APPORTATE DALLA CREAZIONE DI NUOVI PASSI D'UOMO	27

1. OGGETTO

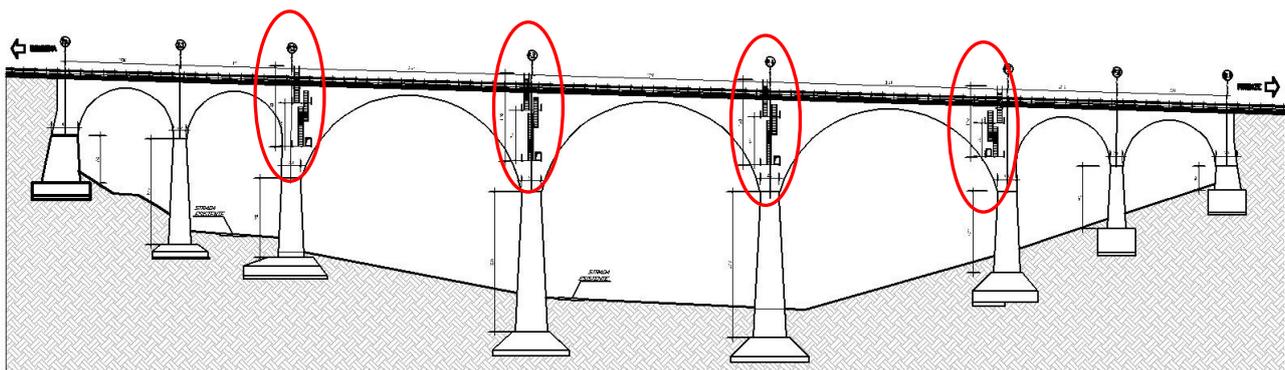
La presente relazione costituisce parte integrante del progetto esecutivo di ripristino del Viadotto Corzanello ubicato alla progressiva km 269+088 dell'Autostrada A1 Milano-Napoli, nel tratto Vado-Firenze Nord, ricadente nel territorio del comune di Calenzano (FI).

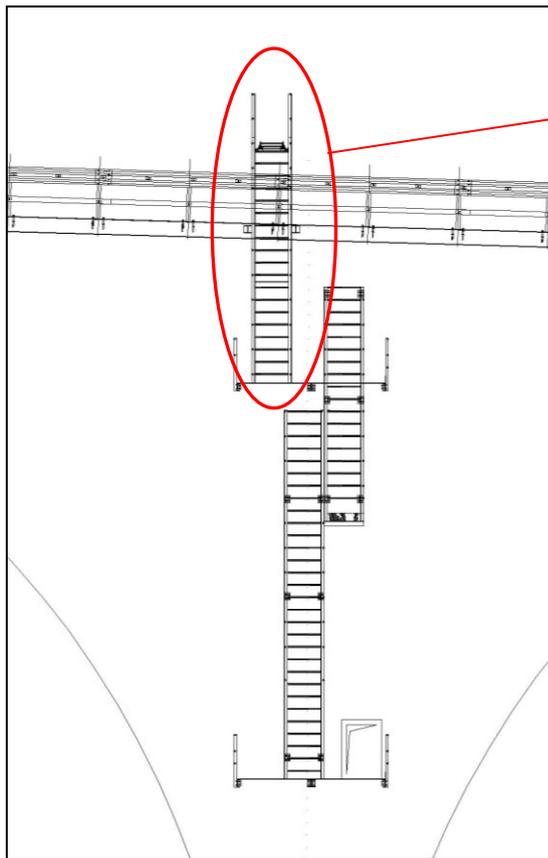
In particolare il presente documento riporta il progetto e le verifiche strutturali della parte in alluminio della scala da installare per consentire l'accesso dalla piattaforma autostradale ai vani interni degli archi del viadotto.

Nel complesso l'accessibilità dall'alto viene consentita per mezzo di tre scale con gabbia intervallate da due pianerottoli, per ogni apertura di accesso ai vani interni, come descritto nell'elaborato STR-009.

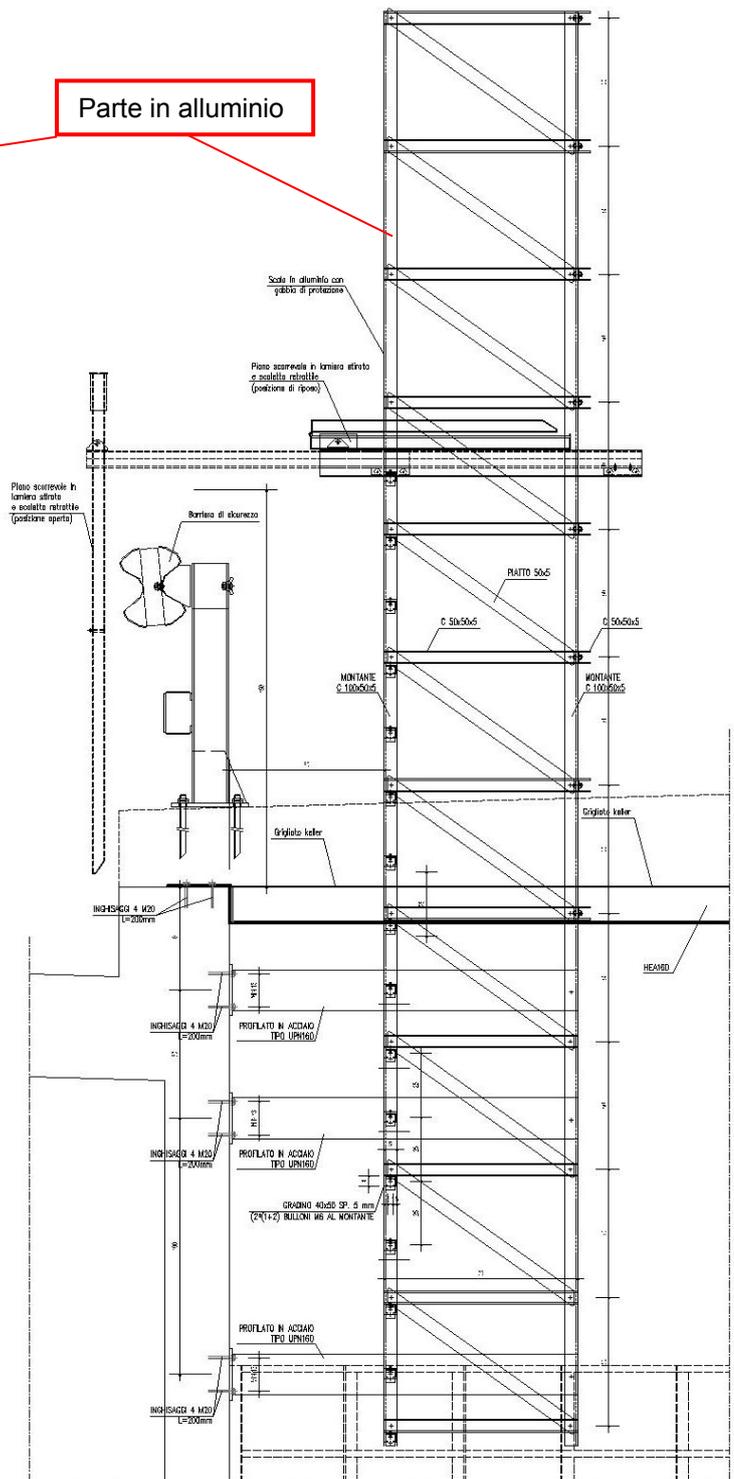
Tutta la carpenteria metallica viene realizzata in acciaio ad eccezione della scala di diretto accesso dalla piattaforma autostradale (quella ubicata più in alto) prevista in alluminio con bullonature in acciaio inox e collegamento al viadotto con travi in acciaio zincato.

Di seguito si riportano alcune immagini provenienti dall'elaborato precedentemente citato a cui si rinvia per ulteriori dettagli.





Parte in alluminio



2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

Il progetto delle strutture e le disposizioni esecutive sono conformi alle norme attualmente in vigore. Di seguito si riportano i documenti normativi e gli elaborati progettuali di riferimento.

2.1. Normativa tecnica

- D.M. 14 Gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni (di seguito anche abbreviato in NTC '08)
- Circolare 2 Febbraio 2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni
- CNR DT 208/2011 – Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture in Alluminio
- UNI EN 1999-1:2007 Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture di alluminio - Parte 1-1 Regole strutturali generali
- D.Lgs. 9 aprile 2008, n. 81 – Testo unico sulla salute e sicurezza sul lavoro
- UNI ENV 1991-5:2002 Eurocodice 1 – Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Azioni indotte da gru e altre macchine
- UNI EN ISO 14122

2.2. Elaborati di riferimento

- STR-009

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali utilizzati come descritto nel capitolo 1.

3.1. Alluminio

In accordo al CNR-DT 208/2011 le proprietà meccaniche delle leghe d'alluminio da considerare nei calcoli strutturali risultano le seguenti:

- Modulo Elastico $E=70000 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità tangenziale $G=27000 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson: $\nu=0.3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha=23 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;
- Peso specifico $\rho=2700 \text{ kg/m}^3$

Per la carpenteria metallica oggetto di questa relazione si è scelto di impiegare la lega EN AW-6060, per profilati estrusi EP nello stato fisico T6 per spessori t compresi fra 3 e 15 mm, con le seguenti proprietà:

- Resistenza caratteristica al limite elastico $f_0 = 140 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica ultima $f_u = 170 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza al limite elastico nelle zone termicamente HAZ $f_{0,haz} = 60 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza ultima nelle zone termicamente HAZ $f_{u,haz} = 100 \text{ N/mm}^2$
- Fatt. di riduzione della resist.al limite elastico nelle zone HAZ $\rho_{0,haz} = 0.43$
- Fatt. di riduzione della resist. a rottura nelle zone HAZ $\rho_{u,haz} = 0.59$
- Classe di durabilità A

3.2. Acciaio

In accordo alle NTC '08, le proprietà meccaniche dell'acciaio zincato a caldo da considerare risultano le seguenti:

- Modulo Elastico $E=210000 \text{ N/mm}^2$;
- Modulo di elasticità tangenziale $G=80769 \text{ N/mm}^2$;
- Coefficiente di Poisson: $\nu=0.3$;
- Coefficiente di dilatazione termica $\alpha=12 \times 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$;

- Peso specifico $\rho=7850 \text{ kg/m}^3$

Per la carpenteria metallica si è scelto di impiegare l'acciaio S275J2 per spessori t inferiori a 40 mm, con le seguenti proprietà:

- Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica di rottura $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2$

3.3. *Bulloni in acciaio inox*

- Classe della vite (ad alta resistenza) 8.8
- Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yb} = 649 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza caratteristica di rottura $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$

4. CRITERI DI CALCOLO

Con riferimento al viadotto considerato nel suo insieme, gli interventi previsti rientrano tra gli interventi locali come specificato al §8.4.3 delle NTC '08. Infatti non si apportano modifiche allo schema statico, né si aumentano rigidità, né si apporta una variazione del carico in fondazione maggiore del 10%.

Per la valutazione della sicurezza della struttura sono stati adottati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza in accordo al capitolo 2 delle NTC '08.

4.1. Combinazioni di carico per stati limite

Le combinazioni di carico sono state determinate in riferimento al §2.5.3 delle NTC '08.

– **Combinazione fondamentale** (SLU), generalmente impiegata per gli stati limite ultimi:

$$\sum_{i=1}^3 \gamma_{gi} \cdot g_i + \sum_{i=1}^4 \gamma_{ei} \cdot \varepsilon_i + \gamma_Q \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \gamma_{qi} \cdot \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{0i} \cdot q_i$$

– **Combinazione frequente** (SLE), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \psi_{11} \cdot q_1 + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + \sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

– **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi agli urti ed altre azioni eccezionali

$$\sum_{i=1}^3 g_i + \sum_{i=1}^4 \varepsilon_i + q_{8/9} + \sum_{i=2}^7 \psi_{2i} \cdot q_i$$

I coefficienti di combinazione ψ_{ij} considerati nel calcolo, tratti dalla tabella *Tab. 2.5./* delle NTC '08, sono di seguito riportati.

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

4.2. Coefficienti parziali per le azioni

I coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni γ_F considerati nel calcolo, tratti dalla tabella *Tab. 2.6./* delle NTC '08, sono di seguito riportati.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

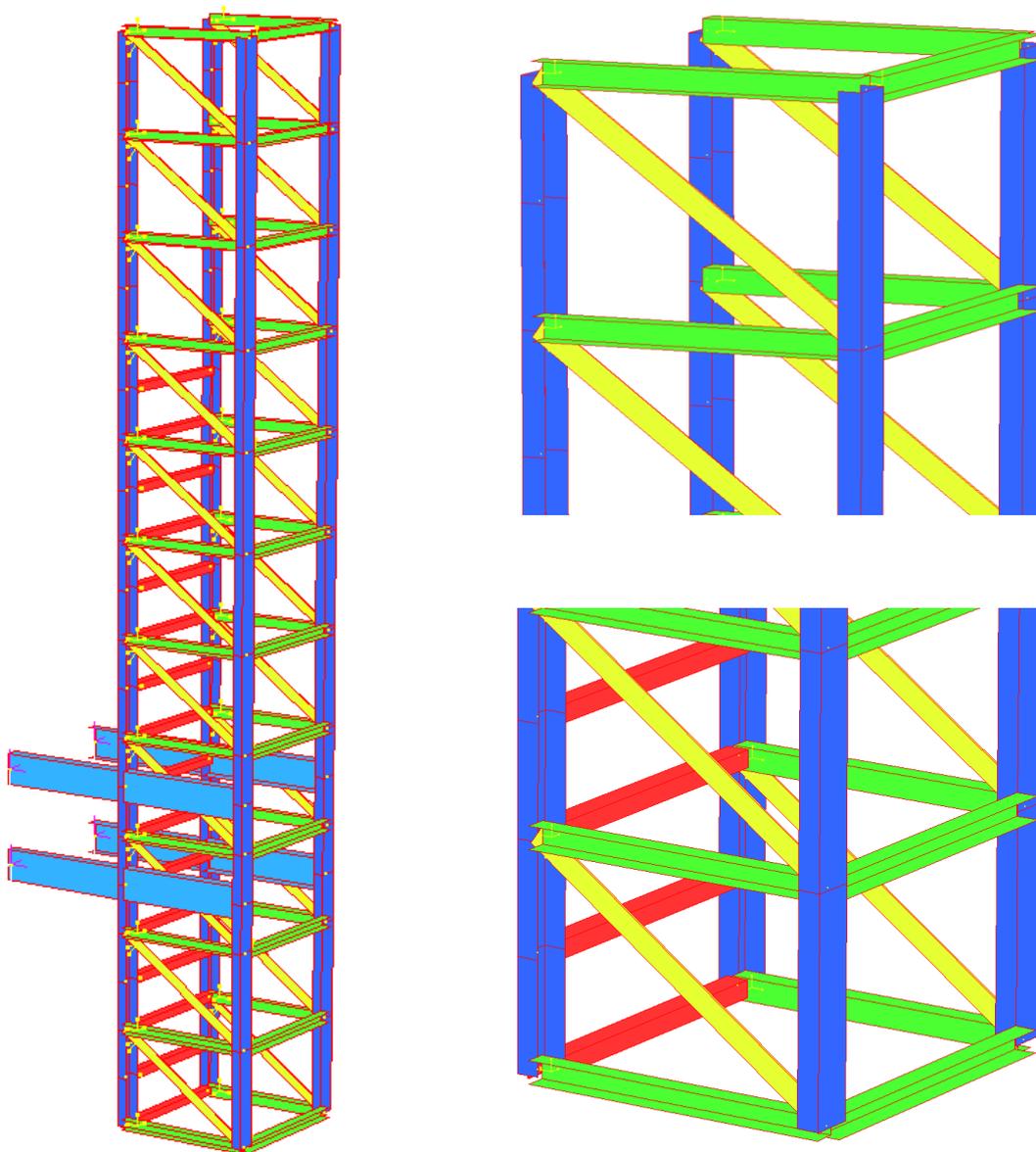
4.3. Modellazione strutturale

Viene utilizzato il codice di calcolo Straus7, programma di modellazione strutturale agli elementi finiti di comprovata validità. Il codice è utilizzato per il calcolo delle sollecitazioni e derivanti dalle analisi statiche. I risultati delle sollecitazioni sono controllati

manualmente a campione mediante metodi semplificati per verificare l'ordine di grandezza dei risultati.

Le verifiche delle sezioni, la loro classificazione e le verifiche di instabilità sono svolte manualmente.

Di seguito vengono riportate alcune immagini del modello tridimensionale agli elementi finiti della struttura, modellata in campo elastico, che schematizza in elementi *beam* quanto riportato nella tavola di riferimento e descritto nei paragrafi precedenti.



Si fa notare che le aste della reticolare e dei gradini presentano dei *release* rotazionali.

5. ANALISI DEI CARICHI

Il peso proprio della scala oggetto della presente relazione viene considerato automaticamente dal programma di calcolo in funzione della massa volumica. Tuttavia, ai fini delle verifiche fatte a mano, a vantaggio di sicurezza si considera un peso proprio al metro di struttura in elevazione pari a 40 kg/m comprensivo di tutti gli elementi della struttura metallica.

Quali carichi variabili si considerano applicati puntualmente:

- un carico verticale Q_k , pari a 2 kN applicato sugli elementi orizzontali della struttura (gradini e traversi della gabbia di protezione, non contemporaneamente) con un intervallo in elevazione non minore di 2 m;
- un carico orizzontale $Q_{k,h}$ pari a 1 kN applicato sui traversi della gabbia di protezione con un intervallo non minore di 2 m.

Tali carichi d'esercizio sono in conformità, anzi maggiori o uguali in intensità, alle prescrizioni del §3.1.4 delle NTC '08 e della normativa tecnica precedentemente citata. Per le combinazioni di carico, questi carichi variabili rientrano nella categoria H1 – Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione.

Non si ravvisano carichi permanenti non strutturali.

Le azioni del vento, della neve e l'azione sismica non risultano dimensionanti vista la geometria della struttura e viste le combinazioni di carico con i relativi coefficienti.

6. CRITERI DI VERIFICA

In questo capitolo si riportano brevemente i criteri di verifica utilizzati per gli elementi in alluminio in accordo al CNR-DT 208/2011 e alle NTC '08.

6.1. Resistenze di calcolo

Nell'ottica generale della resistenza di calcolo dei materiali, funzione dei coefficienti parziali, della normativa citata, si riportano di seguito i coefficienti parziali di sicurezza γ_M .

Resistenza delle sezioni trasversali di classe 1, 2, 3 e 4	γ_{M1}	1.10
Resistenza delle membrature all'instabilità	γ_{M1}	1.10
Resistenza a rottura di sezioni trasversali soggette a trazione	γ_{M2}	1.25
Resistenza delle sezioni nette in corrispondenza dei fori	γ_{M2}	1.25
Coeff. parz. di secur. del materiale per i collegamenti bullonati	γ_{M2}	1.25
Coeff. parz. di secur. del materiale per i collegamenti saldati	$\gamma_{M2}=\gamma_{Mw}$	1.25
Coeff. parz. di secur. del materiale per i dispositivi di giunzione speciale	γ_{M3}	1.5
Coeff. parz. di secur. del materiale per i collegamenti a perno	γ_{Mp}	1.25
Coeff. parz. di secur. per la resistenza allo scorrimento dei giunti ad attrito	$\gamma_{Ms,ult}$	1.25
Coeff. parz. di secur. del materiale per i collegamenti incollati	γ_{Ma}	≥ 3.00
Coeff. parz. di secur. del materiale in caso di incendio	$\gamma_{M,fi}$	1

6.2. Classificazione delle sezioni

Le sezioni trasversali vengono distinte nelle seguenti quattro classi di comportamento.

- Classe 1: rientrano in tale classe le sezioni trasversali atte a garantire membrature in grado di sviluppare deformazioni plastiche sufficientemente elevate da consentire una analisi plastica della struttura. Pertanto, tali sezioni sono in grado di esibire una

elevata deformazione plastica senza una riduzione significativa della resistenza rispetto al corrispondente valore plastico.

- Classe 2: si tratta di sezioni trasversali in grado di sviluppare la propria resistenza plastica, ma che hanno capacità di deformazione plastica limitata a causa dei fenomeni di instabilità locale. Per tali sezioni è consentita l'analisi plastica della sezione, mentre l'analisi plastica della struttura richiede un attento controllo della duttilità locale richiesta.
- Classe 3: rientrano in tale classe le sezioni trasversali per le quali le tensioni calcolate nelle fibre maggiormente compresse della membratura possono raggiungere la resistenza al limite elastico convenzionale, ma il verificarsi di fenomeni di instabilità locale impedisce l'ulteriore sviluppo delle riserve di resistenza plastica della sezione. Pertanto, è consentita la sola analisi elastica della sezione
- Classe 4: rientrano in tale classe le sezioni snelle, ossia quelle sezioni trasversali in cui i fenomeni di instabilità locale avvengono prima del raggiungimento della tensione al limite elastico convenzionale in una o più parti della sezione. Pertanto, l'analisi elastica della sezione richiede la opportuna definizione di una sezione efficace, ossia ridotta per tener conto delle parti soggette ad instabilità locale.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono compatte, quelle di classe 3 moderatamente snelle e quelle di classe 4 snelle.

La classificazione delle sezioni trasversali dipende dai valori dei rapporti larghezza-spessore degli elementi della sezione soggetti a compressione. Per elementi compressi delle sezioni trasversali si intendono tutte le porzioni totalmente o parzialmente compresse per la combinazione di carico considerata.

Gli elementi compressi di una sezione trasversale (anima o flangia) possono, in generale, appartenere a classi diverse. Tuttavia, la sezione trasversale viene cautelativamente classificata secondo la classe più alta tra quelle dei suoi elementi compressi, ossia la classe meno favorevole.

Nella procedura di classificazione delle sezioni vengono considerate le seguenti tipologie di elementi in parete sottile:

- elementi piani esterni (vincolati lungo un solo bordo);
- elementi piani interni (vincolati lungo entrambi i bordi);
- porzioni interne curve.

La suscettibilità di un elemento piano non rinforzato all'instabilità locale dipende dal parametro di snellezza locale β , che assume, per elementi interni senza gradiente di tensione (come nel caso di aste della reticolare e a favore di sicurezza per quelle soggette a flessione), il seguente valore:

$$\beta = b/t$$

dove:

b è l'ampiezza dell'elemento della sezione trasversale;

t è lo spessore dell'elemento della sezione trasversale.

In funzione del parametro β , la classificazione avviene secondo le seguenti tabelle.

Sezioni soggette a flessione semplice o composta	Sezioni interamente compresse
classe 1: $\beta \leq \beta_1$	classe 1 e classe 2: $\beta \leq \beta_2$
classe 2: $\beta_1 < \beta \leq \beta_2$	classe 3: $\beta_2 < \beta \leq \beta_3$
classe 3: $\beta_2 < \beta \leq \beta_3$	classe 4: $\beta_3 < \beta$
classe 4: $\beta_3 < \beta$	

Classificazione del materiale	Elementi interni			Elementi esterni		
	β_1/ε	β_2/ε	β_3/ε	β_1/ε	β_2/ε	β_3/ε
Classe A, senza saldature	11	16	22	3	4.5	6
Classe A, con saldature	9	13	18	2.5	4	5
Classe B, senza saldature	13	16.5	18	3.5	4.5	5
Classe B, con saldature	10	13.5	15	3	3.5	4

$\varepsilon = \sqrt{250/f_0}$, f_0 in N/mm²

Nel caso di membrature di quarta classe, l'influenza della instabilità locale sulla capacità portante della sezione può essere tenuta in conto sostituendo alla sezione reale una sezione efficace, determinata attraverso il metodo dello spessore efficace. Tale approccio prevede che la sezione efficace venga ottenuta attraverso la riduzione dello spessore degli

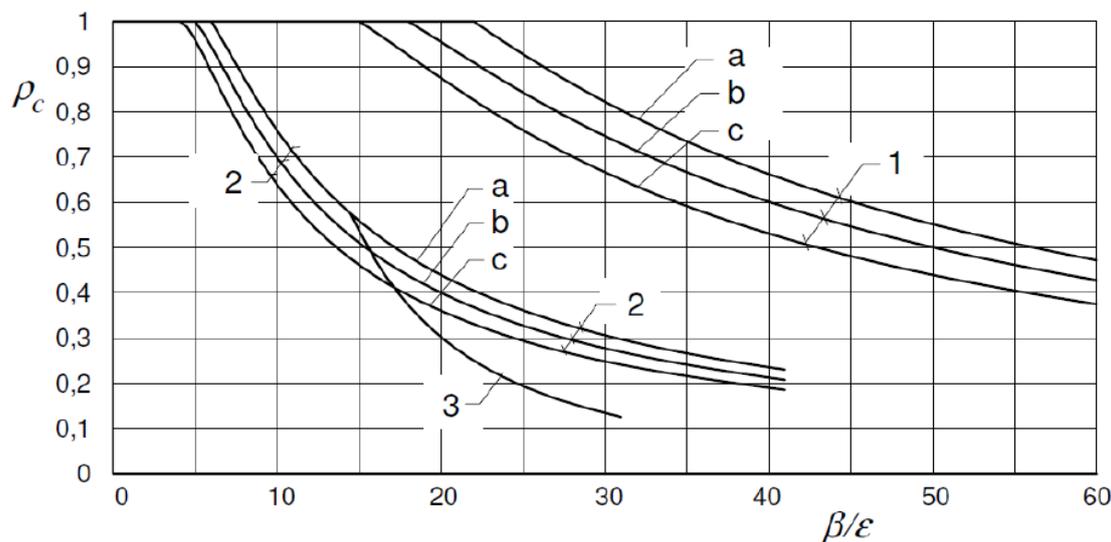
elementi piani compressi mediante un fattore di instabilità locale ρ_c . Pertanto, il fattore di riduzione ρ_c viene applicato a qualsiasi elemento di Classe 4 di spessore uniforme, totalmente o parzialmente compresso. Si faccia riferimento alle seguenti indicazioni.

$$\rho_c = 1.0 \quad \text{se } \beta \leq \beta_3$$

$$\rho_c = \frac{C_1}{(\beta/\epsilon)} - \frac{C_2}{(\beta/\epsilon)^2} \quad \text{se } \beta > \beta_3$$

Classificazione del materiale (vedi parte I)	Elementi interni		Elementi esterni	
	C_1	C_2	C_1	C_2
Classe A, senza saldature	32	220	10	24
Classe A, con saldature	29	198	9	20
Classe B, senza saldature	29	198	9	20
Classe B, con saldature	25	150	8	16

Nel caso di elementi esterni in sezioni trasversali non simmetriche, ρ_c viene ottenuto dalle espressioni fornite in precedenza per elementi esterni in sezioni simmetriche con la ulteriore limitazione che il valore ottenuto non ecceda $120/(\beta/\epsilon)^2$. Per le parti delle sezioni rinforzate, devono essere considerate tutte le tipologie possibili di instabilità e si deve assumere il valore più basso di ρ_c . Per instabilità locale di primo tipo, il fattore ρ_c deve essere applicato sia all'area del rinforzo che all'elemento piano rinforzato.



- 1 Elementi interni e tubolari, 2 Elementi esterni simmetrici, 3 Elementi esterni non simmetrici
a) Classe A senza saldature
b) Classe A con saldature o classe B senza saldature
c) Classe B con saldature

6.3. Resistenza delle membrature SLU

Il valore della sollecitazione di progetto agente in una determinata sezione trasversale non deve superare il corrispondente valore della resistenza di progetto e, nel caso in cui diverse sollecitazioni agiscono simultaneamente, l'effetto combinato non deve superare la resistenza di progetto corrispondente a quella combinazione.

La capacità resistente delle sezioni viene valutata, vista la classificazione trasversale delle sezioni stesse, utilizzando il Metodo elastico. Con tale metodologia si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione ultima di progetto. Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci nel caso di sezioni di Classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio generale:

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_0/\gamma_{M1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_0/\gamma_{M1}}\right)^2 - \left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{f_0/\gamma_{M1}}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{f_0/\gamma_{M1}}\right) + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{f_0/\gamma_{M1}}\right)^2 \leq 1$$

dove:

$\sigma_{x,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;

$\sigma_{z,Ed}$ è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;

τ_{Ed} è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

Trazione semplice

Nel caso di membrature soggette a trazione assiale pura, il valore di progetto della sollecitazione di trazione N_{Ed} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ vale, restando in campo elastico,

$$N_{0,Rd} = A_g \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

dove A_g è o l'area lorda o un'area ridotta per tener conto dell'indebolimento legato alla presenza delle zone termicamente alterate dovute alla presenza di eventuali saldature longitudinali.

Compressione semplice

In assenza di instabilità globale, il valore di progetto dello sforzo assiale di compressione N_{Ed} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale deve soddisfare la relazione

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} \leq 1.0$$

dove la resistenza di progetto per compressione uniforme vale, restando in campo elastico,

$$N_{c,Rd} = A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

dove

A_{eff} è l'area efficace della sezione valutata con riferimento allo spessore ridotto per tenere conto dell'eventuale fenomeno dell'instabilità locale e per la presenza di eventuali zone termicamente alterate.

Flessione semplice

Il valore di progetto del momento flettente M_{Ed} in ogni sezione trasversale deve soddisfare la seguente relazione

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0$$

Dove la resistenza di progetto per flessione intorno ad un asse principale della sezione M_{Rd} vale, restando in campo elastico,

$$M_{c,Rd} = \alpha \cdot W_{el} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

in cui

α è il fattore di forma indicato nella seguente tabella;

W_{el} è il modulo elastico della sezione lorda

Classe della sezione	Senza saldature	Con saldature longitudinali
1	W_{pl}/W_{el} ^{*)}	$W_{pl,haz}/W_{el}$ ^{*)}
2	W_{pl}/W_{el}	$W_{pl,haz}/W_{el}$
3	1.0	$W_{el,haz}/W_{el}$
4	W_{eff}/W_{el}	$W_{eff,haz}/W_{el}$

^{*)} a vantaggio di sicurezza. Per valori più precisi si assuma l'espressione di α_5 in Tabella II-4.2

6.4. Resistenza all'instabilità delle membrature SLU

Una membratura compressa deve essere verificata nei confronti sia dell'instabilità flessionale che torsionale e flesso-torsionale attraverso il soddisfacimento della seguente relazione:

$$\frac{N_{ED}}{N_{b,RD}} \leq 1.0$$

$$N_{b,RD} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1}$$

dove

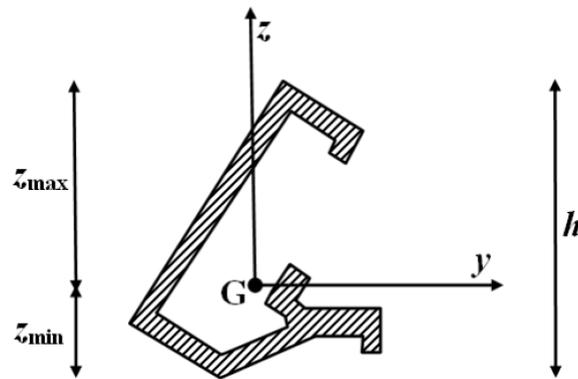
χ è il fattore di riduzione per la modalità di instabilizzazione pertinente

κ_1 è un fattore di riduzione che tiene conto della forma della sezione trasversale; esso assume valore pari ad 1 nel caso di sezioni simmetriche rispetto all'asse ortogonale al piano di inflessione e valore minore di 1 nel caso di sezioni non simmetriche secondo la seguente formulazione

$$\kappa_1 = 1 - \rho \psi^2 \frac{\bar{\lambda}^2}{(1 + \bar{\lambda}^2)(1 + \bar{\lambda})^2}$$

$$\psi = \frac{z_{max} - z_{min}}{z_{max} + z_{min}} = \frac{z_{max} - z_{min}}{h}$$

essendo z_{max} e z_{min} le distanze delle fibre estreme della sezione dall'asse baricentrico perpendicolare al piano di inflessione come riportato nella figura seguente



κ_2 è un fattore che tiene conto degli effetti di indebolimento legati alle saldature, si assume $\kappa_2 = 1$ per sezioni prive di saldature;

A_{eff} è l'area efficace che tiene conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di Classe 4, $A_{eff} = A$ per sezioni trasversali di classe 1, 2 o 3. Inoltre:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} < 1$$

dove

$$\phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{N_{cr}}}$$

in cui N_{cr} è il carico critico elastico per la pertinente modalità di instabilizzazione.

Quindi nel caso di instabilità flessionale si ha

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_0}{N_{cr}}} = \frac{1}{\pi} \frac{L_{cr}}{i} \sqrt{\frac{A_{eff}}{A} \cdot \frac{f_0}{E}}$$

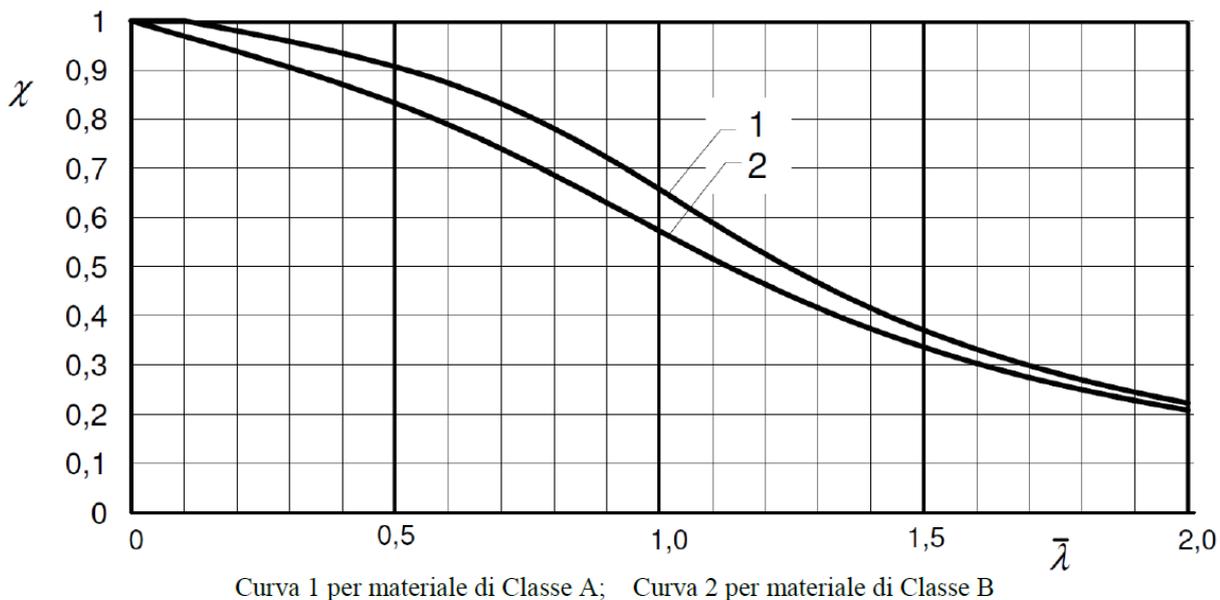
dove

i è il raggio d'inerzia relativo all'asse di flessione corrispondente determinato con riferimento alle proprietà geometriche della sezione lorda;

$L_{cr} = k L$ è la lunghezza di libera inflessione nel piano considerato, in cui L è la lunghezza compresa tra i punti di vincolo laterale e k è ottenuto in funzione delle condizioni di vincolo come nella seguente tabella

Condizioni di vincolo	k
1. Incastro – incastro	0.7
2. Incastro – cerniera	0.85
3. Cerniera – cerniera	1.0
4. Incastro – doppio pendolo	1.25
5. Incastro – doppio pendolo cedevole	1.5
6. Mensola	2.0

Inoltre per l'instabilità flessionale vale il seguente grafico.



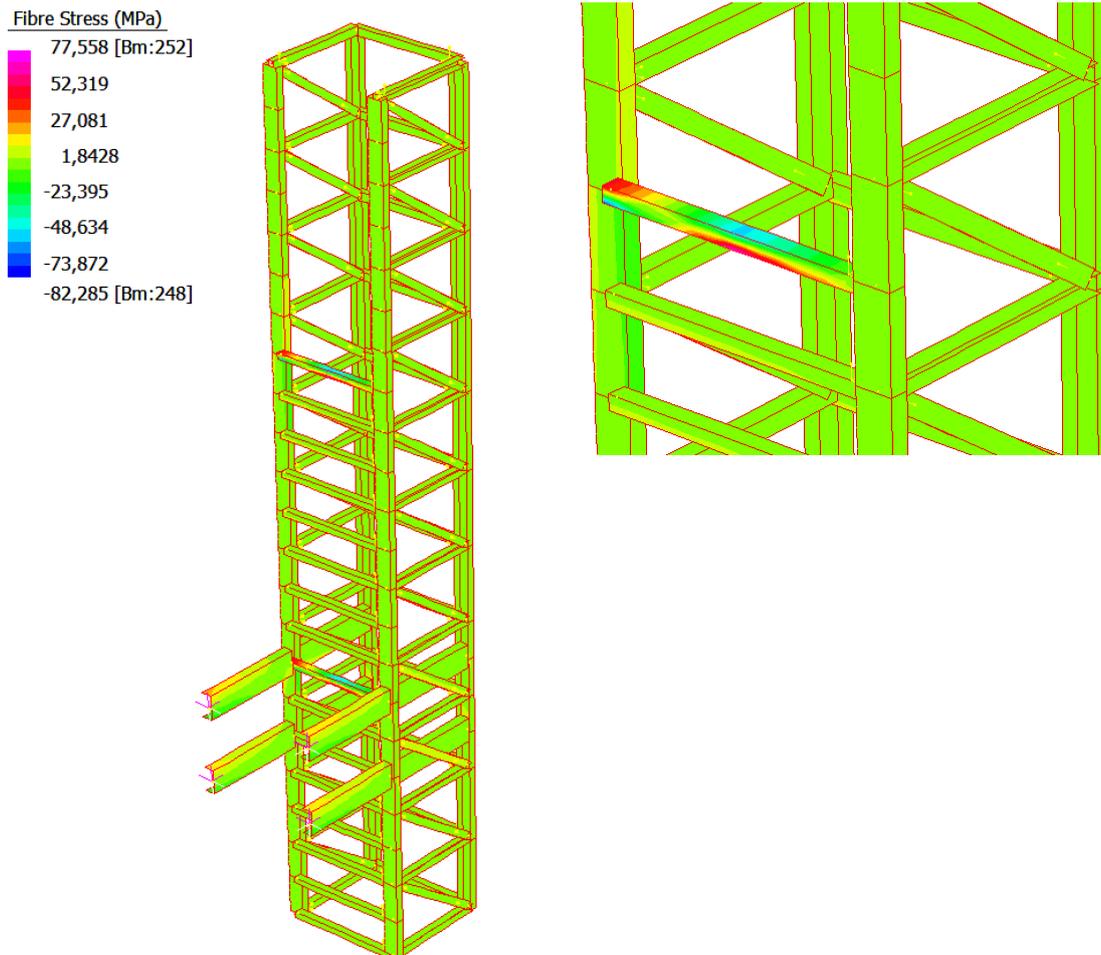
con

Classe del materiale in accordo con la Parte I	α	$\bar{\lambda}_0$
Classe A	0.20	0.10
Classe B	0.32	0.00

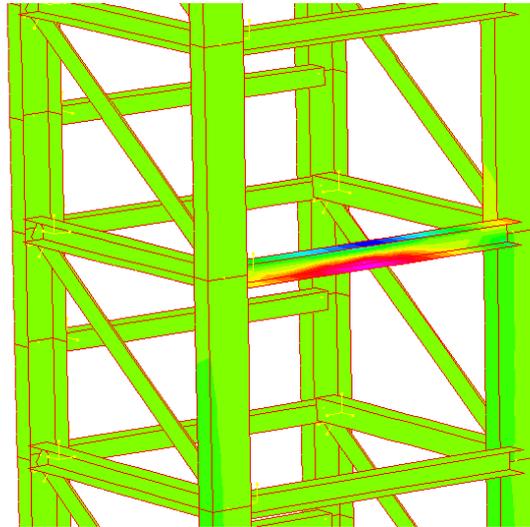
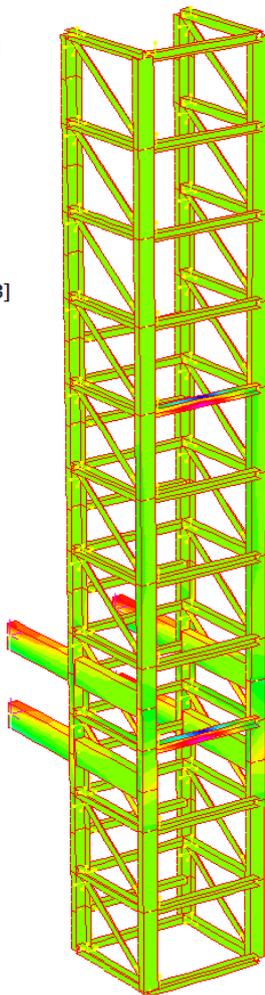
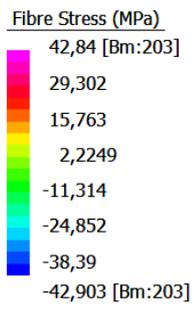
7. RISULTATI ANALISI

Si riportano di seguito le mappe tensionali della struttura modellata agli elementi finiti per le diverse combinazioni di carico agli SLU considerate.

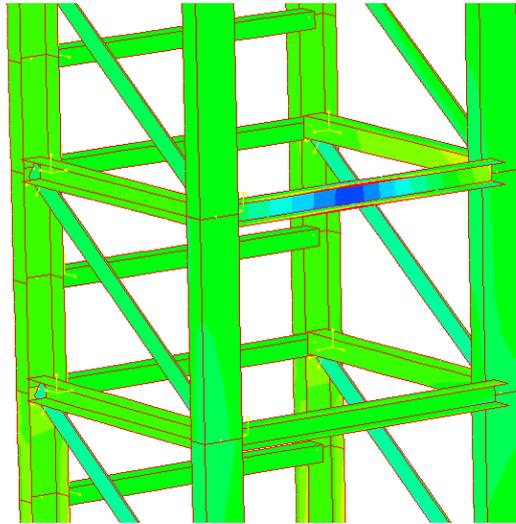
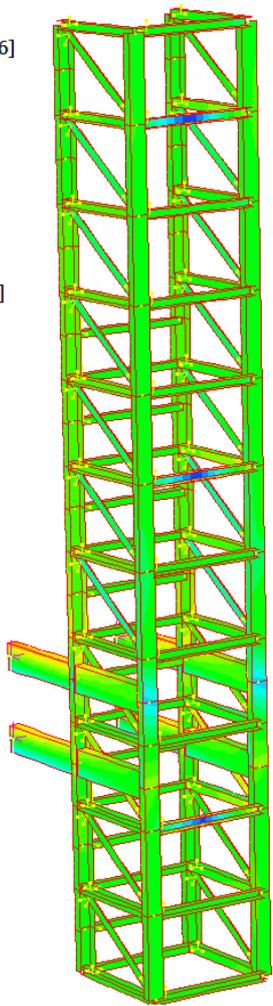
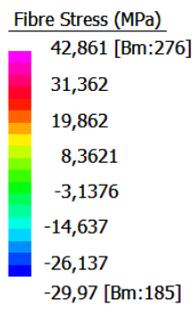
Combinazione fondamentale SLU (carico verticale su gradini)



Combinazione fondamentale SLU (carico verticale su traverso gabbia)



Combinazione fondamentale SLU (carico orizzontale su traverso gabbia)



8. VERIFICHE

Si riportano le verifiche strutturali precedentemente descritte degli elementi principali della struttura in oggetto.

8.1. Classificazione delle sezioni utilizzate

Si riporta la classificazione per i profili soggetti a compressione secondo le indicazioni dei precedenti capitoli.

β_1	β_2	β_3
14.74	21.44	29.48

Per i dettagli delle sezioni di faccia riferimento all'elaborato STR-009.

Sezione	b [mm]	t [mm]	β	Tipo di elemento	Classe
Gradino	30	5	6	interno	1
C 50x40x5	40	5	8	non rinforzato	
Montante	90	18	6	interno	2
C 100x50x5	40	5	8	non rinforzato	
Traverso	40	5	8	interno	1
C 50x50x5				non rinforzato	

Quindi tutti gli elementi possono essere verificati in campo elastico senza riduzione di sezione reagente.

8.2. Verifiche SLU

Dai risultati espressi nel precedente capitolo si verifica in termini tensionali per il punto più sollecitato, nella combinazione più gravosa SLU, che

$$\left(\frac{\sigma_{x,Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})} \right)^2 + \left(\frac{\sigma_{z,Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})} \right)^2 + 3 \cdot \left(\frac{\tau_{Ed}}{(f_0 / \gamma_{M1})} \right)^2 =$$

$$= \frac{83}{140/1.1} = 0.65 \leq 1$$

Si precisa che questi livelli tensionali sono localizzati nei punti di applicazione del carico e decrescono molto velocemente nelle zone vicine.

Si fa notare inoltre che, per ogni elemento direttamente caricato, sono state eseguite anche le verifiche “a mano” riportate nel §6.3 per aste semplicemente sollecitate.

8.3. Verifiche all'instabilità SLU

Si verifica, secondo quanto riportato nei paragrafi precedenti, che

$$N_{b,Rd} = \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \chi \cdot A_{eff} \cdot f_0 / \gamma_{M1} \leq N_{Ed}$$

La verifica viene condotta secondo la direzione della sezione trasversale dei montanti non collegati da reticolare ma solamente dai gradini.

z_{max}	35.66	[mm]
z_{min}	14.34	[mm]
h	50	[mm]
ψ	0.43	[-]
$A_{eff} = A$	950	[mm ²]
k	2	[-]
L	2000	[mm]
I	1'432'917	[mm ⁴]
i	38.84	[mm]
ρ	2.4	[-]
λ	1.47	[-]
χ	0.38	[-]
k_1	0.95	[-]
k_2	1	[-]
f_0	140	[N/mm ²]
$N_{b,Rd}$	43'600	[N]

La verifica è soddisfatta in quanto la resistenza di progetto all'instabilità è molto maggiore dei carichi considerati agenti.

9. VALUTAZIONI IN MERITO AGLI EFFETTI SULLE STRUTTURE APPORTATE DALLA CREAZIONE DI NUOVI PASSI D'UOMO

Per consentire l'accesso alle parti interne degli archi, si è proceduto alla realizzazione di nuovi passi d'uomo.

Data la massività dell'impianto strutturale, tale intervento apporta variazioni del tutto trascurabili al comportamento d'assieme del manufatto e pertanto non è ritenuto necessario procedere ad interventi strutturali finalizzati, ad esempio, al ripristino della modesta e non significativa percentuale di rigidità persa in ragione dell'intervento previsto.

A titolo esemplificativo, e con mera finalità di confronto indicativo, sono stati analizzati gli effetti dell'intervento sui setti in corrispondenza delle pile, oggetto di intervento maggiormente invasivo (realizzazione di 4 nuovi passi d'uomo alla base).

Ai fini dei carichi verticali la variazione di resistenza è evidentemente del tutto trascurabile, in quanto tali passi d'uomo risultano verticalmente allineati con altri superiori già esistenti allo stato di fatto.

Vengono di seguito valutati gli effetti in termini di variazione di rigidità trasversale e di concentrazioni tensionali attinenti alle zone limitrofe alle nuove aperture.

Sempre a titolo esemplificativo, le azioni orizzontali applicate all'elemento oggetto di analisi sono state assunte pari al 10% delle masse afferenti, valore che, pur non nella finalità di un intervento di adeguamento sismico, può comunque essere indicativo degli effetti che un ipotetico evento sismico possa apportare sull'opera.

Sono state pertanto applicate:

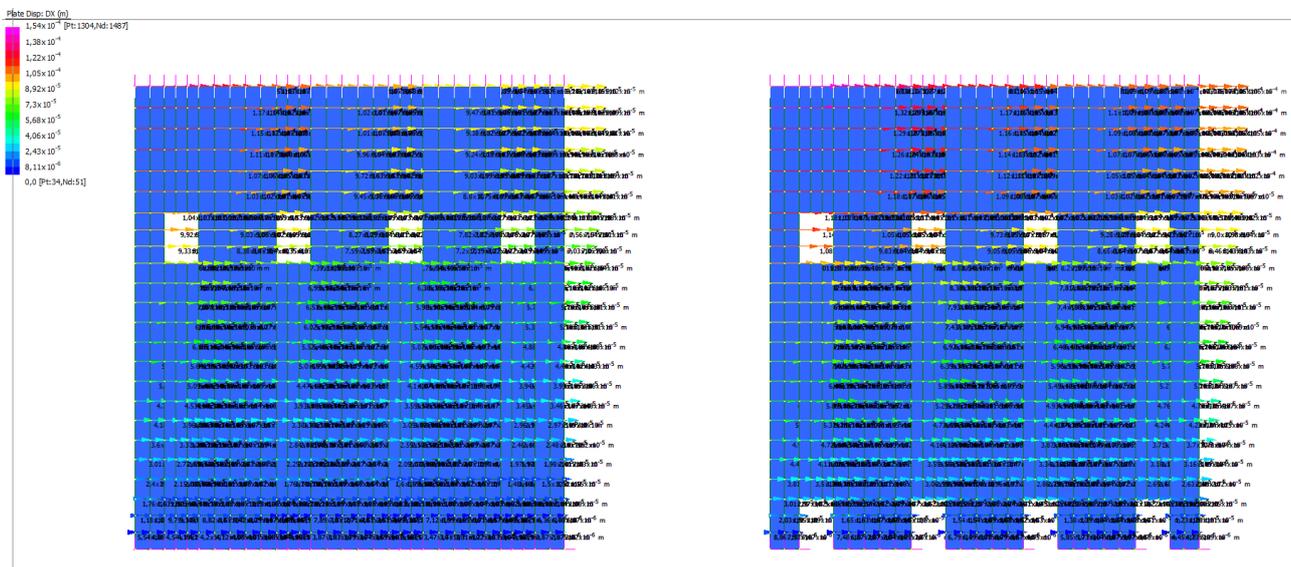
- in sommità: una forza concentrata pari al 10% della massa di impalcato afferente:
 $F = 0.10 \cdot 13 \cdot 5.50 \cdot 11 = 78.6 \text{ kN}$ (si applicano 80 kN)
- sullo sviluppo del setto: un carico uniformemente distribuito pari al 10% della massa propria del setto:

$q = 0.10 \cdot 0.30 \cdot 11 \cdot 25 = 8.20 \text{ kN/m}$ (si applicano 9 kN/m)

- sullo sviluppo del setto: un carico uniformemente distribuito pari al 10% della massa dei setti longitudinali afferenti:

$q = 0.10 \cdot 5 \cdot 5.50 \cdot 0.25 \cdot 25 = 17.10 \text{ kN/m}$ (si applicano 18 kN/m)

Di seguito sono rappresentati gli spostamenti orizzontali desunti dall'implementazione numerica eseguita, allo stato di fatto ed allo stato di progetto. I massimi spostamenti in testa permangono del tutto insignificanti, passando da 0.0912 a 0.1060 mm, con un trascurabile incremento del 8.6% circa



La massime trazioni sul conglomerato cementizio, anche allo stato di progetto, permangono del tutto modeste, nell'ordine di 0.68 MPa nei valori massimi di picco, largamente compatibili con la resistenza a trazione del calcestruzzo (si noti che nell'analisi si è prudenzialmente trascurato l'effetto confinante apportato dai carichi verticali).

