

Relazione di calcolo

Parete artificiale d'arrampicata

installata presso

Palestra Liceo Scientifico Statale Edoardo Amaldi – Via Locatelli, 16

Alzano Lombardo (BG)

Esecutore dei calcoli: **Ing. Michele Minelli, iscritto all'albo degli ingegneri della provincia di Brescia al numero A 5552**

Matricola: C1079

Anno di costruzione: 2018

Normative di riferimento:

CNR-UNI 10011 **Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione**

UNI EN 12572-1 **Strutture artificiali per arrampicata – Parte 1: Requisiti di sicurezza e metodi di prova per strutture artificiali per arrampicata (SAA) con punti di assicurazione**

D.M. 17 gennaio 2018 **Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni**

Eurocodice 3 – ENV 1993-1-1 **Progettazione delle strutture di acciaio**

ETA-11/0493 **Benestare tecnico europeo del 3 febbraio 2017**

Indice

1) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PER L'ARRAMPICATA SPORTIVA	3
2) CALCOLO E VERIFICA DELLA STRUTTURA.....	6
2.1 Dati tecnici.....	6
2.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo sollecitazioni	11
2.3 Sovraccarichi considerati sulle strutture	12
2.4 Calcolo sollecitazioni e verifiche strutturali telaio metallico portante	15
2.5 Verifica ancoraggi S.A.S. - struttura esistente in c.a.	23
3) Conclusioni	26
4) PROVA D'URTO DEGLI ELEMENTI DI SUPERFICIE	26
5) PROVE DI VERIFICA	26
6) ALLEGATI	26
7) AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI	27

1) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA PER L'ARRAMPICATA SPORTIVA

La parete per Arrampicata Sportiva, indicata in seguito con S.A.S. per brevità, è un manufatto non di tipo autoportante (riferimento a disegno di progetto in allegato: C1079-001) installata in ambiente interno, nella palestra del Liceo Scientifico Statale Edoardo Amaldi di Alzano Lombardo - Bergamo, è identificata a livello normativo come “*struttura artificiale per arrampicata con punti di assicurazione*” ed è regolamentata dalla Norma Europea UNI EN 12572-1.

La S.A.S. è composta da quattro moduli, siglati come modulo A, modulo B, modulo C e modulo D, identificati nella figura 1, così di seguito descritti e caratterizzati:

- MODULO A costituito da un modulo perfettamente verticale, partendo dalla base fino a raggiungere la quota di circa 2420 mm, che prosegue poi, fino alla sommità della parete, strapiombante con inclinazione costante pari a circa 10° rispetto alla verticale, con altezza complessiva uguale a circa 7473 mm; la struttura è dotata di un punto di assicurazione TOP ROPE, posto alla sommità della parete, che genera insieme a cinque punti di presa e vincolo, suddivisi e distribuiti lungo un allineamento, un'unica linea di salita;

- MODULO B costituito da un modulo perfettamente verticale, partendo dalla base fino a raggiungere la quota di circa 2420 mm, che prosegue poi, fino alla sommità della parete, strapiombante con inclinazione costante pari a circa 7.5° rispetto alla verticale, con altezza complessiva uguale a circa 7473 mm; la struttura è dotata di un punto di assicurazione TOP ROPE, posto alla sommità della parete, che genera insieme a cinque punti di presa e vincolo, suddivisi e distribuiti lungo un allineamento, un'unica linea di salita;

- MODULO C costituito da un modulo perfettamente verticale, partendo dalla base fino a raggiungere la quota di circa 2420 mm, che prosegue strapiombante con inclinazione costante pari a circa 15° rispetto alla verticale, partendo dalla soglia di 2420 mm a raggiungere la quota di 4736 mm, continua con un tratto perfettamente verticale di lunghezza pari a 1200 mm tra la soglia di quota 4736 mm e la quota di 5936 mm, e si completa con l'ultimo tratto, fino alla sommità, con una superficie di arrampicata strapiombante con inclinazione costante pari a circa 20° rispetto alla verticale;

La superficie di arrampicata del Modulo C ha una altezza massima complessiva pari a circa 7518 mm; la struttura è dotata di due punti di assicurazione TOP ROPE, posti alla sommità della parete, che generano insieme a dieci punti di presa e vincolo, suddivisi e distribuiti lungo due allineamenti, due linee di salita.

- MODULO D costituito da un modulo perfettamente verticale, partendo dalla base fino a raggiungere la sommità di quota pari a 7453 mm.

I punti di assicurazione e di vincolo individuali sono disposti lungo i tubolari di supporto della parete di arrampicata ad eccezione di quattro punti intermedi, appartenenti alle due linee di salita installate sul modulo C, vincolati alla struttura metallica portante per mezzo di un sistema a doppia biella, costituito mediante la messa in opera di due tenditori “a due forcelle” in acciaio. La normativa impone che il primo punto sia ad un'altezza non superiore a 3.10 m. Ogni punto di assicurazione successivo che segue quello ad un'altezza h deve rispettare le distanze massime x tabellate nel Capitolo 4.1 *Disposizione e posizionamento dei punti di assicurazione individuali* della Norma Europea UNI EN 12572-1, tenendo conto che h (indicata in metri) è l'altezza del punto di assicurazione rispetto al suolo, mentre x rappresenta la distanza tra due punti consecutivi misurata lungo la S.A.S. Come indicato nelle tavole di progetto è possibile verificare che la posizione dei punti di assicurazione soddisfa quanto imposto dalla Normativa.

La parete di arrampicata in oggetto si compone nel suo complesso di quattro moduli, denominati modulo A, modulo B, modulo C e modulo D, costituendo una superficie di arrampicata di larghezza complessiva pari a 6000 mm. Sono presenti quindi cinque linee di salita, una per il modulo A, una per il modulo B, due per il modulo C e una per il modulo D.

La figura 1 mostra la vista assonometrica della S.A.S. in oggetto, inserita all'interno della palestra del Liceo Scientifico Statale Edoardo Amaldi di Alzano Lombardo - Bergamo in cui è installata, identifica i diversi moduli che compongono la S.A.S. stessa ed evidenzia, in colore rosso, la disposizione dei punti di assicurazione TOP ROPE sulle pareti di arrampicata.

La S.A.S. si sviluppa nello spazio mediante una struttura portante reticolare in acciaio, puntualmente vincolata ai retrostanti elementi strutturali in c.a., pilastri, travature e strutture murarie, che costituiscono la sovrastruttura della palestra in cui la parete di arrampicata deve essere installata, mentre alla base, ciascuna spalla tipo, è puntualmente appoggiata alla pavimentazione esistente per mezzo di piastre in acciaio ad hoc. La S.A.S. è realizzata in acciaio per carpenteria di Classe S235 JR su cui sono montati dei pannelli in legno multistrato dello spessore di 18mm.

I pannelli multistrato hanno larghezza pari a 2400mm ed una altezza pari a 1200mm, sono forati per consentire il montaggio degli appoggi e delle prese per l'arrampicata e i fori stanno su una griglia come rappresentato in figura 2.

Come sopra descritto, l'intera S.A.S. è appoggiata al suolo ed è trattenuta in direzione trasversale alla superficie di arrampicata per mezzo di particolari di vincolo ad hoc. Questi sono costituiti da piastre in acciaio, di adeguata geometria, vincolate, per mezzo di ancoraggi meccanici adeguatamente posizionati lungo la verticalità dei montanti principali in acciaio di ciascun elemento spalla, alla retrostante struttura in c.a. dell'edificio in cui il manufatto stesso è installato.

Esula dalla presente relazione la verifica delle strutture in c.a. esistenti a cui è vincolata la parete di arrampicata così come la verifica della pavimentazione su cui la base della S.A.S. in questione è appoggiata.

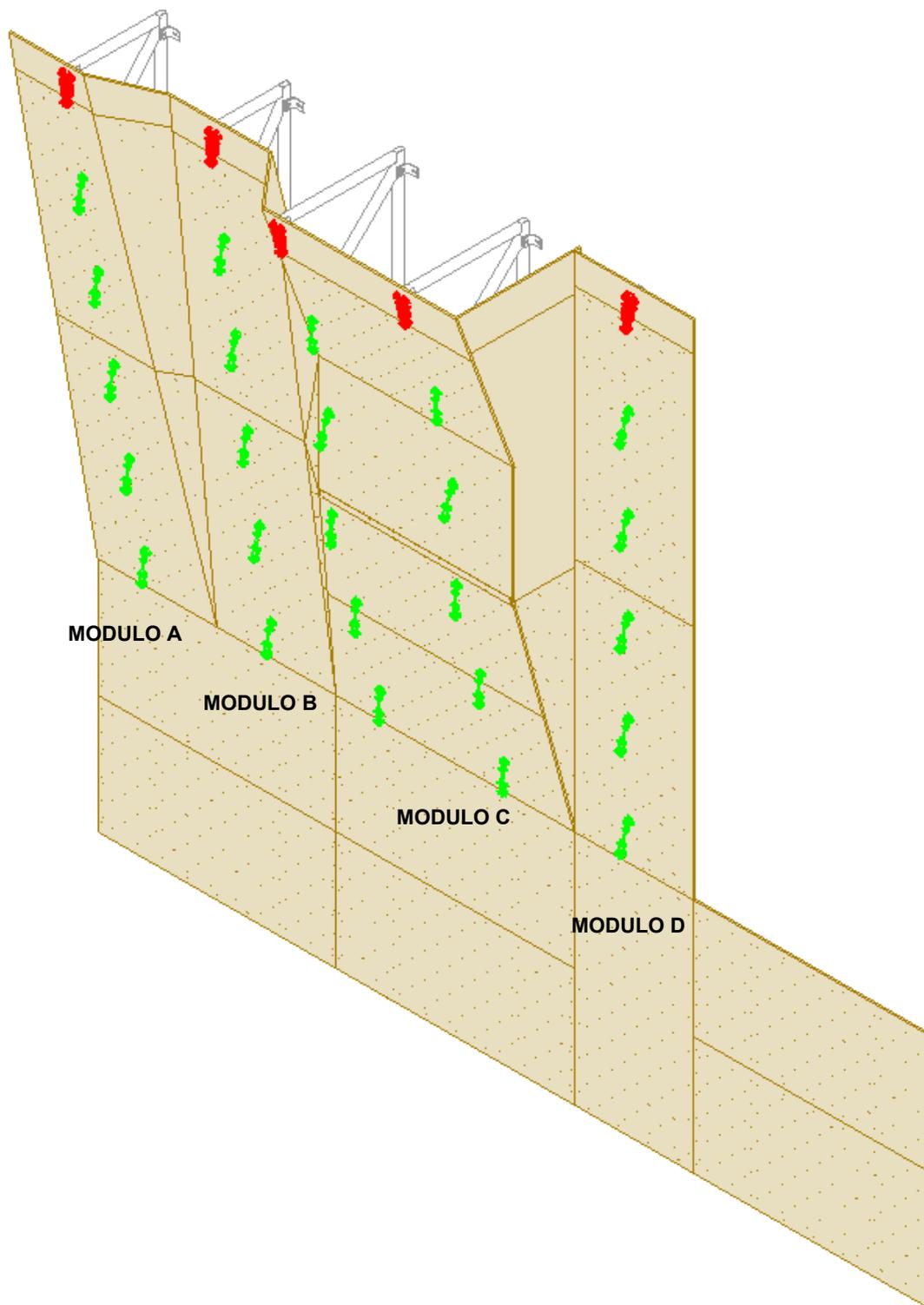


Figura 1 - Vista assonometrica S.A.S. installata all'interno della palestra del Liceo Scientifico Statale Edoardo Amaldi di Alzano Lombardo - Bergamo con identificazione dei quattro moduli, modulo A, modulo B, modulo C e modulo D, componenti la S.A.S.

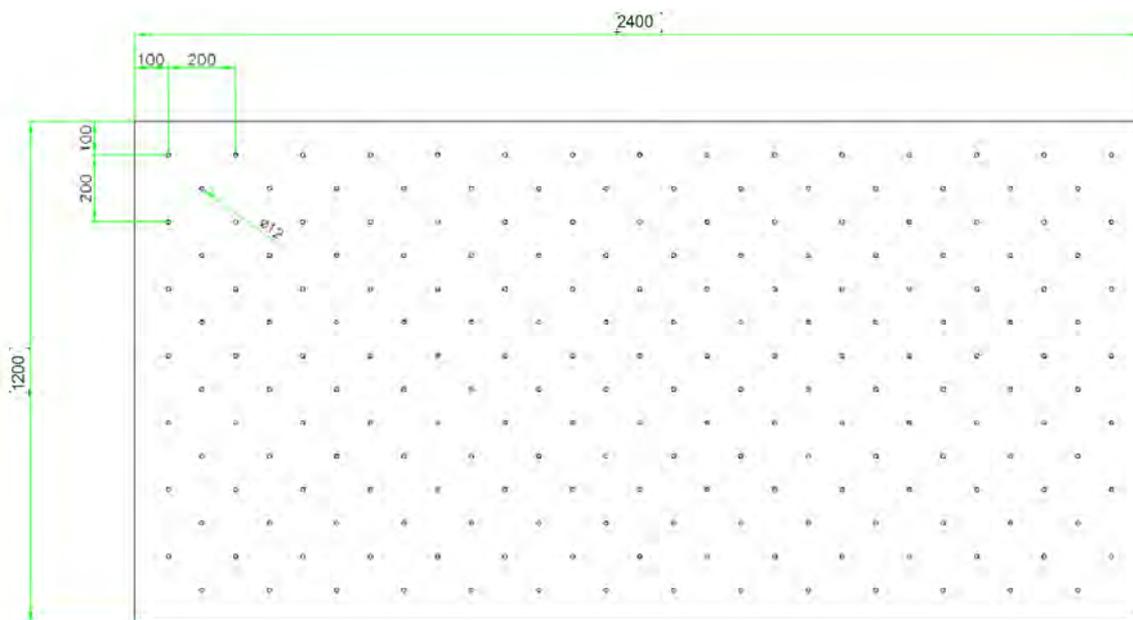


Figura 2 - Griglia fori dei pannelli in legno multistrato

2) CALCOLO E VERIFICA DELLA STRUTTURA

In questo capitolo si procede alla verifica dell'intera struttura portante in carpenteria metallica.

2.1 Dati tecnici

Per realizzare la struttura portante in acciaio della S.A.S. è stata utilizzata un'unica tipologia di sezione, come indicato in figura 3:

1. Tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp. 3mm;

inserendo sulle due linee di salita, del modulo C, anche otto tenditori "a due forcelle" in acciaio (vedi scheda tecnica, riferimento ad Allegato B), con la funzione di creare quattro strutture del tipo "ad arco a tre cerniere" a cui vincolare la pannellatura di arrampicata e poter quindi ricavare localmente una superficie di arrampicata maggiormente sagomata e articolata.

In particolare, la struttura portante verticale della S.A.S. in esame è costituita da quattro moduli strutturali descritti nel Capitolo 1 e rappresentati in figura 3.

Come si può notare i quattro moduli sono disposti tra loro in serie, sono caratterizzati da quattro diverse tipologie di struttura principale, di seguito indicate come SP1, SP2, SP3 e SP4, installate ad interasse rispettivamente pari a 1250 mm, tra spalla SP1 e spalla SP2 così come tra le due spalle SP3, e uguale a 1150 mm, tra spalla SP2 e spalla SP3 così come tra spalla SP3 e spalla SP4, all'interno della palestra, come rappresentato in figura 3.

La struttura del modulo A è costituita da un'unica spalla di tipo SP1 che è composta da un unico montante principale realizzato, dall'attacco di base fino alla quota di 3020 mm, utilizzando un

unico elemento con sezione di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3 mm) giuntato poi sempre con un unico elemento con sezione di tipo 1 che prosegue fino alla sommità e si completa con una struttura reticolare aggiuntiva, che si sviluppa da quota 3475 mm fino alla sommità, sempre composta con profili metallici con sezione di tipo 1, completamente saldata al montante principale stesso. Allo stesso modo, la struttura del modulo B è costituita da un unica spalla di tipo SP2 che è composta da un unico montante principale realizzato, dall'attacco di base fino alla quota di 3020 mm, utilizzando un unico elemento con sezione di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3 mm) giuntato poi sempre con un unico elemento con sezione di tipo 1 che prosegue fino alla sommità e si completa con una struttura reticolare aggiuntiva, che si sviluppa da quota 3475 mm fino alla sommità, sempre composta con profili metallici con sezione di tipo 1, completamente saldata al montante principale stesso.

La struttura del modulo C è costituita da due spalle di tipo SP3, ciascuna composta da un montante principale, realizzato, dall'attacco di base fino alla quota di 3020 mm, con un unico elemento con sezione di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3mm), giuntato poi sempre con un unico elemento con sezione di tipo 1 che prosegue fino alla sommità e si completa con una struttura reticolare aggiuntiva, che si sviluppa da quota 4467 mm fino alla sommità, sempre composta con profili metallici con sezione di tipo 1, completamente saldata al montante principale stesso. Ciascuna delle due spalle è munita di due complementi aggiuntivi, inseriti nel tratto che si sviluppa tra quota pari a 3326 mm e quota 5014 mm, realizzati mediante l'utilizzo di due coppie di tenditori, disposti a formare un arco a tre cerniere con il profilo principale con sezione di tipo 1.

Infine, la struttura del modulo D è costituita da un'unica spalla di tipo SP4 che è composta da un montante principale, realizzato, dall'attacco di base fino alla quota di 3020 mm, con un unico elemento con sezione di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3mm), prosegue giuntata, perfettamente verticale fino alla quota pari a 7453 mm, sempre con un profilo con sezione di tipo 1.

Ciascuna appendice reticolare è composta da un corrente realizzato utilizzando un unico elemento con sezione di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3mm) e da trasversi e diagonali realizzati utilizzando sempre elementi con sezioni di tipo 1 (profilo tubolare rettangolare 80mmx50mm, sp.3mm), saldati in luce tra loro.

Soltanto il modulo B presenta una struttura orizzontale di base che si sviluppa al fine di solidarizzare tra loro le due strutture principali in coincidenza della sezione di base, appoggiata e tassellata alla pavimentazione, utilizzando un unico elemento con sezione di tipo 2 (profilo tubolare quadrato 50mmx50mm, sp.3mm).

Per concludere si specifica che per ciascuno dei cinque montanti principali costituenti le quattro spalle tipo si genera una connessione bullonata ad hoc realizzata mediante una serie di piatti in acciaio in modo da costituire un vincolo di solidarizzazione tra gli elementi metallici stessi ed i retrostanti elementi strutturali in c.a. esistenti. Si prevede infatti di saldare una serie di piatti in acciaio su ciascun montante metallico per consentire il loro fissaggio, mediante tasselli meccanici, alla retrostante struttura in c.a. esistente. Inoltre, in corrispondenza della sezione di base di ciascun montante principale delle spalle tipo è inserito un piatto in acciaio ad hoc in modo da costituire un adeguato appoggio (vincolo di semplice appoggio) della struttura sulla pavimentazione.

In conclusione, la sezione di tipo 1 è utilizzata per creare le sezioni portanti della S.A.S. sulle quali vengono vincolati i pannelli multistrato della parete di arrampicata.

Il telaio strutturale della S.A.S. in oggetto è stato analizzato in modo da generare nodi di collegamento tra i diversi elementi metallici con le seguenti ipotesi di vincolo:

- nodo montante principale – montante principale flangiato: dell'elemento montante principale risulta svincolata la rotazione attorno al suo asse principale d'inerzia orizzontale con giacitura parallela al piano generato dalla superficie di arrampicata della S.A.S. mentre si definisce un vincolo di continuità (incastro) attorno al suo asse principale d'inerzia orizzontale disposto in direzione ortogonale al piano generato dalla superficie di arrampicata della S.A.S.;
- nodo montante principale – trasverso – diagonale saldato (delle appendici reticolari costituite per le due strutture portanti verticali SP1, SP2 e SP3): incastro;
- nodo struttura portante metallica – struttura esistente in c.a.: vincolo di carrello lungo la direzione globale Z ossia lungo la direzione verticale (spostamenti nulli nelle due direzioni X ed Y del piano orizzontale);
- nodo struttura portante metallica - punti di vincolo a terra: vincolo di carrello lungo la direzione globale X e la direzione globale Y ossia lungo le due direzioni nel piano orizzontale (spostamenti nulli nella direzione globale Z (verticale) ortogonale alla pavimentazione).

Fare riferimento alle tavole di progetto da cui è possibile osservare la disposizione degli elementi all'interno dei vari moduli e constatare la corrispondenza con le ipotesi di vincolo sopradescritte.

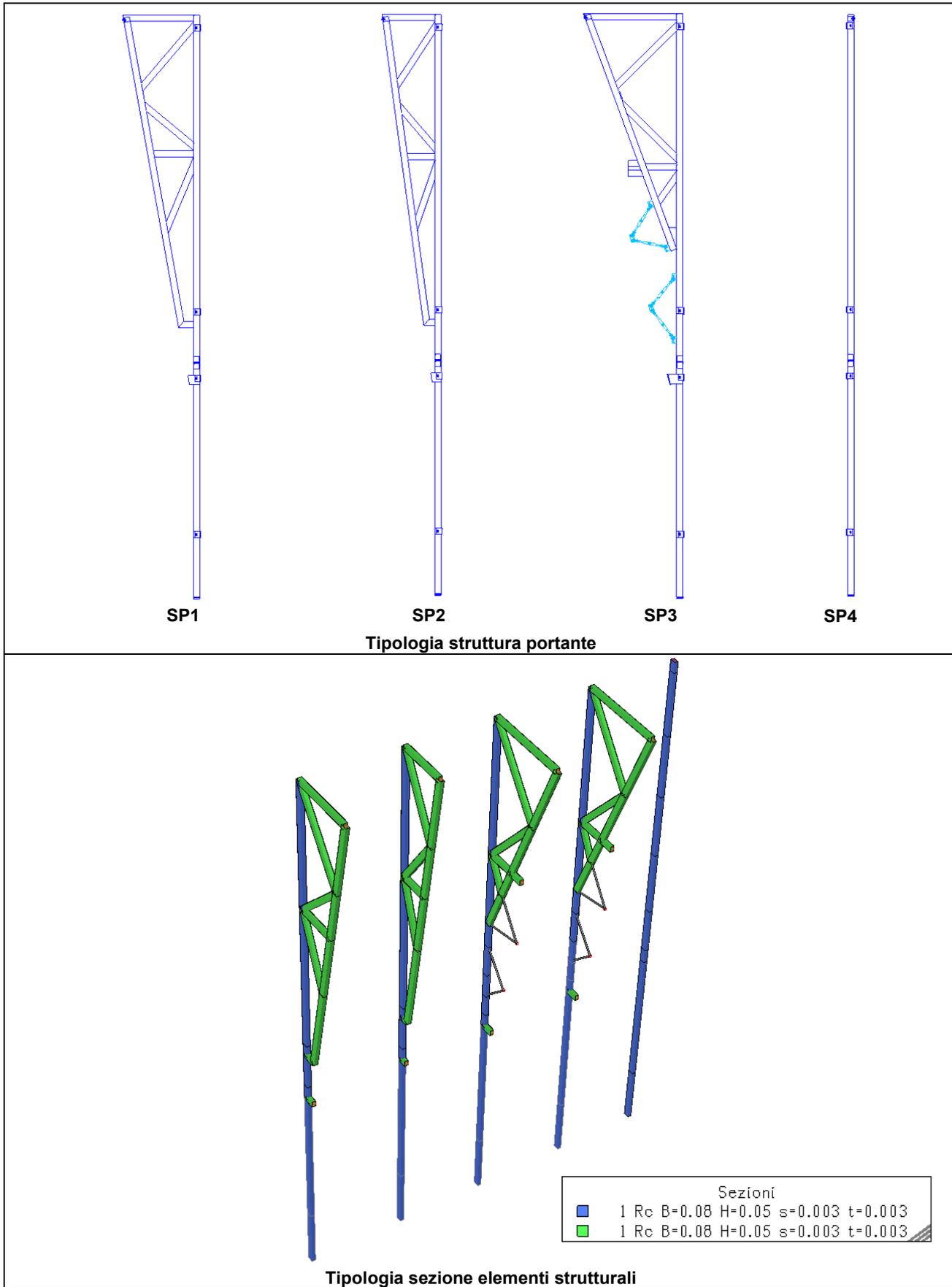


Figura 3 - Vista assometrica e tipologie sezione elementi strutturali in acciaio S.A.S.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei materiali delle parti componenti la S.A.S. in oggetto.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI PER PROFILI, PIATTI METALLICI E BULLONATURA

- ACCIAIO ORDINARIO LAMINATO: per montanti	S235JR			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2350	daN/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{uk}	=	3600	daN/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_{M0}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo per acciaio ordinario laminato (f_{yk} / γ_{M0})	f_{yd}	=	2238	daN/cm ²
Tensioni massime acciaio in esercizio	σ_s	=	1600	daN/cm ²
Modulo elastico	E	=	2100000	daN/cm ²
Coefficiente di Poisson	u	=	0.3	-

- ACCIAIO ORDINARIO LAMINATO: per traversi	S235JR			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2350	daN/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	3600	daN/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_{M0}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo per acciaio ordinario laminato (f_{yk} / γ_{M0})	f_{yd}	=	2238	daN/cm ²
Tensioni massime acciaio in esercizio	σ_s	=	1600	daN/cm ²
Modulo elastico	E	=	2100000	daN/cm ²
Coefficiente di Poisson	u	=	0.3	-

- ACCIAIO ORDINARIO LAMINATO: per diagonali	S235JR			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2350	daN/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	3600	daN/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_{M0}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo per acciaio ordinario laminato (f_{yk} / γ_{M0})	f_{yd}	=	2238	daN/cm ²
Tensioni massime acciaio in esercizio	σ_s	=	1600	daN/cm ²
Modulo elastico	E	=	2100000	daN/cm ²
Coefficiente di Poisson	u	=	0.3	-

- ACCIAIO ORDINARIO LAMINATO: per piatti metallici	S235JR			
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	=	2350	daN/cm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	=	3600	daN/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio	γ_{M0}	=	1.05	-
Resistenza di calcolo per acciaio ordinario laminato (f_{yk} / γ_{M0})	f_{yd}	=	2238	daN/cm ²
Tensioni massime acciaio in esercizio	σ_s	=	1600	daN/cm ²
Modulo elastico	E	=	2100000	daN/cm ²
Coefficiente di Poisson	u	=	0.3	-

- ACCIAIO BULLONI:	ad alta resistenza: Classe 8.8			
Tensione di snervamento	f_{yb}	=	8000	daN/cm ²
Tensione di rottura	f_{tb}	=	6400	daN/cm ²
Coefficiente parziale di sicurezza per la verifica delle unioni	γ_{M2}	=	1.25	-
Norma giunzioni bullonate	UNI EN ISO 898-1:2001			

2.2 Schematizzazione strutturale e criteri di calcolo sollecitazioni

Tutte le verifiche strutturali del manufatto in oggetto sono state effettuate nel rispetto delle normative vigenti con particolare riferimento alle seguenti Leggi e Decreti:

- **Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-2018**

- **Eurocodice 3 – ENV 1993-1-1**

Progettazione delle strutture di acciaio

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.

- **Benestare tecnico europeo ETA-11/0493** del 3 Febbraio 2017

Linea guida per il Benestare Tecnico Europeo di “Ancoraggi metallici da utilizzare nel calcestruzzo”, ETAG 001 Allegato C: “Ancoraggi metallici nel calcestruzzo”, Aprile 2013.

- **CNR-UNI 10011**

Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione.

- **UNI EN 12572-1**

Strutture artificiali per arrampicata – Parte 1: Requisiti di sicurezza e metodi di prova per strutture artificiali per arrampicata (SAA) con punti di assicurazione.

Il progetto è redatto in conformità e seguendo le indicazioni fornite dall'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (DM 17/01/2018) le quali definiscono i principi per il progetto, l'esecuzione e il collaudo della costruzione, con particolare riguardo alle prestazioni richieste in termini di requisiti essenziali di resistenza meccanica e stabilità.

Circa le indicazioni applicative per l'ottenimento delle prescritte prestazioni, per quanto non espressamente specificato nelle sopra citate Norme Tecniche per le Costruzioni, si è fatto riferimento a normative di comprovata validità e agli altri documenti tecnici elencati nel Cap. 12 delle NTC2018. In particolare si è fatto riferimento alle indicazioni fornite dagli Eurocodici con le relative Appendici Nazionali.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si adotta il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale è verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni.

Con riferimento a quanto riportato nel D.M. 17-01-2018 e nell'Eurocodice 3, per procedere alla verifica di resistenza e di stabilità della S.A.S. in oggetto, trascurando gli effetti dell'azione sismica, si è proceduto alla modellazione dell'intera struttura per mezzo del software di calcolo agli elementi finiti Mastersap, della Società AMV S.r.l., Via San Lorenzo, 106 – Ronchi dei Legionari – Gorizia, i cui estremi e caratteristiche di validazione sono specificate nel capitolo in coda alla presente relazione, eseguendo un'analisi statica della struttura stessa. Il calcolo automatico delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali è stato effettuato nel rispetto dei

riferimenti geometrici di profili e piatti componenti la struttura portante, delle proprietà dei materiali e della tipologia di vincolo ai nodi ed alla base del telaio della S.A.S. La struttura metallica del telaio portante in acciaio è stata modellata schematizzando:

- montanti, correnti, traversi e diagonali come elementi beam, rispettando il grado di vincolo descritto nel Capitolo 2.1 della presente relazione,
- appendice composta da doppio tenditore in acciaio come elementi truss (bielle),
- vincolo tra struttura metallica portante – struttura in c.a. esistente come vincolo di carrello lungo la direzione globale Z ossia lungo la direzione verticale (spostamenti nulli nelle due direzioni X ed Y del piano orizzontale);
- vincolo al piede di ciascun montante principale come vincolo di carrello lungo la direzione globale X e la direzione globale Y ossia lungo le due direzioni nel piano orizzontale (spostamenti nulli nella direzione globale Z (verticale) ortogonale alla pavimentazione).

L'applicazione al modello di calcolo delle azioni agenti sul nuovo telaio metallico della S.A.S., trasferite alla retrostante struttura in c.a. e scaricate al suolo mediante la struttura metallica di base, è stata gestita attraverso l'utilizzo di una specifica funzione del software che ha permesso di imprimere il peso proprio, il carico permanente portato e i relativi sovraccarichi accidentali (carico di uno scalatore e carico generato dalla caduta di uno scalatore) di progetto, propri e di competenza, di ciascun elemento strutturale componente l'orditura principale e secondaria della S.A.S. in questione.

Tramite apposita funzione del software, si è proceduto ad imprimere, in funzione della propria larghezza di influenza, agli elementi strutturali di orditura principale e secondaria, i carichi dovuti ai pesi propri, ai carichi permanenti portati e ai carichi dovuti al sovraccarico accidentale di esercizio.

Si ritiene quindi che il modello utilizzato sia rappresentativo del comportamento reale dell'intera struttura.

2.3 Sovraccarichi considerati sulle strutture

Per la determinazione delle sollecitazioni massime, oltre al carico dovuto al peso proprio degli elementi strutturali, comprensivo anche del peso delle parti accessorie e complementari, si è considerato:

ANALISI dei CARICHI (oltre al peso proprio degli elementi strutturali, parti accessorie e complementari)				
Struttura	Sovraccarichi			
	Permanente		Accidentali	
	Categoria	daN/m²	Categoria	daN/m²
Struttura telaio metallico	Permanente portato: Peso proprio pannelli in legno multistrato sp.18mm	15	Accidentale utilizzatori Carichi degli utilizzatori – Prospetto A.1: Carichi (come da specifiche § A.2.2 - Norma Europea UNI EN 12572-1)	Relazione di progetto

Come riportato nel paragrafo A.2 *Effetti variabili* e specificato nel paragrafo A.2.2 *Carichi degli utilizzatori* della Norma Europea UNI EN 12572-1 del Marzo 2017, nella condizione di normale utilizzo della struttura di arrampicata, è necessario applicare nel modello gli effetti variabili costituiti dai carichi generati dagli utilizzatori (statici e di caduta). In sintesi, per ogni punto di presa o punto di assicurazione presente per ciascuna delle dieci linee di salita, è necessario applicare il carico concentrato di uno scalatore e il carico concentrato generato dalla caduta di uno scalatore su un punto di assicurazione, così come specificato nel prospetto A.1 *Carichi* della Norma Europea UNI EN 12572-1 sotto riportato. Questi due carichi concentrati sono stati inseriti nel modello e applicati nei nodi, che schematizzano i punti di presa e i punti di assicurazione, in funzione di tutte le possibili combinazioni e configurazioni di carico che ogni linea di salita può avere. Tutto ciò attivando tali carichi concentrati non compartecipanti tra lotto in uno stesso nodo e combinandoli con le sollecitazioni generate dal peso proprio e dall'azione del carico permanente portato.

Carichi

Dimensioni in Kilonewton

	Carico della prova di verifica	Carico caratteristico	Carico di rottura
Carico di uno scalatore	-	0,8	-
Carico generato dalla caduta di uno scalatore su un punto di assicurazione ^{a)}	6,6	6,6	20,0
NOTA Il carico di prova serve unicamente per verificare una corretta installazione e non può sostituire i calcoli. a) Su base sperimentale è stata osservata l'impossibilità che due o più scalatori creino simultaneamente una forza d'urto massima durante una caduta			

In specifico, ai fini delle verifiche allo SLU si ha:

Cs (statico) = 1.2 KN = 120 daN;

Cc (di caduta) = 9.9 KN = 990 daN.

Ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state applicate le combinazioni delle azioni così come definite nel paragrafo 2.5.3 delle N.T.C.2018.

Le combinazioni di carico statiche allo stato limite ultimo sono ottenute mediante combinazioni dei carichi permanenti e variabili applicati in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. Il calcolo delle sollecitazioni avverrà quindi considerando diverse configurazioni dei carichi permanenti ed accidentali sommati tra loro in differenti configurazioni, ed eseguendo un involuppo in modo da ottenere la sollecitazione più gravosa.

Le combinazioni di carico, attivate nel modello, per eseguire le verifiche allo stato limite ultimo della struttura, sono ottenute mediante combinazioni dei carichi permanenti e dei carichi variabili applicati in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura stessa.

Per le verifiche di resistenza e di stabilità della struttura portante in acciaio della S.A.S., in relazione alle tipologie di carico sopradescritte, è stato necessario analizzare le combinazioni di carico ottenute applicando il carico di uno scalatore C_c (di caduta), pari a 990 daN con inclinazione di 12.5° rispetto alla verticale, in ogni punto di assicurazione individuale della linea di scalata considerata (un punto per ognuna delle combinazioni, compreso il punto TOP ROPE), il carico verticale di uno scalatore C_s (statico), pari a 120 daN, nel punto di assicurazione individuale sommitale delle restanti quattro linee di salita (ritenuta la configurazione di carico peggiorativa e tenuto conto del fatto che, come specificato nel prospetto A.1 *Carichi* della Norma Europea UNI EN 12572-1, *su base sperimentale è stata osservata l'impossibilità che due o più scalatori creino simultaneamente una forza d'urto massima durante una caduta*), ed infine il peso proprio della struttura in acciaio e dei pannelli in legno multistrato. Ripetendo la stessa procedura per ogni singola linea di scalata si configurano e si analizzano 30 diverse combinazioni di carico. Non si è tenuto conto, in favore di sicurezza, del contributo alla rigidità dato dai pannelli multistrato che, bullonati al telaio portante in acciaio, costituiscono la superficie di arrampicata. Si riporta di seguito nella figura 4 la vista assometrica del modello di calcolo utilizzato per analizzare il modulo A, il modulo B, il modulo C ed il modulo D, costituenti la S.A.S. in questione.

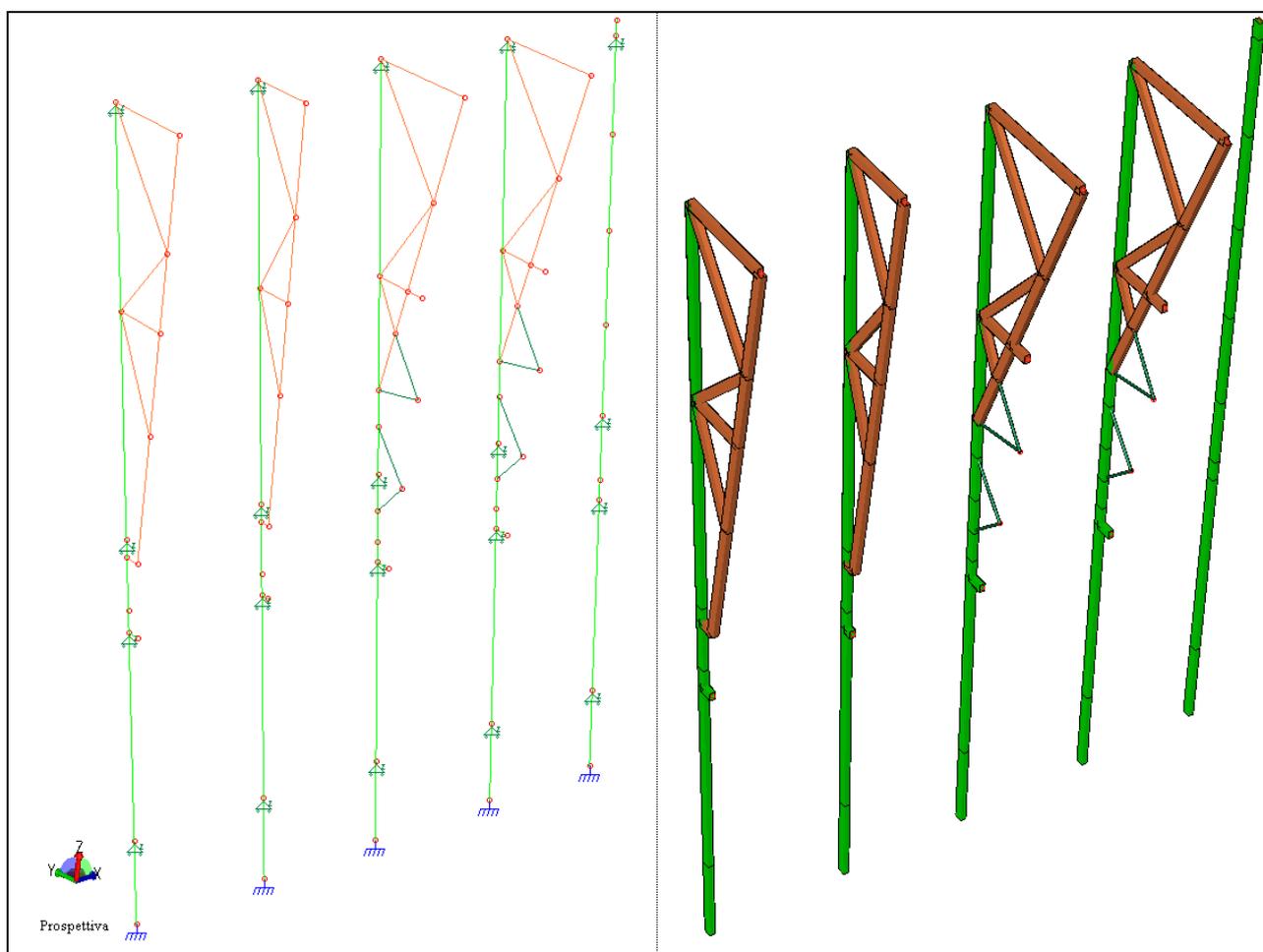


Figura 4 – Rappresentazioni assometriche modello di calcolo della S.A.S.

2.4 Calcolo sollecitazioni e verifiche strutturali telaio metallico portante

In merito al nuovo telaio metallico in acciaio, che costituisce la struttura di sostegno della S.A.S. in oggetto, composto dalle tipologie di profili di acciaio riportati e descritti nel Capitolo 2.1, si sono attuate tutte le verifiche allo stato limite ultimo imposte dalla Normativa, procedendo alle verifiche di resistenza e di stabilità.

Si riportano di seguito, del telaio metallico portante di ciascuno dei quattro moduli, modulo A, modulo B, modulo C e modulo D della S.A.S., per le relative combinazioni di carico peggiorative, l'inviluppo del:

- diagramma dello sforzo normale telaio metallico portante (figura 5);
- diagramma dello sforzo di taglio in direzione locale y telaio metallico portante (figura 6);
- diagramma dello sforzo di taglio in direzione locale z telaio metallico portante (figura 7);
- diagramma momento flettente attorno all'asse locale y telaio metallico portante (figura 8);
- diagramma momento flettente attorno all'asse locale z telaio metallico portante (figura 9).

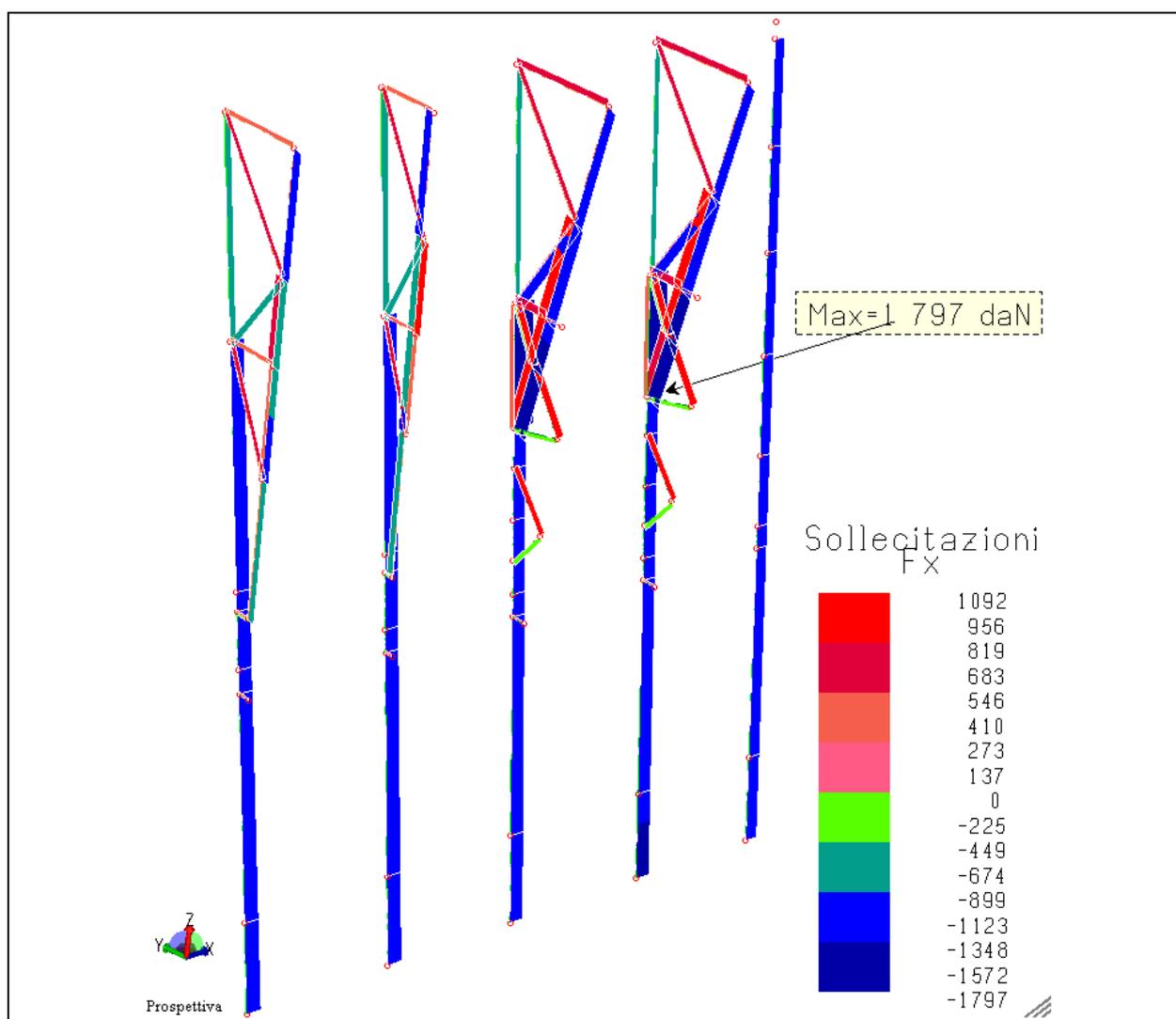


Figura 5 - Diagramma sforzo normale telaio metallico S.A.S.: unità di misura sollecitazioni daN

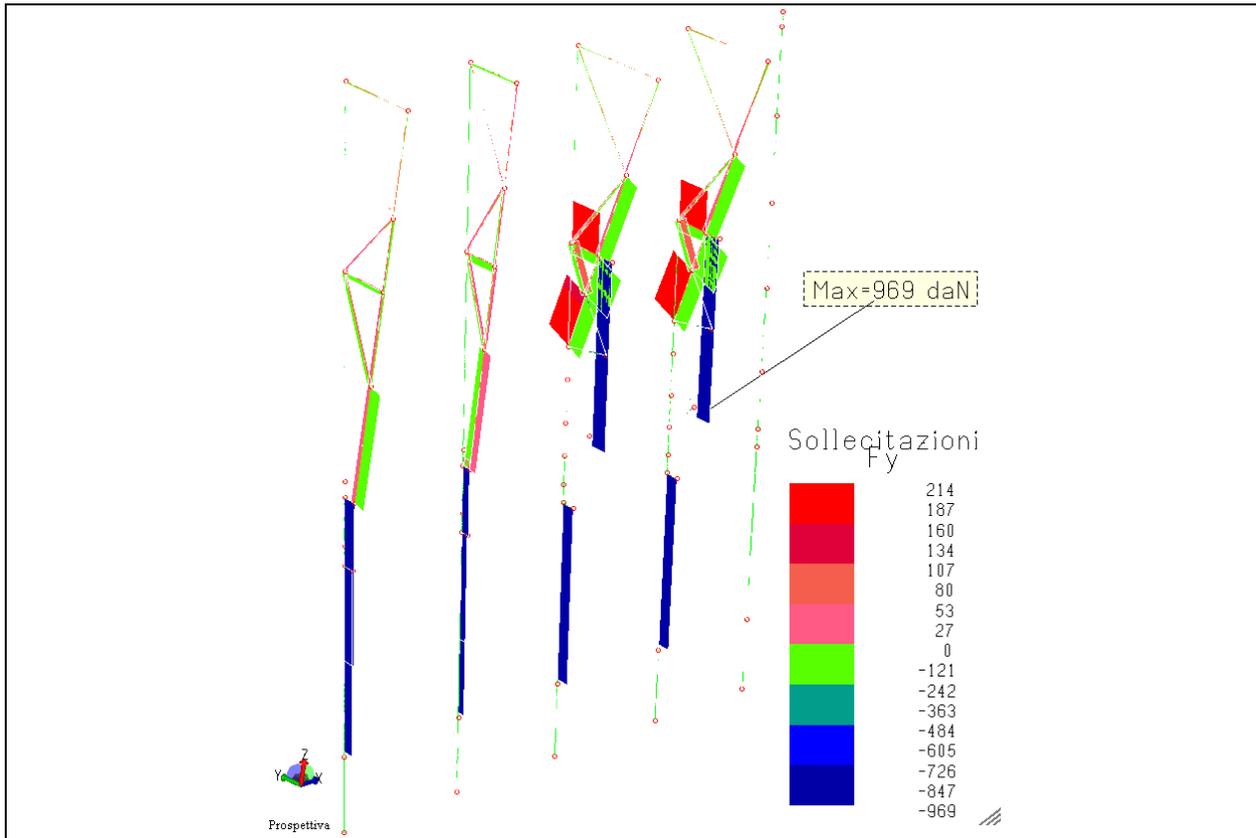


Figura 6 - Diagramma sforzo di taglio in direzione locale y e telaio metallico S.A.S.: unità di misura sollecitazioni daN

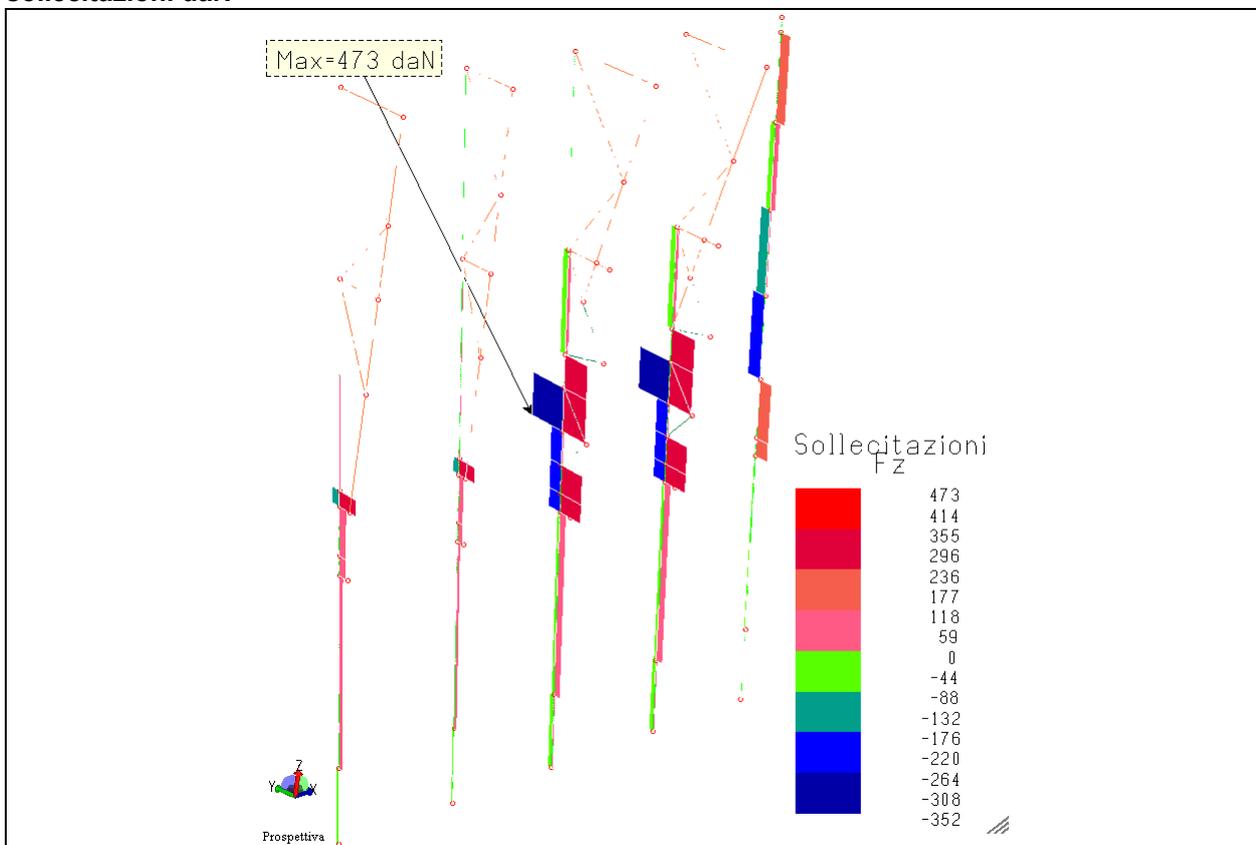


Figura 7 - Diagramma sforzo di taglio in direzione locale z e telaio metallico S.A.S.: unità di misura sollecitazioni daN

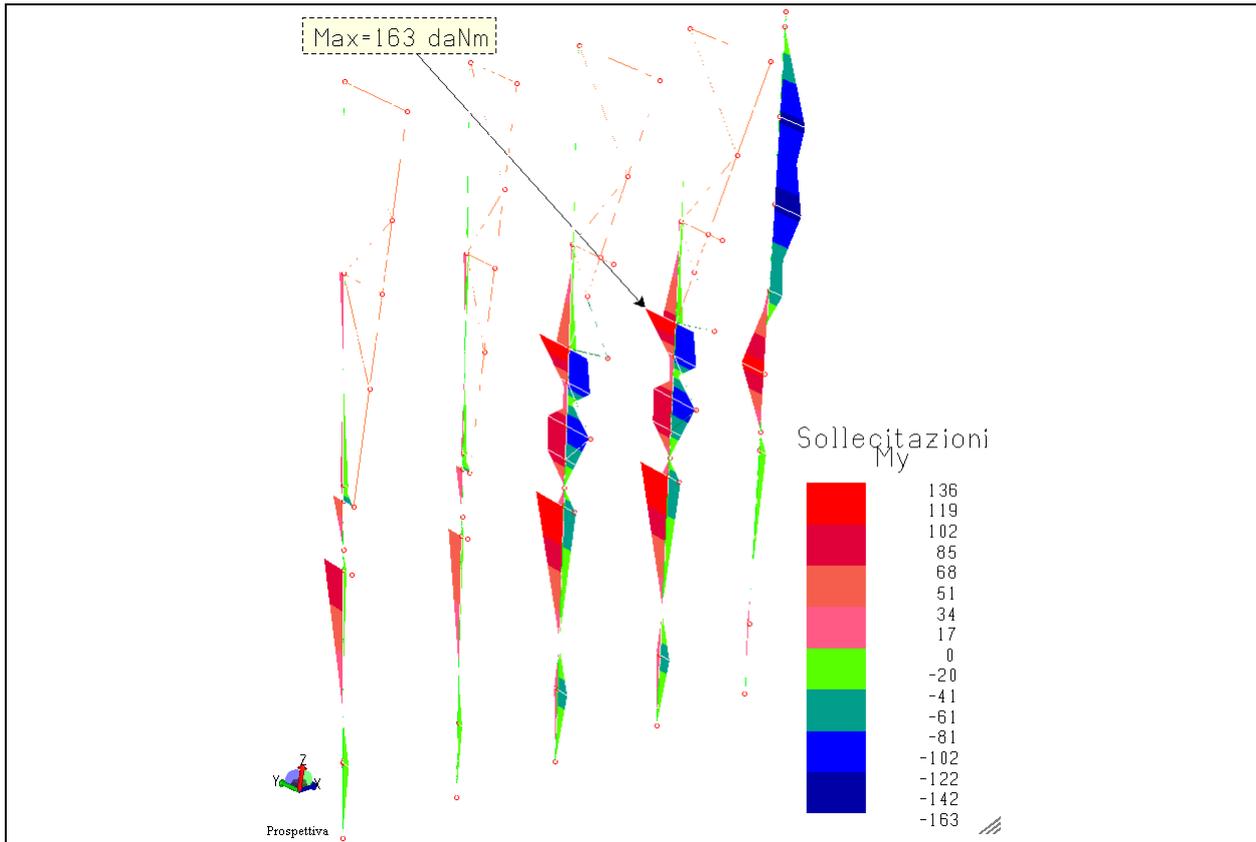


Figura 8 – Diagramma momento flettente attorno asse locale y telaio metallico S.A.S.: unità misura sollecitazioni daNm

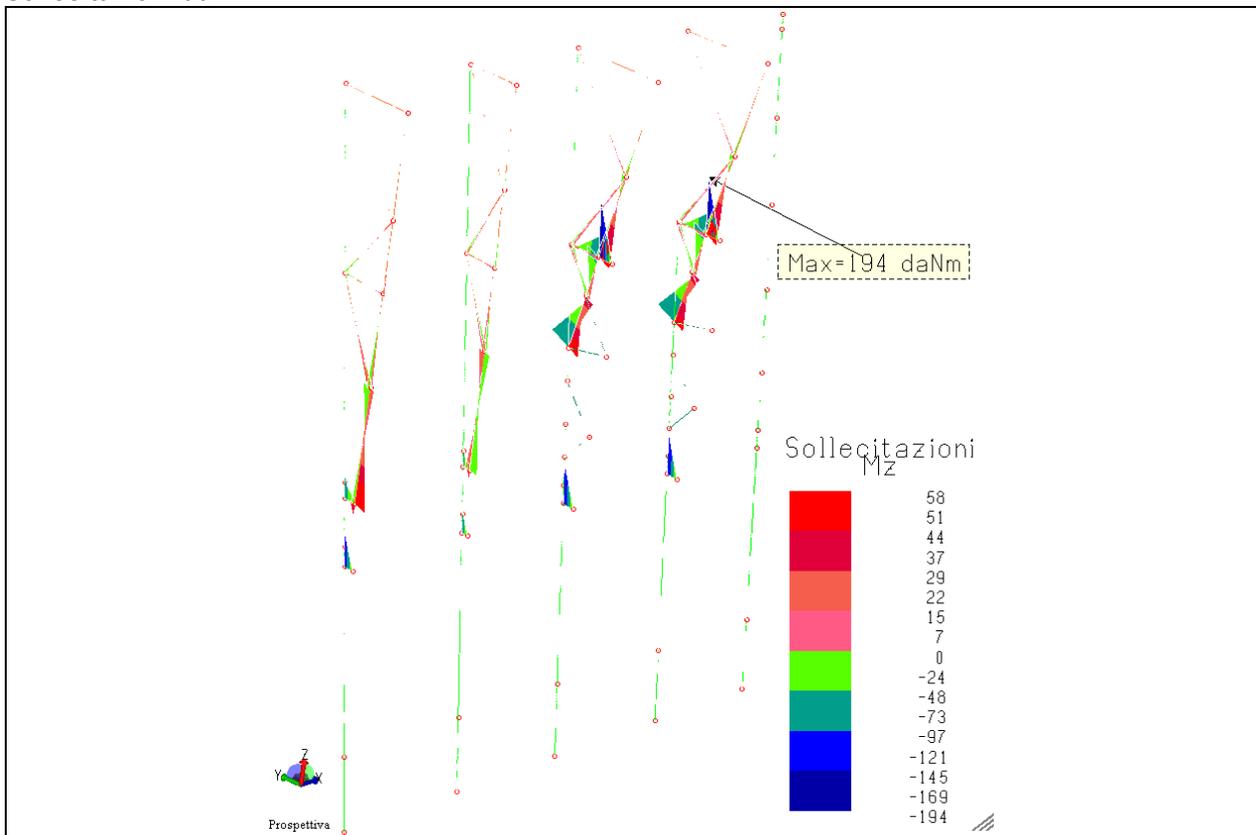


Figura 9 – Diagramma momento flettente attorno asse locale z telaio metallico S.A.S.: unità misura sollecitazioni daNm

Vengono attuate tutte le verifiche allo stato limite ultimo imposte dall'EC3.

In particolare, per ciascun modulo componente la S.A.S., la verifica di resistenza viene eseguita:

- per il solo sforzo normale, determinando l'indice di resistenza denominato I.R.n. (riferimento a figura 10),
- per l'interazione taglio e torsione, calcolando l'indice di resistenza denominato I.V.T. (riferimento a figura 11),
- per l'interazione tra sforzo normale, taglio e momento flettente, determinando l'indice di resistenza I.R. (riferimento a figura 12).

Inoltre si procede anche alla verifica della stabilità euleriana e della stabilità flessione-torsionale indagando:

- l'instabilità dovuta al solo sforzo normale, con l'indice denominato I.S.n (riferimento a figura 13),
- l'instabilità determinata dall'interazione di sforzo normale e momento flettente, con l'indice denominato I.S. (riferimento a figura 14).

I requisiti di progettazione e verifica della struttura portante in acciaio del telaio metallico portante della S.A.S. sono soddisfatti in quanto entrambi gli indici di resistenza e di stabilità non risultano superiori a 1. Inoltre si è limitata la snellezza di ciascun componente strutturale in acciaio a circa $197 < 200$ (riferimento a figura 15).

I requisiti di progettazione e verifica della struttura in acciaio della S.A.S. in oggetto sono soddisfatti.

Le sollecitazioni massime allo SLU ottenute e indicate nelle figure precedenti (da figura 5 a figura 9), rappresentano le azioni sollecitanti massime allo SLU da confrontare con le resistenze di progetto. Dalle risultanze di progetto, per tutte le diverse combinazioni di carico analizzate, si ottiene che l'azione sollecitante risulta sempre minore della resistenza di progetto del materiale. Si riportano di seguito dei tabulati di sintesi, generati in output dal software, con cui si riassumono le risultanze ottenute a dimostrazione dei plot grafici riportati per ciascuna verifica di resistenza (riferimento a figure 10, 11 e 12).

Le sollecitazioni massime allo SLU ottenute e indicate nelle figure precedenti (da figura 5 a figura 9), rappresentano le azioni sollecitanti massime allo SLU da confrontare anche con le resistenze di progetto a stabilità. Dalle risultanze di progetto, per tutte le diverse combinazioni di carico analizzate, si ottiene che l'azione sollecitante risulta sempre minore della resistenza di progetto a stabilità del materiale. Si riportano di seguito dei tabulati di sintesi, generati in output dal software, con cui si riassumono le risultanze ottenute a dimostrazione dei plot grafici riportati per ciascuna verifica di stabilità (riferimento a figure 13, 14 e 15).

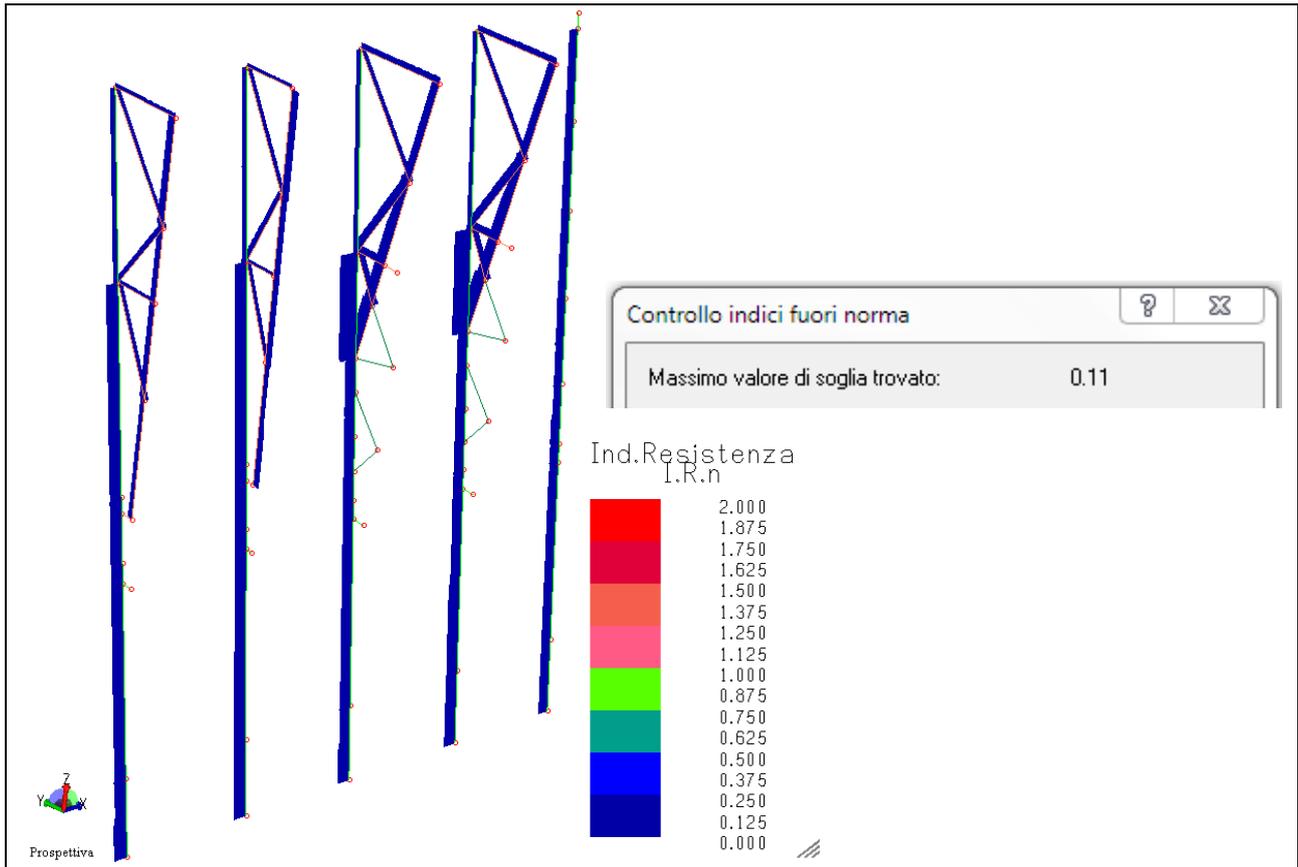


Figura 10 – Diagramma Indice di resistenza I.R.n. telaio metallico portante S.A.S.: I.R.n max = 0.110

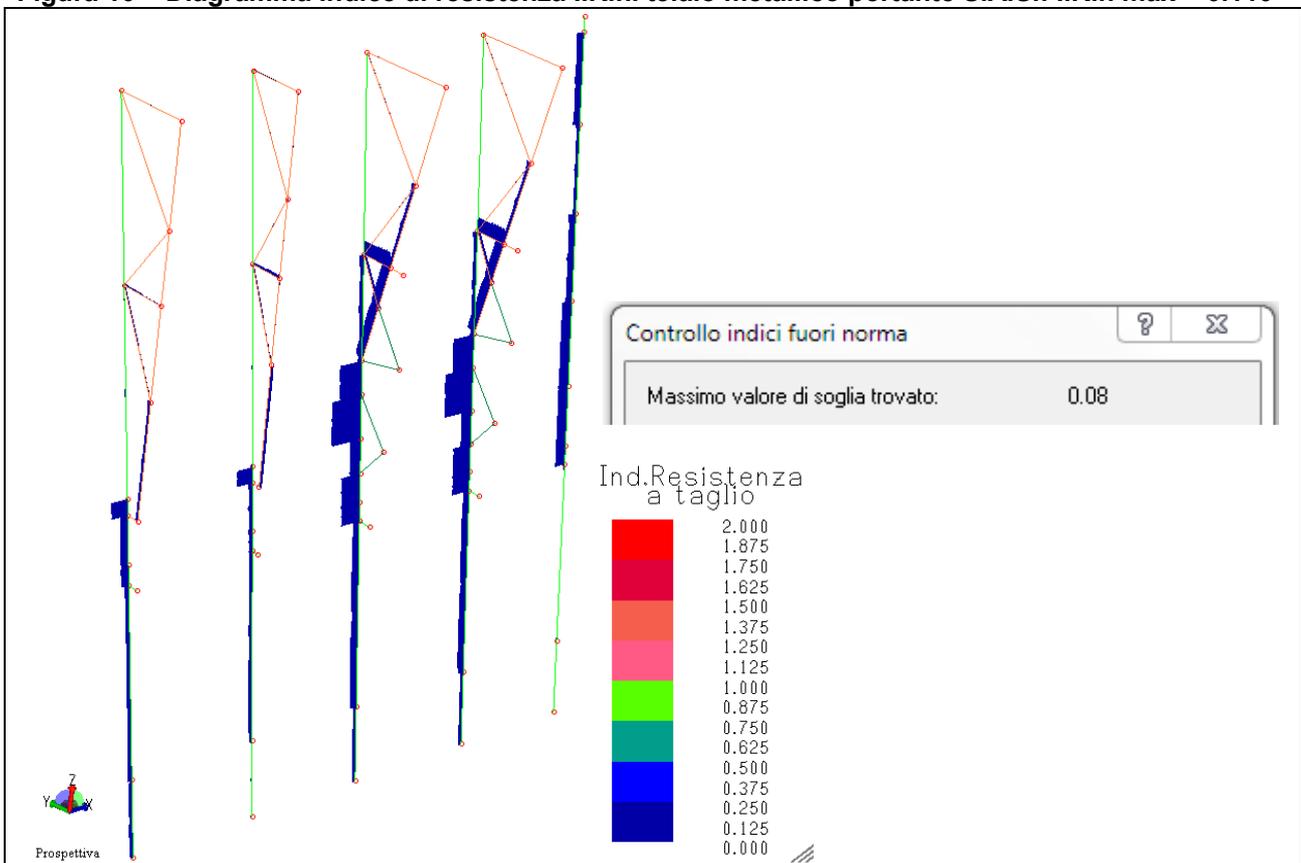


Figura 11 – Diagramma Indice di resistenza I.V.T. telaio metallico portante S.A.S.: I.V.T. max = 0.080

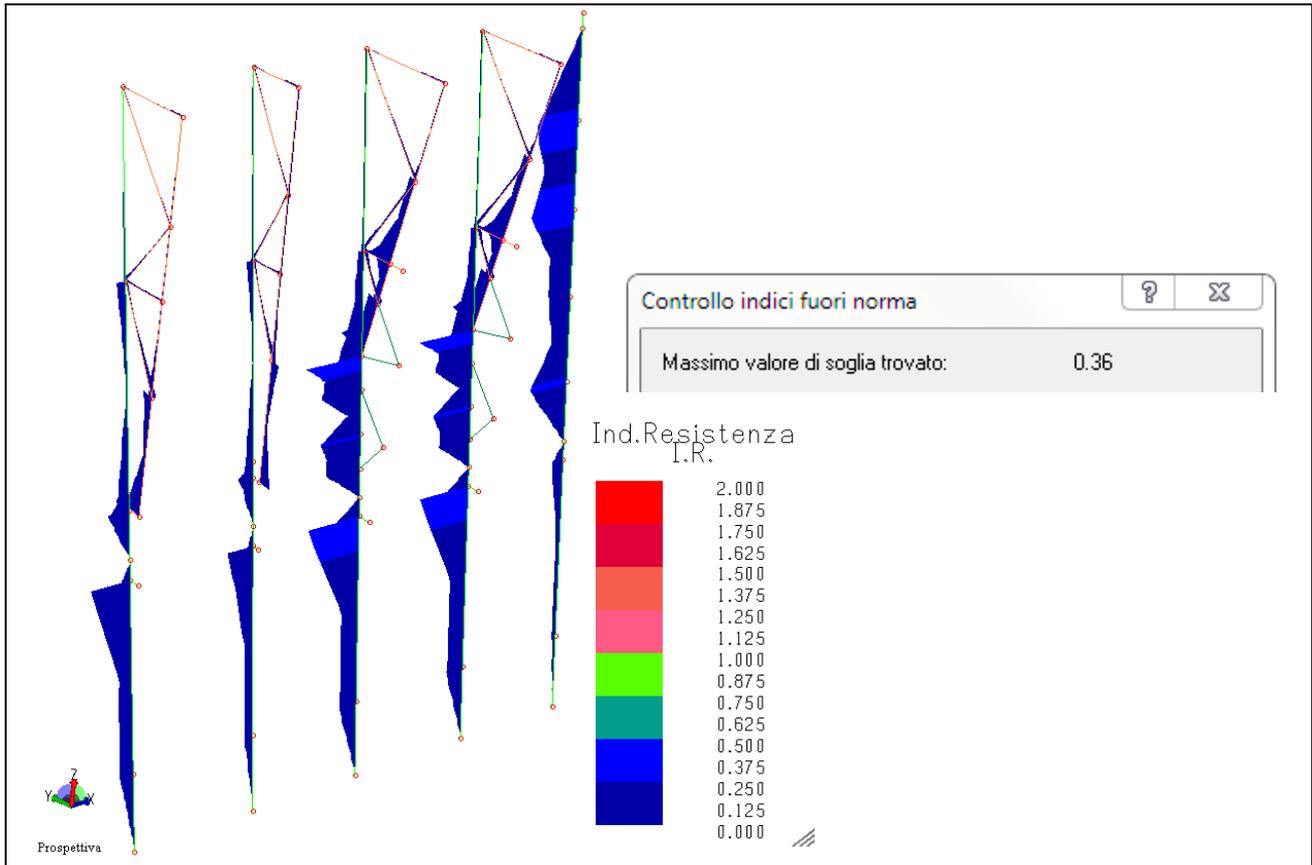


Figura 12 – Diagramma Indice di resistenza I.R. telaio metallico portante S.A.S.: I.R. max = 0.360

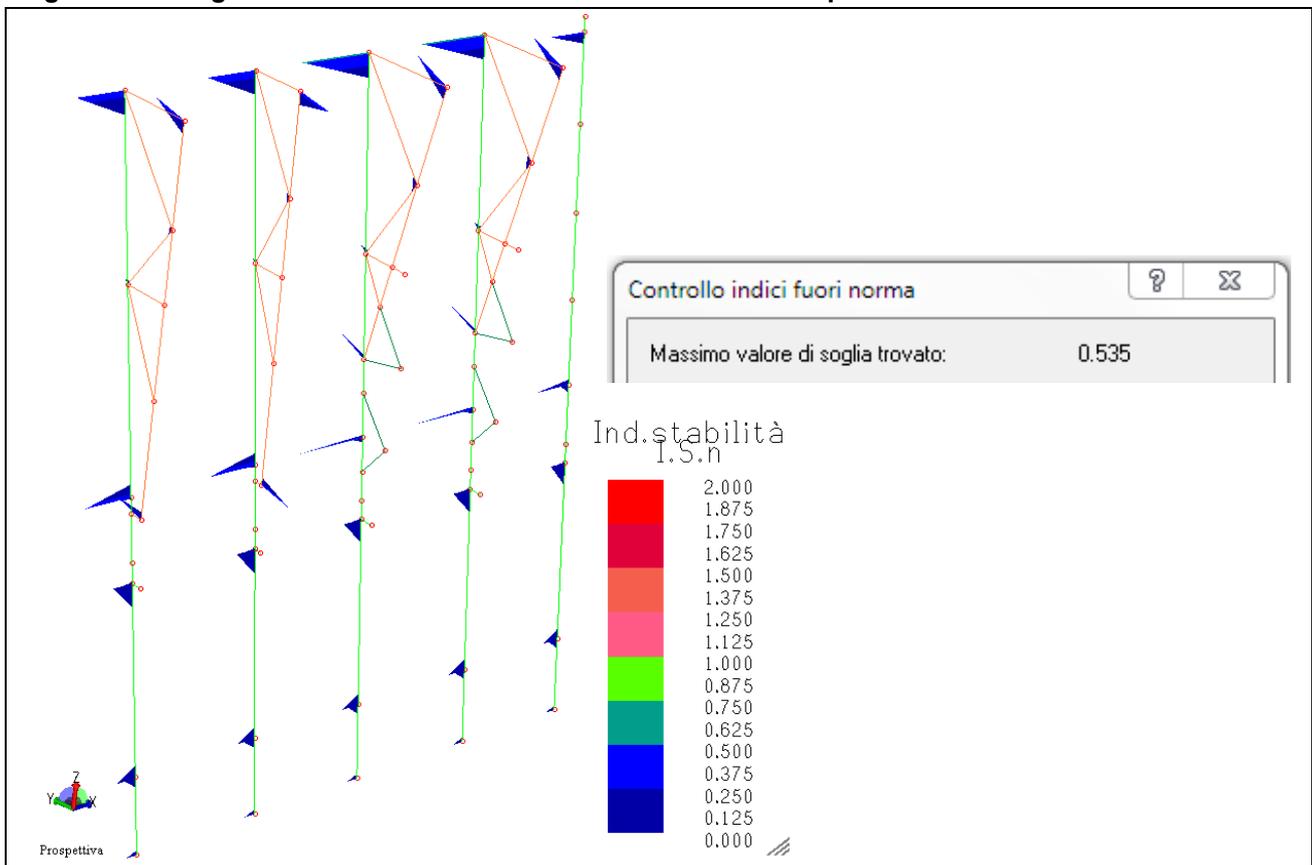


Figura 13 – Diagramma Indice di stabilità I.S.n telaio metallico portante S.A.S.: I.S.n max = 0.535

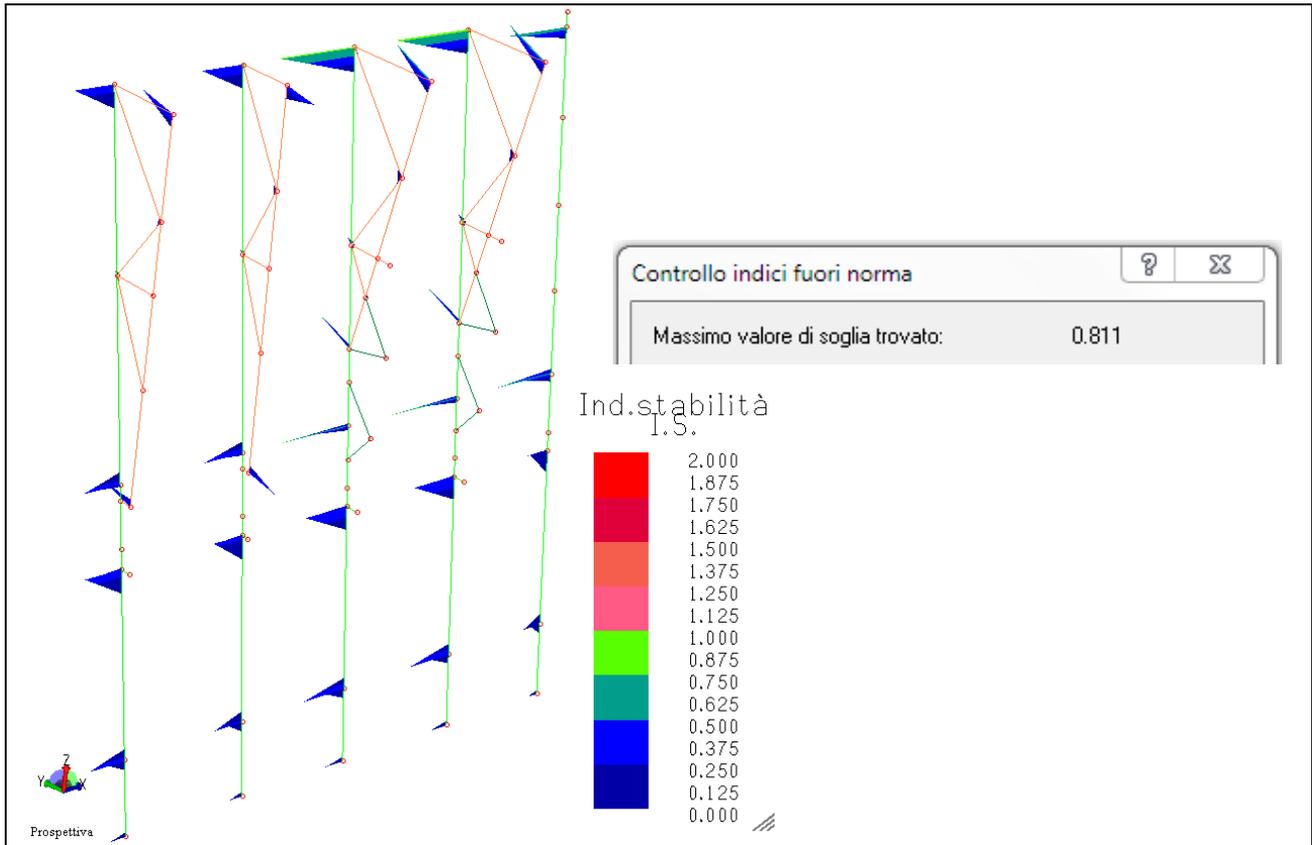


Figura 14 – Diagramma Indice di stabilità I.S. telaio metallico portante S.A.S.: I.S. max = 0.811

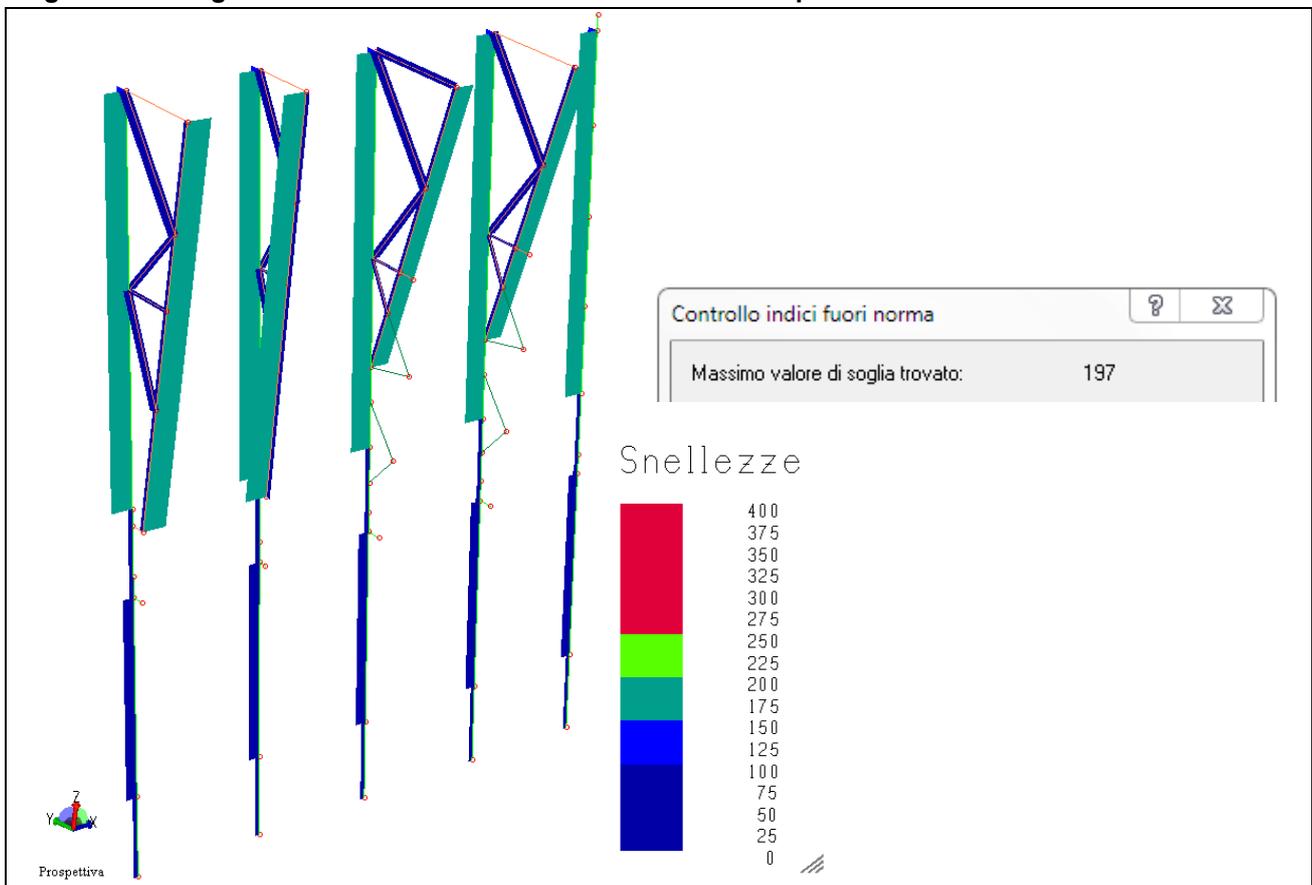


Figura 15 – Diagramma snellezza telaio metallico portante: snellezza max = 197

DETERMINAZIONE MASSIMO INDICE I.S.n.

Elemento: **TRAVE** Metodo di verifica: **Eurocodice 3**
 Tabella: **Tabella pilastri - montante.**
 Tipo acciaio: **S 235** Beta piano 'yx': **1.000** Beta piano 'zx': **1.000**
 Coeff. k: **1.000** Coeff. kw: **1.000** Carico all'estradosso della trave
 γ_{M0} : **1.050** γ_{M1} : **1.050** γ_{M1}' : **1.050** γ_{M2} : **1.250** γ_{M0} Pf: **1.000** γ_{M1} Pf: **1.000**
 Tipo collegamento: **saldato** Connessione su un solo lato Connessione sul lato corto (solo 'L')

Verifica di STABILITA' e/o STABILITA' FLESSO TORSIONALE

NC	Fx	My	Mz	Classe	$\chi_{min.}$	ky	kz	kLT	χ_{LT}	I.S.n.	I.S.m.	I.S.	Nota
	daN		daN*m										
24	-1797	-15	0	1	0.1980	1.5000	1.5000	--	--	0.53	--	0.59	Snell. 'yx'= 185

DETERMINAZIONE MASSIMO INDICE I.S.

Elemento: **TRAVE** Metodo di verifica: **Eurocodice 3**
 Tabella: **Tabella pilastri - montante.**
 Tipo acciaio: **S 235** Beta piano 'yx': **1.000** Beta piano 'zx': **1.000**
 Coeff. k: **1.000** Coeff. kw: **1.000** Carico all'estradosso della trave
 γ_{M0} : **1.050** γ_{M1} : **1.050** γ_{M1}' : **1.050** γ_{M2} : **1.250** γ_{M0} Pf: **1.000** γ_{M1} Pf: **1.000**
 Tipo collegamento: **saldato** Connessione su un solo lato Connessione sul lato corto (solo 'L')

Verifica di STABILITA' e/o STABILITA' FLESSO TORSIONALE

NC	Fx	My	Mz	Classe	$\chi_{min.}$	ky	kz	kLT	χ_{LT}	I.S.n.	I.S.m.	I.S.	Nota
	daN		daN*m										
27	-1205	163	0	1	0.1980	1.2563	1.5000	--	--	0.36	--	0.81	Snell. 'yx'= 185

2.5 Verifica ancoraggi S.A.S. - struttura esistente in c.a.

La S.A.S. è semplicemente appoggiata al suolo e vincolata, alla retrostante struttura in c.a. dell'edificio in cui è messa in opera, per mezzo di particolari metallici e ancoranti ad hoc di sicurezza costituiti da ancoraggi meccanici nel cls. Si riportano di seguito le terne delle reazioni vincolari agli SLU peggiorative, per ogni singola combinazione di carico, per i nodi di vincolo dei montanti principali in acciaio ancorati alla struttura esistente in c.a. retrostante ed per i nodi di semplice appoggio dei montanti principali alla pavimentazione, con la corrispondente identificazione dei nodi considerati della struttura portante della S.A.S. rappresentata in figura 16.

TERNA REAZIONI VINCOLARI NODO A MONTANTE – STRUTTURA IN C.A.:

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
[-]	[-]	[daN]	[daN]	[daN]	[daNm]	[daNm]	[daNm]
A	27	+0.000e+000	+5.670e+002	+0.000e+000	+0.000e+000	+0.000e+000	+0.000e+000

TERNA REAZIONI VINCOLARI NODO B MONTANTE – PAVIMENTAZIONE:

Nodo	c.c.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
[-]	[-]	[daN]	[daN]	[daN]	[daNm]	[daNm]	[daNm]
B	22	+0.000e+000	+6.330e+001	+1.370e+003	+0.000e+000	+0.000e+000	+0.000e+000

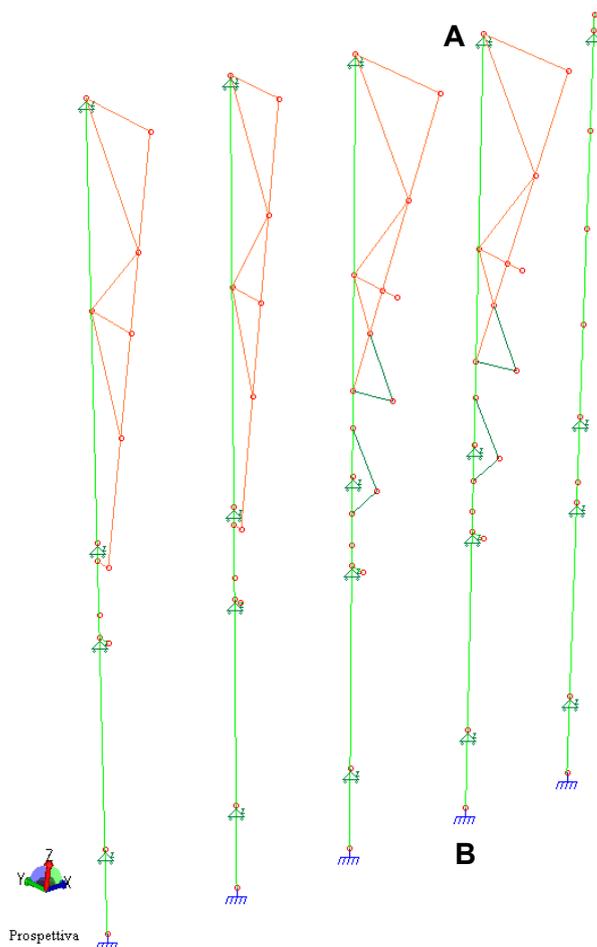


Figura 16 – Identificazione grafica nodi di vincolo considerati per verifica ancoraggi e base S.A.S.

Per procedere alla verifica dei fissaggi della parete di arrampicata, si ha che la struttura metallica portante del montante principale della S.A.S., è vincolata direttamente alle strutture esistenti in c.a. dell'edificio mediante venti particolari di fissaggio in acciaio ad hoc, ciascuno realizzato mediante doppio profilo ad L, di dimensione 100x45 mm, sp. 8 mm, bullonato a destra e a sinistra del montante e munito di due ancoranti meccanici del tipo HILTI HSA - M12 della Società HILTI con profondità di posa effettiva pari a 65 mm.

Si procede alla verifica dell'ancoraggio mediante l'utilizzo del software di calcolo HILTI PROFIS Anchor 2.6.6 della Società HILTI, ipotizzando lo spessore minimo del materiale di base, cls delle strutture murarie in c.a., uguale a 250 mm e il confinamento laterale minimo dei tasselli meccanici uguale a 100 mm. Si riportano in allegato il report di calcolo riassuntivo di tutte le verifiche effettuate per il sistema di ancoraggio, per il nodo A sopra indicato, considerando la terna di reazioni vincolari sopra individuata, che rappresenta le combinazioni di carico peggiorativa.

Come si può notare da quanto contenuto nella relazione tecnica "report di calcolo sistema di fissaggio", allegata alla presente relazione, la verifica di ciascun fissaggio della S.A.S. è soddisfatta.

Si determina infine la pressione che il montante principale in acciaio scarica sulla pavimentazione considerando di distribuire la sollecitazione portata da ciascun montante principale sulla piastra di base ad hoc, realizzata attraverso un piatto in acciaio rettangolare di dimensioni pari a 160x80 mm e sp. 10 mm, e distribuita al suolo/pavimentazione dal piatto di base stesso. Considerando tutte le condizioni di carico peggiorative è stato possibile individuare, per il nodo B sopraindicato, la combinazione di carico peggiorativa (tenuto conto di considerare la condizione di carico peggiorativa per ciascuno dei cinque montanti principali che convergono sul relativo piatto di base) e determinare la pressione di contatto della parete di arrampicata sulla pavimentazione. Si riporta di seguito il plot dei risultati per la condizione di carico peggiorativa (riferimento a terna reazioni vincolari nodo B montante – pavimentazione):

TERNA REAZIONI VINCOLARI NODO B MONTANTE – PAVIMENTAZIONE:							
Nodo	c.c.	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
[-]	[-]	[daN]	[daN]	[daN]	[daNm]	[daNm]	[daNm]
B	22	+0.000e+000	+6.330e+001	+1.370e+003	+0.000e+000	+0.000e+000	+0.000e+000

Area impronta piastra di base: $A = 16 \text{ cm} \times 8 \text{ cm} = 128 \text{ cm}^2$;

Azione assiale sollecitante a SLU: $N_{SLU} = Fz = 1370 \text{ daN}$;

Pressione massima al suolo: $\underline{p_{max} = N_{SLU} / A = 1370 \text{ daN} / 128 \text{ cm}^2 = \text{circa } 10.7 \text{ daN/cm}^2}$.

N.B.: La verifica dell' idoneità della pavimentazione a reggere le pressioni di contatto sopra indicate è a carico del Committente.

3) CONCLUSIONI

Nella presente sezione sono state verificate la resistenza meccanica e la stabilità di ogni singolo elemento strutturale così come la resistenza dei sistemi di trattenuta e di fissaggio della struttura della S.A.S. in oggetto. La stabilità al ribaltamento è garantita dal corretto dimensionamento degli ancoraggi dei particolari di fissaggio della S.A.S. alla retrostante struttura esistente in c.a.

N.B.: Rimane a carico del committente la responsabilità delle verifiche relative a:

- idoneità della pavimentazione a supportare la pressione massima, determinata nel Capitolo 2.5, scaricata al piede dalla struttura portante della S.A.S.
- idoneità delle strutture esistenti in c.a. a sostenere le sollecitazioni generate dalla parete di arrampicata ad esse vincolata (tali azioni allo SLU sono riportate nel Capitolo 2.5 della presente relazione) e compatibilità della tipologia degli ancoranti installati in corrispondenza dei punti di fissaggio della S.A.S. con le strutture esistenti in c.a.

Gussago li 21/04/2018



Il Tecnico
(Ing. Michele Minelli)

4) PROVA D'URTO DEGLI ELEMENTI DI SUPERFICIE

Si è realizzato un dispositivo a massa d'urto come prescritto dalla normativa (UNI EN 12572 - 1 – appendice D) e si è sottoposto ad urto per tre volte un pannello campione come prescritto dalla già citata normativa. La prova è documentata dalle immagini riportate in allegato.

Non si è verificata nessuna rottura o separazione al termine della prova.

5) PROVE DI VERIFICA

Le prove di verifica vengono eseguite secondo la normativa UNI EN 12572-1 prima del rilascio della struttura all'utilizzatore.

6) ALLEGATI

- DISEGNO C1079-001
- SCHEDE TECNICHE TENDITORE A DUE FORCELLE IN ACCIAIO
- TEST PANNELLO
- TARGA S.A.S.
- REPORT DI CALCOLO SISTEMA DI FISSAGGIO: TERNA REAZIONI NODO A MONTANTE – STRUTTURA IN C.A.

7) AFFIDABILITA' DEI CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI

(ai sensi del cap.10 del D.M. 17.01.2018)

E' stata preliminarmente esaminata la documentazione a corredo del software utilizzato.

Software: MASTERSAP TOP 2018 NTC

produttore: AMV srl via San Lorenzo 106 34077 Ronchi dei Legionari (GO).

Si riportano di seguito una esauriente descrizione delle basi teoriche generali e degli algoritmi impiegati.

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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