

COMUNE DI VICENZA



PARCO DELLA PACE PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

RSS.1 STRUTTURE MUSEO DELL'ARIA RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

GIUGNO 2017

Rev.00 26.06.2017 EMISSIONE
Rev.01 10.08.2017 VALIDAZIONE

redatto	ITS-CS
verificato	ITS-GM
approvato	PAN-GS

ATI - registrata a Milano l'11-12-2015 n°44454 serie IT • Capogruppo : PAN ASSOCIATI srl



PAN ASSOCIATI srl • c.f./p.IVA 13352030152
Milano: via don Carlo Porro 6 Cap. 20128 • tel. 022578982 • fax 022579836 • studio@panassociati.it
progettisti: dott. for. Benedetto Selleri, arch. Gaetano Selleri



ITS SRL • c.f./p.IVA 02146140260
Pieve di Soligo (TV): via Corte delle Caneve n. 11
Cap. 31053 • tel. 043882082 • fax 0438980622
info@its-engineering.com
progettisti: ing. Giustino Moro



FRANCO ZAGARI • p.IVA 07044480585
Roma: via Giuseppe Andreoli n. 2 Cap. 00195
tel. 0668801702 • fax 0668808073
info@francozagari.it
progettisti: arch. Franco Zagari



ESTUDI MARTI FRANCH ARQUITECTURA DEL
PAISATGE SL • c.f./p.IVA ESB55218754
Girona (Spagna): C/Joaquim Vayreda, 63 13-Cap.17001
tel. +34 972214846 • fax +34 972214846 • emf@emf.cat
progettisti: dott. Martí Franch

GINO LUCCHETTA • p.IVA 02005760265
Pieve di Soligo (TV): via Rivette n. 9/2 Cap. 31053
tel. 0438842312 • fax 0438842312
ginolucchetta@libero.it
progettisti: dott. Gino Lucchetta

consulenti



ASPROSTUDIO
Contrà S. Ambrogio 19 , 36100 (Vicenza)
tel: +390444545786 • info@asprostudio.it
responsabile del servizio:
Claudio Bertorelli, arch. Francesco Dal Toso

Victor Tenez,
Riccardo Gini,
Miriam Garcia,
Massimo Venturi Ferriolo.

Indice:

1. PREMESSA	5
1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE.....	5
1.2. INTERVENTI PREVISTI	7
1.2.1. INTERVENTI RELATIVI ALL'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO.....	8
1.2.2. NUOVE COSTRUZIONI	10
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO.....	11
3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.	12
3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE	12
4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	14
4.1. SISTEMA STRUTTURALE	14
4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA.....	16
4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA	16
4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA.....	18
4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI.....	18
5. ANALISI DEI CARICHI	20
5.1. CARICO DA NEVE.....	20
5.2. AZIONE DEL VENTO	20
5.2.1. SOLAIO IN LATEROCEMENTO HANGAR MUSEO	22
5.2.2. SOLAIO DI COPERTURA HANGAR MUSEO	22
5.2.3. SOLAIO ZONA "LANTERNA".....	22
5.2.4. SOLAIO IN LAMIERA GRECATO PASSERELLA PEDONALE	23
5.2.5. SCALE.....	23
5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.	23
5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.	23
5.2.1. MURATURA PORTANTE	23
5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.	24

5.3.1.	PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.....	24
5.3.2.	DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.....	24
5.4.	CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	24
5.4.1.	CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.....	24
5.4.2.	CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.....	24
5.4.3.	METODO DI ANALISI SISMICA.....	25
5.5.	AZIONE SISMICA DI PROGETTO.....	25
5.5.1.	SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.....	25
5.5.2.	SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.....	25
6.	RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA.....	27
6.1.	DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI.....	27
6.1.1.	SISMICAD 12.8.....	27
6.1.2.	MIDAS GEN.....	28
6.2.	ANALISI DINAMICA MODALE.....	29
6.2.1.	MODI DI VIBRARE E RISPOSTA MODALE.....	30
6.2.2.	EQUILIBRIO DELLE FORZE.....	31
6.2.3.	SPOSTAMENTI DI INTERPIANO ESTREMI.....	33
6.3.	VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI.....	35
6.3.1.	VERIFICA DEI SETTI IN MURATURA.....	35
6.3.2.	VERIFICA DEI PILASTRI ESISTENTI.....	49
6.3.3.	VERIFICA DEL SOLAIO IN LATERO-CEMENTO.....	58
6.3.4.	VERIFICA DELLA CAPRIATA.....	60
6.3.5.	VERIFICA DELLE ARCHITRAVI SULLE MURATURE DI TAMPONAMENTO.....	69
6.4.	VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI IN C.A. E ACCIAIO.....	71
6.4.1.	VERIFICA DEI SETTI IN C.A.	71
6.4.2.	VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE IN C.A.....	76
6.4.3.	VERIFICA DEL NUOVO SOLAIO ZONA LANTERNA.....	81
6.4.4.	VERIFICA DEI PILASTRI DI SOSTEGNO DEL SOLAIO.....	86
6.4.5.	VERIFICA DEL SETTO CENTRALE SCALA DRITTA.....	89
6.5.	VERIFICA DELLA PASSERELLA PEDONALE.....	92
6.5.1.	VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE IN ACCIAIO.....	92
6.5.2.	VERIFICA DEL GIUNTO INTERMEDIO.....	95
6.5.3.	VERIFICA DEL GIUNTO D'ESTREMITA'.....	108
6.5.4.	VERIFICA DEL SOLAIO IN LAMIERA GRECATA.....	109
6.5.5.	VERIFICA DELLE TRAVI SECONDARIE HEB180.....	111

6.6.	VERIFICA DEI PROFILI A SOSTEGNO DELLA VETRATA DELLA BUSSOLA.....	114
6.7.	VERIFICA DELLE SCALE	121
6.7.1.	SCALA DRITTA	121
6.7.2.	SCALA ELICOIDALE.....	126
6.8.	VERIFICA DELLE FONDAZIONI.....	130
6.8.1.	VERIFICA DEL PLINTO	130
6.8.2.	VERIFICA DEI PALI DI FONDAZIONE	132
6.9.	VERIFICA AL FUOCO DELLE STRUTTURE	134
7.	VULNERABILITA' SISMICA PRIMA E DOPO L'INTERVENTO.....	135
7.1.	PRE-INTERVENTO.....	135
7.2.	POST-INTERVENTO.....	142

1. PREMESSA

La presente relazione ha come oggetto il dimensionamento e la verifica delle opere strutturali inerenti l'adeguamento sismico del fabbricato Hangar Museum sito all'interno del "Parco della Pace", ex Aeroporto Dal Molin nel Comune di Vicenza.

Il progetto prevede la realizzazione di una infrastruttura pubblica a prevalente vocazione ricreativa e ambientale ed un nuovo museo dell'aria.



Figura 1: Foto aerea del fabbricato oggetto dell'intervento

La destinazione d'uso dei locali sarà di spazio espositivo "sala aerei" nel corpo principale del fabbricato e servizi all'interno delle due appendici laterali.

1.1. IL FABBRICATO ESISTENTE

Il fabbricato è un edificio ad un piano, a pianta rettangolare e copertura a due falde nella parte centrale e tetto piano nelle fasce laterali. La struttura portante della parte centrale è costituita da pilastri in cemento armato gettate in opera, posti sul lato lungo e controventati da pannelli murari in mattoni pieni. La copertura a falde è realizzata mediante capriate in carpenteria metallica che fungono da orditura primaria e arcarecci secondari su cui poggia la lamiera di copertura.

Le due appendici laterali sono realizzate in struttura portante verticale in muratura di mattoni pieni e copertura in laterocemento.



Figura 2: Foto interni ed esterni del fabbricato

1.2. INTERVENTI PREVISTI

Il progetto prevede di mantenere le sagome e strutture esistenti, con il sistema di capriate di copertura per la parte centrale e il controventamento in muratura, eliminando la parete di separazione centrale attualmente presente all'interno dell'hangar e la parziale controsoffittatura della copertura per mettere a vista tutte le capriate in acciaio.

Il progetto architettonico prevede l'apertura di nuovi passaggi all'interno delle pareti in muratura per garantire il collegamento del corpo centrale alle appendici laterali ed il totale restauro delle capriate in acciaio, con sabbiatura delle superfici e trattamento protettivo dell'acciaio. Verrà realizzata una bussola vetrata lato ovest e una passerella pedonale in acciaio per favorire la vista sugli aerei esposti.

Le appendici laterali, essendo adibite a servizi, saranno coibentate e riscaldate. Le strutture dovranno garantire una resistenza al fuoco R90. Per quanto riguarda invece il corpo centrale adibito ad area espositiva, non è necessario garantire alcuna resistenza antincendio.

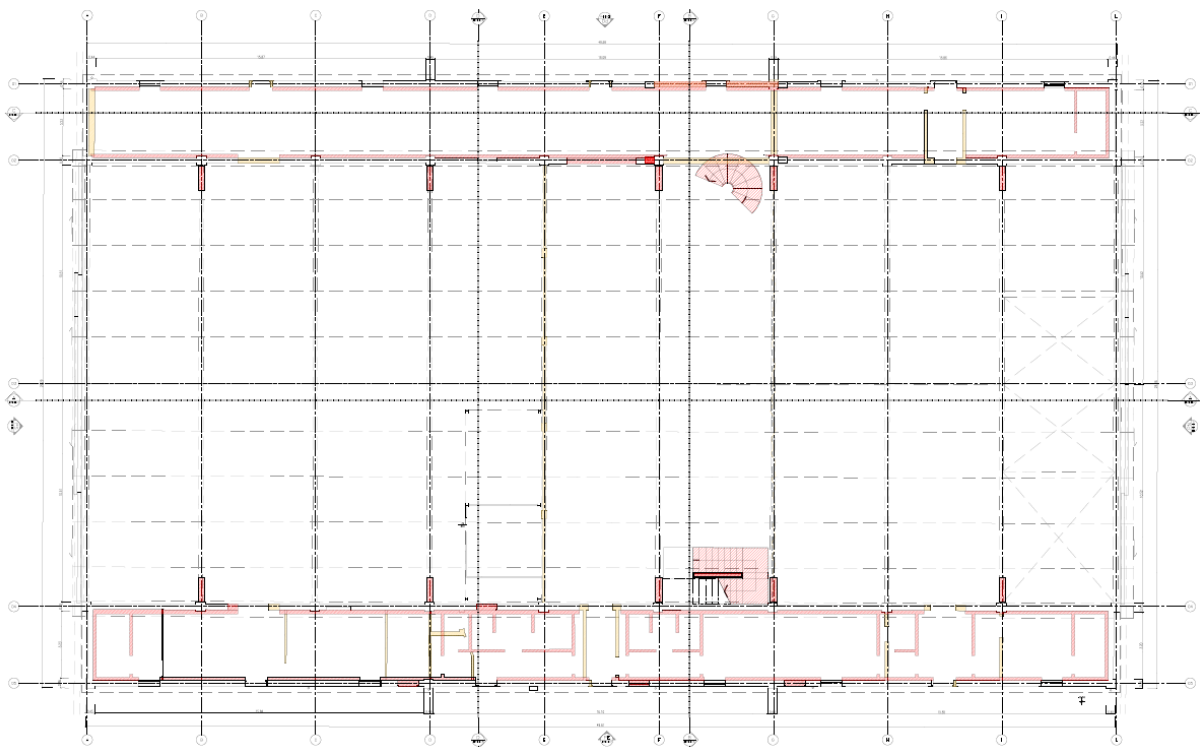


Figura 3: Pianta delle demolizioni

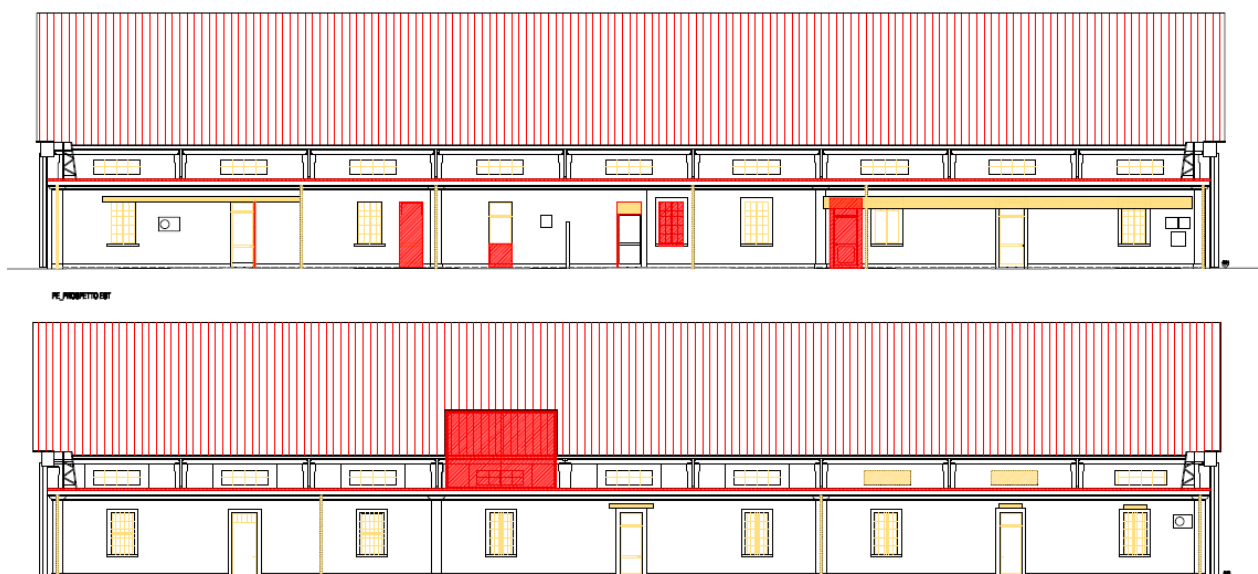


Figura 4: Demolizioni – prospetto est ed ovest

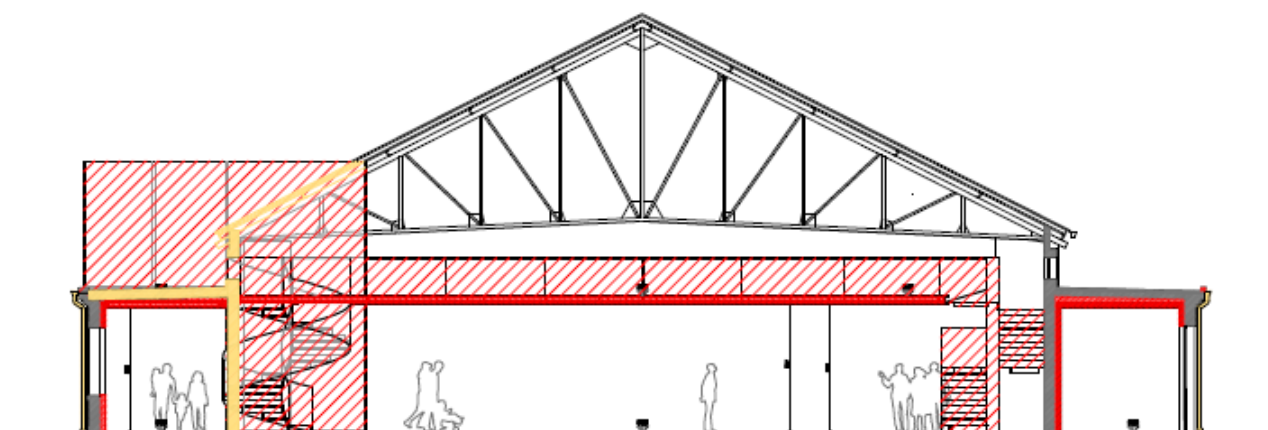


Figura 5: Sezione B-B

1.2.1. INTERVENTI RELATIVI ALL'ADEGUAMENTO SISMICO DEL FABBRICATO

Il progetto preliminare prevede l'adeguamento sismico del fabbricato, ai sensi del § 8.4. del DM 14/01/2008, e l'adeguamento statico degli stessi secondo le azioni previste dalla normativa vigente.

Il processo progettuale ha inizialmente verificato la rispondenza degli elementi strutturali ai soli carichi statici verticali, in base allo schema strutturale rilevato ed alle risultanze delle indagini in sito effettuate per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali costituenti.

Successivamente, sulla base degli interventi previsti in fase di progetto, sono state analizzate e risolte le criticità strutturali riguardanti la risposta dinamica del fabbricato in presenza di azioni orizzontali, sismiche e del vento.

Per quanto riguarda ***l'Hangar Museum***, le indagini svolte hanno evidenziato in generale un buon stato manutentivo delle strutture, senza evidenziare notevoli fenomeni di degrado; le analisi di laboratorio hanno però rilevato una scarsa resistenza del calcestruzzo utilizzato per i pilastri.

Dal punto di vista dinamico, le criticità principali del fabbricato derivano dalla totale assenza di sistemi resistenti in direzione parallela al lato corto dell'edificio industriale, soprattutto per quanto concerne la parte centrale con copertura a falda.

Le verifiche statiche hanno evidenziato alcune criticità di nei profili della capriata, dei quali è previsto il rinforzo, e la sostituzione degli arcarecci esistenti che non risultavano verificati a pressoflessione.

Dal punto di vista sismico invece la presenza di pilastri con schema statico a mensola e l'assenza di un collegamento resistente a flessione degli appoggi della capriata, oltre che (come già anticipato) la totale assenza di sistemi resistenti in una direzione, sono gli aspetti che sono stati analizzati e risolti mediante il progetto di adeguamento.

In particolare, è prevista la realizzazione di un cordolo sommitale in c.a. che connetta tutti gli appoggi della capriata ed i pilastri esistenti, legando anche la muratura in mattoni pieni che costituisce i pannelli di controvento paralleli al lato lungo dell'hangar.

Tale trave permetterà di trasferire le azioni orizzontali che transitano a livello della base della falda ai sistemi resistenti alle azioni orizzontali (setti in muratura in una direzione, setti in c.a, nell'altra).

I nuovi setti in c.a. disposti parallelamente al lato corto del fabbricato sono ben distribuiti in numero e quantità per evitare effetti torcenti nella struttura.

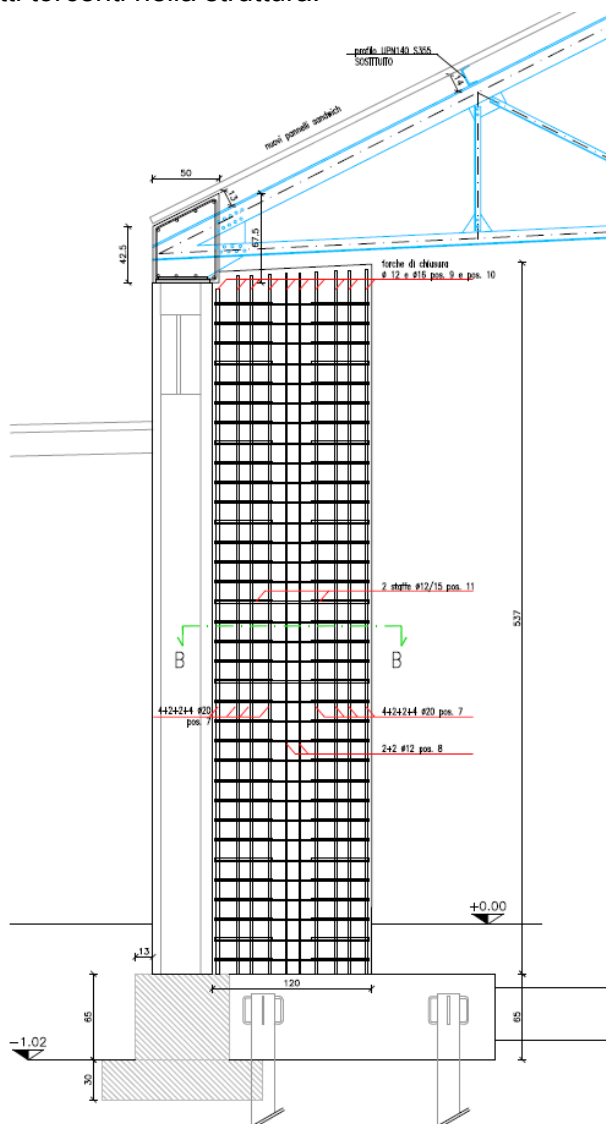


Figura 6: Estratto delle tavole strutturali con nuovi setti in c.a. e cordolo sommitale

In corrispondenza della fondazione dei nuovi setti verrà realizzato un cordolo di collegamento tra le due travi di fondazione esistenti.

I setti verranno solidarizzati ai pilastri esistenti mediante opportuni inghisaggi di barre in modo da garantire la trasmissione delle azioni

Per quanto riguarda le strutture resistenti delle appendici laterali, le murature esistenti risultano idonee ad assorbire le azioni sismiche a cui è soggetto il fabbricato. Il solaio di copertura risulta invece sottodimensionato rispetto alle azioni statiche previste dalla normativa vigente, pertanto ne è stato previsto il rinforzo mediante la demolizione di alcune file di pignatte e la realizzazione di nuovi travetti in c.a..

1.2.2. NUOVE COSTRUZIONI

Nell'ambito della progettazione architettonica definitiva-esecutiva e con il cambio della destinazione d'uso del fabbricato industriale, è stata prevista la realizzazione di nuove strutture.

In particolare sono di seguito riassunte:

- Passerella pedonale e relative scale: all'interno del corpo centrale sarà realizzata una passerella pedonale con luce di 18.60 m e larghezza pari a 5.50 m circa in carpenteria metallica. Le due travi portanti sono realizzate in sezione piena a doppia "T" con due giunti bullonati intermedi, per ragioni di trasporto e montaggio, e verranno ancorate ai nuovi setti in c.a.. Il solaio di calpestio è realizzato in lamiera grecata collaborante, poggiante su profili HEB180 connessi all'ala inferiore della trave portante. Per accedere al ponte pedonale sono realizzate due scale in carpenteria metallica, una di forma elicoidale e l'altra dritta. Quest'ultima risulta ancorata ad un nuovo setto in c.a. di nuova realizzazione che presenta come unica funzione quella di sostenere le nuove scale.

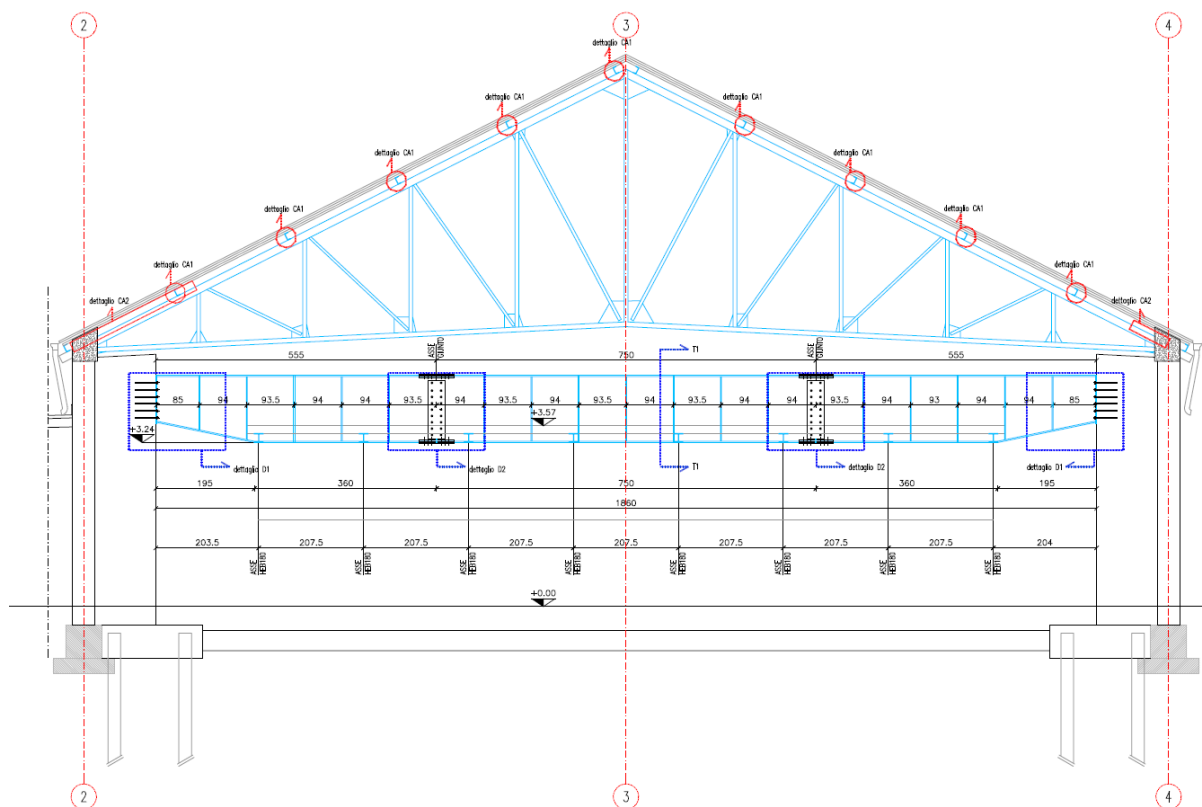


Figura 7: Sezione del fabbricato in corrispondenza della passerella pedonale

- Nuove strutture "lanterna": la nuova passerella pedonale permette inoltre di accedere alla bussola che verrà realizzata sul prospetto ovest del fabbricato e che garantisce un punto di vista sull'intero parco. La lanterna è realizzata interamente vetrata, e i serramenti saranno poggiati su una intelaiatura in carpenteria metallica realizzata ad hoc allo scopo. Inoltre,

per garantire la resistenza alle nuove azioni gravanti sul solaio (carico folla), quest'ultimo sarà realizzato con una nuova struttura in soletta piena in c.a..

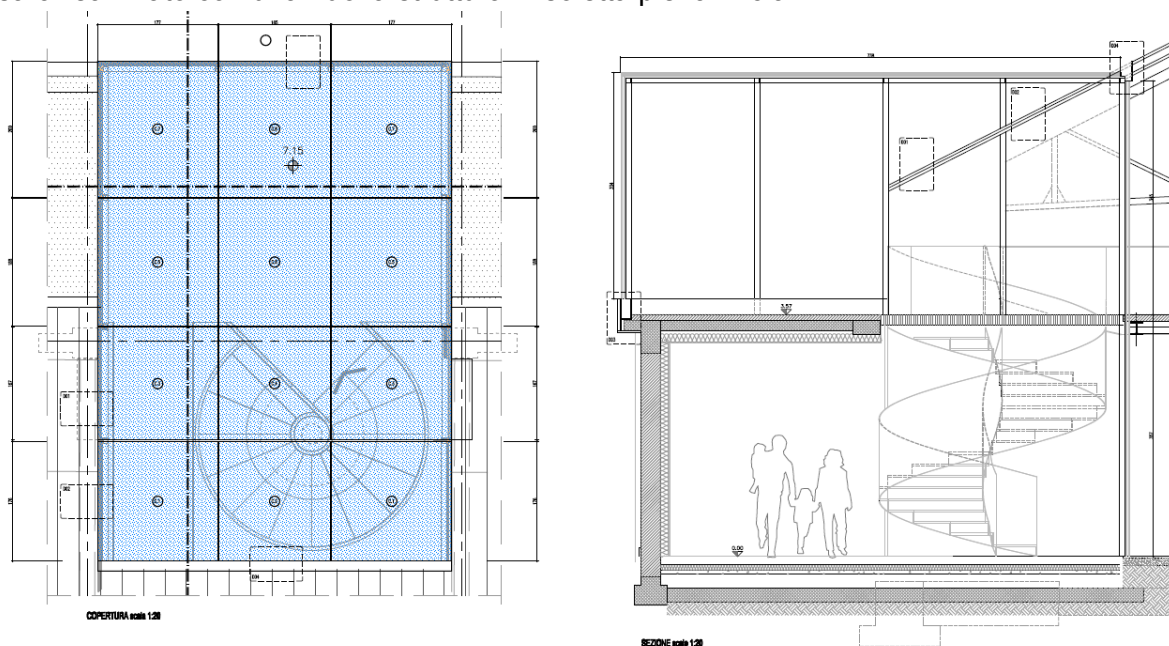


Figura 8: Estratto architettonico della "lanterna"

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento per la progettazione strutturale e le verifiche di sicurezza delle strutture esistenti

- DM 14/01/2008: *"Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"*;
- Circolare Ministeriale n. 617 Infrastrutture e Trasporti del 02/02/20019: *"Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008"*

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOTECNICO

I dati relativi all'assetto geologico, idrogeologico, geotecnico e sismico dei terreni su i quali risultano fondati i fabbricati dell'Ex Aeroporto dal Molin sono stati desunti dalla Relazione Geologica preliminare redatta dal Geol. Gino Lucchetta datata settembre 2016 e dalle integrazioni effettuate in febbraio 2017 e riassunte nella Relazione Geologica Integrativa redatta dallo stesso Geol. Lucchetta.

Nell'ambito delle indagini integrative sono stati effettuate ulteriori 4 prove statiche CPT e una prova penetrometrica dinamica DPSH, oltre che ulteriori prove sismiche (un sondaggio sismico a rifrazione e due sondaggi HVSR).

Le indagini penetrometriche eseguite consentono di confermare le assunzioni già illustrate nella relazione geologica dell'Agosto 2016.

La superficie della falda freatica di pianura giace mediamente a $-1.50 \div -1.80$ metri di profondità. Dalle prove penetrometriche e CPT sono risultate le seguenti successioni stratigrafiche:

- Da 0 a 5 metri: sabbia limosa ed argillosa mediamente addebsata
- Da 5 a 6 metri sabbia limosa sciolta;
- Da 7 a 12 metri sabbia limosa argillosa sciolta
- Da 12 a 15 metri: sabbie compatte;
- Da 15 a 16 metri: sabbie ghiaiose compatte;

Vengono assunti cautelativamente i seguenti parametri geotecnici per le sabbie e limi argillosi attorno a 1,0 m di profondità:

angolo di attrito interno	φ	31°	peso di volume secco	γ_d	1,8 t/m ³
angolo di attrito ridotto	φ	26°	peso di volume saturo	γ_s	2,0 t/m ³
Coesione	C_u	0-1 t/m ²	peso di volume immerso	γ'	1,0 t/m ³

3.1. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI SUPERFICIALI.

Il carico unitario di rottura del terreno viene determinato utilizzando le formule del Terzaghi (fattori di capacità portante secondo Vesic 1975) trascurando per cautela l'apporto della coesione:

$$q_r = 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma + D \cdot \gamma \cdot N_q + C_u \cdot N_c = \\ = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 1,8 \cdot 12,5 + 1,0 \cdot 1,8 \cdot 11,8 + 0 = 30,2 \text{ t/m}^2$$

Utilizzando le NTC2008 seguendo l'approccio 2 combinazione (A1+M1+R3) il carico unitario di sicurezza agli SLU risulta:

$$q_s = 30,2 / 2,3 = 13,1 \text{ t/m}^2 = 1,31 \text{ kg/cm}^2 \approx 129 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda i cedimenti, va considerato che i fabbricati sono esistenti da decenni e pertanto hanno già esaurito da tempo tutti quegli assestamenti conseguenti alla loro costruzione. Il progetto di riutilizzo prevede sì delle opere di adeguamento strutturale e sismico ma non tali da aumentare in maniera significativa il carico indotto dalle fondazioni sul terreno. Pertanto non sono da attendersi cedimenti significativi.

3.2. CAPACITÀ PORTANTE DEL TERRENO PER FONDAZIONI PROFONDE .

Le fondazioni dei setti in calcestruzzo di nuova realizzazione che realizzano il sistema resistente all'azione sismica sono realizzate con un sistema di micropali, di diametro reso 220mm e lunghezza pari a 22 m..

Gli elementi sono stati dimensionati al fine di poter trasmettere al terreno l'azione di tiro secondo il meccanismo resistente ad attrito. Nel caso di terreni non coesivi, tipo sabbie e ghiaie, la resistenza ad attrito laterale è determinata secondo la formula:

$$q_s = K \sigma_{v0}' \tan \varphi', \text{ dove:}$$

- Il valore di K raccomandato è compreso tra 0.4 e 0.7; nel caso specifico verrà assunto un valore di K=0.4 per i pali trivellati fino a profondità massima di 10 volte il diametro del palo;
- $\varphi' = 27^\circ$

Considerando una profondità media della falda posta a 1.5m dal piano campagna si ricavano i seguenti valori di capacità portante d'attrito:

Profondità h	γ_{terreno}	$\sigma_{v0}' \text{ kPa}$	$(\sigma_{v0}'_{(i+1)} + \sigma_{v0}'_i) / 2$	$0.4 \sigma_{v0}' \tan \varphi' (h_{i+1} - h_i)$
--------------	---------------------------	----------------------------	---	--

0	0	0		
-1	18	18	9	1.83
-1.5	18	27	22.5	2.29
-3	20	59.5	44.5	13.60
-8	20	159.5	109.5	111.59
-10	20	199.5	179.5	73.17
-12	20	239.5	219.5	89.47
-15	20	299.5	269.5	164.78
-18	20	359.5	329.5	201.47
-22	20	439.5	399.5	325.69

Per micropali di lunghezza pari a 22 m si ottiene quindi una resistenza caratteristica data dalla somma dei contributi attritivi per ciascuno strato, ossia:

$R_k=726.24$ kN

4. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE ESISTENTI

4.1. SISTEMA STRUTTURALE

La struttura portante verticale della parte centrale è costituita da due file di 10 pilastri di sezione trasversale 45x45 cm disposti ad un interasse costante pari a 5.45 m, caratterizzati da una altezza di 5.00 m e controventati da pannelli murari in muratura piena di spessore 30 cm.

La copertura a falde è realizzata mediante capriate in acciaio costituite da profili accoppiati di sezione ad "L" e "C" connessi tra loro mediante piatti di spessore 10 mm e con collegamenti chiodati. L'orditura secondaria è realizzata tramite arcarecci di sezione trasversale UPN140 su cui risulta poggiante la lamiera di copertura.

Le fondazioni sono realizzate a plinto a bicchiere di dimensione 1.35x1.21x0.3 m, mentre il bicchiere presenta dimensioni pari a 0.65x0.71x0.65 m. I plinti sono collegati parallelamente alla direzione lunga del fabbricato con travi portamuro di sezione trasversale 0.30x0.65 m.

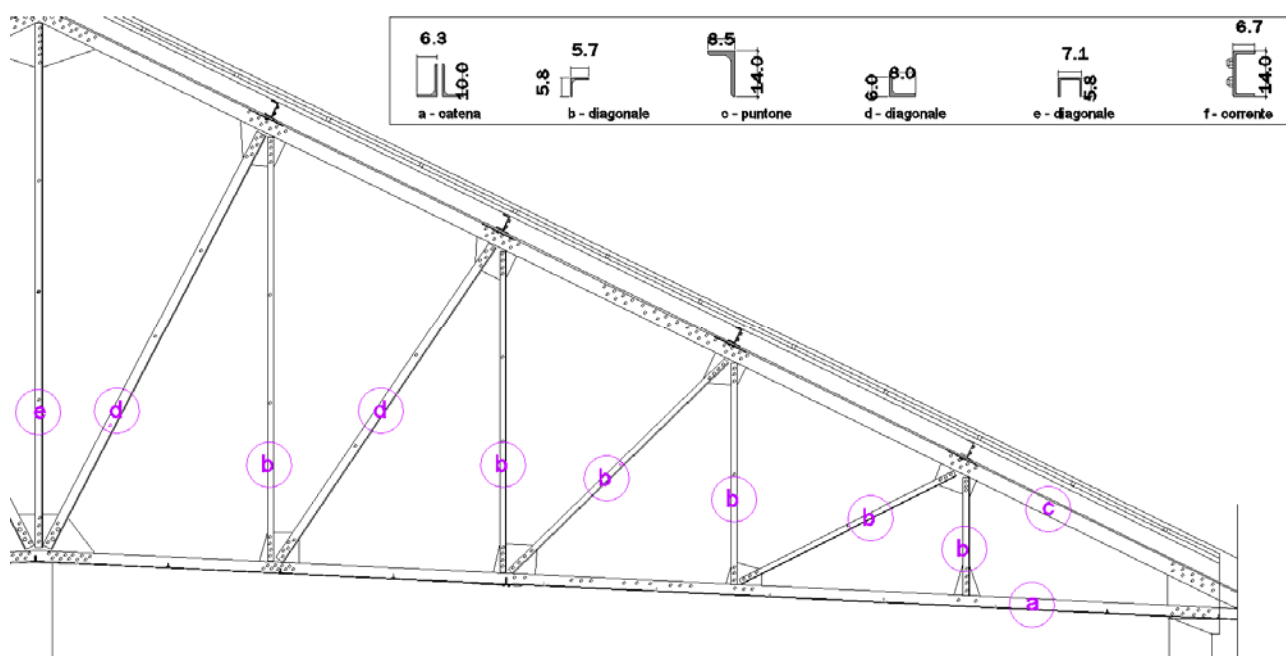


Figura 9: Sezione della parte centrale con rilievo profili strutturali

Nelle porzioni laterali più basse le strutture portanti verticali sono in muratura di mattoni pieni di spessore circa 30 cm e copertura piana in laterocemento

Di seguito le caratteristiche meccaniche e geometriche degli elementi rilevati:

- Pilastri armati con 4 barre longitudinali ϕ 18, staffe ϕ 6 mm disposte ad un interasse pari a 40-50 cm, copriferro 5 cm;
- Solaio di copertura porzione laterale dell'Hangar con travetti in c.a. aventi n.1 barra longitudinale ϕ 10 mm;

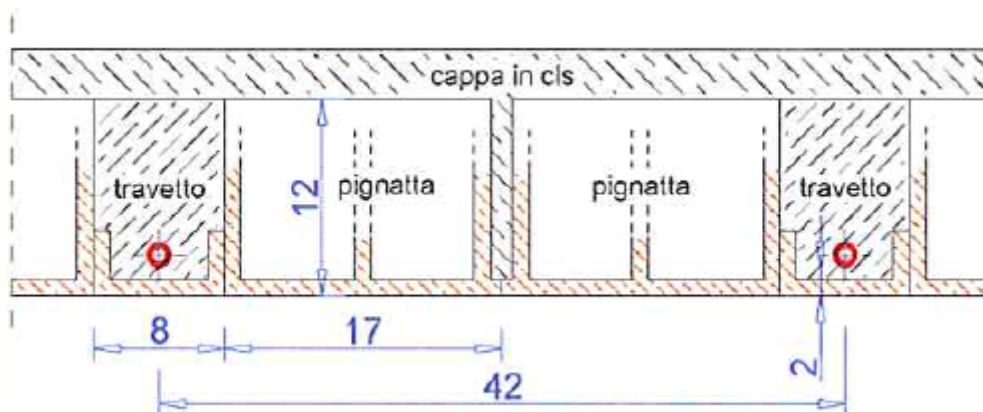


Figura 10: Sezione derivante dal rilievo del solaio di copertura delle appendici laterali

Per gli elementi in calcestruzzo le indagini distruttive in laboratorio descritte nella *Relazione Tecnica di Indagini Diagnostiche* redatta da CSG Palladio nel luglio 2013 hanno rilevato i seguenti risultati:

Elemento	N.Prova	Resistenza Unitaria R_{ck} [N/mm ²]
PILASTRI	C1	16.4
PILASTRI	C2	25.6
PILASTRI	C3	16.1
PILASTRI	C4	15.1

La stima della resistenza cubica del calcestruzzo ottenuta applicando il metodo combinato SONREB fornisce un valore medio pari a 16.1 N/mm².

Per le barre di armatura in acciaio le indagini distruttive in laboratorio hanno rilevato i seguenti risultati:

Ubicazione	N.Prova	Diametro effettivo ϕ [mm]	Sezione effettiva A [mm ²]	Tensione di snervamento f_{yk} [N/mm ²]	Tensione di rottura f_{yk} [N/mm ²]
PILASTRI	B1	17.59	243.01	311	405
PILASTRI	B2	17.88	251.09	303	425
PILASTRI	B3	17.89	251.37	302	425

Per quanto concerne gli elementi in carpenteria metallica della capriata, è stato effettuato un prelievo di campione poi testato in laboratorio con prova a trazione. I risultati hanno fornito un valore di resistenza medio a rottura pari a $f_m=370$ MPa ($f_{ym}=273$ MPa).

E' stata inoltre condotta una campagna di indagini integrativa per caratterizzare le murature costituenti le strutture portanti dell'Hangar, consistenti in 3 prelievi di malta e 3 prelievi di mattoni, con relative prove a compressione e analisi minerologico-petrografica.

Le murature sono costituite da mattoni pieni in laterizio 26x12.5x6.5 con disposizione alternata tra di loro e giunti di malta di spessore 1.0-2.0 cm.

La malta è a base di calce aerea e cemento.

I risultati delle prove a compressione delle malte hanno fornito i seguenti risultati:

N.Prova	Resistenza Unitaria
	Resistenza a compressione [N/mm ²]
M1H1	1.2
M1H1bis	1.5
M2H1	1.3
M2H1bis	1.1
M3H1	1.7
M3H1bis	1.5

I risultati delle prove a compressione degli elementi in laterizio hanno fornito i seguenti risultati:

N.Prova	Resistenza Unitaria
	Resistenza a compressione [N/mm ²]
C1H1	26.1
C1H1bis	23.5
C2H1	19.6
C2H1bis	18.7
C3H1	12.9
C3H1bis	15.3

4.2. LIVELLO DI CONOSCENZA E FATTORE DI CONFIDENZA

Sulla base degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive in precedenza descritte, il D.M. del 14.01.2008 introduce, per ciascun parametro coinvolto nel modello strutturale (geometria, dettagli costruttivi e materiali), dei livelli di conoscenza. Ogni livello di conoscenza è associato ad un fattore di confidenza che sarà impiegato nell'analisi come un altro coefficiente parziale di sicurezza, al fine di tener conto delle carenze conoscitive dei parametri del modello.

Per la stima dei fattori di confidenza da utilizzare, in relazione ai livelli di conoscenza raggiunti, si fa riferimento alla procedura descritta in appendice C8.2. della Circolare del Ministero LL.PP. n. 617 del 02.02.2009 per le costruzioni in calcestruzzo armato.

4.2.1. LIVELLI DI CONOSCENZA

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

1. LC1: Conoscenza Limitata;
2. LC2: Conoscenza Adeguata;
3. LC3: Conoscenza Accurata.

Come detto in precedenza, gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

- geometria, ossia le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali;
- dettagli strutturali, ossia la quantità e disposizione delle armature, compreso il passo delle staffe e la loro chiusura;
- materiali, ossia le proprietà meccaniche dei materiali.

Si riporta in dettaglio quanto indicato dalla Normativa per la definizione di ciascun livello di

conoscenza.

LC1: Conoscenza Limitata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

Proprietà dei materiali: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici.

LC2: Conoscenza Adeguata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

LC3: Conoscenza Accurata

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti o da un'esaustiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esaustive verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli

disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esaustive prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

4.2.2. FATTORI DI CONFIDENZA

I Fattori di confidenza riportati nella seguente tabella (Tabella CA8.2 della Circolare n. 617 del 02.02.2009) sono utilizzati per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi. Le resistenze medie, ottenute dalle prove in sito e da fonti bibliografiche, sono divise per i Fattori di Confidenza.

Le indagini svolte in sito hanno fornito un quadro completo della configurazione geometrica generale del sistema strutturale e delle precise indicazioni sui dettagli costruttivi principali.

Le indagini sui materiali sono state svolte in modo esteso e hanno prodotto dei certificati di prova dai quali ricavare le resistenze medie dei materiali per i modelli strutturali d'analisi.

Premesso questo si ritiene che il livello di conoscenza acquisito sui diversi aspetti necessari per una modellazione completa dell'opera esistente è di tipo **LC3**; il **fattore di confidenza, FC** rispettivo **vale 1.00**.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

4.2.3. VALORI DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE IMPIEGATE NELLE ANALISI

Le resistenze degli elementi duttili e fragili sono calcolate sulla base delle resistenze dei materiali, ottenute come media delle prove eseguite in sito ai sensi del D.M. 14.01.2008.

Per il livello di conoscenza LC3, le resistenze e i moduli elastici da adottare per il calcolo numerico sono i valori medi dei risultati delle prove. I valori inseriti nel modello sono, quindi:

$f_m = 3.00 \text{ N/mm}^2$	resistenza a compressione media della muratura;
$E_m = 1500 \text{ N/mm}^2$	modulo elastico medio della muratura;
$\tau_0 = 0.076 \text{ N/mm}^2$	resistenza a taglio media della muratura in assenza di azione assiale.

Per quanto riguarda gli elementi in c.a. e carpenteria metallica, sono stati assunti i seguenti valori ottenuti dalle medie dei risultati delle prove sperimentali:

Calcestruzzo dei pilastri: $R_{ck,m}=18.3 \text{ N/mm}^2$

Acciaio d'armo: $f_{yk,m}=305.3 \text{ N/mm}^2$

Elementi in carpenteria metallica: $f_{yk,m}=273 \text{ N/mm}^2$

5. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni dei carichi gravanti sull'opera strutturale è determinata secondo quanto indicato nel D.M. 14.01.2008 al Capitolo 3: "Azioni sulle costruzioni" e nei singoli capitoli che trattano in specifico la tipologia di struttura oggetto di verifica.

5.1. CARICO DA NEVE

Il carico da neve viene valutato secondo quanto previsto dal D.M. 14/01/2008 al § 3.4 come:

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

Il fabbricato si trova ad una altitudine di 40 m s.l.m.

con :


q_s :	carico di neve di calcolo			
μ_i :	coefficiente di forma della copertura			
q_{sk} :	carico di neve al suolo di riferimento	=	150	daN/m ² Zona I
C_E :	coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.3	=	1.0	Normale
C_t :	coefficiente termico di cui al § 3.4.4	=	1.0	


- **Coefficienti di forma.** (Figura C3.4.1)

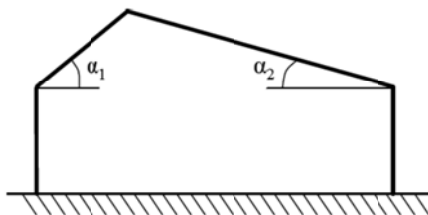
Angolo di inclinazione della falda α	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8(60 - \alpha)/30$	0,0
μ_2	$0,8 + 0,8 \alpha/30$	1,6	--

- **Coefficienti di forma – coperture a due falde.** (Figura 3.4.3)

Caso I $\mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$

Caso II $0,5 \mu_1(\alpha_1)$  $\mu_1(\alpha_2)$

Caso III $\mu_1(\alpha_1)$  $0,5 \mu_1(\alpha_2)$



Nel caso di copertura ad due falde o a volta con inclinazione minore di 30° si assume un carico distribuito uniformemente pari a:

$$q_s = \mu_1 q_{sk} = 1,20 \text{ kN/m}^2.$$

5.2. AZIONE DEL VENTO

Si procede come previsto dal DM 14/01/2008 al § 3.3, assumendo come pressione di calcolo:

$$p = q_b c_e c_p c_d,$$

dove la pressione cinetica di riferimento vale: $q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$.

Con:	v_b :	velocità di riferimento del vento	=	25	m/s	Zona 1
	ρ :	densità dell'aria assunta costante	=	1.25	kg/m ³	
	q_b :	pressione cinetica di riferimento	=	390	N/m ²	
	$c_e(z_{min})$:	coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.6	=	2.13		
	c_p :	coefficiente di forma	=	1.0		
	c_d :	coefficiente dinamico di cui al § 3.3.8	=	1.0		

• **Velocità di riferimento.** (Tabella 3.3.I)

Zona	Descrizione	v_{b0} [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

• **Categoria di esposizione.** (Tabella 3.3.II)

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 [m]	z_{min} [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa	mare	2 km	10 km	30 km	
						500m
						750m
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

• **Classe di rugosità del terreno.** (Tabella 3.3.III)

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Si determina una pressione con distribuzione media fino ad altezza pari a z_{\min} di:

$$p = q_b c_e c_p c_d = 83.2 \text{ daN/m}^2.$$

5.2.1. SOLAIO IN LATEROCEMENTO HANGAR MUSEO

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
Peso proprio solaio 12cm	2.50kN/mq	2.50kN/mq
Guaina impermeabilizzante	0.20 kN/mq	0.20 kN/mq
CARICO TOTALE G_k	2.70 kN/mq	2.70 kN/mq
Carico accidentale neve	1.50 kN/mq	0.00 kN/mq
CARICO TOTALE Q_k	1.50 kN/mq	0.00 kN/mq

5.2.2. SOLAIO DI COPERTURA HANGAR MUSEO

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
Peso proprio capriate	Da calcolo	Da calcolo
Peso portato	1.00 kN/mq	1.00 kN/mq
CARICO TOTALE G_k	1.00 kN/mq	1.00 kN/mq
Carico accidentale neve	1.20 kN/mq	0.00 kN/mq
CARICO TOTALE Q_k	1.20 kN/mq	0.00 kN/mq

5.2.3. SOLAIO ZONA "LANTERNA"

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
Peso proprio solaio sp. 15 cm	3.75 kN/mq	3.75 kN/mq
Pavimento industriale sp. 9 cm	1.90 kN/mq	1.90 kN/mq
CARICO TOTALE G_k	5.65 kN/mq	5.65 kN/mq
Carico accidentale cat. C	4.00 kN/mq	2.80 kN/mq

CARICO TOTALE Q_k	4.00 kN/mq	2.80 kN/mq

5.2.4. SOLAIO IN LAMIERA GRECATA PASSERELLA PEDONALE

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
<i>Peso proprio solaio sp. 10 cm</i>	<i>2.00 kN/mq</i>	<i>2.00 kN/mq</i>
CARICO TOTALE G_k	2.00 kN/mq	2.00 kN/mq
<i>Carico folla (schema di carico 5 §5.1.3.3.5. del DM14/01/08)</i>	<i>5.00 kN/mq</i>	<i>1.50 kN/mq</i>
CARICO TOTALE Q_k	5.00 kN/mq	1.50 kN/mq

5.2.5. SCALE

ELEMENTO	CARICO AGENTE	PESO SISMICO ($\cdot \psi_2$)
<i>Peso proprio scala</i>	<i>Da calcolo</i>	<i>Da calcolo</i>
CARICO TOTALE G_k	Da calcolo	Da calcolo
<i>Carico accidentale cat. C</i>	<i>4.00 kN/mq</i>	<i>2.80 kN/mq</i>
CARICO TOTALE Q_k	4.00 kN/mq	2.80 kN/mq

5.2.1. CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO.

Il peso specifico del conglomerato cementizio armato è di 2500 daN/m³.

5.2.2. ACCIAIO DA CARPENTERIA.

Il peso specifico dell'acciaio è di 7850 daN/m³.

5.2.1. MURATURA PORTANTE

Il peso specifico della muratura in mattoni pieni è di 1800 daN/m³.

5.3. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO.

5.3.1. PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE.

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi limiti considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definito al § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito al § 2.4.

5.3.2. DETERMINAZIONE DEL PERIODO DI RIFERIMENTO.

Secondo il § 2.4.3 le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale dell'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella seguente tabella (§ 2.4.1 tabella 2.4.I).

TIPO DI COSTRUZIONE			Vita Nominale V_N (in anni)
<input type="checkbox"/>	1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva	≤ 10
<input checked="" type="checkbox"/>	2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
<input type="checkbox"/>	3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della Classe d'uso, come mostrato in § 2.4.3 tabella 2.4.II.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0.7	1.0	1.5	2.0
	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$

5.4. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO E CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

5.4.1. CATEGORIA DEL SOTTOSUOLO.

Si seguono le indicazioni contenute nel § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008 relative alla classificazione del sottosuolo e all'individuazione delle condizioni topografiche della superficie del sito oggetto dell'intervento.

Dalla relazione geologica allegata, si deduce che il sottosuolo rientra nella **categoria C**.

5.4.2. CONDIZIONI TOPOGRAFICHE.

La risposta sismica riferita ad un sottosuolo rigido di categoria A deve quindi essere amplificata da opportuni coefficienti d'amplificazione che tengono conto della diversa stratigrafia del sito; essi

sono: S_s , coefficiente stratigrafico e C_c , coefficiente che modifica il periodo, T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro di risposta elastico.

Allo scopo di individuare le condizioni topografiche della superficie del sito e valutare i corrispondenti coefficienti amplificativi topografici, S_T della risposta sismica finale la Normativa mette a disposizione la seguente classificazione:

Categoria	Classificazione della superficie topografica	S_T
<input checked="" type="checkbox"/> T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilevati isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1.0
<input type="checkbox"/> T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/> T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i < 30^\circ$	1.2
<input type="checkbox"/> T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1.4

5.4.3. METODO DI ANALISI SISMICA.

Ai fini della verifica sismica, il calcolo delle sollecitazioni sismiche di progetto è svolto secondo l'analisi dinamica modale con spettro di progetto secondo quanto predisposto al § 7.2.6 e al § 7.3.3 del Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008.

5.5. AZIONE SISMICA DI PROGETTO.

5.5.1. SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO.

La determinazione dello spettro di risposta elastico in termini di accelerazione è svolta secondo quanto indicato al § 3.2 del DM 14/01/2008, per uno smorzamento convenzionale del 5% e a partire dai valori assunti dei seguenti parametri riferiti al suolo rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima del sito;
- F_c valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_c^* periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il Comune di Vicenza ricade in **zona sismica 3** secondo la zonizzazione dell'OPCM 3274-3431 del 03/05/05; il sito è individuato dalle seguenti coordinate geografiche (ED 50):

- **Longitudine:** **11.5419°.**
- **Latitudine:** **45.5582°.**

I valori indicati dalla Normativa per i quattro stati limite sono riassunti nella seguente tabella.

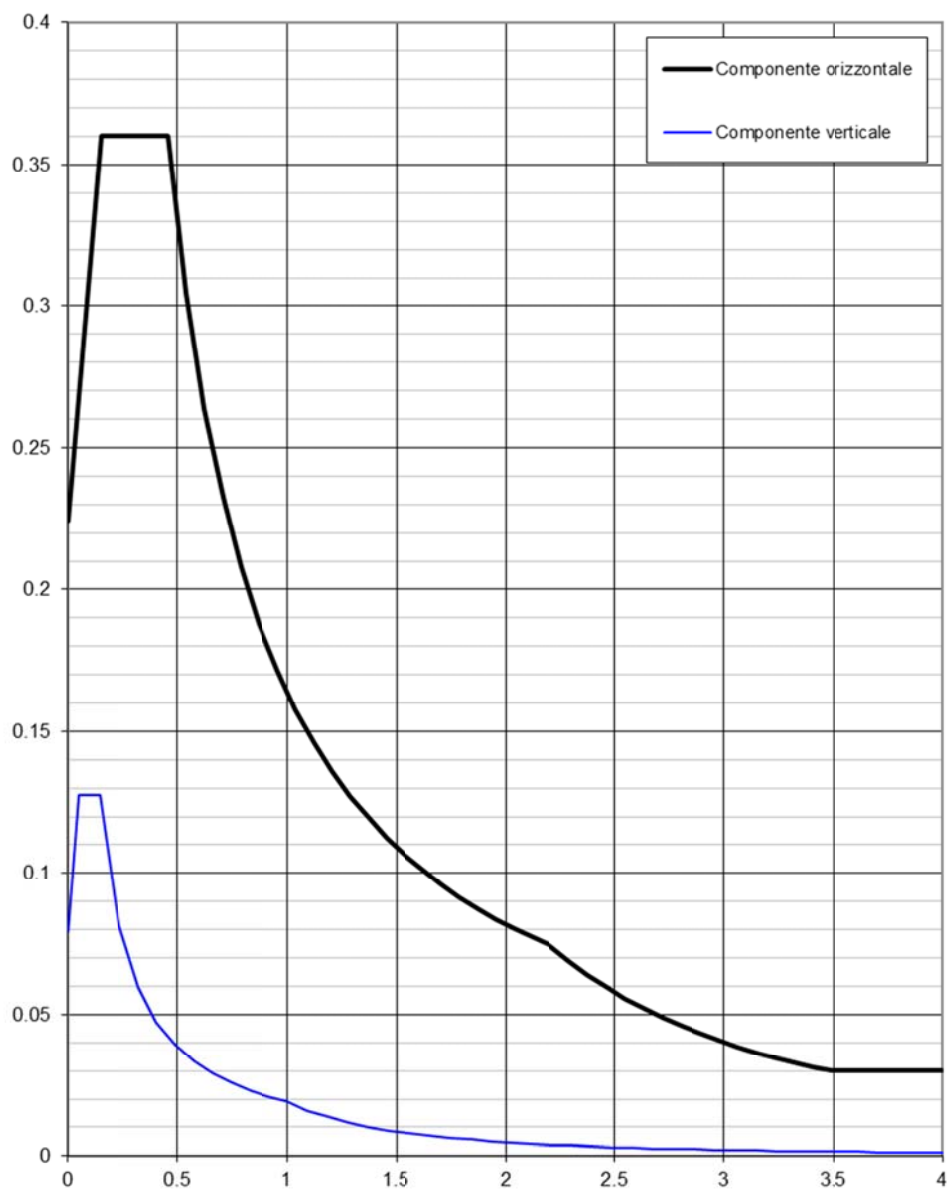
Stati Limite	T_R (anni)	a_g/g	F_0	$T_c^*(sec)$
SLO	30	0.040	2.510	0.240
SLD	50	0.054	2.466	0.256
SLV	475	0.151	2.410	0.287
SLC	975	0.197	2.434	0.289

5.5.2. SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO.

Lo spettro di risposta di progetto è ottenuto riducendo le ordinate dello spettro elastico per un fattore di struttura che tiene conto, in modo semplificato, della capacità dissipativa anelastica del sistema strutturale resistente alle forze sismiche.

Ai sensi del C8.7.2.3. è stata effettuata una analisi dinamica modale con fattore di struttura q , il cui valore è stato scelto nel campo fra 1,50 e 3,0. Dal momento che vengono impiegati quali elementi resistenti strutture esistenti, che sono state caratterizzate dal punto di vista meccanico ma non soddisfano le prescrizioni costruttive previste dalla normativa attualmente vigente, è stato adottato un fattore di struttura pari a $q=1.50$.

Lo spettro di progetto corrispondente è di seguito riportato



6. RELAZIONE DI CALCOLO E VERIFICA

6.1. DESCRIZIONE DEI SOFTWARE IMPIEGATI

Nel presente progetto sono stati impiegati due diversi software di modellazione agli elementi finiti FEM.

Il Software Sismicad v. 12.8 è stato impiegato per la verifica delle strutture esistenti e dei rinforzi sugli stessi. Per la verifica delle nuove strutture e della copertura in acciaio è stato impiegato il software Midas Gen.

Di seguito si riportano le descrizioni e le licenze in uso per entrambi.

6.1.1. SISMICAD 12.8

DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA SISMICAD

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

SPECIFICHE TECNICHE

Denominazione del software: SismiCad 12.8

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.8

Identificatore licenza: SW-8821

Intestatario della licenza: ITS srl CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)

Versione regolarmente licenziata

SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è

possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08 vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

6.1.2. MIDAS GEN

Generalità del programma.

MIDAS/GEN è il software general purpose di MIDAS agli elementi finiti dedicato alla modellazione, progetto e verifica di strutture in c.a., muratura, acciaio e legno.

Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in due moduli: un solutore agli elementi finiti che consente l'introduzione dei dati di input relativi alla geometria ed ai carichi; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

MIDAS/GEN è predisposto per ottemperare alle NTC08 e successiva circolare del febbraio 2009, inclusi: gerarchia delle resistenze, verifiche secondo NTC08 e controlli su centri di rigidità, centri delle masse drift di piano, edifici a nucleo, etc.

Il software è localizzato con l'implementazione delle verifiche secondo gli Eurocodici, Stati Limite Ultimi e Stati Limite di Esercizio, inclusa l'analisi delle fessurazioni. La verifica con Eurocodici prevede gli Stati Limite Ultimi e di Esercizio secondo EC2 (calcestruzzo armato), EC3 (Acciaio), i requisiti per l'analisi sismica secondo EC8, i carichi secondo EC1 (azioni esterne, vento, etc.), incluse le NTC08.

Il prodotto è conforme a quanto richiesto dalle nuove normative italiane, presentando un adeguato numero di Benchmark che controllano l'accuratezza delle soluzioni numeriche confrontandole con soluzioni teoriche e con analisi eseguite con altri softwares.

Specifiche tecniche

Denominazione del software: Midas Gen 2014 v.1.1

Produttore del software: Midas

Rivenditore: HARPACEAS – V.le Richard 1 - 20143 Milano - tel.02-891741

Intestatario della licenza: ITS s.r.l. CORTE DELLE CANEVE, 11 PIEVE DI SOLIGO (TV)

Versione regolarmente licenziata

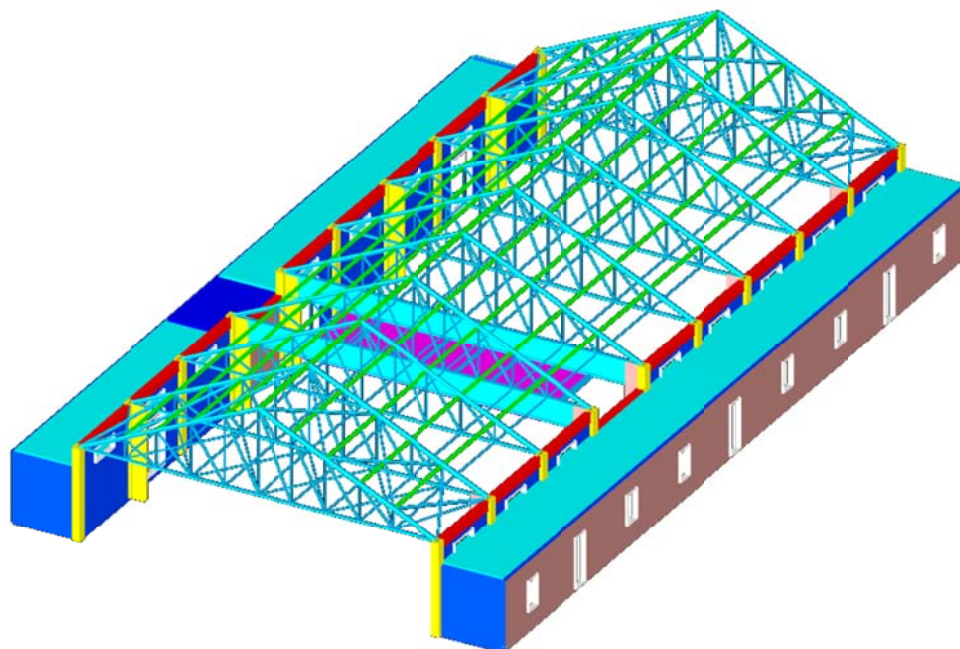
6.2. ANALISI DINAMICA MODALE

Per dimensionare e verificare le strutture ai carichi orizzontali a vento e sisma è stato realizzato un modello tridimensionale dell'edificio ed è stato analizzato mediante una analisi dinamica lineare, assumendo un fattore di struttura pari a 1.50 e inserendo le nuove strutture resistenti.

Gli elementi monodimensionali, quali travi e pilastri, sono stati inseriti nel modello come elementi *beam*, mentre le pareti in muratura ed i nuovi controventi in calcestruzzo sono stati modellati come elementi *shell* e poi suddivisi in *mesh* di 40 cm per lato.

I solaio di piano delle appendici sono stati inseriti come carichi superficiali e caratterizzati con la loro rigidezza, mentre per la copertura del corpo centrale sono state modellate le capriate e gli arcarecci, oltre che i controventi di falda presenti. In questo modo è stata quindi simulata in modo più vicino possibile alla realtà la rigidezza del sistema.

Di seguito si riporta l'estratto 3D del modello FEM:



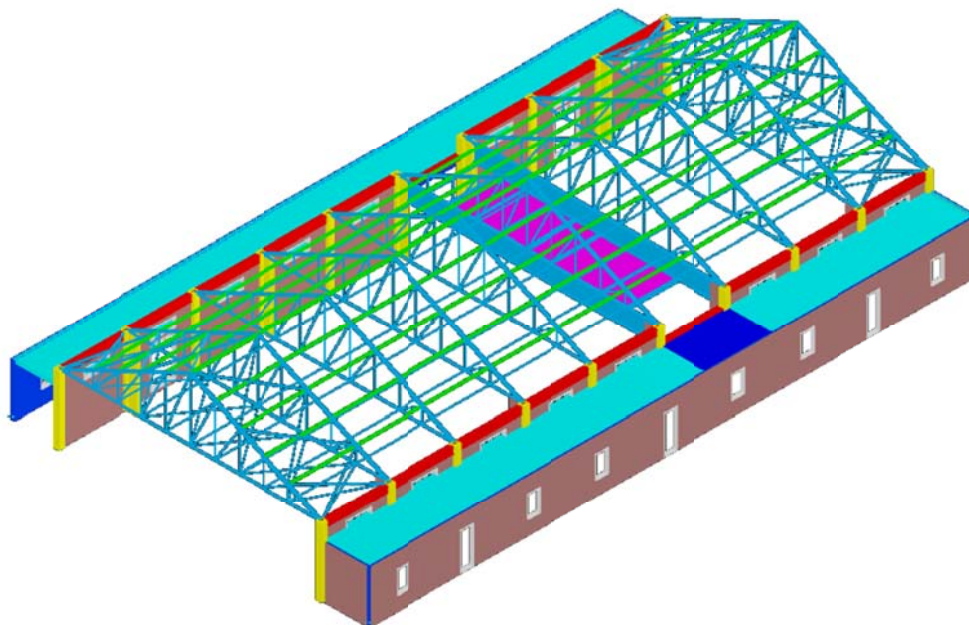


Figura 11: Viste del Modello FEM 3D dell'edificio adeguato

6.2.1. MODI DI VIBRARE E RISPOSTA MODALE

Modo: identificativo del modo di vibrare.

Periodo: periodo. [s]

Massa X: massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa Y: massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa Z: massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Massa rot X: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

Massa rot Y: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

Massa rot Z: massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

Totale masse partecipanti:

Traslazione X: 0.872509

Traslazione Y: 0.85982

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.971767

Rotazione Y: 0.894218

Rotazione Z: 0.596623

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa rot X	Massa rot Y	Massa rot Z
1	0.79153977	0.07404315	0	0.000000004	0.01314047	0.047289383
2	0.745776997	0.036552999	0.000004367	0.000000004	0.006674329	0.018185814
3	0.736713234	0.004590564	0.000143073	0.000004108	0.000844317	0.0051639
4	0.598149867	0.058510902	0.000002026	0.000008157	0.007086458	0.038161971
5	0.549988353	0.000003458	0.224113029	0.63509549	0.000000624	0.026634856
6	0.514673682	0.000018004	0.027633762	0.041269341	0.000002749	0.002675181
7	0.394383057	0.028763825	0.0000228	0.000005026	0.015689423	0.015403212
8	0.258134008	0.000171533	0.227466411	0.098963815	0.000190361	0.026738074
9	0.191519309	0.669852359	0.000091801	0.000041103	0.850584342	0.370774999
10	0.170428145	0.00000217	0.380342426	0.19638025	0.000004556	0.045595732

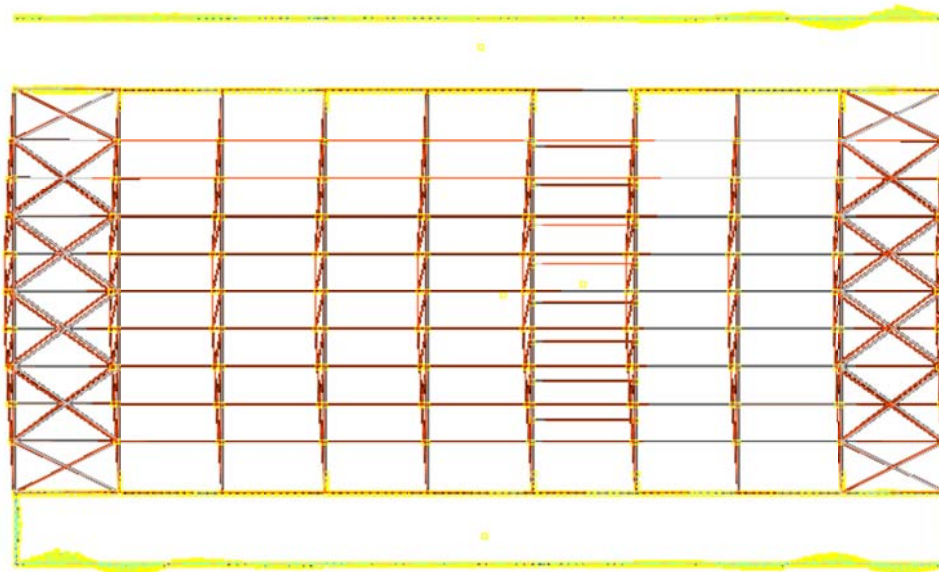


Figura 12: 1° modo di vibrare – traslazionale in Y

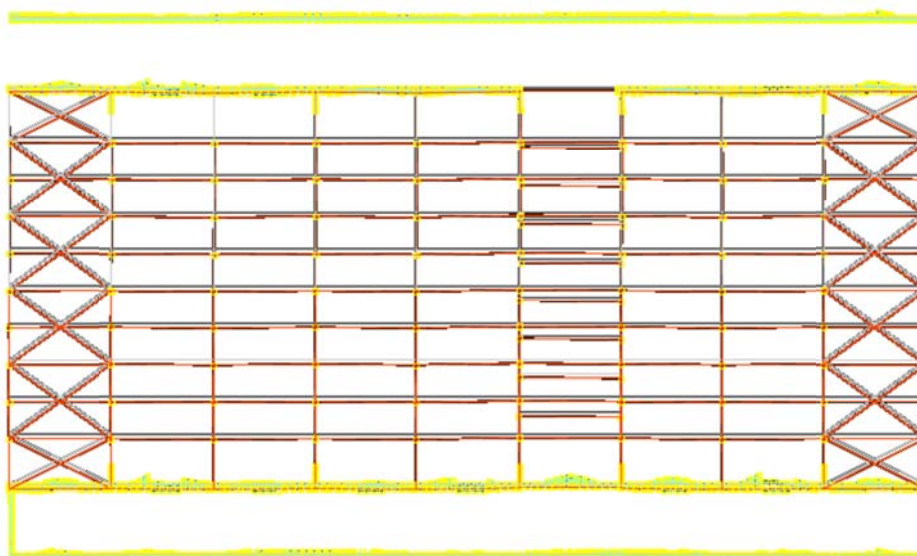


Figura 13: 2° modo di vibrare – traslazionale in X

6.2.2. EQUILIBRIO DELLE FORZE

Contributo: Nome attribuito al sistema risultante.

Fx: Componente X di traslazione del sistema risultante. [kN]

Fy: Componente Y di traslazione del sistema risultante. [kN]

Fz: Componente Z di traslazione del sistema risultante. [kN]

Mx: Componente di momento attorno l'asse X del sistema risultante. [kN*m]

My: Componente di momento attorno l'asse Y del sistema risultante. [kN*m]

Mz: Componente di momento attorno l'asse Z del sistema risultante. [kN*m]

Bilancio in condizione di carico: Pesì strutturali

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-6992.79748	-169619.877	75704.8935	0
Reazioni	0	0	6992.79748	169621.6891	-75526.5102	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	1.8121	178.3834	0

Bilancio in condizione di carico: Permanenti portati

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-812.54044	-20047.5565	9027.9795	0
Reazioni	0	0	812.54044	20047.5381	-9027.64	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-0.0184	0.3395	0

Bilancio in condizione di carico: Neve

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-1831.13012	-45006.088	20516.5233	0
Reazioni	0	0	1831.13012	45007.338	-20362.5994	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	1.25	153.9239	0

Bilancio in condizione di carico: Variabile C

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	-482.4875	-9225.7371	4441.4205	0
Reazioni	0	0	482.4875	9226.1368	-4416.3639	0
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0.3997	25.0566	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	2399.88495	0	0	0	12729.4443	-58086.1908
Reazioni	-2399.88495	0	0	-5.0593	-14430.8036	58086.1908
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-5.0593	-1701.3593	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma Y SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	2399.88495	0	-12729.4443	0	26102.6938
Reazioni	0	-2399.88495	0	12721.8531	4.8616	-26102.6938
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-7.5913	4.8616	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	-1885.7294
Reazioni	0	0	0	1.2074	37.7084	1885.7294
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	1.2074	37.7084	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y SLV

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	1108.1287
Reazioni	0	0	0	-0.7095	-22.159	-1108.1287
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-0.7095	-22.159	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma X SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	1328.41936	0	0	0	7046.1879	-32152.7164
Reazioni	-1328.41936	0	0	-2.8005	-7987.9491	32152.7164
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-2.8005	-941.7612	0

Bilancio in condizione di carico: Sisma Y SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	1328.41936	0	-7046.1879	0	14448.7442
Reazioni	0	-1328.41936	0	7041.9859	2.6911	-14448.7442
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-4.202	2.6911	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità Y per sisma X SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	-1043.8165
Reazioni	0	0	0	0.6684	20.8729	1043.8165
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0.6684	20.8729	0

Bilancio in condizione di carico: Eccentricità X per sisma Y SLD

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	613.3876
Reazioni	0	0	0	-0.3928	-12.2657	-613.3876
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	-0.3928	-12.2657	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Ux

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0.01	0	0	0	0.023	-0.2343
Reazioni	-0.01	0	0	0	-0.0428	0.2343
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	-0.0198	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Uy

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0.01	0	-0.023	0	0.1082
Reazioni	0	-0.01	0	0.0405	0.0008	-0.1082

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0.0175	0.0008	0

Bilancio in condizione di carico: Rig. Rz

Contributo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
Applicate	0	0	0	0	0	0.0001
Reazioni	0	0	0	0	0	-0.0001
PDelta	0	0	0	0	0	0
Totale	0	0	0	0	0	0

6.2.3. SPOSTAMENTI DI INTERPIANO ESTREMI

Nodo inferiore: nodo inferiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Z: coordinata Z. [m]

Nodo superiore: nodo superiore.

I.: numero dell'elemento nell'insieme che lo contiene.

Pos.: coordinate del nodo.

Z: coordinata Z. [m]

Spost. rel.: spostamento relativo. Il valore è adimensionale.

Comb.: combinazione.

N.b.: nome breve o compatto della combinazione di carico.

Spostamento inferiore: spostamento in pianta del nodo inferiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

Spostamento superiore: spostamento in pianta del nodo superiore.

X: coordinata X. [m]

Y: coordinata Y. [m]

S.V.: si intende non verificato qualora lo spostamento relativo sia superiore al valore limite espresso nelle preferenze di analisi.

Questo capitolo mostra gli spostamenti estremi per ogni interpianto in ognuna delle combinazioni di carico.

Per spostamenti estremi si intendono i primi 5 spostamenti massimi tra tutti gli interpiani che condividono la stessa quota iniziale e la stessa quota finale.

limite SLD = 0,005

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.	
I.	Pos.			I.	Pos.		N.b.	X	Y	X	Y		
	X	Y	Z		Z								
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003232	SLD 1	-0.00084	-0.00071	-0.00444	-0.00179	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003126	SLD 1	-0.00087	-0.00093	-0.00444	-0.00182	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003034	SLD 1	-0.00094	-0.00087	-0.00434	-0.00183	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002576	SLD 1	-0.00432	-0.00062	-0.00154	-0.00173	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.002537	SLD 1	-0.00099	-0.0006	-0.0037	-0.00175	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003223	SLD 2	-0.00057	-0.00077	-0.00417	-0.00181	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003112	SLD 2	-0.00084	-0.00102	-0.00436	-0.00185	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003022	SLD 2	-0.00126	-0.00095	-0.00465	-0.00186	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002595	SLD 2	-0.00404	-0.00053	-0.00125	-0.0017	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.002524	SLD 2	-0.0006	-0.00064	-0.00331	-0.00178	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003205	SLD 3	-0.00088	0.00064	-0.00447	0.00162	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003157	SLD 3	-0.00089	0.00059	-0.00442	0.00161	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.00314	SLD 3	-0.00088	0.00062	-0.0044	0.00158	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002525	SLD 3	-0.00428	0.00071	-0.0015	0.00167	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.002467	SLD 3	-0.00405	0.00068	-0.00136	0.00167	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003211	SLD 4	-0.0006	0.00058	-0.0042	0.00159	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003171	SLD 4	-0.00086	0.0005	-0.00438	0.00159	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003151	SLD 4	-0.00119	0.00054	-0.00471	0.00155	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002505	SLD 4	-0.00399	0.0008	-0.00122	0.0017	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.002438	SLD 4	-0.00401	0.0008	-0.00132	0.0017	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004277	SLD 5	0.00086	-0.0022	-0.00267	-0.00571	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004041	SLD 5	0.00078	-0.00258	-0.00266	-0.00577	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003905	SLD 5	0.00055	-0.00251	-0.00261	-0.00576	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.003877	SLD 5	0.00054	-0.00201	-0.00215	-0.00563	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.00387	SLD 5	-0.00266	-0.00223	0.00018	-0.00572	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004262	SLD 6	0.00107	-0.00225	-0.00246	-0.00573	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004013	SLD 6	0.00081	-0.00265	-0.00264	-0.00579	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003902	SLD 6	-0.00245	-0.00216	0.00039	-0.0057	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003882	SLD 6	0.00032	-0.00256	-0.00285	-0.00579	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.003867	SLD 6	0.00083	-0.00204	-0.00185	-0.00565	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004163	SLD 7	0.00074	0.00231	-0.00277	0.00565	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.004113	SLD 7	0.00078	0.00246	-0.00282	0.00561	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004042	SLD 7	0.00072	0.00248	-0.00273	0.00568	si
7976	19.026	49.371		5	7997	6.163	0.003834	SLD 7	0.00105	0.00196	-0.0015	0.00562	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003791	SLD 7	-0.00252	0.0022	0.00028	0.0056	si

Nodo inferiore				Nodo superiore		Spost. rel.	Comb.	Spostamento inferiore		Spostamento superiore		S.V.	
I.	Pos.			I.	Pos.			N.b.	X	Y	X		Y
	X	Y	Z		Z								
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004176	SLD 8	0.00095	0.00227	-0.00256	0.00563	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.004133	SLD 8	0.00054	0.00241	-0.00306	0.00559	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004068	SLD 8	0.00074	0.00241	-0.0027	0.00566	si
7976	19.026	49.371		5	7997	6.163	0.003837	SLD 8	0.00141	0.00193	-0.00114	0.0056	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003757	SLD 8	-0.00231	0.00227	0.00049	0.00562	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004259	SLD 9	0.00225	-0.00212	-0.00121	-0.00566	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004038	SLD 9	0.00218	-0.00246	-0.0012	-0.00572	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003897	SLD 9	0.00194	-0.00241	-0.00116	-0.00572	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003871	SLD 9	-0.00123	-0.00229	0.00164	-0.00575	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.00384	SLD 9	0.00167	-0.00194	-0.00091	-0.00559	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004244	SLD 10	0.00246	-0.00216	-0.001	-0.00568	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.004009	SLD 10	0.00221	-0.00253	-0.00117	-0.00574	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003903	SLD 10	-0.00102	-0.00222	0.00186	-0.00573	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.003873	SLD 10	0.0017	-0.00247	-0.0014	-0.00574	si
7962	19.026	43.871		5	7995	6.163	0.003829	SLD 10	0.00196	-0.00197	-0.00061	-0.00561	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004099	SLD 11	0.00213	0.0024	-0.00131	0.0057	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.004043	SLD 11	0.00216	0.00256	-0.00137	0.00566	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003961	SLD 11	0.00212	0.0026	-0.00126	0.00573	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003831	SLD 11	-0.00109	0.00214	0.00175	0.00557	si
7976	19.026	49.371		5	7997	6.163	0.003791	SLD 11	0.00229	0.00203	-0.00021	0.00566	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.004112	SLD 12	0.00234	0.00236	-0.0011	0.00567	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.004063	SLD 12	0.00193	0.0025	-0.00161	0.00564	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.003988	SLD 12	0.00214	0.00253	-0.00124	0.00571	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.003797	SLD 12	-0.00088	0.00221	0.00196	0.00559	si
7976	19.026	49.371		5	7997	6.163	0.003793	SLD 12	0.00264	0.00201	0.00014	0.00564	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003081	SLD 13	0.0038	-0.00043	0.00043	-0.00163	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.002996	SLD 13	0.00379	-0.00054	0.00048	-0.00165	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.002897	SLD 13	0.00367	-0.00055	0.0005	-0.00168	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002647	SLD 13	0.00045	-0.00082	0.00336	-0.00183	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.002528	SLD 13	0.0007	-0.00105	0.00352	-0.00187	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.003071	SLD 14	0.00408	-0.00049	0.0007	-0.00166	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.002978	SLD 14	0.00382	-0.00063	0.00052	-0.00168	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.002883	SLD 14	0.00336	-0.00063	0.00018	-0.0017	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002664	SLD 14	0.00074	-0.00072	0.00364	-0.0018	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.00255	SLD 14	0.00074	-0.00092	0.00356	-0.00184	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.002992	SLD 15	0.00377	0.00092	0.0004	0.00178	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.002924	SLD 15	0.00377	0.00097	0.00046	0.00178	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.002924	SLD 15	0.00374	0.00094	0.00043	0.00174	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002654	SLD 15	0.0005	0.00051	0.00339	0.00157	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.002622	SLD 15	0.00072	0.00041	0.00354	0.00156	si
7920	19.026	38.371		5	7993	6.163	0.002997	SLD 16	0.00404	0.00087	0.00067	0.00175	si
7851	19.026	27.371		5	7989	6.163	0.002936	SLD 16	0.0038	0.00088	0.0005	0.00176	si
7783	19.026	10.871		5	7983	6.163	0.002933	SLD 16	0.00342	0.00087	0.00012	0.00171	si
7912	3.026	38.371		5	7992	6.163	0.002633	SLD 16	0.00078	0.00061	0.00368	0.0016	si
7843	3.026	27.371		5	7988	6.163	0.00259	SLD 16	0.00076	0.00053	0.00358	0.00159	si

6.3. VERIFICA DELLE STRUTTURE ESISTENTI

6.3.1. VERIFICA DEI SETTI IN MURATURA

I setti in muratura sono stati verificati secondo le prescrizioni da normativa con il modello Sismicad globale, avendo inserito le caratteristiche dei materiali come da risultanze delle indagini effettuate. Si riporta di seguito l'output del modello con evidenziati in verde i setti verificati.

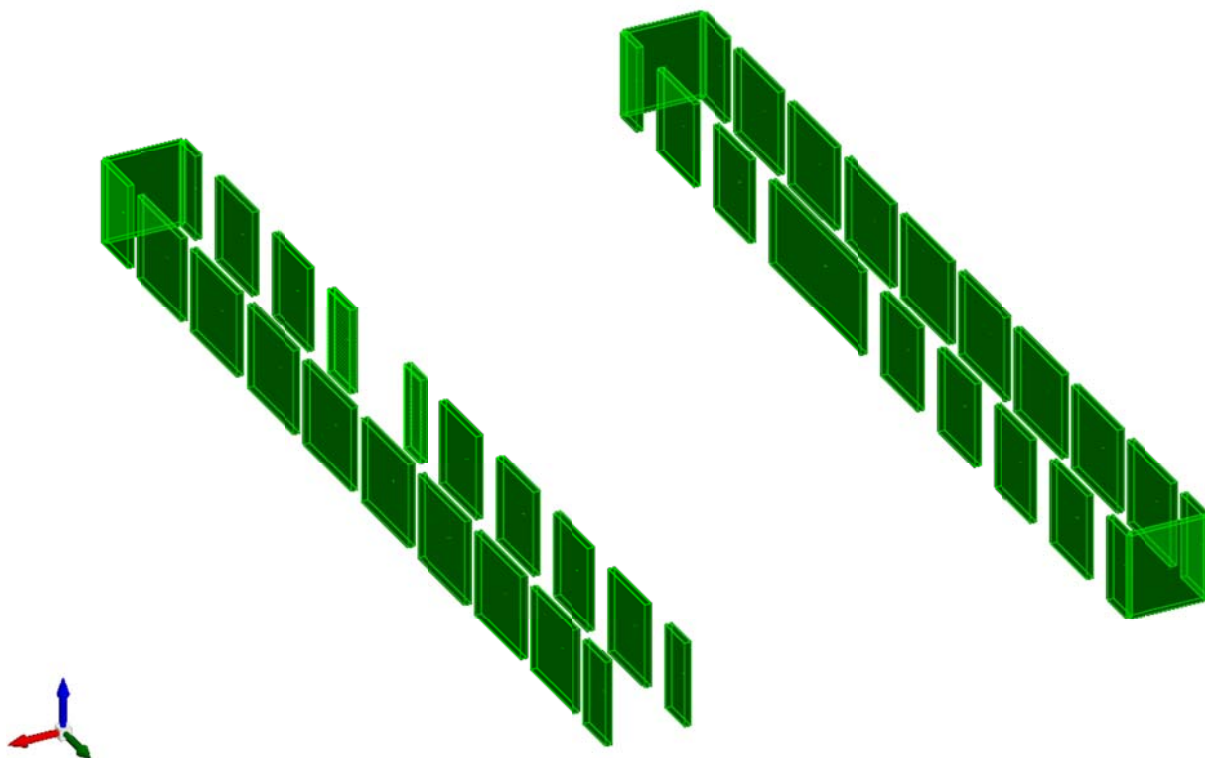


Figura 14: Verifica dei setti murari

Si riportano gli output del modello per alcuni maschi murari e travi di accoppiamento in muratura del modello Sismicad, al fine di favorire la lettura degli elaborati e non appesantire la presente relazione. Tutte le minute di calcolo risultano comunque presenti.

X ini.: coordinate del punto iniziale del maschio [m]
Y ini.: coordinate del punto iniziale del maschio [m]
X fin.: coordinate del punto finale del maschio [m]
Y fin.: coordinate del punto finale del maschio [m]
Quota i.: livello o falda inferiore
Quota s.: livello o falda superiore
l: lunghezza del maschio [m]
Sp.: spessore [m]
h netta: altezza netta (a filo solai) [m]
h ini.: altezza nel modello al punto iniziale [m]
h fin.: altezza nel modello al punto finale [m]
a: distanza tra irrigidimenti laterali [m]
a.s.,sx: lunghezza di appoggio del solaio di sinistra [m]
a.s.,dx: lunghezza di appoggio del solaio di destra [m]
fk o fmedio: resistenza a compressione della muratura utilizzata [kN/m²]
fvk0 o r: resistenza a taglio della muratura utilizzata [kN/m²]
E: modulo di elasticità longitudinale della muratura utilizzato [kN/m²]
G: modulo di elasticità tangenziale della muratura utilizzato [kN/m²]
FC: fattore di confidenza della muratura
Comb.: combinazione
Quota: quota della sezione di verifica [m]
N: sforzo normale alla quota [kN]
M: momento flettente nel piano [kN*m]

p: fattore laterale di vincolo (4.5.6)
es1: eccentricità dovuta alla posizione eccentrica dei maschi sovrastanti la sezione di verifica [m]
es2: eccentricità dovuta alla risultante eccentrica delle reazioni di appoggio dei solai sovrastanti [m]
ea: eccentricità dovuta a tolleranze di esecuzione [m]
ev: eccentricità dovuta ad azioni ortogonali (vento, sisma) [m]
e ver: eccentricità di verifica nel piano normale al piano medio del maschio [m]
Ft: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano normale al mediano
FI: coefficiente di riduzione della resistenza per eccentricità nel piano mediano
Nu: sforzo normale ultimo [kN]
Verifica: stato di verifica
Quota: quota della sezione di verifica [m]
Vd: taglio di progetto [kN]
N: sforzo normale [kN]
M: momento flettente [kN*m]
I': ampiezza della sezione reagente
σ0: tensione normale agente nella sezione reagente $N/(sp \cdot I')$ [kN/m²]
f_{vk}: resistenza caratteristica a taglio ($f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_0$) [kN/m²]
Vu: taglio ultimo [kN]
Coeff.s.: coefficiente di sicurezza
Stato limite: pF_SLU=Presso flessione per azioni non sismiche; V_SLU=Taglio per azioni non sismiche; PF_SLV=Presso flessione per azioni sismiche; V_SLV=Taglio per azioni sismiche; PFFP_SLV=Presso flessione fuori piano per azioni sismiche; R_SLV=Ribaltamento per azioni sismiche
V par: taglio nel piano [kN]
V orto: taglio fuori piano [kN]
M orto: momento flettente fuori piano [kN*m]
N/(I*sp): tensione media di compressione [kN/m²]
N/(I*sp): tensione media di compressione sulla parte reagente [kN/m²]
Mu: momento flettente ultimo [kN*m]
I': larghezza della parte compressa della parete [m]
f_{vd}: resistenza a taglio di calcolo [kN/m²]
Vt scorr.: taglio ultimo per verifica a scorrimento [kN]
Vt fess.diag.: taglio ultimo per verifica a fessurazione diagonale [kN]
γ m: fattore parziale di sicurezza della muratura
γ s: fattore parziale di sicurezza dell'acciaio
γ c: fattore parziale di sicurezza dell'acciaio
V: taglio nel piano [kN]
d: distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa [m]
Vt,c: taglio limite secondo (7.8.10) [kN]
Vt,M: resistenza a taglio secondo (7.8.8) [kN]
Vt,S: resistenza a taglio secondo (7.8.9) [kN]

Le unità di misura delle verifiche elencate nel capitolo sono in [m, kN] ove non espressamente specificato.

MASCHIO 1

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	2.466	-3.474	-0.054	L1	L2	2.52	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

f _k o f _{medio}	f _{vk0} o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 49	3.65	-55.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 49	1.575	-98.05	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 49	-0.5	-106.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 51	3.65	-55.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 51	1.575	-98.05	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 51	-0.5	-106.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 52	3.65	-55.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 52	1.575	-97.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 52	-0.5	-106.88	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 50	3.65	-55.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 50	1.575	-97.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 50	-0.5	-106.88	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 47	3.65	-49.46	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 47	1.575	-90.53	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 47	-0.5	-100.47	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 48	3.65	-49.46	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 48	1.575	-90.43	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 48	-0.5	-100.4	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 46	3.65	-49.46	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 46	1.575	-90.38	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 46	-0.5	-100.37	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 45	3.65	-49.46	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 45	1.575	-90.38	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 45	-0.5	-100.37	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 43	3.65	-43.68	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 43	1.575	-83.01	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 43	-0.5	-93.99	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 40	3.65	-43.68	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si
SLU 40	1.575	-83.01	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	358.9	Si
SLU 40	-0.5	-93.99	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	189.62	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ_0	f _{vk}	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 52	2.4	0.041	-87.883	-35.27544	252	116	806	203.238	100	Si
SLU 52	0.6	0.03	-106.633	-34.79065	252	141	816	205.738	100	Si
SLU 50	2.4	0.041	-87.883	-35.27544	252	116	806	203.238	100	Si
SLU 50	0.6	0.03	-106.633	-34.79065	252	141	816	205.738	100	Si
SLU 49	2.4	0.04	-87.984	-35.38724	252	116	807	203.251	100	Si
SLU 49	0.6	0.029	-106.735	-34.9035	252	141	816	205.751	100	Si
SLU 51	2.4	0.04	-87.984	-35.38724	252	116	807	203.251	100	Si
SLU 51	0.6	0.029	-106.735	-34.9035	252	141	816	205.751	100	Si
SLU 26	2.4	0.036	-77.37	-31.47389	252	102	801	201.836	100	Si
SLU 26	0.6	0.027	-91.794	-31.09356	252	121	809	203.759	100	Si
SLU 24	2.4	0.036	-77.37	-31.47389	252	102	801	201.836	100	Si
SLU 24	0.6	0.027	-91.794	-31.09356	252	121	809	203.759	100	Si
SLU 39	2.4	0.035	-60.477	-23.08789	252	80	792	199.584	100	Si
SLU 39	0.6	0.03	-79.225	-22.61376	252	105	802	202.083	100	Si
SLU 37	2.4	0.035	-60.477	-23.08789	252	80	792	199.584	100	Si
SLU 37	0.6	0.03	-79.225	-22.61376	252	105	802	202.083	100	Si
SLU 25	2.4	0.035	-77.471	-31.58569	252	102	801	201.849	100	Si
SLU 25	0.6	0.025	-91.896	-31.2064	252	122	809	203.773	100	Si
SLU 23	2.4	0.035	-77.471	-31.58569	252	102	801	201.849	100	Si
SLU 23	0.6	0.025	-91.896	-31.2064	252	122	809	203.773	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.773	SLU 49	Si
V_SLU	4960.56	SLU 50	Si

MASCHIO 2

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	7.656	-3.474	3.466	L1	L2	4.19	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o medio	f _{vk0} o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 49	3.65	-80.62	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 49	1.575	-158.71	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.02	Si
SLU 49	-0.5	-180.73	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 51	3.65	-80.62	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 51	1.575	-158.71	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.02	Si
SLU 51	-0.5	-180.73	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 52	3.65	-80.63	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.99	Si
SLU 52	1.575	-158.7	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.03	Si
SLU 52	-0.5	-180.68	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.99	Si
SLU 50	3.65	-80.63	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.99	Si
SLU 50	1.575	-158.7	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.03	Si
SLU 50	-0.5	-180.68	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.99	Si
SLU 47	3.65	-72.19	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.92	Si
SLU 47	1.575	-146.66	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600	Si
SLU 47	-0.5	-169.86	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.92	Si
SLU 48	3.65	-72.19	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.95	Si
SLU 48	1.575	-146.65	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.01	Si
SLU 48	-0.5	-169.81	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.95	Si
SLU 46	3.65	-72.19	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 46	1.575	-146.64	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.02	Si
SLU 46	-0.5	-169.78	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 45	3.65	-72.19	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 45	1.575	-146.64	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	600.02	Si
SLU 45	-0.5	-169.78	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.97	Si
SLU 43	3.65	-63.75	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.87	Si
SLU 43	1.575	-134.62	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	599.97	Si
SLU 43	-0.5	-158.99	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.87	Si
SLU 40	3.65	-63.75	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.87	Si
SLU 40	1.575	-134.62	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0342	0.48	1	599.97	Si
SLU 40	-0.5	-158.99	0	1	0	0.0492	0.0193	0	0.0684	0.26	1	321.87	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 52	2.5	0.384	-132.268	-41.77747	419	105	802	336.076	100	Si
SLU 52	0.6	0.055	-175.125	-23.52545	419	139	816	341.79	100	Si
SLU 50	2.5	0.384	-132.268	-41.77747	419	105	802	336.076	100	Si
SLU 50	0.6	0.055	-175.125	-23.52545	419	139	816	341.79	100	Si
SLU 45	2.5	0.378	-120.944	-37.51892	419	96	798	334.566	100	Si
SLU 45	0.6	0.046	-163.069	-20.80604	419	130	812	340.183	100	Si
SLU 46	2.5	0.378	-120.944	-37.51892	419	96	798	334.566	100	Si
SLU 46	0.6	0.046	-163.069	-20.80604	419	130	812	340.183	100	Si
SLU 48	2.5	0.365	-120.97	-37.66099	419	96	798	334.569	100	Si
SLU 48	0.6	0.045	-163.076	-20.99141	419	130	812	340.183	100	Si
SLU 42	2.5	0.359	-109.646	-33.40244	419	87	795	333.059	100	Si
SLU 42	0.6	0.036	-151.02	-18.27199	419	120	808	338.576	100	Si
SLU 41	2.5	0.359	-109.646	-33.40244	419	87	795	333.059	100	Si
SLU 41	0.6	0.036	-151.02	-18.27199	419	120	808	338.576	100	Si
SLU 51	2.5	0.352	-132.33	-42.10897	419	105	802	336.084	100	Si
SLU 51	0.6	0.054	-175.141	-23.95798	419	139	816	341.792	100	Si
SLU 49	2.5	0.352	-132.33	-42.10897	419	105	802	336.084	100	Si
SLU 49	0.6	0.054	-175.141	-23.95798	419	139	816	341.792	100	Si
SLU 44	2.5	0.345	-109.673	-33.54452	419	87	795	333.063	100	Si
SLU 44	0.6	0.035	-151.027	-18.45737	419	120	808	338.577	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.781	SLU 49	Si
V_SLU	875.296	SLU 50	Si

Maschio 3

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	13.066	-3.474	8.656	L1	L2	4.41	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 52	3.65	-84.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 52	1.575	-156.22	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 52	-0.5	-182.72	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 50	3.65	-84.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 50	1.575	-156.22	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 50	-0.5	-182.72	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 49	3.65	-84.21	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 49	1.575	-156.25	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 49	-0.5	-182.61	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 51	3.65	-84.21	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 51	1.575	-156.25	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 51	-0.5	-182.61	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 46	3.65	-75.44	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 46	1.575	-144.26	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 46	-0.5	-172.11	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 45	3.65	-75.44	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 45	1.575	-144.26	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 45	-0.5	-172.11	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 48	3.65	-75.43	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 48	1.575	-144.28	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 48	-0.5	-172.06	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 47	3.65	-75.4	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 47	1.575	-144.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 47	-0.5	-171.96	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 42	3.65	-66.63	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 42	1.575	-132.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si
SLU 42	-0.5	-161.45	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 41	3.65	-66.63	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si
SLU 41	1.575	-132.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	628.07	Si

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 41	-0.5	-161.45	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	331.84	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 37	2.5	0.031	-96.819	-4.91124	441	73	789	348.069	100	Si
SLU 37	0.7	0.031	-130.192	-7.94628	441	98	799	352.519	100	Si
SLU 39	2.5	0.031	-96.819	-4.91124	441	73	789	348.069	100	Si
SLU 39	0.7	0.031	-130.192	-7.94628	441	98	799	352.519	100	Si
SLU 38	2.5	0.028	-96.856	-5.48807	441	73	789	348.074	100	Si
SLU 38	0.7	0.028	-130.228	-8.52791	441	98	799	352.524	100	Si
SLU 36	2.5	0.028	-96.856	-5.48807	441	73	789	348.074	100	Si
SLU 36	0.7	0.028	-130.228	-8.52791	441	98	799	352.524	100	Si
SLU 11	2.5	0.027	-79.979	-4.20036	441	60	784	345.824	100	Si
SLU 11	0.7	0.027	-105.651	-6.52795	441	80	792	349.247	100	Si
SLU 13	2.5	0.027	-79.979	-4.20036	441	60	784	345.824	100	Si
SLU 13	0.7	0.027	-105.651	-6.52795	441	80	792	349.247	100	Si
SLU 50	2.5	0.026	-140.594	-8.74566	441	106	803	353.906	100	Si
SLU 50	0.7	0.026	-173.966	-11.78864	441	131	813	358.355	100	Si
SLU 52	2.5	0.026	-140.594	-8.74566	441	106	803	353.906	100	Si
SLU 52	0.7	0.026	-173.966	-11.78864	441	131	813	358.355	100	Si
SLU 12	2.5	0.025	-80.016	-4.77719	441	60	784	345.829	100	Si
SLU 12	0.7	0.025	-105.687	-7.10958	441	80	792	349.252	100	Si
SLU 10	2.5	0.025	-80.016	-4.77719	441	60	784	345.829	100	Si
SLU 10	0.7	0.025	-105.687	-7.10958	441	80	792	349.252	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.816	SLU 50	Si
V_SLU	11403.014	SLU 37	Si

Maschio 4

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	18.696	-3.474	14.136	L1	L2	4.56	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 46	3.65	-101.37	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.57	Si
SLU 46	1.575	-180.22	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.51	Si
SLU 46	-0.5	-191.15	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.57	Si
SLU 45	3.65	-101.37	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.57	Si
SLU 45	1.575	-180.22	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.51	Si
SLU 45	-0.5	-191.15	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.57	Si
SLU 52	3.65	-97.54	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0675	0.26	1	358.86	Si
SLU 52	1.575	-176.96	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.16	Si
SLU 52	-0.5	-187.36	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0675	0.26	1	358.86	Si
SLU 50	3.65	-97.54	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0675	0.26	1	358.86	Si
SLU 50	1.575	-176.96	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.16	Si
SLU 50	-0.5	-187.36	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0675	0.26	1	358.86	Si
SLU 42	3.65	-96.95	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	360.05	Si
SLU 42	1.575	-173.58	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.74	Si
SLU 42	-0.5	-186.19	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	360.05	Si
SLU 41	3.65	-96.95	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	360.05	Si
SLU 41	1.575	-173.58	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.74	Si
SLU 41	-0.5	-186.19	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	360.05	Si
SLU 48	3.65	-93.12	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.33	Si
SLU 48	1.575	-170.31	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.39	Si
SLU 48	-0.5	-182.39	0	1	0	0.0482	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.33	Si
SLU 44	3.65	-88.69	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.85	Si
SLU 44	1.575	-163.67	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0337	0.48	1	657.64	Si
SLU 44	-0.5	-177.43	0	1	0	0.0481	0.0193	0	0.0674	0.26	1	359.85	Si
SLU 49	3.65	-78.28	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0676	0.26	1	358.02	Si
SLU 49	1.575	-153.84	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0338	0.48	1	656.75	Si
SLU 49	-0.5	-166.93	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0676	0.26	1	358.02	Si
SLU 51	3.65	-78.28	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0676	0.26	1	358.02	Si
SLU 51	1.575	-153.84	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0338	0.48	1	656.75	Si
SLU 51	-0.5	-166.93	0	1	0	0.0483	0.0193	0	0.0676	0.26	1	358.02	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 46	2.5	-1.568	-149.146	13.03767	456	109	804	366.446	100	Si
SLU 46	0.7	0.018	-196.862	-14.66317	456	144	818	372.808	100	Si

Parco della Pace (Vicenza) – ATI PAN ASSOCIATI srl, ITS srl, arch.Franco Zagari,EMF, dott.Gino Lucchetta

nome documento: vcn01-ese-RSS.1 Relazione tecnica e di calcolo H1 r01.docx

pagina 39 di 143

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 45	2.5	-1.568	-149.146	13.03767	456	109	804	366.446	100	Si
SLU 45	0.7	0.018	-196.862	-14.66317	456	144	818	372.808	100	Si
SLU 50	2.5	-1.564	-146.884	33.68502	456	107	803	366.145	100	Si
SLU 50	0.7	0.018	-193.601	8.24303	456	142	817	372.374	100	Si
SLU 52	2.5	-1.564	-146.884	33.68502	456	107	803	366.145	100	Si
SLU 52	0.7	0.018	-193.601	8.24303	456	142	817	372.374	100	Si
SLU 42	2.5	-1.485	-142.582	2.88187	456	104	802	365.571	100	Si
SLU 42	0.7	0.013	-190.215	-24.62897	456	139	816	371.922	100	Si
SLU 41	2.5	-1.485	-142.582	2.88187	456	104	802	365.571	100	Si
SLU 41	0.7	0.013	-190.215	-24.62897	456	139	816	371.922	100	Si
SLU 48	2.5	-1.481	-140.321	23.52922	456	103	801	365.269	100	Si
SLU 48	0.7	0.013	-186.955	-1.72277	456	137	815	371.487	100	Si
SLU 44	2.5	-1.398	-133.757	13.37342	456	98	799	364.394	100	Si
SLU 44	0.7	0.008	-180.308	-11.68857	456	132	813	370.601	100	Si
SLU 20	2.5	-1.384	-131.812	9.08851	456	96	799	364.135	100	Si
SLU 20	0.7	0.015	-169.828	-15.20274	456	124	810	369.204	100	Si
SLU 19	2.5	-1.384	-131.812	9.08851	456	96	799	364.135	100	Si
SLU 19	0.7	0.015	-169.828	-15.20274	456	124	810	369.204	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.881	SLU 45	Si
V_SLU	233.774	SLU 45	Si

Maschio 5

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s,sx	a.s,dx
-3.474	24.316	-3.474	19.696	L1	L2	4.62	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o medio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 46	3.65	-103.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 46	1.575	-172.69	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 46	-0.5	-202.41	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 45	3.65	-103.24	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 45	1.575	-172.69	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 45	-0.5	-202.41	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 52	3.65	-101.49	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 52	1.575	-170.83	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 52	-0.5	-201.79	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 50	3.65	-101.49	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 50	1.575	-170.83	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 50	-0.5	-201.79	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 42	3.65	-97.69	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 42	1.575	-165.76	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 42	-0.5	-195.39	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 41	3.65	-97.69	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 41	1.575	-165.76	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 41	-0.5	-195.39	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 48	3.65	-95.93	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 48	1.575	-163.9	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 48	-0.5	-194.77	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 44	3.65	-90.37	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 44	1.575	-156.97	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 44	-0.5	-187.74	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 49	3.65	-84.42	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 49	1.575	-150.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 49	-0.5	-183.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 51	3.65	-84.42	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si
SLU 51	1.575	-150.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	657.98	Si
SLU 51	-0.5	-183.95	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	347.64	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 29	2.5	0.229	-94.372	5.11159	462	68	787	363.703	100	Si
SLU 29	0.6	0.01	-144.573	34.67595	462	104	802	370.396	100	Si
SLU 28	2.5	0.229	-94.372	5.11159	462	68	787	363.703	100	Si
SLU 28	0.6	0.01	-144.573	34.67595	462	104	802	370.396	100	Si
SLU 2	2.5	0.215	-78.085	10.54359	462	56	783	361.531	100	Si
SLU 2	0.6	0.008	-117.977	36.23935	462	85	794	366.85	100	Si
SLU 3	2.5	0.215	-78.085	10.54359	462	56	783	361.531	100	Si
SLU 3	0.6	0.008	-117.977	36.23935	462	85	794	366.85	100	Si
SLU 41	2.5	0.202	-131.807	-19.64252	462	95	798	368.694	100	Si

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ_0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 41	0.6	0.004	-183.923	14.33088	462	133	813	375.643	100	Si
SLU 42	2.5	0.202	-131.807	-19.64252	462	95	798	368.694	100	Si
SLU 42	0.6	0.004	-183.923	14.33088	462	133	813	375.643	100	Si
SLU 33	2.5	0.192	-101.512	-5.37858	462	73	789	364.655	100	Si
SLU 33	0.6	0.017	-151.506	23.71228	462	109	804	371.321	100	Si
SLU 32	2.5	0.192	-101.512	-5.37858	462	73	789	364.655	100	Si
SLU 32	0.6	0.017	-151.506	23.71228	462	109	804	371.321	100	Si
SLU 15	2.5	0.187	-115.52	-14.21052	462	83	793	366.523	100	Si
SLU 15	0.6	0.002	-157.327	15.89427	462	114	805	372.097	100	Si
SLU 16	2.5	0.187	-115.52	-14.21052	462	83	793	366.523	100	Si
SLU 16	0.6	0.002	-157.327	15.89427	462	114	805	372.097	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.718	SLU 45	Si
V_SLU	1586.18	SLU 28	Si

Maschio 6

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	l	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	29.856	-3.474	25.316	L1	L2	4.54	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	Fl	Nu	Verifica
SLU 49	3.65	-90.76	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.02	Si
SLU 49	1.575	-170.67	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.78	Si
SLU 49	-0.5	-195.93	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.02	Si
SLU 51	3.65	-90.76	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.02	Si
SLU 51	1.575	-170.67	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.78	Si
SLU 51	-0.5	-195.93	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.02	Si
SLU 52	3.65	-90.8	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.18	Si
SLU 52	1.575	-170.71	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.86	Si
SLU 52	-0.5	-196	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.18	Si
SLU 50	3.65	-90.8	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.18	Si
SLU 50	1.575	-170.71	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.86	Si
SLU 50	-0.5	-196	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.18	Si
SLU 47	3.65	-81.29	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.09	Si
SLU 47	1.575	-157.65	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.82	Si
SLU 47	-0.5	-184.15	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.09	Si
SLU 48	3.65	-81.32	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.26	Si
SLU 48	1.575	-157.69	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.9	Si
SLU 48	-0.5	-184.22	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.26	Si
SLU 46	3.65	-81.33	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.34	Si
SLU 46	1.575	-157.71	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.94	Si
SLU 46	-0.5	-184.25	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.34	Si
SLU 45	3.65	-81.33	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.34	Si
SLU 45	1.575	-157.71	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.94	Si
SLU 45	-0.5	-184.25	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.34	Si
SLU 43	3.65	-71.81	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.17	Si
SLU 43	1.575	-144.63	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.86	Si
SLU 43	-0.5	-172.37	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.17	Si
SLU 40	3.65	-71.81	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.17	Si
SLU 40	1.575	-144.63	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0346	0.47	1	646.86	Si
SLU 40	-0.5	-172.37	0	1	0	0.0499	0.0193	0	0.0692	0.25	1	342.17	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ_0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 49	2.5	-0.684	-143.766	5.52135	454	106	802	364.209	100	Si
SLU 49	0.6	-0.02	-190.751	-13.97902	454	140	816	370.474	100	Si
SLU 51	2.5	-0.684	-143.766	5.52135	454	106	802	364.209	100	Si
SLU 51	0.6	-0.02	-190.751	-13.97902	454	140	816	370.474	100	Si
SLU 50	2.5	-0.629	-143.834	5.84427	454	106	802	364.218	100	Si
SLU 50	0.6	-0.019	-190.793	-13.59129	454	140	816	370.479	100	Si
SLU 52	2.5	-0.629	-143.834	5.84427	454	106	802	364.218	100	Si
SLU 52	0.6	-0.019	-190.793	-13.59129	454	140	816	370.479	100	Si
SLU 25	2.5	-0.612	-126.522	4.58826	454	93	797	361.91	100	Si
SLU 25	0.6	-0.018	-163.763	-12.89986	454	120	808	366.875	100	Si
SLU 23	2.5	-0.612	-126.522	4.58826	454	93	797	361.91	100	Si
SLU 23	0.6	-0.018	-163.763	-12.89986	454	120	808	366.875	100	Si
SLU 47	2.5	-0.606	-131.594	5.32656	454	97	799	362.586	100	Si
SLU 47	0.6	-0.023	-177.73	-12.25967	454	130	812	368.737	100	Si
SLU 26	2.5	-0.556	-126.589	4.91118	454	93	797	361.919	100	Si
SLU 26	0.6	-0.017	-163.805	-12.51213	454	120	808	366.881	100	Si

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 24	2.5	-0.556	-126.589	4.91118	454	93	797	361.919	100	Si
SLU 24	0.6	-0.017	-163.805	-12.51213	454	120	808	366.881	100	Si
SLU 48	2.5	-0.55	-131.662	5.64947	454	97	799	362.595	100	Si
SLU 48	0.6	-0.022	-177.772	-11.87194	454	131	812	368.743	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.746	SLU 49	Si
V_SLU	532.127	SLU 49	Si

Maschio 7

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	35.466	-3.474	30.856	L1	L2	4.61	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 52	3.65	-91.33	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 52	1.575	-178.1	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 52	-0.5	-192.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 50	3.65	-91.33	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 50	1.575	-178.1	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 50	-0.5	-192.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 49	3.65	-91.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 49	1.575	-178.07	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 49	-0.5	-192.91	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 51	3.65	-91.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 51	1.575	-178.07	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 51	-0.5	-192.91	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 46	3.65	-81.78	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 46	1.575	-164.55	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 46	-0.5	-181.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 45	3.65	-81.78	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 45	1.575	-164.55	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 45	-0.5	-181.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 48	3.65	-81.78	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 48	1.575	-164.54	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 48	-0.5	-181.49	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 47	3.65	-81.77	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 47	1.575	-164.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 47	-0.5	-181.46	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 42	3.65	-72.23	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 42	1.575	-150.99	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 42	-0.5	-170.05	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 41	3.65	-72.23	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si
SLU 41	1.575	-150.99	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	656.56	Si
SLU 41	-0.5	-170.05	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	346.89	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 37	2.4	0.013	-111.917	-20.4055	461	81	792	365.282	100	Si
SLU 37	0.6	0.013	-146	-22.32927	461	106	802	369.827	100	Si
SLU 39	2.4	0.013	-111.917	-20.4055	461	81	792	365.282	100	Si
SLU 39	0.6	0.013	-146	-22.32927	461	106	802	369.827	100	Si
SLU 11	2.4	0.012	-92.359	-17.21908	461	67	787	362.675	100	Si
SLU 11	0.6	0.012	-118.577	-18.69401	461	86	794	366.17	100	Si
SLU 13	2.4	0.012	-92.359	-17.21908	461	67	787	362.675	100	Si
SLU 13	0.6	0.012	-118.577	-18.69401	461	86	794	366.17	100	Si
SLU 17	2.4	-0.012	-114.966	-22.73997	461	83	793	365.689	100	Si
SLU 17	0.6	-0.012	-141.183	-24.25931	461	102	801	369.184	100	Si
SLU 14	2.4	-0.012	-114.966	-22.73997	461	83	793	365.689	100	Si
SLU 14	0.6	-0.012	-141.183	-24.25931	461	102	801	369.184	100	Si
SLU 43	2.4	-0.012	-134.523	-25.92639	461	97	799	368.296	100	Si
SLU 43	0.6	-0.012	-168.606	-27.89457	461	122	809	372.841	100	Si
SLU 40	2.4	-0.012	-134.523	-25.92639	461	97	799	368.296	100	Si
SLU 40	0.6	-0.012	-168.606	-27.89457	461	122	809	372.841	100	Si
SLU 38	2.4	0.012	-111.88	-20.62584	461	81	792	365.277	100	Si
SLU 38	0.6	0.012	-145.963	-22.55159	461	106	802	369.822	100	Si
SLU 36	2.4	0.012	-111.88	-20.62584	461	81	792	365.277	100	Si
SLU 36	0.6	0.012	-145.963	-22.55159	461	106	802	369.822	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Parco della Pace (Vicenza) – ATI PAN ASSOCIATI srl, ITS srl, arch.Franco Zagari,EMF, dott.Gino Lucchetta

nome documento: : vcn01-ese-RSS.1 Relazione tecnica e di calcolo H1 r01.docx

pagina 42 di 143

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.798	SLU 50	Si
V_SLU	28823.452	SLU 37	Si

Maschio 8

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	40.846	-3.474	36.466	L1	L2	4.38	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 49	3.65	-79.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 49	1.575	-155.52	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 49	-0.5	-183.09	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 51	3.65	-79.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 51	1.575	-155.52	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 51	-0.5	-183.09	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 52	3.65	-79.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 52	1.575	-155.53	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 52	-0.5	-183.08	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 50	3.65	-79.94	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 50	1.575	-155.53	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 50	-0.5	-183.08	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 47	3.65	-71.51	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 47	1.575	-143.81	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 47	-0.5	-172.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 48	3.65	-71.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 48	1.575	-143.82	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 48	-0.5	-172.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 46	3.65	-71.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 46	1.575	-143.83	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 46	-0.5	-172.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 45	3.65	-71.5	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 45	1.575	-143.83	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 45	-0.5	-172.31	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 43	3.65	-63.07	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 43	1.575	-132.1	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 43	-0.5	-161.54	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 40	3.65	-63.07	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si
SLU 40	1.575	-132.1	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	623.8	Si
SLU 40	-0.5	-161.54	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	329.58	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 52	2.5	-0.514	-126.429	-55.20106	438	96	798	349.737	100	Si
SLU 52	0.6	0.036	-174.926	-28.28685	438	133	813	356.203	100	Si
SLU 50	2.5	-0.514	-126.429	-55.20106	438	96	798	349.737	100	Si
SLU 50	0.6	0.036	-174.926	-28.28685	438	133	813	356.203	100	Si
SLU 49	2.5	-0.499	-126.446	-55.25825	438	96	798	349.739	100	Si
SLU 49	0.6	0.035	-174.915	-28.40473	438	133	813	356.202	100	Si
SLU 51	2.5	-0.499	-126.446	-55.25825	438	96	798	349.739	100	Si
SLU 51	0.6	0.035	-174.915	-28.40473	438	133	813	356.202	100	Si
SLU 46	2.5	-0.474	-115.853	-49.75904	438	88	795	348.327	100	Si
SLU 46	0.6	0.029	-163.219	-25.32449	438	124	810	354.643	100	Si
SLU 45	2.5	-0.474	-115.853	-49.75904	438	88	795	348.327	100	Si
SLU 45	0.6	0.029	-163.219	-25.32449	438	124	810	354.643	100	Si
SLU 48	2.5	-0.468	-115.86	-49.78355	438	88	795	348.328	100	Si
SLU 48	0.6	0.029	-163.214	-25.37502	438	124	810	354.642	100	Si
SLU 26	2.5	-0.454	-111.058	-49.50187	438	85	794	347.688	100	Si
SLU 26	0.6	0.032	-149.88	-25.48638	438	114	806	352.864	100	Si
SLU 24	2.5	-0.454	-111.058	-49.50187	438	85	794	347.688	100	Si
SLU 24	0.6	0.032	-149.88	-25.48638	438	114	806	352.864	100	Si
SLU 47	2.5	-0.453	-115.877	-49.84074	438	88	795	348.33	100	Si
SLU 47	0.6	0.028	-163.204	-25.4929	438	124	810	354.64	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.8	SLU 49	Si
V_SLU	680.38	SLU 50	Si

Maschio 9

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	l	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	46.136	-3.474	41.846	L1	L2	4.29	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o medio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 52	3.65	-87.47	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 52	1.575	-163.28	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.56	Si
SLU 52	-0.5	-188.71	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 50	3.65	-87.47	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 50	1.575	-163.28	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.56	Si
SLU 50	-0.5	-188.71	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 49	3.65	-87.48	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 49	1.575	-163.27	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.56	Si
SLU 49	-0.5	-188.69	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 51	3.65	-87.48	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 51	1.575	-163.27	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.56	Si
SLU 51	-0.5	-188.69	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.4	Si
SLU 46	3.65	-78.39	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 46	1.575	-150.87	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.7	Si
SLU 46	-0.5	-177.32	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 45	3.65	-78.39	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 45	1.575	-150.87	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.7	Si
SLU 45	-0.5	-177.32	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 48	3.65	-78.39	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 48	1.575	-150.87	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.7	Si
SLU 48	-0.5	-177.32	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.68	Si
SLU 47	3.65	-78.39	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.69	Si
SLU 47	1.575	-150.86	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.7	Si
SLU 47	-0.5	-177.31	0	1	0	0.0472	0.0193	0	0.0664	0.27	1	346.69	Si
SLU 42	3.65	-69.3	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0664	0.27	1	347.04	Si
SLU 42	1.575	-138.46	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.87	Si
SLU 42	-0.5	-165.93	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0664	0.27	1	347.04	Si
SLU 41	3.65	-69.3	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0664	0.27	1	347.04	Si
SLU 41	1.575	-138.46	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0332	0.48	1	622.87	Si
SLU 41	-0.5	-165.93	0	1	0	0.0471	0.0193	0	0.0664	0.27	1	347.04	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) yM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 49	2.5	-0.384	-134.962	9.23626	429	105	802	344.035	100	Si
SLU 49	0.6	-0.055	-180.021	-14.52711	429	140	816	350.043	100	Si
SLU 51	2.5	-0.384	-134.962	9.23626	429	105	802	344.035	100	Si
SLU 51	0.6	-0.055	-180.021	-14.52711	429	140	816	350.043	100	Si
SLU 50	2.5	-0.381	-134.975	9.29806	429	105	802	344.037	100	Si
SLU 50	0.6	-0.055	-180.026	-14.4458	429	140	816	350.043	100	Si
SLU 52	2.5	-0.381	-134.975	9.29806	429	105	802	344.037	100	Si
SLU 52	0.6	-0.055	-180.026	-14.4458	429	140	816	350.043	100	Si
SLU 25	2.5	-0.343	-118.735	7.75598	429	92	797	341.871	100	Si
SLU 25	0.6	-0.049	-154.7	-13.29903	429	120	808	346.667	100	Si
SLU 23	2.5	-0.343	-118.735	7.75598	429	92	797	341.871	100	Si
SLU 23	0.6	-0.049	-154.7	-13.29903	429	120	808	346.667	100	Si
SLU 26	2.5	-0.339	-118.748	7.81778	429	92	797	341.873	100	Si
SLU 26	0.6	-0.049	-154.705	-13.21772	429	120	808	346.667	100	Si
SLU 24	2.5	-0.339	-118.748	7.81778	429	92	797	341.873	100	Si
SLU 24	0.6	-0.049	-154.705	-13.21772	429	120	808	346.667	100	Si
SLU 47	2.5	-0.336	-123.553	8.78176	429	96	798	342.514	100	Si
SLU 47	0.6	-0.056	-167.614	-12.86546	429	130	812	348.389	100	Si
SLU 48	2.5	-0.333	-123.566	8.84356	429	96	798	342.515	100	Si
SLU 48	0.6	-0.056	-167.619	-12.78415	429	130	812	348.389	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.836	SLU 50	Si
V_SLU	895.437	SLU 49	Si

Maschio 10

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	X fin.	Y fin.	Quota i.	Quota.s	I	Sp.	h netta	h ini.	h fin.	a	a.s.,sx	a.s.,dx
-3.474	49.296	-3.474	47.136	L1	L2	2.16	0.3	3.85	4.15	4.15			

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	E	G	FC
3000	760	1500000	600000	1

Verifica a pressoflessione per azioni non sismiche 4.5.6.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	N	M	p	es1	es2	ea	ev	e ver	Ft	FI	Nu	Verifica
SLU 52	3.65	-39.13	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 52	1.575	-77.34	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 52	-0.5	-81.78	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 50	3.65	-39.13	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 50	1.575	-77.34	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 50	-0.5	-81.78	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 49	3.65	-39.13	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 49	1.575	-77.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 49	-0.5	-81.77	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 51	3.65	-39.13	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 51	1.575	-77.32	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 51	-0.5	-81.77	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 46	3.65	-35.04	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 46	1.575	-71.68	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 46	-0.5	-77.26	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 45	3.65	-35.04	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 45	1.575	-71.68	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 45	-0.5	-77.26	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 48	3.65	-35.04	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 48	1.575	-71.67	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 48	-0.5	-77.26	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 47	3.65	-35.04	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 47	1.575	-71.66	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 47	-0.5	-77.25	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 42	3.65	-30.96	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 42	1.575	-66.02	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 42	-0.5	-72.74	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 41	3.65	-30.96	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si
SLU 41	1.575	-66.02	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0346	0.47	1	307.63	Si
SLU 41	-0.5	-72.74	0	1	0	0.05	0.0193	0	0.0693	0.25	1	162.53	Si

Verifica a taglio con rottura per scorrimento per azioni non sismiche 7.8.2.2.2 D.M. 14-01-08 (N.T.C.) γM 3

Comb.	Quota	Vd	N	M	I'	σ0	fvk	Vu	Coeff.s.	Verifica
SLU 43	2.4	-0.038	-56.514	19.9876	216	87	795	171.695	100	Si
SLU 43	0.6	-0.012	-73.13	19.48192	216	113	805	173.911	100	Si
SLU 40	2.4	-0.038	-56.514	19.9876	216	87	795	171.695	100	Si
SLU 40	0.6	-0.012	-73.13	19.48192	216	113	805	173.911	100	Si
SLU 47	2.4	-0.038	-62.17	22.20118	216	96	798	172.449	100	Si
SLU 47	0.6	-0.009	-78.797	21.6866	216	122	809	174.666	100	Si
SLU 51	2.4	-0.038	-67.826	24.41476	216	105	802	173.203	100	Si
SLU 51	0.6	-0.007	-84.463	23.89128	216	130	812	175.422	100	Si
SLU 49	2.4	-0.038	-67.826	24.41476	216	105	802	173.203	100	Si
SLU 49	0.6	-0.007	-84.463	23.89128	216	130	812	175.422	100	Si
SLU 44	2.4	-0.038	-56.531	20.00469	216	87	795	171.698	100	Si
SLU 44	0.6	-0.012	-73.148	19.49948	216	113	805	173.913	100	Si
SLU 48	2.4	-0.038	-62.187	22.21827	216	96	798	172.452	100	Si
SLU 48	0.6	-0.009	-78.814	21.70415	216	122	809	174.669	100	Si
SLU 41	2.4	-0.038	-56.539	20.01201	216	87	795	171.698	100	Si
SLU 41	0.6	-0.012	-73.155	19.507	216	113	805	173.914	100	Si
SLU 42	2.4	-0.038	-56.539	20.01201	216	87	795	171.698	100	Si
SLU 42	0.6	-0.012	-73.155	19.507	216	113	805	173.914	100	Si
SLU 52	2.4	-0.038	-67.843	24.43184	216	105	802	173.178	100	Si
SLU 52	0.6	-0.006	-84.48	23.90883	216	130	812	175.424	100	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLU	1.987	SLU 50	Si
V_SLU	4505.534	SLU 40	Si

Trave di accoppiamento n. 1

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	3.466	-0.5	0.6	1.1	-3.474	2.466	-0.5	0.6	1.1	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	γM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 5	2	ini.	-40.49	0.09	2.8567	-0.061	28.8265	125.4	57.65	1.42	Si
SLV 5	2	fin.	-12.93	0.08	-4.0341	-0.1455	28.8265	125.4	57.65	4.46	Si
SLV 2	2	ini.	-16.94	0.4	0.8198	0.1246	28.8265	125.4	57.65	3.4	Si
SLV 2	2	fin.	-0.98	-0.48	-1.3079	-0.0285	28.8265	125.4	57.65	22.04	Si
SLV 10	2	ini.	-40.16	-0.15	2.8857	-0.1548	28.8265	125.4	57.65	1.44	Si
SLV 10	2	fin.	-12.51	0.41	-3.9221	-0.1553	28.8265	125.4	57.65	4.61	Si
SLV 3	2	ini.	3.49	0.42	-0.841	0.189	28.8265	125.4	57.65	16.54	Si
SLV 3	2	fin.	9.6	-0.63	1.0985	0.0609	28.8265	125.4	57.65	6	Si
SLV 7	2	ini.	27.72	0.15	-2.754	0.1549	28.8265	125.4	57.65	2.08	Si
SLV 7	2	fin.	22.46	-0.41	4.0435	0.154	28.8265	125.4	57.65	2.57	Si
SLV 4	2	ini.	3.52	0.42	-0.8634	0.1893	28.8265	125.4	57.65	16.37	Si
SLV 4	2	fin.	9.64	-0.63	1.1154	0.0613	28.8265	125.4	57.65	5.98	Si
SLV 9	2	ini.	-40.19	-0.15	2.9025	-0.155	28.8265	125.4	57.65	1.43	Si
SLV 9	2	fin.	-12.54	0.41	-3.9349	-0.1556	28.8265	125.4	57.65	4.6	Si
SLV 8	2	ini.	27.75	0.15	-2.7709	0.1551	28.8265	125.4	57.65	2.08	Si
SLV 8	2	fin.	22.49	-0.41	4.0562	0.1543	28.8265	125.4	57.65	2.56	Si
SLV 1	2	ini.	-16.98	0.4	0.8422	0.1243	28.8265	125.4	57.65	3.4	Si
SLV 1	2	fin.	-1.01	-0.48	-1.3248	-0.0289	28.8265	125.4	57.65	21.76	Si
SLV 6	2	ini.	-40.47	0.09	2.8398	-0.0607	28.8265	125.4	57.65	1.42	Si
SLV 6	2	fin.	-12.91	0.08	-4.0214	-0.1452	28.8265	125.4	57.65	4.47	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	6.937	SLV 12	Si
V_SLV	1.424	SLV 5	Si

Trave di accoppiamento n. 2

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	3.466	2.4	3.65	1.25	-3.474	2.466	2.4	3.65	1.25	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	γM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 8	2	ini.	0.23	-0.28	2.9976	0.1785	37.2243	142.5	74.45	12.42	Si
SLV 8	2	fin.	-19.45	-0.05	-3.0518	0.3149	37.2243	142.5	74.45	3.83	Si
SLV 9	2	ini.	19.33	0.28	-3.8849	-0.1793	37.2243	142.5	74.45	3.85	Si
SLV 9	2	fin.	0.81	0.04	3.4164	-0.3187	37.2243	142.5	74.45	10.9	Si
SLV 10	2	ini.	19.37	0.28	-3.9024	-0.1792	37.2243	142.5	74.45	3.84	Si
SLV 10	2	fin.	0.84	0.04	3.4275	-0.3187	37.2243	142.5	74.45	10.86	Si
SLV 3	2	ini.	7.32	-0.51	0.7845	-0.086	37.2243	142.5	74.45	10.17	Si
SLV 3	2	fin.	-11.98	0.18	-0.5406	-0.168	37.2243	142.5	74.45	6.21	Si
SLV 2	2	ini.	13.2	-0.42	-1.2728	-0.2207	37.2243	142.5	74.45	5.64	Si
SLV 2	2	fin.	-5.76	0.24	1.4686	-0.4097	37.2243	142.5	74.45	12.92	Si
SLV 6	2	ini.	19.65	0	-3.7827	-0.271	37.2243	142.5	74.45	3.79	Si
SLV 6	2	fin.	1.11	0.17	3.5965	-0.4909	37.2243	142.5	74.45	10.35	Si
SLV 7	2	ini.	0.19	-0.28	3.0151	0.1784	37.2243	142.5	74.45	12.35	Si
SLV 7	2	fin.	-19.49	-0.05	-3.0629	0.3149	37.2243	142.5	74.45	3.82	Si
SLV 4	2	ini.	7.37	-0.51	0.7613	-0.0858	37.2243	142.5	74.45	10.1	Si
SLV 4	2	fin.	-11.93	0.18	-0.5259	-0.1679	37.2243	142.5	74.45	6.24	Si
SLV 5	2	ini.	19.61	0	-3.7652	-0.2711	37.2243	142.5	74.45	3.8	Si
SLV 5	2	fin.	1.08	0.17	3.5854	-0.4909	37.2243	142.5	74.45	10.38	Si
SLV 1	2	ini.	13.14	-0.42	-1.2496	-0.2208	37.2243	142.5	74.45	5.66	Si
SLV 1	2	fin.	-5.81	0.24	1.4539	-0.4097	37.2243	142.5	74.45	12.8	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	9.539	SLV 10	Si
V_SLV	3.767	SLV 11	Si

Trave di accoppiamento n. 3

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	8.656	2.5	3.65	1.15	-3.474	7.656	2.5	3.65	1.15	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	yM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 2	2	ini.	10.03	-0.16	0.0691	-0.1062	31.5066	131.1	63.01	6.28	Si
SLV 2	2	fin.	-8.59	0.3	1.036	-0.1309	31.5066	131.1	63.01	7.33	Si
SLV 7	2	ini.	1.75	0.05	3.8666	-0.0298	31.5066	131.1	63.01	8.15	Si
SLV 7	2	fin.	-18.03	0.13	-3.65	0.0324	31.5066	131.1	63.01	3.49	Si
SLV 6	2	ini.	14.07	-0.13	-2.2672	-0.0337	31.5066	131.1	63.01	4.48	Si
SLV 6	2	fin.	-3.89	0.06	3.4643	-0.099	31.5066	131.1	63.01	9.09	Si
SLV 3	2	ini.	6.31	-0.11	1.9205	-0.1051	31.5066	131.1	63.01	9.99	Si
SLV 3	2	fin.	-12.87	0.32	-1.1013	-0.0914	31.5066	131.1	63.01	4.9	Si
SLV 5	2	ini.	14.04	-0.13	-2.2561	-0.0338	31.5066	131.1	63.01	4.49	Si
SLV 5	2	fin.	-3.92	0.06	3.4614	-0.0989	31.5066	131.1	63.01	9.1	Si
SLV 10	2	ini.	13.85	-0.05	-2.4344	0.0296	31.5066	131.1	63.01	4.55	Si
SLV 10	2	fin.	-4.09	-0.13	3.4127	-0.0323	31.5066	131.1	63.01	9.23	Si
SLV 1	2	ini.	10	-0.16	0.0837	-0.1063	31.5066	131.1	63.01	6.3	Si
SLV 1	2	fin.	-8.63	0.3	1.0321	-0.1308	31.5066	131.1	63.01	7.3	Si
SLV 9	2	ini.	13.82	-0.05	-2.4234	0.0296	31.5066	131.1	63.01	4.56	Si
SLV 9	2	fin.	-4.12	-0.13	3.4098	-0.0322	31.5066	131.1	63.01	9.24	Si
SLV 8	2	ini.	1.78	0.05	3.8556	-0.0297	31.5066	131.1	63.01	8.17	Si
SLV 8	2	fin.	-18	0.13	-3.6471	0.0323	31.5066	131.1	63.01	3.5	Si
SLV 4	2	ini.	6.35	-0.11	1.906	-0.105	31.5066	131.1	63.01	9.93	Si
SLV 4	2	fin.	-12.83	0.32	-1.0974	-0.0915	31.5066	131.1	63.01	4.91	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	8.148	SLV 7	Si
V_SLV	3.456	SLV 11	Si

Trave di accoppiamento n. 13

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	41.846	2.5	3.65	1.15	-3.474	40.846	2.5	3.65	1.15	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	yM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 10	2	ini.	19.23	-0.14	-2.4595	0.1379	31.5066	131.1	63.01	3.28	Si
SLV 10	2	fin.	-1.09	-0.11	2.884	0.032	31.5066	131.1	63.01	10.92	Si
SLV 6	2	ini.	19.09	-0.22	-2.3919	0.0442	31.5066	131.1	63.01	3.3	Si
SLV 6	2	fin.	-1.23	-0.03	3.0591	-0.0294	31.5066	131.1	63.01	10.3	Si
SLV 8	2	ini.	6.4	0.14	0.8718	-0.138	31.5066	131.1	63.01	9.85	Si
SLV 8	2	fin.	-11.54	0.11	-0.6375	-0.0321	31.5066	131.1	63.01	5.46	Si
SLV 1	2	ini.	14.46	-0.18	-1.1625	-0.1289	31.5066	131.1	63.01	4.36	Si
SLV 1	2	fin.	-5.03	0.11	1.9661	-0.102	31.5066	131.1	63.01	12.54	Si
SLV 9	2	ini.	19.21	-0.14	-2.4524	0.1378	31.5066	131.1	63.01	3.28	Si
SLV 9	2	fin.	-1.11	-0.11	2.881	0.0321	31.5066	131.1	63.01	10.94	Si
SLV 4	2	ini.	10.68	-0.07	-0.1928	-0.1835	31.5066	131.1	63.01	5.9	Si
SLV 4	2	fin.	-8.09	0.15	0.8611	-0.1029	31.5066	131.1	63.01	7.79	Si
SLV 5	2	ini.	19.07	-0.22	-2.3848	0.0441	31.5066	131.1	63.01	3.3	Si
SLV 5	2	fin.	-1.25	-0.03	3.0561	-0.0294	31.5066	131.1	63.01	10.31	Si
SLV 3	2	ini.	10.65	-0.07	-0.1834	-0.1836	31.5066	131.1	63.01	5.92	Si
SLV 3	2	fin.	-8.12	0.15	0.8571	-0.1028	31.5066	131.1	63.01	7.76	Si
SLV 7	2	ini.	6.38	0.14	0.8789	-0.1381	31.5066	131.1	63.01	9.88	Si
SLV 7	2	fin.	-11.56	0.11	-0.6405	-0.032	31.5066	131.1	63.01	5.45	Si
SLV 2	2	ini.	14.49	-0.18	-1.1719	-0.1288	31.5066	131.1	63.01	4.35	Si
SLV 2	2	fin.	-4.99	0.11	1.97	-0.1021	31.5066	131.1	63.01	12.62	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	10.299	SLV 6	Si
V_SLV	3.276	SLV 10	Si

Trave di accoppiamento n. 14

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	47.136	-0.5	0.6	1.1	-3.474	46.136	-0.5	0.6	1.1	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	yM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 5	2	ini.	-17.32	0.61	3.5911	0.0454	28.8265	125.4	57.65	3.33	Si
SLV 5	2	fin.	5.38	0	-4.475	0.1809	28.8265	125.4	57.65	6.44	Si
SLV 1	2	ini.	-10.39	0.65	1.4322	-0.0169	28.8265	125.4	57.65	5.55	Si
SLV 1	2	fin.	12.18	-0.6	-1.2805	0.1534	28.8265	125.4	57.65	4.73	Si
SLV 3	2	ini.	-4.57	0.38	-0.313	-0.05	28.8265	125.4	57.65	12.62	Si
SLV 3	2	fin.	17.87	-0.72	1.4396	0.0646	28.8265	125.4	57.65	3.23	Si
SLV 4	2	ini.	-4.56	0.38	-0.3229	-0.0503	28.8265	125.4	57.65	12.63	Si
SLV 4	2	fin.	17.85	-0.72	1.4641	0.0644	28.8265	125.4	57.65	3.23	Si
SLV 7	2	ini.	2.1	-0.3	-2.2263	-0.0652	28.8265	125.4	57.65	12.95	Si
SLV 7	2	fin.	24.34	-0.4	4.592	-0.1149	28.8265	125.4	57.65	2.37	Si
SLV 10	2	ini.	-17.42	0.3	3.69	0.0654	28.8265	125.4	57.65	3.31	Si
SLV 10	2	fin.	5.22	0.4	-4.4772	0.1156	28.8265	125.4	57.65	6.44	Si
SLV 9	2	ini.	-17.43	0.31	3.6974	0.0656	28.8265	125.4	57.65	3.31	Si
SLV 9	2	fin.	5.23	0.4	-4.4957	0.1158	28.8265	125.4	57.65	6.41	Si
SLV 8	2	ini.	2.11	-0.3	-2.2337	-0.0654	28.8265	125.4	57.65	12.91	Si
SLV 8	2	fin.	24.32	-0.4	4.6105	-0.1151	28.8265	125.4	57.65	2.37	Si
SLV 2	2	ini.	-10.39	0.65	1.4223	-0.0172	28.8265	125.4	57.65	5.55	Si
SLV 2	2	fin.	12.16	-0.6	-1.256	0.1531	28.8265	125.4	57.65	4.74	Si
SLV 6	2	ini.	-17.32	0.61	3.5837	0.0452	28.8265	125.4	57.65	3.33	Si
SLV 6	2	fin.	5.36	0	-4.4565	0.1807	28.8265	125.4	57.65	6.47	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	6.252	SLV 8	Si
V_SLV	2.369	SLV 7	Si

Trave di accoppiamento n. 15

Verifiche condotte secondo D.M. 14-01-08 (N.T.C.)

Dati geometrici

X ini.	Y ini.	Z ini.inf.	Z ini.sup.	H ini.	X fin.	Y fin.	Z fin.inf.	Z fin.sup.	H fin.	Luce	Spessore
-3.474	47.136	2.4	3.65	1.25	-3.474	46.136	2.4	3.65	1.25	1	0.3

Caratteristiche del materiale

hangar museum LC3

fk o fmedio	fvk0 o τ	fhk o fhm	E	G	FC
3000	760	1500	1500000	600000	1

Verifiche a pressoflessione e/o taglio delle travi in muratura

Comb.	yM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 10	2	ini.	18.06	0.13	-2.3073	0.1826	37.2243	142.5	74.45	4.12	Si
SLV 10	2	fin.	-1.37	0.23	-1.4939	0.2705	37.2243	142.5	74.45	24.92	Si
SLV 2	2	ini.	11.85	0.08	-0.2492	-0.2767	37.2243	142.5	74.45	6.28	Si
SLV 2	2	fin.	-7.5	0.25	-0.2688	-0.044	37.2243	142.5	74.45	9.92	Si
SLV 7	2	ini.	1.25	-0.12	3.0842	-0.1839	37.2243	142.5	74.45	12.07	Si
SLV 7	2	fin.	-17.95	-0.23	1.5466	-0.2704	37.2243	142.5	74.45	4.15	Si
SLV 6	2	ini.	17.87	0.15	-2.2112	0.0004	37.2243	142.5	74.45	4.17	Si
SLV 6	2	fin.	-1.56	0.33	-1.4116	0.2016	37.2243	142.5	74.45	26.37	Si
SLV 4	2	ini.	6.87	0	1.3374	-0.3321	37.2243	142.5	74.45	10.83	Si
SLV 4	2	fin.	-12.41	0.09	0.6252	-0.1857	37.2243	142.5	74.45	6	Si
SLV 3	2	ini.	6.83	0	1.3464	-0.3319	37.2243	142.5	74.45	10.9	Si
SLV 3	2	fin.	-12.45	0.09	0.5959	-0.1855	37.2243	142.5	74.45	5.98	Si

Comb.	yM	Sezione	V	V orto	M	M orto	Mu	Vt	Vp	Coeff.s.	Verifica
SLV 1	2	ini.	11.8	0.08	-0.2402	-0.2766	37.2243	142.5	74.45	6.31	Si
SLV 1	2	fin.	-7.54	0.25	-0.2982	-0.0438	37.2243	142.5	74.45	9.87	Si
SLV 9	2	ini.	18.02	0.13	-2.3006	0.1827	37.2243	142.5	74.45	4.13	Si
SLV 9	2	fin.	-1.4	0.23	-1.516	0.2706	37.2243	142.5	74.45	24.55	Si
SLV 5	2	ini.	17.83	0.15	-2.2045	0.0005	37.2243	142.5	74.45	4.17	Si
SLV 5	2	fin.	-1.59	0.33	-1.4337	0.2017	37.2243	142.5	74.45	25.96	Si
SLV 8	2	ini.	1.29	-0.12	3.0774	-0.184	37.2243	142.5	74.45	12.1	Si
SLV 8	2	fin.	-17.92	-0.23	1.5687	-0.2705	37.2243	142.5	74.45	4.15	Si

Tabella dei coefficienti di sicurezza minimi

Stato limite	Coeff.s.	Comb.	Verifica
PF_SLV	12.069	SLV 7	Si
V_SLV	4.123	SLV 10	Si

6.3.2. VERIFICA DEI PILASTRI ESISTENTI

I pilastri esistenti sono stati verificati con le sollecitazioni di calcolo derivanti da entrambi i modelli FEM a taglio e pressoflessione. Di seguito si riportano graficamente l'output del modello.

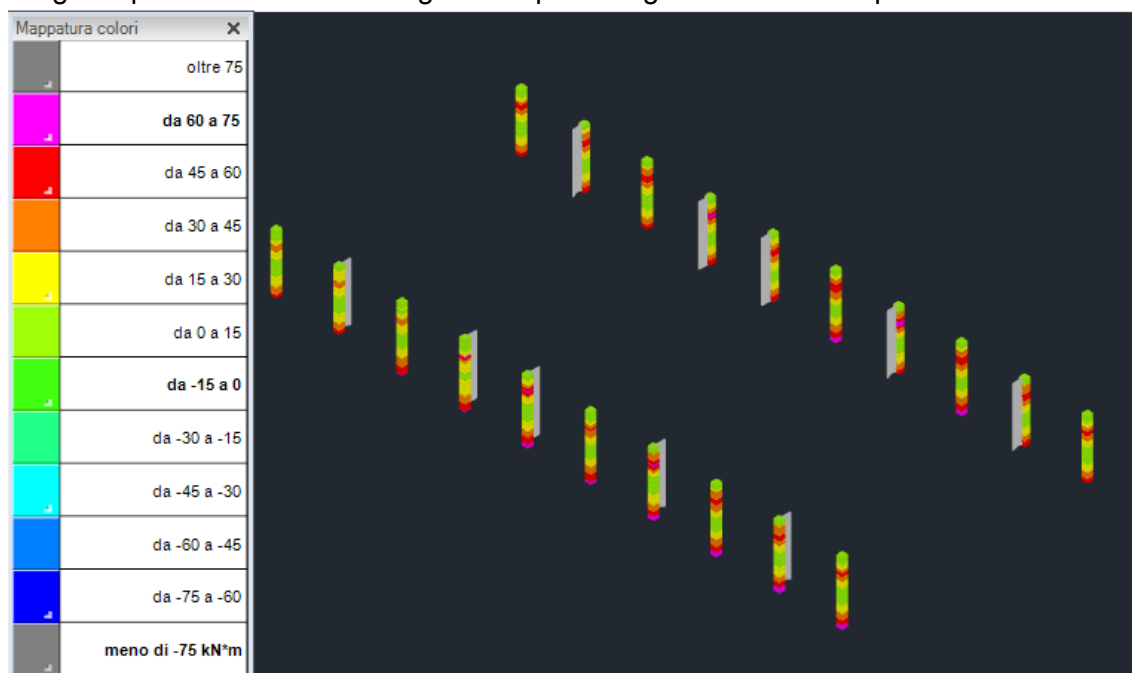


Figura 15: Momento sollecitante massimo agli SLV-modello completo Sismicad

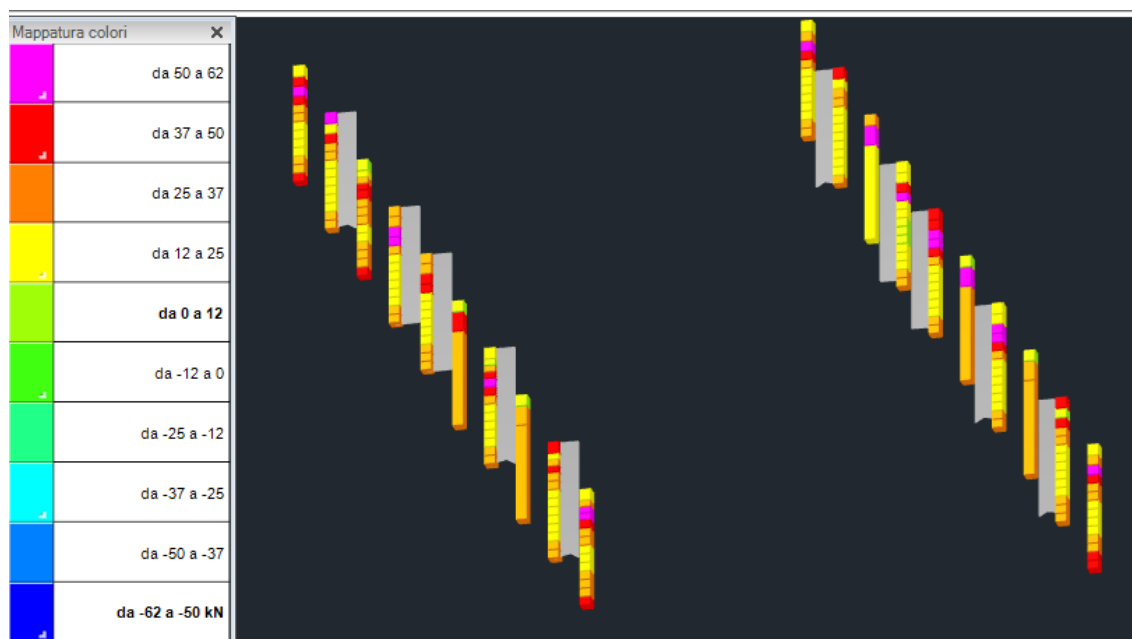


Figura 16: Taglio sollecitante massimo agli SLV-modello completo Sismicad

Il calcolo della resistenza a pressflessione e taglio dei pilastri esistenti è stato condotto con il software VcaSLU e con l'ausilio di un foglio di calcolo, ottenendo

$$M_{Rd}=82.31 \text{ kNm}$$

$$V_{Rd}=62.09 \text{ kN}$$

Titolo : _____

N° Vertici 4 **Zoom** **N° barre** 4 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	45
3	45	45
4	45	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,54	4	41
2	2,54	4	4
3	2,54	41	4
4	2,54	41	41

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n
N_{Ed} 150 **N** 0 **kN**
M_{xEd} 0 **M** 0 **kNm**
M_{yEd} 0 **M** 0 **kNm**

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] **xN** 0 **yN** 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
FeB32k **C16/20**
ε_{su} 67,5 ‰ **ε_{c2}** 2 ‰
f_{yd} 273,9 N/mm² **ε_{cu}** 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm² **f_{cd}** 9,067 N/mm²
E_s/E_c 15 **f_{cc}/f_{cd}** 0,8
ε_{syd} 1,37 ‰ **σ_{c,adm}** 7,25 N/mm²
σ_{s,adm} 155 N/mm² **τ_{co}** 0,4667 N/mm²
τ_{c1} 1,543 N/mm²

M_{xRd} 82,31 kNm
M_{yRd} 0 kNm
σ_c -9,067 N/mm²
σ_s 273,9 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 21,99 ‰
d 41 cm
x 5,63 **x/d** 0,1373
δ 0,7

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 0

☐ Precompresso

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base		b (mm)	450
Altezza		h (mm)	450
Staffe		ϕ_{st} (mm)	6
n° bracci		n° b	2
Area staffatura		A_{sw} (mm ²)	56,5
Passo staffe		s_{st} (mm)	450
Copriferro superiore		c' (mm)	30
Ø ferri compressi		ϕ' (mm)	18
n° ferri compressi		n'	2
d'		d' (mm)	45
Copriferro inferiore		c (mm)	30
Ø ferri tesi		ϕ (mm)	18
n° ferri tesi		n	2
d		d (mm)	405
Area ferro compresso		A_s' (mm ²)	509
Area ferro teso		A_s (mm ²)	509
Classe calcestruzzo			C16/20
Resistenza di progetto		f_{cd} (MPa)	9,41
Modulo elastico		E_{CLS} (MPa)	28821
Classe acciaio			FeB32k
Tensione snerv. di progetto		f_{yd} (MPa)	273,9
Modulo elastico		E_s (MPa)	206000

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale		ρ	0,0028
Tensione media di compressione			
in codizione non sismica		α_{cp} (N/mm ²)	0,00
Tensione media di compressione			
in condizione sismica		α_{cp} (N/mm ²)	0,00
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
		$V_{Rd,x}$ (kN)	62,09
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
		$V_{Rd,x}$ (kN)	62,09
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso		A_s (mm ²)	509
Forza resistente a trazione		$A_s f_{yd}$ (kN)	139
	$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$		Soddisfatta

Si riportano gli output di verifica del modello Sismicad per due pilastri a campione, al fine di favorire la lettura degli elaborati e non appesantire la presente relazione. Tutte le minute di calcolo risultano comunque presenti.

Pilastrata 7

Dati della pilastrata

Campate costituenti la pilastrata

Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Esistente	Secondaria	Dissipativa	Materiale CLS	Materiale Acciaio	FC
-30	450	R 45x45	Si	Si	No	HANGAR1	hangar museum LC3_FC = 1	1
450	500	R 45x45	Si	Si	No	HANGAR1	hangar museum LC3_FC = 1	1

Disposizione delle armature longitudinali

Posizione	X	Y	Diametro	Area	Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Materiale
p.1	-15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	-15.91	15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	-15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	15.91	-15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-15.91	-15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-14.11	16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	15.91	-15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	14.11	16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	15.91	15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	14.11	-16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-15.91	15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-14.11	-16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	-15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	15.91	-15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-15.91	-15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3

Posizione	X	Y	Diametro	Area	Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Materiale
p.3	-14.11	16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	15.91	-15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	14.11	16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	15.91	15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	14.11	-16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-15.91	15.91	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3
p.3	-14.11	-16	1.8	2.545	450.1	495	R 45x45	hangar museum LC3

Controlli geometrici NTC08

Nessuna anomalia

Verifiche delle sezioni

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-30	10.18	1	0	1,2	15557	232089	-49250	47702	711634	SLU 49	3.066	Si
10	10.18	1	0	1,2	11401	230421	-54648	32551	657869	SLU 49	2.855	Si
49	10.18	0.5	0	2	8592	221957	-51992	25724	664507	SLU 49	2.994	Si
89	10.18	0.5	0	2	6609	215473	-51477	20107	655507	SLU 49	3.042	Si
128	10.18	0.5	0	2	4916	205581	-48727	15774	659723	SLU 49	3.209	Si
168	10.18	0.5	0	2	3145	194844	-46735	10565	654471	SLU 49	3.359	Si
208	10.18	0.5	0	2	961	184054	-44768	3387	648466	SLU 49	3.523	Si
247	10.18	0.5	0	2	-2053	171122	-42760	-7616	634806	SLU 49	3.71	Si
287	10.18	0.5	0	2	-6453	155419	-40691	-25366	610942	SLU 49	3.931	Si
326	10.18	0.5	0	2	-12196	154294	-38683	-49783	629803	SLU 50	4.082	Si
366	10.18	0.5	0	2	-24897	280412	-32321	-93509	1053173	SLU 50	3.756	Si
405	10.18	0.5	0	2	-10338	138135	-26394	-57277	765287	SLU 50	5.54	Si
445	10.18	0.5	0	2	1058	96112	-22611	7313	664120	SLU 50	6.91	Si
455	10.74	1.5	0	2,3	6522	-3183	-9297	115692	-56472	SLU 37	17.74	Si
495	15.94	1.5	0	2,3	725	-354	-9034	14221	-6941	SLU 37	19.625	Si

Verifica a pressoflessione in SLV

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Nmin	Nlim	Comb.Nmin	Verifica
-30	10.18	1	0	1,2	-36424	-56373	40387	-76440	-146125	SLV 16	1.41				Si
10	10.18	1	0	1,2	-37079	-85056	43655	-56737	-117985	SLV 16	1.414				Si
49	10.18	0.5	0	2	-27274	-108110	36167	-48548	-118836	SLV 16	1.499				Si
89	10.18	0.5	0	2	-97626	-99175	30879	-39782	-117169	SLV 16	1.588				Si
128	10.18	0.5	0	2	-86106	-97865	23294	-35519	-121617	SLV 16	1.77				Si
168	10.18	0.5	0	2	-30335	-117008	16618	-32438	-125121	SLV 16	1.069				Si
208	10.18	0.5	0	2	-21306	-78539	10075	-36499	-134546	SLV 16	1.713				Si
247	10.18	0.5	0	2	-34014	179123	-40409	-128078	674479	SLV 1	3.765				Si
287	10.18	0.5	0	2	-60920	137452	-32729	-281444	635016	SLV 1	4.62				Si
326	10.18	0.5	0	2	-399771	51235	-14382	-1006877	129043	SLV 9	2.519				Si
366	10.18	0.5	0	2	-631474	118130	-13044	-656787	112204	SLV 9	1.05				Si
405	10.18	0.5	0	2	-457589	53728	-10538	-729769	85686	SLV 5	1.595				Si
445	10.18	0.5	0	2	-350344	39798	-8942	-779387	88536	SLV 5	2.225				Si
455	10.74	1.5	0	2,3	82539	7319	-3224	1123548	99628	SLV 9	13.612				Si
495	15.94	1.5	0	2,3	-2578	-2046	-4210	-108578	-86175	SLV 4	42.115				Si

Indicatori di rischio sismico a pressoflessione in SLV

Quota	Molt.	TR	I.R.TR	PGA	I.R.TR	Comb.	Verifica
-30	2.254	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 13	Si
10	2.254	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 13	Si
49	1.711	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 13	Si
89	1.156	692	1.167	0.255	1.149	SLV 13	Si
128	1.156	692	1.167	0.255	1.149	SLV 14	Si
168	1.156	692	1.167	0.255	1.149	SLV 16	Si
208	2.254	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
247	4.028	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
287	3.244	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 12	Si
326	1.736	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
366	1.156	692	1.167	0.255	1.149	SLV 9	Si
405	1.373	1126	1.425	0.305	1.371	SLV 5	Si
445	1.711	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
455	6.537	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
495	81.615	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si

Verifica a taglio in famiglia SLU

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
-30	2X/2Y ø6/41.7	-623	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	17.51	-108	-	SLU 49	9789	1112	41844	1	101.1	Si
10	2X/2Y ø6/41.7	-398	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	27.38	-68	-	SLU 49	9789	1112	41844	1	160.72	Si
49	2X/2Y ø6/41.7	-358	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	30.49	-45	-	SLU 49	9789	1112	41844	1	242.16	Si
89	2X/2Y ø6/41.7	-420	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	25.97	-35	-	SLU 49	9789	1112	41844	1	312.51	Si
128	2X/2Y ø6/41.7	-342	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	31.84	-32	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	336.88	Si
168	2X/2Y ø6/41.7	-386	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	28.25	-36	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	306.05	Si
208	2X/2Y ø6/41.7	-434	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	25.11	-46	-	SLU 36	9789	1112	41844	1	238.93	Si
247	2X/2Y ø6/41.7	-499	-	SLU 36	9789	1112	41540	1	21.86	-63	-	SLU 36	9789	1112	41540	1	171.69	Si
287	2X/2Y ø6/41.7	-566	-	SLU 36	9789	1112	41134	1	19.27	-92	-	SLU 36	9789	1112	41134	1	118.64	Si
326	2X/2Y ø6/41.7	-211	-	SLU 36	9789	1112	40715	1	51.65	-138	-	SLU 36	9789	1112	40715	1	78.82	Si

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
366	2X/2Y ø6/41.7	-4884	-	SLU 37	9366	1112	39535	1	2.15	327	-	SLU 36	9324	1112	39471	1	31.88	Si
405	2X/2Y ø6/41.7	-1884	-	SLU 37	8621	1112	38418	1	5.17	192	-	SLU 36	8586	1112	38366	1	50.57	Si
445	2X/2Y ø6/41.7	-1283	-	SLU 37	8134	1112	37687	1	7.21	256	-	SLU 49	8192	1112	37774	1	36.38	Si
455	2X/2Y ø6/41.7	71	-9297	SLU 37	6516	1112	35261	1	107.84	-145	-9297	SLU 37	6527	1115	35341	1	52.73	Si
495		71	-9034	SLU 37	6483	0	35210	1	91.64	-145	-9034	SLU 37	6494	0	35291	1	44.81	Si

Verifica a taglio in famiglia SLV

Quota	Staffe	Direzione X								Direzione Y								Verifica
		V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
-30	2X/2Y ø6/41.7	3101	40387	SLV 16	5326	1112	33475	1	1.71	-1174	33773	SLV 13	620	1112	33475	1	1.05	Si
10	2X/2Y ø6/41.7	2021	43655	SLV 16	5326	1112	33475	1	1.87	-1087	36502	SLV 13	620	1112	33475	1	1.02	Si
49	2X/2Y ø6/41.7	1637	36167	SLV 16	5326	1112	33475	1	1.68	-870	29958	SLV 13	620	1112	33475	1	1.28	Si
89	2X/2Y ø6/41.7	1647	30879	SLV 16	5326	1112	33475	1	1.67	-672	25310	SLV 13	620	1112	33475	1	1.65	Si
128	2X/2Y ø6/41.7	1529	23294	SLV 16	5326	1112	33475	1	1.73	-541	18709	SLV 13	620	1112	33475	1	2.06	Si
168	2X/2Y ø6/41.7	1573	16618	SLV 16	5326	1112	33475	1	4.09	1356	-6885	SLV 12	6208	1112	34797	1	5.4	Si
208	2X/2Y ø6/41.7	1554	10075	SLV 16	5326	1112	33475	1	4.14	1389	-8898	SLV 12	6465	1112	35184	1	5.45	Si
247	2X/2Y ø6/41.7	1466	3657	SLV 16	5326	1112	33475	1	4.39	1750	-	SLV 12	6716	1112	35560	1	4.47	Si
287	2X/2Y ø6/41.7	1356	-2618	SLV 16	5661	1112	33978	1	4.99	-2635	-	SLV 9	7111	1112	36152	1	3.12	Si
326	2X/2Y ø6/41.7	1753	-8773	SLV 16	6449	1112	35160	1	4.31	-4130	-	SLV 9	7168	1112	36237	1	2	Si
366	2X/2Y ø6/41.7	-4599	-	SLV 16	7017	1112	36011	1	1.77	4502	-	SLV 9	6996	1112	35980	1	1.8	Si
405	2X/2Y ø6/41.7	-1205	-	SLV 16	7152	1112	36213	1	6.86	3070	-	SLV 5	6675	1112	35499	1	2.54	Si
445	2X/2Y ø6/41.7	-709	-	SLV 16	7058	1112	36073	1	11.52	997	-8942	SLV 5	6471	1112	35192	1	7.61	Si
455	2X/2Y ø6/41.7	-399	-2910	SLV 14	5699	1112	34034	1	17.08	-1834	-3224	SLV 9	5748	1115	34172	1	3.74	Si
495		-398	-2673	SLV 13	5668	0	33988	1	14.22	-1834	-3021	SLV 9	5722	0	34133	1	3.12	Si

Indicatori di rischio sismico a taglio in SLV

Quota	Molt.	TR	I.R.TR	PGA	I.R.TR	Comb.	
-30	2.502	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
10	3.010	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
49	3.526	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
89	2.106	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
128	1.846	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
168	3.912	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
208	3.918	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
247	4.09	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 16	Si
287	3.145	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
326	2.017	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
366	1.824	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
405	2.576	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
445	8.427	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
455	3.836	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si
495	3.191	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 9	Si

Verifiche nodi trave colonna

Riepilogo dei dati per le diverse tipologie di verifica eseguite per i nodi

Pilastrata	Q.Nodo	Escluso	Confinato	Segnalazioni
Pilastrata 7	-50	Si	No	
Pilastrata 7	450	No	No	

Verifiche nodi trave colonna in combinazioni SLV

Riepilogo dei dati per la verifica del nodo secondo §7.4.6.2.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Staffe	Escluso	Confinato	bj	(nst * Ast) / (i * bj)	0.05 * fck / fyk	Segnalazioni	Verifica
Pilastrata 7	450	90	2X/2Y ø6/41.7	No	No	45	0.0003	0.00278		Si
	450	270	2X/2Y ø6/41.7	No	No	45	0.0003	0.00278		Si

Riepilogo dei dati per la verifica del nodo secondo §C8.7.2.5

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Ag	Vpc	Vtc	Vnc	Nc	onc	onc,lim	Comb.c	Vpt	Vtt	Vnt	Nt	ont	ont,lim	Comb.t	Segnalazioni	Verifica
Pilastrata 7	450	90	2025	515.6	457.6	58.1	-	2.2	50.6	SLV 4	429.6	1372.8	943.2	3054.9	0.1	9.5	SLV 16		Si
	450	270	2025	515.6	457.6	58.1	-	2.2	50.6	SLV 4	429.6	1372.8	943.2	3054.9	0.1	9.5	SLV 16		Si

Parametri generali per la verifica secondo il D.M. 14-01-2008 §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Staffe	Coperto	fyd	fcd	fctd	bc	hc	bw	bj	hjc	hjwt	η	Ag	Ash	As1	As2
Pilastrata 7	450	90	2X/2Y ø6/41.7	Si	2374	101	8.6	45	45	30	45	31.8	41.4	0.461	2025	0	6.2	3.1

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Staffe	Coperto	f _{yd}	f _{cd}	f _{ctd}	bc	hc	bw	bj	h _{jc}	h _{jw}	η	Ag	Ash	As1	As2
Pilastrata 7	450	270	2X/2Y ø6/41.7	Si	2374	101	8.6	45	45	30	45	31.8	41.4	0.461	2025	0	6.2	3.1

Riepilogo dei dati per la verifica del nodo secondo §7.4.4.3

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Tipo verifica	V _c	V _n	V _{jbd}	N	v _d	V _r	c.s.	Comb.	Segnalazioni	Verifica
Pilastrata 7	450	90	Compressione 7.4.8	429.6	-943.2		-3054.9	0.01	92898.1	98.49	SLV 16		Si
Pilastrata 7	450	270	Compressione 7.4.8	-429.6	943.2		-3054.9	0.01	92898.1	98.49	SLV 16		Si

Indicatori di rischio sismico dei nodi in SLV

Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Moltiplicatore	TR	I.R.TR	PGA	I.R.PGA	Comb.	Verifica
Pilastrata 7	450	90	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
		270	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Moltiplicatore	TR	I.R.TR	PGA	I.R.PGA	Comb.	Verifica
Pilastrata 7	450	90	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
		270	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
Pilastrata	Q.Nodo	Angolo travatura	Moltiplicatore	TR	I.R.TR	PGA	I.R.PGA	Comb.	Verifica
Pilastrata 7	450	90	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si
		270	12.111	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 5	Si

Verifica di instabilità

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ _x	λ _y	λ _{limX}	λ _{limY}	M 2° ord.	Nsd	Comb.	M0ed,x	M2,x	M0ed,y	M2,y	Mver,x	Mver,y	C.s x	C.s y	Risultato	(5.38)	(5.39)	Verifica
-50	500	9.6	42	42	47	47	No	-54648	SLU 49	10628	120385	146558	120476	11401	230421	2.99		Min	Si		Si
-50	500	9.6	42	42	47	47	No	-54648	SLU 49	10628	120385	146558	120476	11401	230421	2.99		X	Si		Si
-50	500	9.6	42	42	47	47	No	-54648	SLU 49	10628	120385	146558	120476	11401	230421		2.87	Min	Si		Si
-50	500	9.6	42	42	47	47	No	-54648	SLU 49	10628	120385	146558	120476	11401	230421		2.87	Y	Si		Si

Verifiche di gerarchia delle resistenze nei nodi trave pilastrata

Verifiche di gerarchia delle resistenze nei nodi trave pilastrata non presenti in quanto la verifica è non necessaria per la pilastrata.

Verifiche di rotazione alla corda

Aste	Q.inf.	Q.sup.	Sez.	Asse	Dbm	H	Lv	Lpl	φ _y	φ _u	Θ _{eff}	Θ _y	Θ _u	Cap.	Comb.	Ver.
75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88	-50	450	ini.	2-2	1.8	45	250	62.9	0.00007	0.00113	0.00515	0.00888	0.06717	Cap.4	SLV 1	Si
75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88	-50	450	fin.	2-2	1.8	45	250	62.9	0.00007	0.00113	0.00515	0.00888	0.06717	Cap.4	SLV 1	Si
75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88	-50	450	ini.	3-3	1.8	45	250	62.9	0.00007	0.00113	0.0038	0.00888	0.06717	Cap.4	SLV 9	Si
75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88	-50	450	fin.	3-3	1.8	45	250	62.9	0.00007	0.00113	0.0038	0.00888	0.06717	Cap.4	SLV 9	Si
89	450	500	ini.	2-2	1.8	45	50	42.9	0.00007	0.00113	0.0035	0.00545	0.03142	Cap.4	SLV 1	Si
89	450	500	fin.	2-2	1.8	45	50	42.9	0.00007	0.00113	0.0035	0.00545	0.03142	Cap.4	SLV 1	Si
89	450	500	ini.	3-3	1.8	45	50	42.9	0.00007	0.00113	0.00006	0.00545	0.03142	Cap.4	SLV 7	Si
89	450	500	fin.	3-3	1.8	45	50	42.9	0.00007	0.00113	0.00006	0.00545	0.03142	Cap.4	SLV 7	Si

Pilastrata 18

Dati della pilastrata

Campate costituenti la pilastrata

Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Esistente	Secondaria	Dissipativa	Materiale CLS	Materiale Acciaio	FC
-30	450	R 45x45	Si	Si	No	HANGAR1	hangar museum LC3	1

Disposizione delle armature longitudinali

Posizione	X	Y	Diametro	Area	Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Materiale
p.1	-15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	-15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	15.91	15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.1	-15.91	15.91	1.8	2.545	-60	-30	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	-15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	15.91	-15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3

Posizione	X	Y	Diametro	Area	Q.inf.	Q.sup.	Sezione	Materiale
p.2	15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3
p.2	-15.91	15.91	1.8	2.545	-29.9	450	R 45x45	hangar museum LC3

Controlli geometrici NTC08

Anomalie barre di parete

La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota -66 a -60, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota -60 a -30, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota -30 a 57.1, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota 57.1 a 450, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota 450 a 462.4, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota 462.4 a 474.4, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota 474.4 a 482.5, 31.8 > 25.
La distanza tra le barre di parete non rispettano la distanza massima ammissibile nel Campo da quota 482.5 a 496, 31.8 > 25.

Staffe mancanti nei nodi

L'appoggio 475 non è stato dotato di staffatura.

Passo staffe

L'intervallo da quota -30 a 450 necessita di un passo staffe inferiore o uguale a quello massimo previsto, 41.73 > 21.6.

Minimi normativa

Armatura simmetrica angolare 4ø18 (-60 - -30) utilizza un materiale con Fyk = 4300 inferiore al minimo 4500.
Armatura simmetrica angolare 4ø18 (-29.9 - 450) utilizza un materiale con Fyk = 4300 inferiore al minimo 4500.
Staffa ø6/41.7 2X 2Y (-60/482.5) utilizza un materiale con Fyk = 4300 inferiore al minimo 4500.

Anomalie barre

Armatura simmetrica angolare 4ø18 (-60 - -30) costituita di materiale nuovo dentro campata da -50 a 500 esistente.
Armatura simmetrica angolare 4ø18 (-29.9 - 450) costituita di materiale nuovo dentro campata da -50 a 500 esistente.

Anomalie staffe

Staffa ø6/41.7 2X 2Y (-60/482.5) costituita di materiale nuovo dentro campata da -50 a 500 esistente.

Verifiche delle sezioni

Verifica a pressoflessione in SLU

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Verifica
-30	10.18	1	0	1,2	-2540	919839	-28824	-3580	1296156	SLU 37	1.409	Si
10	10.18	1	0	1,2	-3670	595789	-28560	-9370	1521203	SLU 37	2.553	Si
50	10.18	1	0	1,2	-4345	271448	-29228	-18942	1183421	SLU 50	4.36	Si
90	10.18	0.5	0	2	-6279	-52553	-28964	-38481	-322047	SLU 50	6.128	Si
130	10.18	0.5	0	2	-8374	-377726	-28701	-30550	-1378078	SLU 49	3.648	Si
170	10.18	0.5	0	2	-8187	-700414	-27507	-17011	-1455362	SLU 37	2.078	Si
210	10.18	0.5	0	2	-9316	-1024465	-27244	-10604	-1166076	SLU 37	1.138	Si
250	10.18	0.5	0	2	-6446	-1002516	-26981	-7776	-1003841	SLU 37	1.004	Si
290	10.18	0.5	0	2	-5575	-872566	-26718	-6362	-919276	SLU 37	1.055	Si
330	10.18	0.5	0	2	-4704	-696617	-26454	-5527	-868614	SLU 37	1.175	Si
370	10.18	0.5	0	2	-5764	-795793	-25602	-6038	-841058	SLU 37	1.048	Si
410	10.18	0.5	0	2	-13649	-820598	-25339	-15732	-932683	SLU 37	1.137	Si
450	10.18	0.5	0	2	-44278	-845278	-25798	-66165	-1263094	SLU 50	2.244	Si

Verifica a pressoflessione in SLV

Quota	As	%	At	Pos.	Mx	My	N	MRdx	MRdy	Comb.	Coeff.s.	Nmin	Nlim	Comb.Nmin	Verifica
-30	10.18	1	0	1,2	559124	483504	-14373	777709	672526	SLV 6	1.391				Si
10	10.18	1	0	1,2	464410	348456	-14171	859165	644649	SLV 6	1.85				Si
50	10.18	1	0	1,2	369824	216136	-13968	1004495	587055	SLV 6	2.716				Si
90	10.18	0.5	0	2	-280417	-123841	-14924	-1184376	-523060	SLV 11	4.224				Si
130	10.18	0.5	0	2	-67595	-437613	-15060	-200584	-1298589	SLV 15	2.967				Si
170	10.18	0.5	0	2	16714	-587272	-14665	31933	-1122001	SLV 13	1.911				Si
210	10.18	0.5	0	2	2743	-740087	-14462	3682	-993537	SLV 13	1.342				Si
250	10.18	0.5	0	2	-39732	-895209	-14260	-40722	-917501	SLV 13	1.025				Si
290	10.18	0.5	0	2	-46793	-852021	-14057	-55194	-869337	SLV 13	1.026				Si
330	10.18	0.5	0	2	-62651	-810875	-13803	-70796	-835111	SLV 14	1.030				Si
370	10.18	0.5	0	2	-58900	-784238	-12675	-73644	-807817	SLV 14	1.029				Si
410	10.18	0.5	0	2	-62770	-858573	-12473	-63317	-878416	SLV 14	1.009				Si
450	10.18	0.5	0	2	9837	-494137	-12067	22074	-1108826	SLV 14	2.244				Si

Indicatori di rischio sismico a pressoflessione in SLV

Quota	Molt.	TR	I.R.TR	PGA	I.R.TR	Comb.	Verifica
-30	1.469	1392	1.554	0.328	1.475	SLV 6	Si
10	1.842	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
50	2.359	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
90	3.177	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
130	2.646	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 15	Si
170	2.055	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 13	Si
210	1.516	1536	1.618	0.34	1.527	SLV 13	Si
250	1.047	535	1.05	0.232	1.045	SLV 13	Si
290	1.637	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 13	Si
330	1.285	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 14	Si
370	2.047	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 1	Si
410	1.249	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 14	Si
450	3.35	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 14	Si

Verifica a taglio in famiglia SLU

		Direzione X								Direzione Y								Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	
-30	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	9017	1752	39011	1	1.33	-47	-	SLU 24	8585	1752	38364	1	221.56	Si
10	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8983	1752	38960	1	1.33	-47	-	SLU 24	8559	1752	38325	1	221	Si
50	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8949	1752	38910	1	1.32	-47	-	SLU 24	8533	1752	38286	1	220.45	Si
90	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8915	1752	38859	1	1.32	-47	-	SLU 24	8507	1752	38247	1	219.89	Si
130	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8882	1752	38809	1	1.31	-47	-	SLU 24	8481	1752	38208	1	219.33	Si
170	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8848	1752	38758	1	1.31	-47	-	SLU 24	8456	1752	38169	1	218.78	Si
210	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8814	1752	38707	1	1.3	-47	-	SLU 24	8430	1752	38130	1	218.22	Si
250	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8781	1752	38657	1	1.3	-47	-	SLU 24	8404	1752	38092	1	217.67	Si
290	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8747	1752	38606	1	1.3	-47	-	SLU 24	8378	1752	38053	1	217.11	Si
330	2X/2Y ø6/41.7	-8101	-	SLU 37	8713	1752	38556	1	1.29	-47	-	SLU 24	8352	1752	38014	1	216.56	Si

Verifica a taglio in famiglia SLV

		Direzione X									Direzione Y									Verifica
Quota	Staffe	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.	V	N	Comb.	VRd	VRsd	VRcd	Cot	c.s.			
-30	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 15625	SLV 14	7327	1752	36476	1	2.12	-2374	- 14373	SLV 6	7166	1752	36236	1	3.76	Si		
10	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 15423	SLV 14	7301	1752	36437	1	2.11	-2374	- 14171	SLV 6	7140	1752	36197	1	3.75	Si		
50	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 15220	SLV 14	7275	1752	36398	1	2.1	-2374	- 13968	SLV 6	7115	1752	36158	1	3.73	Si		
90	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 15018	SLV 14	7249	1752	36359	1	2.1	-2374	- 13766	SLV 6	7089	1752	36119	1	3.72	Si		
130	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 14815	SLV 14	7223	1752	36320	1	2.09	-2374	- 13563	SLV 6	7063	1752	36080	1	3.71	Si		
170	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 14613	SLV 14	7197	1752	36282	1	2.09	-2374	- 13361	SLV 6	7037	1752	36041	1	3.7	Si		
210	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 14410	SLV 14	7171	1752	36243	1	2.08	-2374	- 13158	SLV 6	7011	1752	36002	1	3.69	Si		
250	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 14208	SLV 14	7145	1752	36204	1	2.07	-2374	- 12956	SLV 6	6985	1752	35963	1	3.68	Si		
290	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 14005	SLV 14	7119	1752	36165	1	2.07	-2374	- 12753	SLV 6	6959	1752	35924	1	3.67	Si		
330	2X/2Y ø6/41.7	-4291	- 13803	SLV 14	7093	1752	36126	1	2.06	-2374	- 12551	SLV 6	6933	1752	35886	1	3.66	Si		

Indicatori di rischio sismico a taglio in SLV

Quota	Molt.	TR	I.R.TR	PGA	I.R.TR	Comb.	
-30	3.783	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
10	3.771	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
50	3.76	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
90	3.748	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
130	3.742	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
170	3.73	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
210	3.719	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
250	3.707	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
290	3.695	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si
330	3.684	1745	1.705	0.355	1.596	SLV 6	Si

Verifiche nodi trave colonna

Riepilogo dei dati per le diverse tipologie di verifica eseguite per i nodi

Pilastrata	Q.Nodo	Escluso	Confinato	Segnalazioni
Pilastrata 18	475	No	No	non tutte le travature convergenti al nodo sono calcolate/validate

Verifiche nodi trave colonna in combinazioni SLV

Verifica di instabilità

Q.inf.	Q.sup.	Quota	λ,x	λ,y	λ,limX	λ,limY	M 2° ord.	Nsd	Comb.	M0ed,x	M2,x	M0ed,y	M2,y	Mver,x	Mver,y	C.s x	C.s y	Risultato (5.38)	(5.39)	Verifica
-50	475	-30	81	81	63	63	Si	-29754	SLU 49	542	344463	636597	344463	-	981060	3.83		Min	Si	Si
-50	475	-30	81	81	63	63	Si	-29754	SLU 49	542	344463	636597	344463	-	981060	3.83		X	Si	Si
-50	475	370	81	81	68	68	Si	-25602	SLU 37	1185	296403	649119	296403	-	981060		3.83	Min	Si	Si
-50	475	370	81	81	68	68	Si	-25602	SLU 37	1185	296403	649119	296403	-	981060		3.83	Y	Si	Si

Verifiche di gerarchia delle resistenze nei nodi trave pilastro

Verifiche di gerarchia delle resistenze nei nodi trave pilastro non presenti in quanto la verifica è non necessaria per la pilastrata.

Verifiche di rotazione alla corda

Aste	Q.inf.	Q.sup.	Sez.	Asse	Dbm	H	Lv	Lpl	φ,y	φ,u	Θ,eff	Θ,y	Θ,u	Cap.	Comb.	Ver.
199, 200, 201	-50	500	ini.	2-2	1.8	45	525	107.8	0.00011	0.00113	0.00335	0.02438	0.1229	Cap.4	SLV 15	Si

Aste	Q.inf.	Q.sup.	Sez.	Asse	Dbm	H	Lv	Lpl	ϕ_y	ϕ_u	Θ_{eff}	Θ_y	Θ_u	Cap.	Comb.	Ver.
199, 200, 201	-50	500	fin.	2-2	1.8	45	525	107.8	0.00011	0.00113	0.00335	0.02438	0.1229	Cap.4	SLV 15	Si
199, 200, 201	-50	500	ini.	3-3	1.8	45	525	107.8	0.00011	0.00113	0.00209	0.02438	0.1229	Cap.4	SLV 11	Si
199, 200, 201	-50	500	fin.	3-3	1.8	45	525	107.8	0.00011	0.00113	0.00209	0.02438	0.1229	Cap.4	SLV 11	Si

Significato dei simboli utilizzati:

Q.inf.: quota inferiore [cm]

Q.sup.: quota superiore [cm]

Sezione: sezione impiegata

Esistente: campata esistente

Secondaria: campata secondaria

Dissipativa: campata dissipativa

Materiale CLS: materiale calcestruzzo impiegato

Materiale Acciaio: materiale/i acciaio impiegato/i

FC: fattore di confidenza riferito al materiale CLS

Posizione: posizione della barra

X: ascissa relativa della barra rispetto al baricentro della sezione [cm]

Y: ordinata relativa della barra rispetto al baricentro della sezione [cm]

Diametro: diametro nominale della barra [cm]

Area: area nominale della barra [cm²]

Q.inf.: quota inferiore della barra [cm]

Q.sup.: quota superiore della barra [cm]

Materiale: materiale della barra

Quota: quota della sezione [cm]

As: area complessiva delle armature verticali [cm²]

%: percentuale di acciaio

At: area delle armature verticali destinata alla verifica di torsione [cm²]

Pos.: posizioni barre longitudinali presenti nella sezione

Mx: momento Mx [daN*cm]

My: momento My [daN*cm]

N: sforzo normale [daN]

MRdx: momento resistente in direzione X [daN*cm]

MRdy: momento resistente in direzione Y [daN*cm]

Comb.: combinazione peggiore

Coeff.s.: coefficiente di sicurezza minimo

Verifica: stato di verifica

Nmin: compressione massima [daN]

Nlim: compressione limite [daN]

Comb.Nmin: combinazione in cui si ottiene la compressione massima

Molt.: moltiplicatore delle azioni sismiche che attiva il meccanismo

TR: periodo di ritorno associato all'attivazione del meccanismo

I.R.TR: indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno

PGA: pga associata all'attivazione del meccanismo

I.R.TR: indicatore di rischio sismico in termini di pga

Staffe: staffatura presente nella sezione

Direzione X: dati della verifica a taglio in direzione X

V: taglio di verifica per la direzione considerata [daN]

N: sforzo normale per la verifica nella direzione considerata [daN]

Comb.: combinazione per la verifica nella direzione considerata

VRd: resistenza a taglio del calcestruzzo non staffato per la verifica nella direzione considerata [daN]

VRsd: resistenza a taglio delle staffe per la verifica nella direzione considerata [daN]

VRcd: resistenza a taglio delle bielle compresse per la verifica nella direzione considerata [daN]

Cot: cotangente delle bielle compresse per la verifica nella direzione considerata

c.s.: coefficiente di sicurezza per la verifica nella direzione considerata

Direzione Y: dati della verifica a taglio in direzione Y

Pilastrata: pilastrata cui appartiene il nodo

Q.Nodo: quota del nodo oggetto di verifica [cm]

Escluso: nodo escluso dalla verifica da parte dell'utente

Confinato: nodo interamente confinato

Segnalazioni: eventuali indicazioni relative alla verifica

Quota: quota della sezione di verifica [cm]

λ_x : snellezza per sbandamento in direzione X

λ_y : snellezza per sbandamento in direzione Y

λ_{limX} : snellezza limite in direzione X

λ_{limY} : snellezza limite in direzione Y

M 2° ord.: la verifica viene effettuata considerando anche gli effetti del secondo ordine, se non richiesti la verifica viene comunque condotta considerando i momenti del 1° ordine

Nsd: sforzo normale [daN]

M0ed,x: momento del primo ordine che tiene conto dell'effetto delle imperfezioni in direzione X [daN*cm]

M2,x: momento del secondo ordine in direzione X [daN*cm]

M0ed,y: momento del primo ordine che tiene conto dell'effetto delle imperfezioni in direzione Y [daN*cm]

M2,y: momento del secondo ordine in direzione y [daN*cm]

Mver,x: momento di verifica in direzione X [daN*cm]

Mver,y: momento di verifica in direzione Y [daN*cm]

C.s x: coefficiente di sicurezza per sbandamento in direzione X

C.s y: coefficiente di sicurezza per sbandamento in direzione Y

Risultato: tipo di risultato esposto, può essere critico, in direzione X e in direzione Y

(5.38): applicabilità delle verifiche in direzioni separate

(5.39): coefficiente di sicurezza per i casi di non applicabilità delle verifiche su direzioni separate

Aste: aste FEM che costituiscono il superelemento/campata di riferimento

Q.inf.: quota inferiore dell'elemento [cm]

Q.sup.: quota superiore dell'elemento [cm]

Sez.: sezione di riferimento

Asse: asse di riferimento

Dbm: diametro medio delle barre longitudinali della sezione [cm]

H: altezza della sezione considerata per il calcolo attorno all'asse di riferimento [cm]

Lv: luce di taglio considerata per il calcolo attorno all'asse di riferimento [cm]

Lpl: lunghezza della cerniera plastica considerata per il calcolo attorno all'asse di riferimento [cm]

ϕ, y : curvatura a snervamento della sezione di riferimento

ϕ, u : curvatura ultima della sezione di riferimento

Θ, eff : rotazione alla corda effettiva attorno all'asse di riferimento

Θ, y : rotazione alla corda al limite elastico attorno all'asse di riferimento

Θ, u : rotazione alla corda al limite ultimo attorno all'asse di riferimento

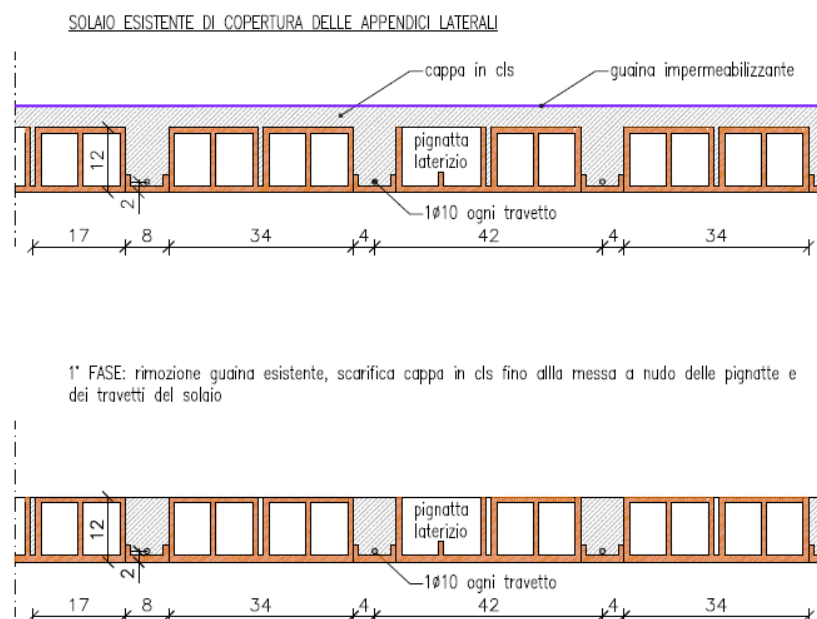
Cap.: capitolo di riferimento per i dettagli costruttivi considerati in verifica

Comb.: combinazione considerata in verifica

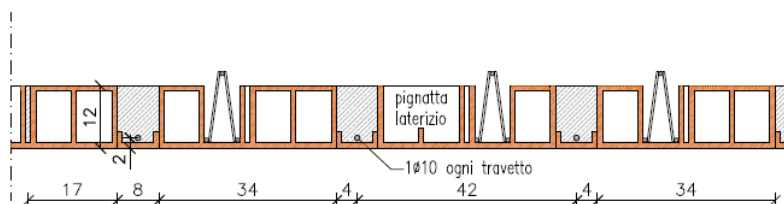
Ver.: stato di verifica

6.3.3. VERIFICA DEL SOLAIO IN LATERO-CEMENTO

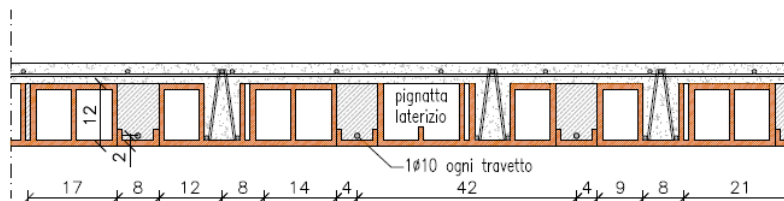
Il solaio in latero-cemento esistente viene rinforzato in corrispondenza della zona in copertura ove verranno posizionate le macchine per il condizionamento, con l'intervento schematizzato in seguito, che prevede la demolizione alternata delle pignatte presenti ed il rifacimento della cappa collaborante superiore, dal momento che il solaio esistente non risulta verificato per i carichi attualmente agenti in copertura.



2° FASE: puntellazione solaio, demolizione pignatte a file alternate, posa ferro armatura Ø12 ogni nuovo travetto con opportuni tralicci di collegamento a taglio



3° FASE: posa rete elettrosaldata Ø6 20x20 cm e getto cappa collaborante 4 cm



Il momento sollecitante la striscia unitaria di solaio prima dell'intervento è pari a:

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{(2.5 + 1.5 \times 1.5) \cdot 3.45^2}{8} = 7.06 \text{ kNm}$$

Per ogni travetto si ha quindi

$$M_{sd, travetto} = M_{sd} \cdot i = 7.06 \cdot 0.42 = 2.96 \text{ kNm}$$

La resistenza a flessione del singolo travetto è calcolata con il software VcaSLU del prof. Gelfi inserendo le caratteristiche dei materiali risultanti dalle indagini:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 1 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	8	17

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.79	15

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Diagramma di sezione trasversale con centro di gravità N.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_o 0 cm Col. modello

☐ Precompresso

Materiali

FeB32k	C20/25
ε _{su} 67.5 ‰	ε _{c2} 2 ‰
f _{yd} 273.9 N/mm²	ε _{cu} 3.5 ‰
E _s 200.000 N/mm²	f _{cd} 11.33
E _s /E _c 15	f _{cc} /f _{cd} 0.8
ε _{syd} 1.37 ‰	σ _{c,adm} 8.5
σ _{s,adm} 155 N/mm²	τ _{co} 0.5333
	τ _{c1} 1.686

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 2.98 kNm

σ_c -11.33 N/mm²
 σ_s 273.9 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 14.31 ‰
 d 15 cm
 x 2.947 x/d 0.1965
 δ 0.7

Il solaio risulta verificato a flessione.

A seguito dell'intervento di adeguamento, sia strutturale che impiantistico, verranno posate su una porzione di copertura alcune macchine degli impianti di trattamento dell'aria di cui si stima un peso pari a 1.00 kN/mq massimo. Considerando i carichi aggiuntivi, il momento sollecitante agli SLU per la striscia di solaio di larghezza pari a 1.00 m è:

$$M_{sd} = \frac{q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{(2.5 + 1.3 \cdot 1.0 + 1.5 \cdot 1.5) \cdot 3.45^2}{8} = 9.00 \text{ kNm}$$

Che si traduce in una azione sul singolo travetto, avendone dimezzato l'interasse, pari a:

$$M_{sd, \text{travetto}} = M_{sd} \cdot i = 9300 \cdot 0.21 = 1.89 \text{ kNm}$$

La sezione resistente, avendo realizzato una cappa collaborante armata, risulterà maggiore. A favore di sicurezza si considera unicamente la collaborazione della porzione di cappa al di sopra del travetto, di larghezza pari a 8 cm, ottenendo quindi una resistenza flessionale pari a:

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	8	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	0.79	14
2	0.28	3

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14.17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829 N/mm²

M_{xRd} 3.891 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 11.71 ‰
 d 14 cm
 x 3.221 x/d 0.2301
 δ 0.7276

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☒ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
☐ Precompresso

La verifica a flessione agli SLU risulta quindi soddisfatta.

6.3.4. VERIFICA DELLA CAPRIATA

Sono state condotte le verifiche agli SLU degli elementi esistenti con i carichi previsti dalla normativa vigente.

Per quanto riguarda la capriata di copertura in acciaio, è stato utilizzato un acciaio di classe S235 e modellata la struttura con i profili rilevati.

I carichi applicati sono quelli relativi al peso proprio dei profili stessi, al permanente portato corrispondente a 1.00 kN/mq e al carico da neve, pari a 1.50 kN/mq.

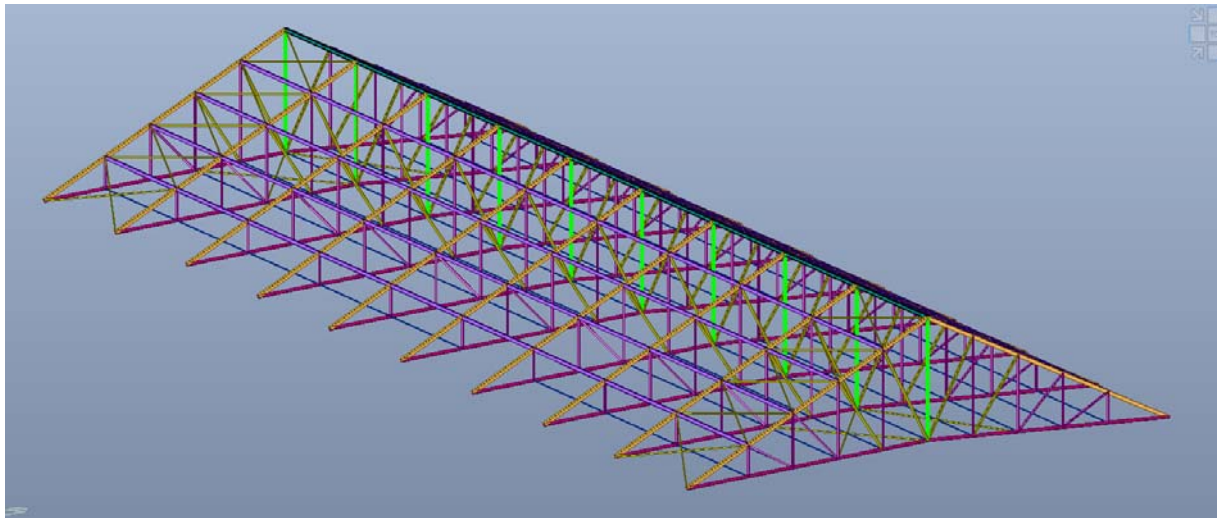


Figura 17: modello 3D della copertura

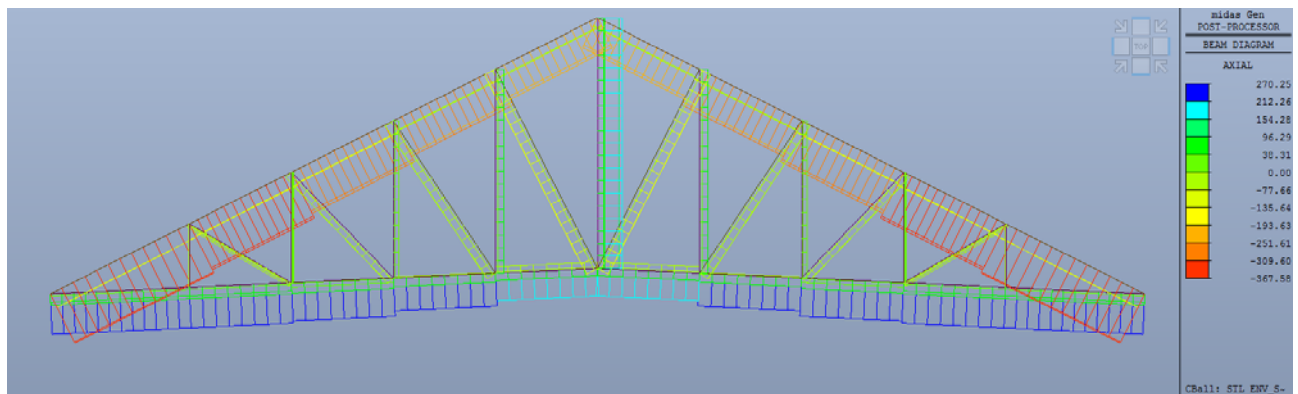


Figura 18: sollecitazioni assiali F_x sulle aste agli SLU

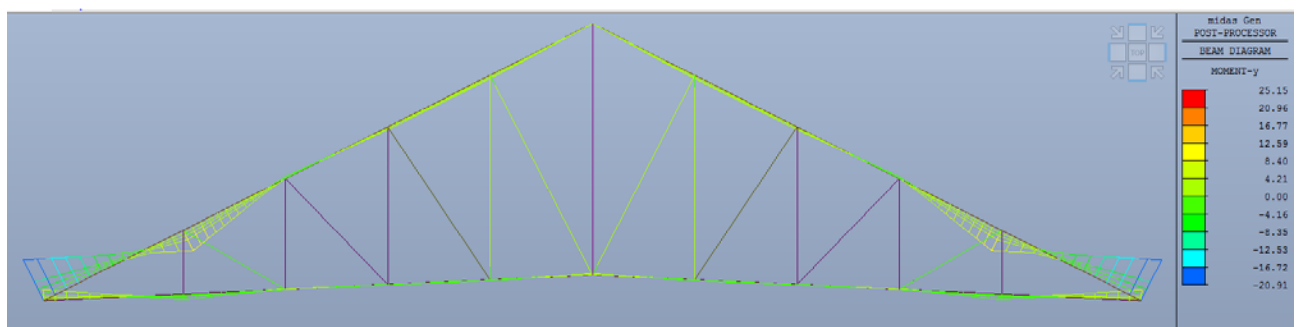


Figura 19: sollecitazioni flessionali M_y sulle aste agli SLU

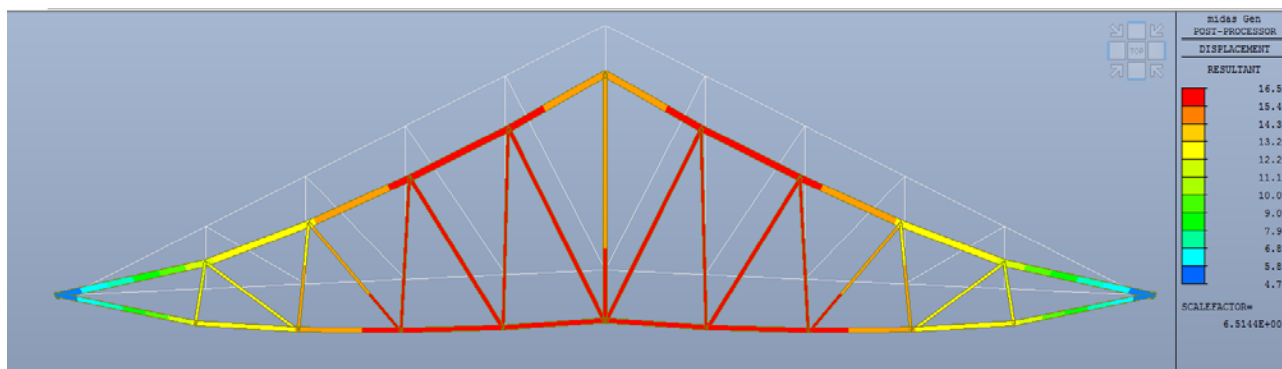


Figura 20:deformazione agli SLE

I profili utilizzati nel calcolo sono quelli derivanti dal rilievo laser scanner effettuato nella fase di progetto definitivo-esecutivo, e differiscono in alcuni casi da quelli presenti sulle relazioni poste a base gara e redatte dal laboratorio CSG Palladio.

Profilo della catena inferiore – nell'immagine in violetto: profilo L a lati disuguali 85x50x8 mm

Profili diagonali e verticali “corti”– nell'immagine in giallo: profilo L a lati uguali 57x57x5 mm

Profili diagonali e verticali “lunghi”– nell'immagine in giallo: profilo L a lati disuguali 60x80x8 mm

Profilo verticale centrale – nell'immagine in verde: profilo L a lati disuguali 60x80x8 mm

Puntone superiore – nell'immagine in bianco: profilo ad L a lati disuguali 140x85x13 mm

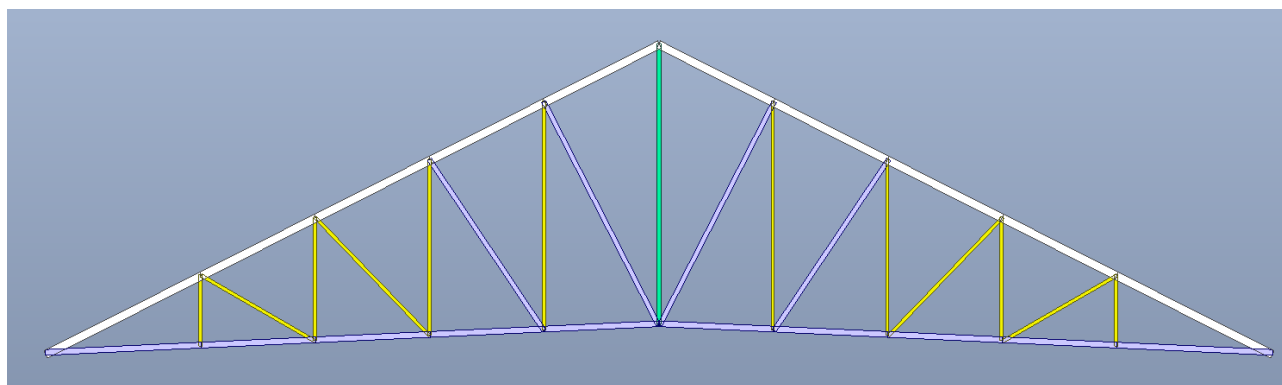
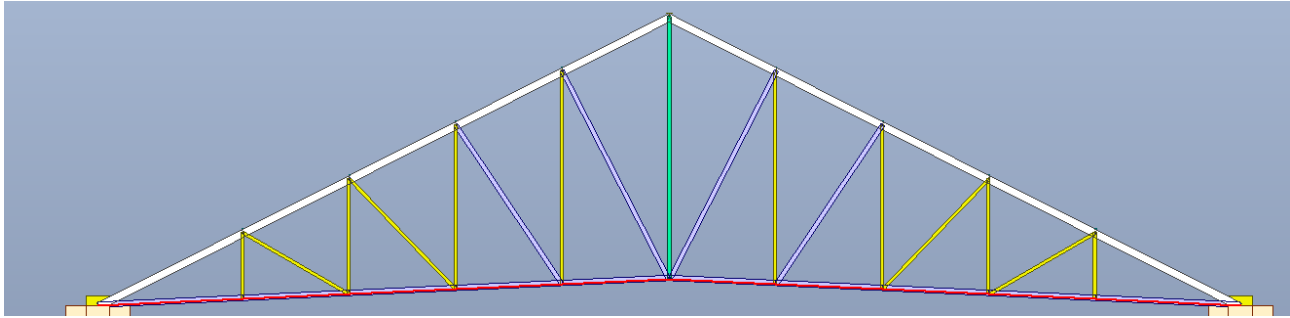


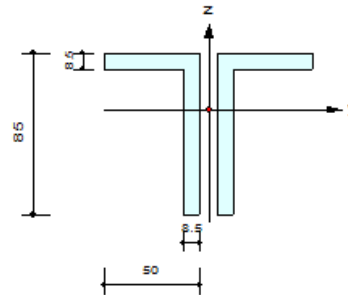
Figura 21:profili della capriata modellata

Verifica del tirante inferiore della capriata L50x85x8 – nell'immagine in violetto



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, mm
 Member No 352
 Material S235 (No:1)
 ($F_y = 0.23500$, $E_s = 210.000$)
 Section Name 2L63x100x7 (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 2727.96



2. Member Forces

Axial Force $F_{xx} = 265.698$ (LCB: 13, POS:J)
 Bending Moments $M_y = 3365.16$, $M_z = -12.610$
 End Moments $M_{yi} = -1639.1$, $M_{yj} = 3365.16$ (for L_b)
 $M_{yi} = -1639.1$, $M_{yj} = 3365.16$ (for L_y)
 $M_{zi} = 4.05862$, $M_{zj} = -12.610$ (for L_z)
 Shear Forces $F_{yy} = 0.15167$ (LCB: 32, POS:I)
 $F_{zz} = -1.8344$ (LCB: 13, POS:I)

Depth	85.0000	Web Thick	8.50000
Flg Width	50.0000	Flg Thick	8.50000
BTB Spacing	10.0000		
Area	2150.50	Asx	1204.17
Q _{yo}	1515.16	Q _{zo}	1250.00
I _{yy}	1507825	I _{zz}	1001187
Y _{bar}	55.0000	Z _{bar}	55.0484
W _{ely}	28480.8	W _{elz}	19294.3
r _y	27.0010	r _z	22.2140

3. Design Parameters

Unbraced Lengths $L_y = 2727.96$, $L_z = 2727.96$, $L_b = 2727.96$
 Effective Length Factors $K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
 Equivalent Uniform Moment Factors $C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$L/r = 122.8 < 300.0$ (Membr:352, LCB: 13)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 265.698/481.302 = 0.552 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 3365.2/11273.7 = 0.298 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 12.61/8399.49 = 0.002 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{NRd} = \max[M_{Edy}/M_{Ny_Rd}, M_{Edz}/M_{Nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{Ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{Nz_Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

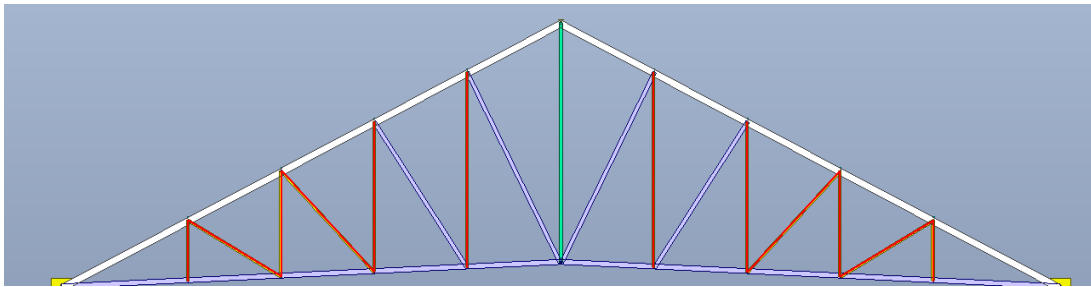
$R_{max} = \max[R_{NRd}, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend})] = 0.852 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

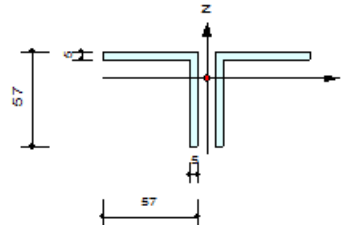
$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.010 < 1.000$ O.K

Verifica dei profili diagonali e verticali L57x57x5 – nell'immagine in giallo



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, mm
Member No 319
Material S235 (No:1)
(Fy = 0.23500, Es = 210.000)
Section Name 2L57X57X5 (No:3)
(Built-up Section).
Member Length : 2875.12



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -49.834 (LCB: 13, POS:J)
Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 37, POS:I)
Fzz = 0.00000 (LCB: 37, POS:I)

Depth	57.0000	Web Thick	5.00000
Flg Width	57.0000	Flg Thick	5.00000
BTS Spacing	10.0000		
Area	1090.00	Asz	475.000
Qyb	830.555	Qzb	1024.50
Iy	339233	Izz	824343
Ybar	62.0000	Zbar	40.0037
Wely	8293.47	Welz	13295.9
ry	17.6415	rz	27.5005

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2875.12, Lz = 2875.12, Lb = 2875.12
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 163.0 < 200.0$ (Memb:319, LCB: 13)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/\min[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 49.8335/65.4884 = 0.761 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00/1856.16 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/2975.74 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{cLT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{bLT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{elz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{cLT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{bLT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{iLT} \cdot W_{ely} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{elz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

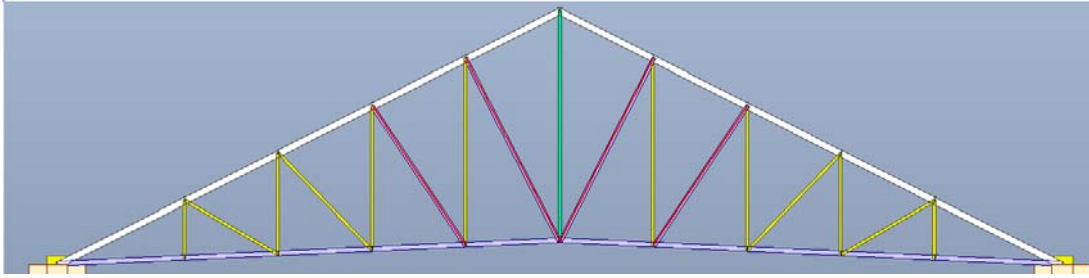
$R_{max} = \max[R_{oom} + R_{bend}, \max(R_{cLT1} + R_{bLT1}, R_{cLT2} + R_{bLT2})] = 0.761 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

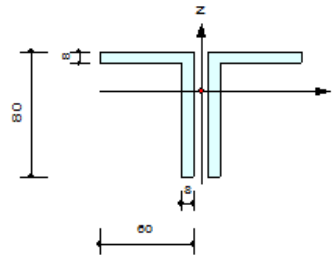
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

Verifica dei profili diagonali L60x80x8 – nell'immagine in viola



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, mm
 Member No 215
 Material S235 (No:1)
 (Fy = 0.23500, Es = 210.000)
 Section Name 2L60X80X8 (No:11)
 (Built-up Section).
 Member Length : 4376.70



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -77.914 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)

Depth	80.0000	Web Thick	8.00000
Flg Width	60.0000	Flg Thick	8.00000
BTB Spacing	10.0000		
Area	2112.00	Asz	1008.07
Qyb	1407.83	Qzb	1800.00
Iyy	1340802	Izz	1503450
Ybar	65.0000	Zbar	54.1818
Wely	24742.7	Welz	24053.2
ry	25.1943	rz	27.2080

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 4376.70, Lz = 4376.70, Lb = 4376.70
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 173.7 < 200.0$ (Memb:215, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 77.914/113.624 = 0.686 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.0/10012.3 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00/9840.46 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

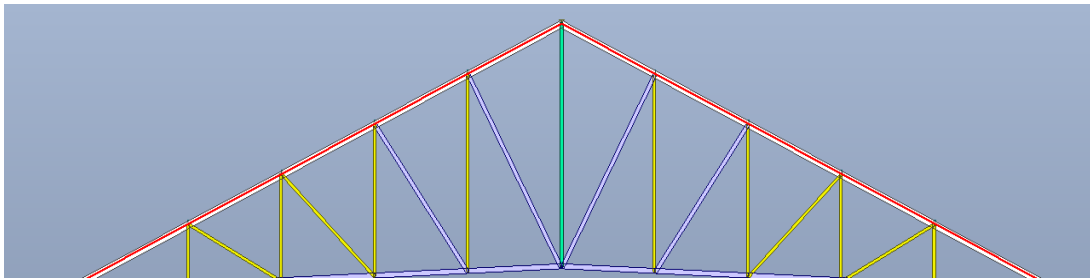
$R_{max} = MAX[RNRd, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.686 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

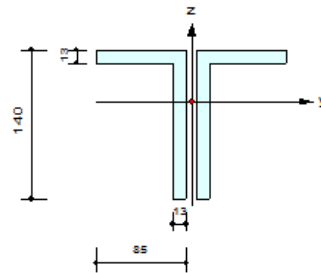
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

Verifica dei puntoni superiori L85x140x13 – nell'immagine in bianco



1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, mm
 Member No 341
 Material S235 (No:1)
 (Fy = 0.23500, Es = 210.000)
 Section Name 2L85x140x13 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 2239.20



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -342.54 (LCB: 13, POS:J)
 Bending Moments My = 11075.6, Mz = 110.668
 End Moments Myi = -863.72, Myj = 11075.6 (for Lb)
 Myi = -863.72, Myj = 11075.6 (for Ly)
 Mzi = -24.208, Mzj = 110.668 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.2233 (LCB: 40, POS:I)
 Fzz = -5.3319 (LCB: 13, POS:I)

Depth	140.000	Web Thick	13.0000
Flg Width	85.0000	Flg Thick	13.0000
STB Spacing	10.0000		
Area	5512.00	Asz	3033.33
Qyb	4192.17	Qzb	3612.50
Iyy	10950471	Izz	6800109
Ybar	90.0000	Zbar	91.5000
Wely	119056	Welz	75556.8
ry	44.5842	rz	35.1239

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2239.20, Lz = 2239.20, Lb = 2239.20
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 63.8 < 200.0$ (Memb:341, LCB: 13)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 342.539/981.392 = 0.349 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 11075.6/47576.5 = 0.233 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 110.7/31993.1 = 0.003 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{Edz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.582 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.011 < 1.000$ O.K

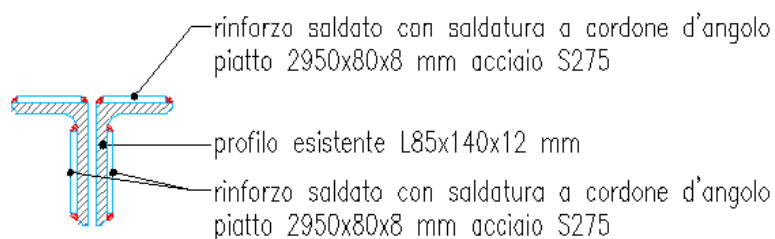
I profili esistenti del puntone superiore non risultano verificati per l'azione combinata flessionale in corrispondenza dell'appoggio della capriata sui pilastri, avendo modificato lo schema statico. I

profili sono stati pertanto rinforzati con la saldatura di un piatto sull'estradosso del profilo, come evidenziato dagli schemi seguenti estratti dagli elaborati grafici di progetto.

PARTICOLARE CA2

Rinforzo capriata

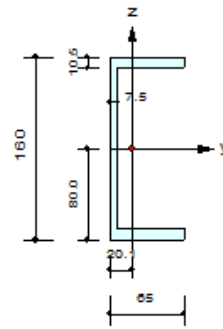
Scala 1:5



Verifica dei nuovi arcarecci sostituiti UPN160 S275

1. Design Information

Design Code	Eurocode3:05
Unit System	kN, mm
Member No	525
Material	S275 (No:5) ($F_y = 0.27500$, $E_s = 210.000$)
Section Name	UPN160 (No:4) (Rolled : UPN160).
Member Length	: 5500.00



2. Member Forces

Axial Force	$F_{xx} = -10.846$ (LCB: 40, POS:1/2)
Bending Moments	$M_y = 9377.50$, $M_z = 0.00000$
End Moments	$M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_b) $M_{yi} = 0.00000$, $M_{yj} = 0.00000$ (for L_y) $M_{zi} = 0.00000$, $M_{zj} = 0.00000$ (for L_z)
Shear Forces	$F_{yy} = 0.00000$ (LCB: 37, POS:I) $F_{zz} = -18.287$ (LCB: 13, POS:I)

Depth	160.000	Web Thick	7.50000
Top F Width	65.0000	Top F Thick	10.5000
Bot.F Width	65.0000	Bot.F Thick	10.5000
Area	2400.00	Asz	1200.00
Qyb	9217.38	Qzb	1010.22
Iyy	2250000	Izz	853000
Ybar	20.0506	Zbar	80.0000
Wely	116000	Welz	18300.0
ry	62.1000	rz	18.2000

3. Design Parameters

Unbraced Lengths	$L_y = 5500.00$, $L_z = 5500.00$, $L_b = 5500.00$
Effective Length Factors	$K_y = 1.00$, $K_z = 1.00$
Equivalent Uniform Moment Factors	$C_{my} = 1.00$, $C_{mz} = 1.00$, $C_{mLT} = 1.00$

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 291.0 > 200.0$ (Memb:525, LCB: 40)..... N.G

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 10.8463/48.6877 = 0.223 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 9377.5/36038.1 = 0.260 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0/10270.6 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{NRd} = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c,LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b,LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c,LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b,LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i,LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{NRd}, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c,LT1} + R_{b,LT1}, R_{c,LT2} + R_{b,LT2})] = 0.898 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.099 < 1.000$ O.K

6.3.5. VERIFICA DELLE ARCHITRAVI SULLE MURATURE DI TAMPONAMENTO

In corrispondenza delle murature di tamponamento e di separazione tra l'area museale e le appendici laterali adibite ad uffici è previsto l'allargamento di alcune porte esistenti al fine di garantire le vie di fuga e l'inserimento di opportune porte REI.

Per quanto riguarda la resistenza a carichi orizzontali, nel modello FEM realizzato in Sismicad ed impiegato per effettuare le verifiche delle murature, è già stato tenuto in considerazione (ai fini di resistenza e rigidezza) delle nuove caratteristiche geometriche dei setti murari, mentre per quanto riguarda i carichi verticali è opportuno dimensionare una architrave atta a sorreggere il carico sovrastante (trattasi in realtà di pochi corsi di mattoni, in quanto è presente una finestra sovrastante di larghezza pari alla nuova apertura in tutte la campate).

Il dettaglio delle nuove aperture prevede l'inserimento di due profili accoppiati HEB120 appoggiato sulla muratura ed opportunamente solidarizzati con bulloni.

Si riportano gli schemi realizzativi:

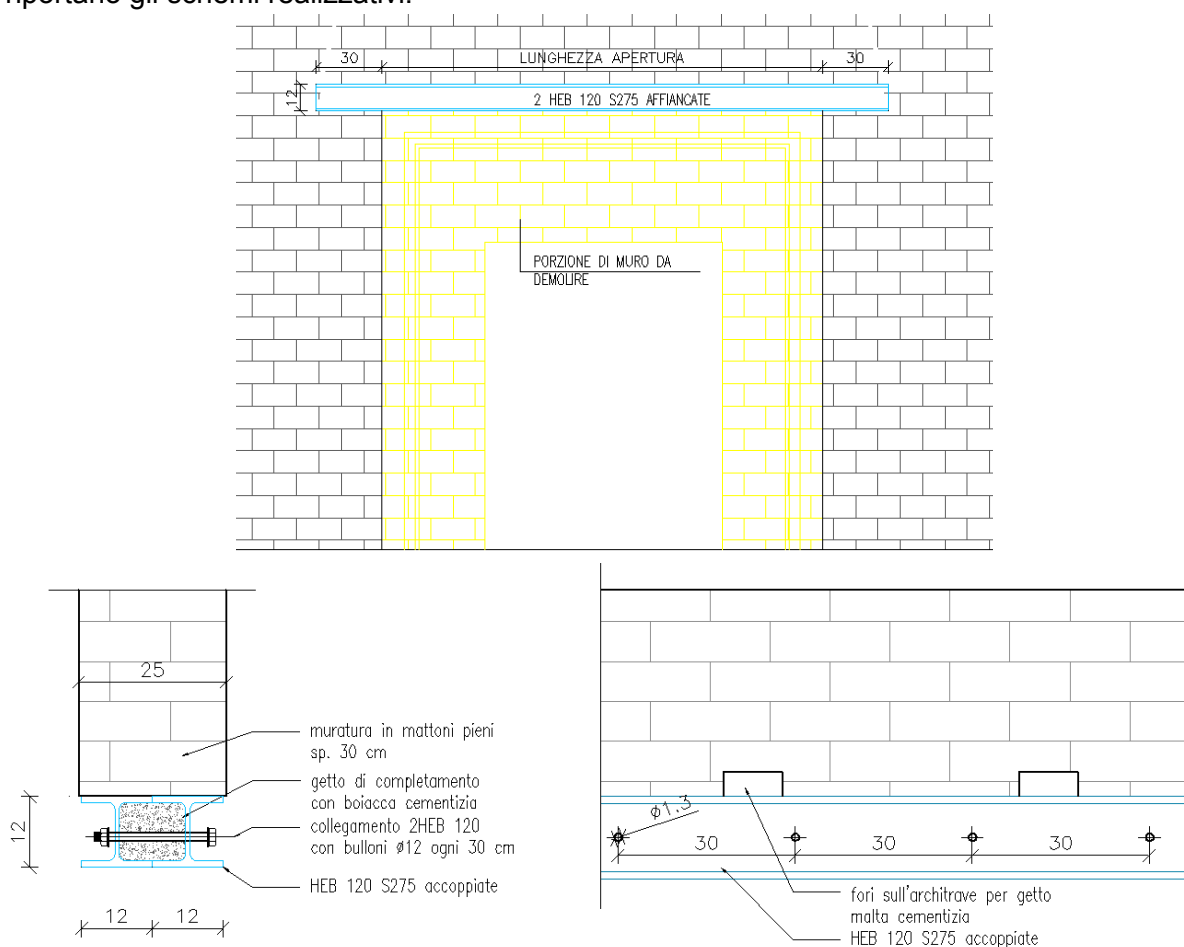


Figura 22:particolari delle architravi sulla muratura esistente

Si riporta la verifica delle architravi condotta con un foglio di calcolo excel:

Dati di input									
L	3 m		luce di calcolo						
HE 120 B			PROFILO TIPO IPE						
			PROFILO TIPO HEA						
			PROFILO TIPO HEB						
			PROFILO TIPO HEM						
S275			TIPO ACCIAIO						
Carichi distribuiti sollecitanti						γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2
pp	0.80 kN/m		peso proprio (calcolato in automatico)			1.3	1	1	1
g	6.15 kN/m		peso permanente sollecitante			1.3	1	1	1
q1		kN/m	carico variabile sollecitante (tipo 1)			1.5	0.7	0.5	0.3
q2		kN/m	carico variabile sollecitante (tipo 2)			1.5	0.7	0.5	0.3
q _{Sd}	26.34 kN/m		carico sollecitante agli SLU						
Caratteristiche profilo									
	HE 120 B								
g	26.69 kg/ml		peso del profilo			b	12.00 cm		
A	34.01 cm ²		area del profilo			t _f	1.10 cm		
A _v	9.64 cm ²		area resistente a taglio			t _w	0.65 cm		
J _y	864.37 cm ⁴		momento d'inerzia - asse forte			r	1.20 cm		
W _y	144.06 cm ³		momento resistente elastico - asse forte						
W _{pl,y}	165.21 cm ³		momento resistente plastico - asse forte						
J _z	317.52 cm ⁴		momento d'inerzia - asse debole						
W _z	52.92 cm ³		momento resistente elastico - asse debole						
W _{pl,z}	80.97 cm ³		momento resistente plastico - asse debole						
Verifica a flessione									
M _{Sd}	29.63 kNm		momento sollecitante agli SLU						
M _{Rd}	43.27 kNm		momento resistente agli SLU						
M _{Sd}	<	M _{Rd}				VERIFICATO			
Verifica a taglio									
V _{Sd}	39.50 kNm		momento sollecitante agli SLU						
V _{Rd}	145.78 kNm		momento resistente agli SLU						
V _{Sd}	<	V _{Rd}				VERIFICATO			
Verifica gli SLE									
L/	500		freccia massima						
q _{frequente}	6.95 kN/m		azione sollecitante in combinazione frequente						
f _{rara}	4.04 mm								
f _{max}	6 mm								
F _{Sd}	<	F _{Rd}				VERIFICATO			

6.4. VERIFICA DEI NUOVI ELEMENTI IN C.A. E ACCIAIO

Oltre al modello già descritto e realizzato con Sismicad v12.8 è stato realizzato un secondo modello di calcolo FEM, sottoposto anch'esso a analisi dinamica modale, di tipo semplificato e di seguito rappresentato nell'estratto riportato.

Le azioni risultanti da tale modello sono state confrontate con i risultati di semplici calcoli e con quello del primo modello FEM presentato.

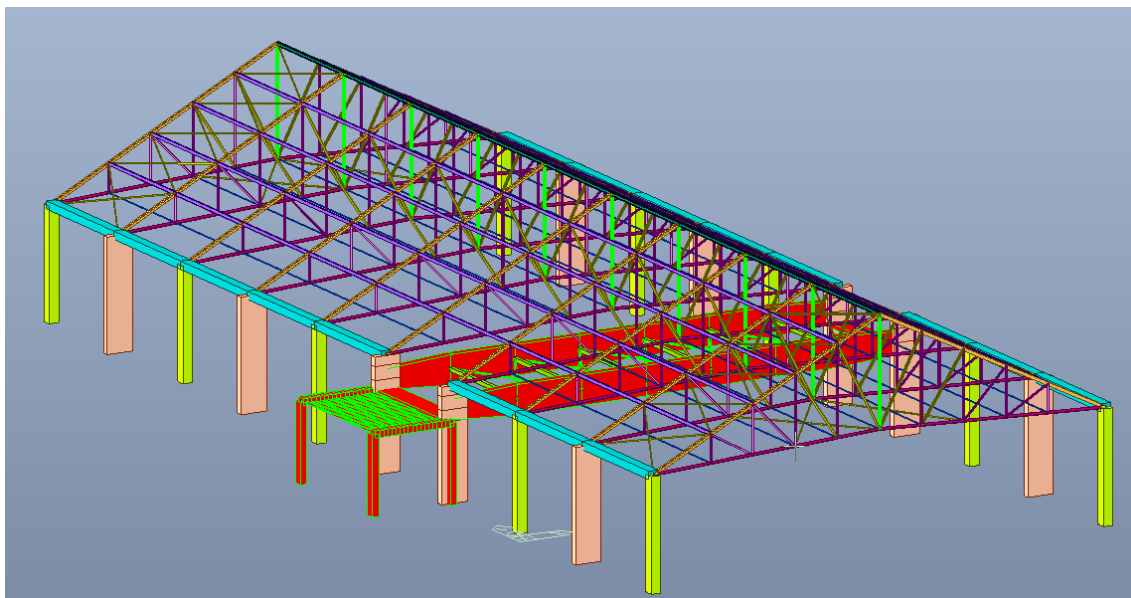


Figura 23:estratto 3D del modello realizzato con Midas Gen

6.4.1. VERIFICA DEI SETTI IN C.A.

Di seguito si riporta la verifica dei nuovi setti controventanti in c.a., esplicitando le azioni massime agli SLV e SLU a cui sono soggetti.

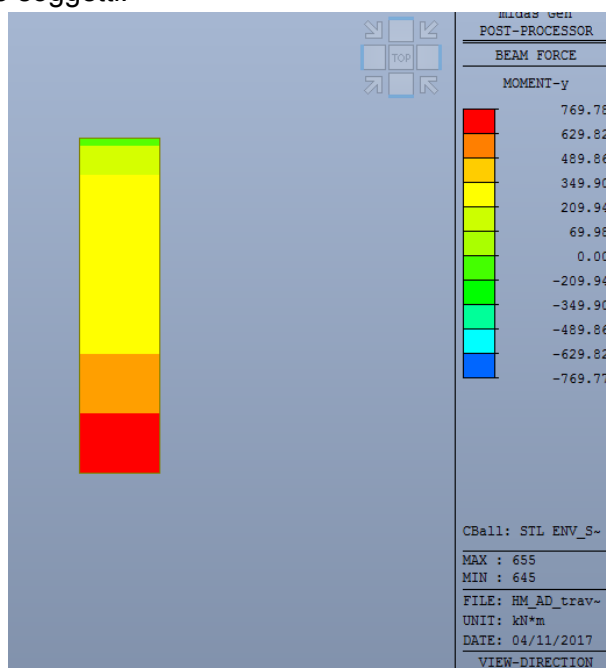


Figura 24: Momento sollecitante massimo agli SLU

Le sollecitazioni massime alla base del setto sono le seguenti:

$$M_{y,Sd}=769.80 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Sd}=46 \text{ kNm}$$

$$V_{z,Sd}=157.50 \text{ kN}$$

Verifica a pressoflessione

La verifica alla base del setto viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione in flessione deviata;

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	120
4	0	120

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
24	3,14	26	107
25	3,14	4	115
26	3,14	11	115
27	3,14	19	115
28	3,14	126	115

Tipologia Sezione:
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Sezio...

File

Metodo di calcolo:
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipologia flessione:
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Materiali:

B450C C25/30

ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

- NEd = 0 kN

Mx-MyRd
Mx-MyEd
Vettore

M_{xEd} kNm M_{yEd} kNm ρ_M

M_{xRd} kNm M_{yRd} kNm

Valori Infittisci punti

Per le pareti, le specifiche relative alle verifiche sono esplicitate al §7.4.4.5.

Il diagramma dei momenti è ottenuto per traslazione verso l'altro dell'involuppo del diagramma dei momenti derivante dall'analisi. L'entità della traslazione, pari a h_{cr} , corrisponde al massimo tra: l'altezza della sezione alla base della parete (in questo caso 730 cm), $1/6$ dell'altezza della parete, e comunque non maggiore dell'altezza del piano terra.

Nella parete in oggetto, la sezione rimane costante lungo l'altezza della parete e anche le armature di progetto sono progettate lungo tutta l'altezza della parete.

Verifica a taglio

Per quanto riguarda la verifica a taglio è necessario tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. Per strutture in CD" B", tale requisito si ritiene soddisfatto se si incrementa del 50% il taglio derivante dall'analisi.

Nel caso del setto in esame, la sollecitazione a taglio di progetto risulta:

$$V_{z,Sd}=1.5 \times 157.5= 237 \text{ kN}$$

Si considera che tutto il taglio sollecitante sia riportato in fondazione dalle due zone confinate estremali, dotate di opportuna armatura a taglio.

Si calcola quindi la resistenza a taglio di tale zone:

Zona confinata: 43 x 30 cm

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	300	
Altezza	h (mm)	430	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	12	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	226.2	
Passo staffe	s_{st} (mm)	150	
Copriferro superiore	c' (mm)	30	
ø ferri compressi	ϕ' (mm)	20	
n° ferri compressi	n'	4	
d'	d' (mm)	52	
Copriferro inferiore	c (mm)	30	
ø ferri tesi	ϕ (mm)	20	
n° ferri tesi	n	4	
d	d (mm)	378	
Area ferro compresso	$A_{s'}$ (mm ²)	1257	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	1257	
Classe calcestruzzo		C28/35	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	16.46	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	32588	
Classe acciaio		B450 C	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	391.3	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0.0111	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0.00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0.00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	74.78	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	74.78	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Non soddisfatta armare a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	1257	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	492	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0.00	A_{fp} (cm ² /m)	0.00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	2.26	A_{st} (cm ² /m)	15.08
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	3.57		
α_c	1	f'_{cd}	8.23
$\cot\theta$ (calcolo)	1.78	θ (°)	29.3
$\cot\theta$ (assunto)	1.78	θ (°)	29.3
V_{Rsd} (kN)	358.24	V_{Rcd} (kN)	358.24
		V_{Rdu} (kN)	358.24
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

Il taglio resistente è pertanto:

$$V_{z,Rd}=358.24 \times 2=716.5 \text{ kN} > V_{z,Sd}= 237 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta.

Si fa notare che per il calcolo della resistenza a taglio non è stata considerata la parte centrale del setto, armata con opportuna armatura longitudinale e trasversale e legature, che apporta un contributo aggiuntivo alla resistenza a taglio, così come sono state considerate solo le armature longitudinali estremali delle due zone confinate, e non anche quelle intermedie.

Verifica dei dettagli costruttivi

Si verificano le prescrizioni al §7.4.6. relative alle limitazioni geometriche e di armatura previste per elementi dissipativi.

In particolare:

- Lo spessore delle pareti deve essere non inferiore al valore massimo tra 150 mm e 1/20 dell'altezza libera di interpiano. Nel caso specifico si ha:

$$S_{w,min,normativa} = \max(150\text{mm}; 1/20 \times h_{interp}) = 25\text{ cm} \leq S_{w,min,adottata} = 30\text{ cm}$$

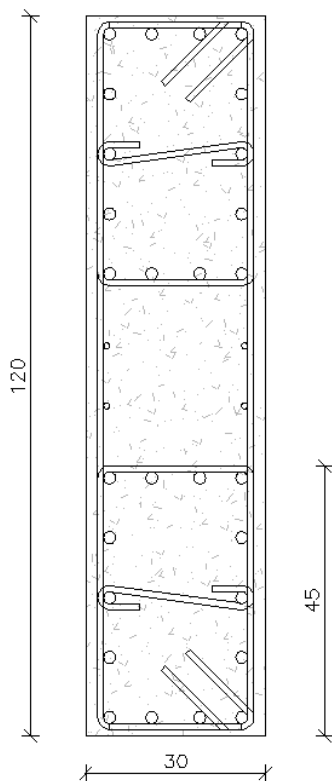
VERIFICATO

- Le armature, sia orizzontali, devono avere un diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete, devono essere disposte su entrambe le face della parete, ad un passo non superiore a 30 cm, devono essere collegate con legature in ragione di almeno nuove ogni metro quadrato.

$$\phi_{max} = 1/10 \times S_{w,min,adottata} = 30\text{ mm} \geq \phi_{max,adottato} = 20\text{ mm}$$

VERIFICATO

- Nella zona critica si individuano alle estremità della parete due zone confinate aventi per lati lo spessore della parete e una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta della parete stessa, e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zone il rapporto geometrico dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra: $1\% \leq \rho \leq 4\%$



Verifiche:

Lunghezza zona confinata:

$$l_c = 43\text{ cm} \geq l_{c,min} = \max(1,5 \times s_w; 0,2 \times l_w) = 45\text{ cm}$$

Diametro armatura trasversale:

$$\phi_{staffe} = 10\text{ mm} \geq \phi_{staffe\ min} = 6\text{ mm}$$

Distanza tra barre non fissate:

$$d_{max,adottato} = 15\text{ cm} \leq d_{max} = 15\text{ cm}$$

Rapporto geometrico d'armatura:

$$\rho = \frac{A_s}{A_{cls}} = \frac{14\phi 20}{45 \times 30} = \frac{43,96\text{ cm}^2}{1350\text{ cm}^2} = 3,25\%$$

Ancoraggio alla struttura esistente

Al fine di solidarizzare il setto dimensionato al pilastro si procede con inghisaggi lungo tutta l'altezza del pilastro, in modo da permettere la trasmissione delle azioni che transitano all'interno del pilastro tramite il collegamento del cordolo in copertura.

La forza di taglio massima che può transitare in tale connessione è pari a:

$$F_{h, setto} = 200\text{ kN}$$

Per ciascun setto si hanno minimo 32 inghisaggi di barre diametro 16 mm, ciascuna caratterizzata da un resistenza a taglio pari a:

$$F_{v,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{m0}} = \frac{200 \cdot 450}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 49.48 kN$$

L'intera connessione presenterà quindi una resistenza pari a:

$$F_v = 32 \cdot F_{v,Rd} = 1583 kN \geq F_{h,setto} = 200 kN$$

Gli ancoraggi progettati sono quindi ampiamente sufficienti a riprendere sia l'azione sismica tagliante che deve transitare tra le due interfacce, ma anche a rendere i solidali i due elementi in modo che collaborino alla resistenza e rigidezza del sistema in maniera monolitica.

Validazione modello

Le sollecitazioni ottenute con il modello 3D sono state confrontate con i risultati di analisi statica lineare, effettuata con l'ausilio di un foglio excel.

I risultati di tale analisi forniscono valori di sollecitazione maggiori rispetto a quello del modello, che ovviamente risulta più raffinato in termini di definizione delle azioni agenti (e quindi delle masse in gioco) e tiene conto della risposta modale del fabbricato.

Seguendo le indicazioni al §7.3.3.2. del Dm 14/01/2008 si ottengono le seguenti azioni sollecitanti: su ciascun setto

Hmax	10.1 m
T	0.424915 s
Sd(T)	0.270 g

Azioni sollecitanti

pp	2 kN/mq
portato	1 kN/mq
Area copertura	1145.34 mq

Massa strutturali

copertura	3436.02 kN
elementi in c.a.	248.75 kN
murature	2484 kN

TOTALE W	7402.524 kN
-----------------	--------------------

Fh	1999.717 kN
-----------	--------------------

10 setti

L	1.2 m
H	5 m
s	0.3 m
V	199.9717 kN
M_{Sd}	999.8583 kNm

6.4.2. VERIFICA DEL CORDOLO SOMMITALE IN C.A.

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agli SLU/SLV calcolate con l'ausilio del programma di calcolo sul cordolo sommitale in c.a.

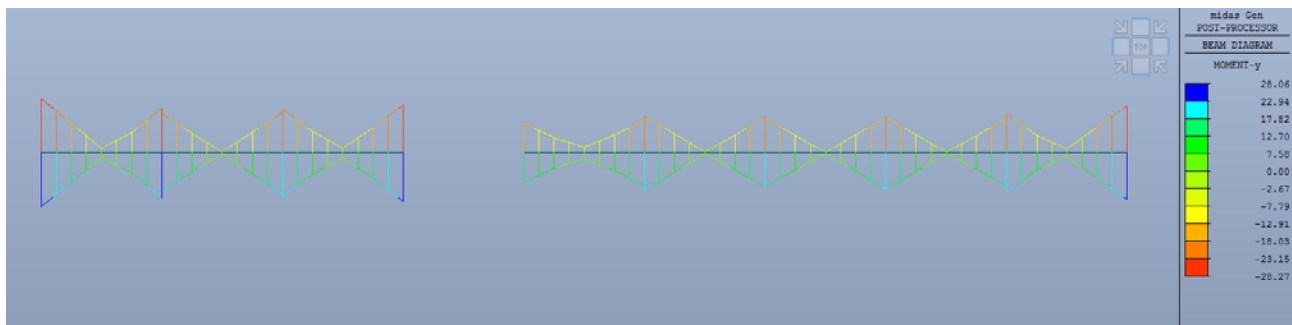


Figura 25: Momento sollecitante M_y massimo agli SLU

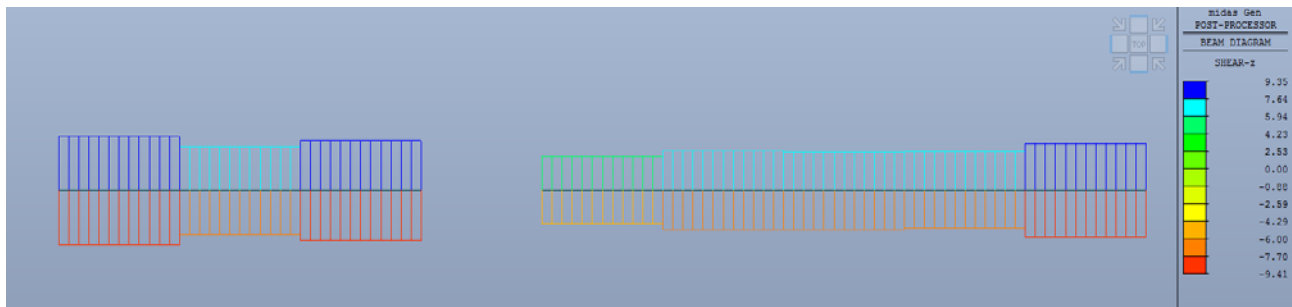


Figura 26: Taglio F_y massimo agli SLU

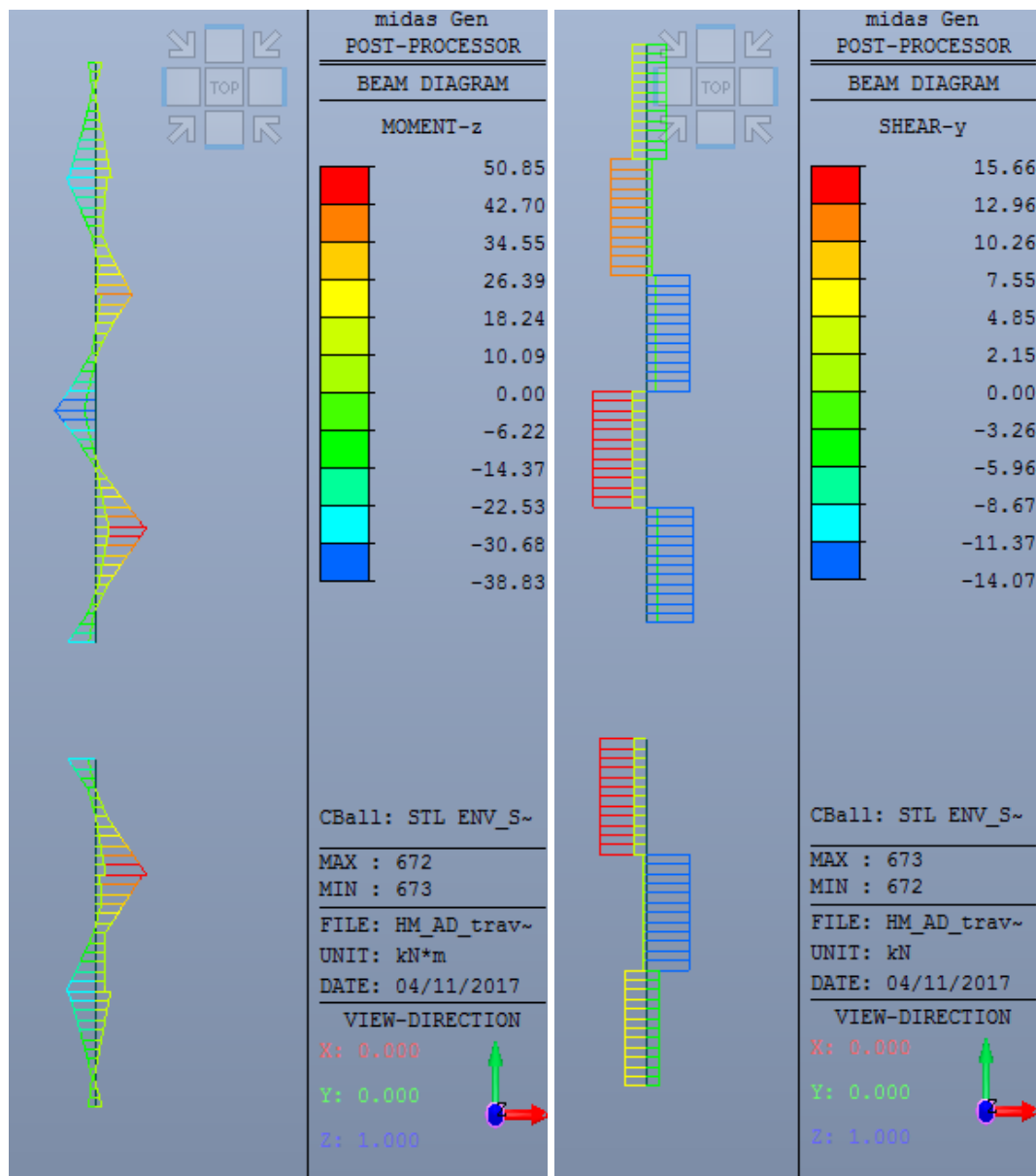


Figura 27: Momento sollecitante M_z (sinistra) e taglio F_z (destra) massimo agli SLU

Le sollecitazioni massime alla sol cordolo sono le seguenti:

$$M_{y,Sd}=28.30 \text{ kNm}$$

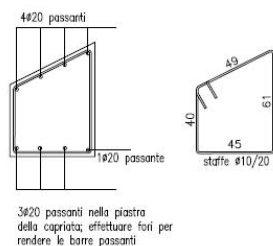
$$M_{z,Sd}=50.85 \text{ kNm}$$

$$V_{y,Sd}=15.70 \text{ kN}$$

$$V_{z,Sd}=9.40 \text{ kN}$$

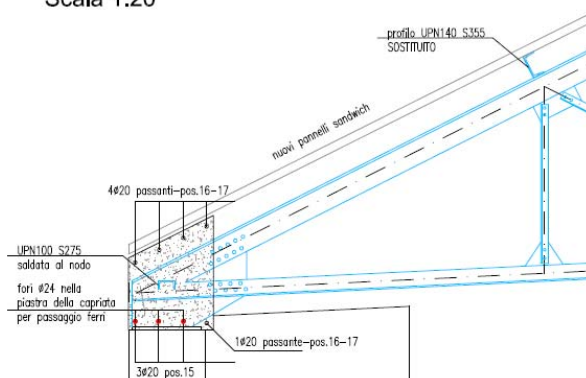
SEZIONE CORDOLO SOMMITALE

Scala 1:20



PARTICOLARE ATTACCO CORDOLO SOMMITALE

Scala 1:20



Verifica a pressoflessione

La verifica del cordolo viene condotta con il software VcaSlu del Prof. Gelfi, che permette di calcolare il dominio resistente della sezione in flessione deviata;

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	50	0
3	50	65
4	0	40

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	3,14	46	4
5	3,14	4	38
6	3,14	17	47
7	3,14	32	54
8	3,14	46	60

Sollecitazioni
S.L.U. **Metodo n**
N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} N/mm²
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} N/mm²
τ_{c1} N/mm²

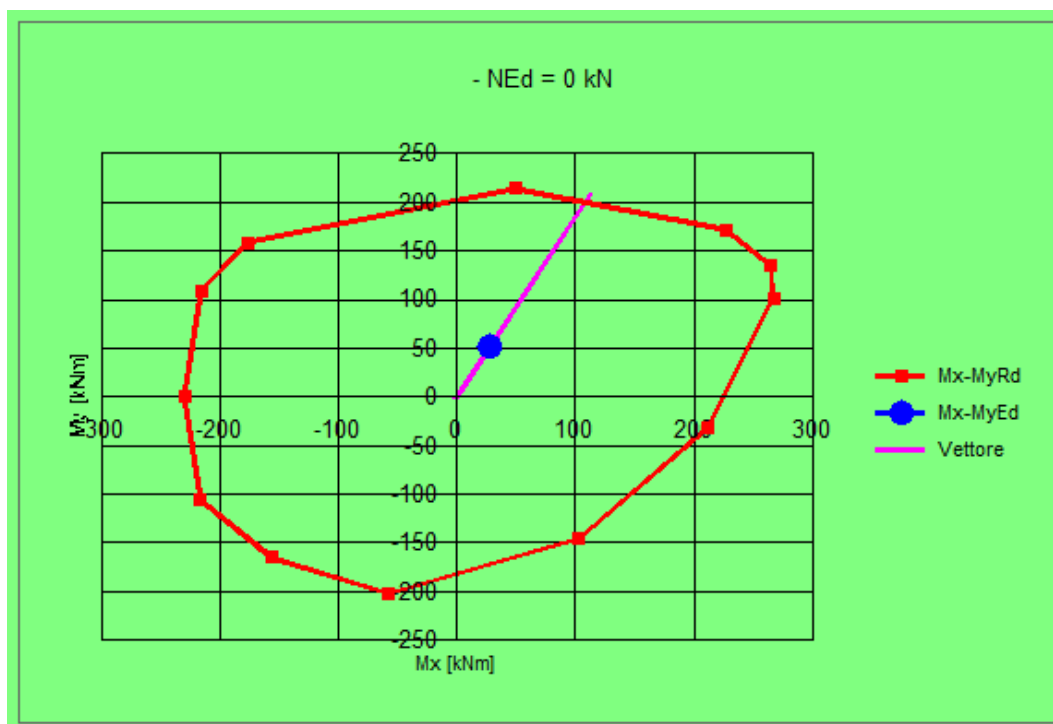
M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Devia

N° rett.
Calcola MRd **Dominio Mx-My**
angolo asse neutro θ°
☐ Precompresso



Verifica a taglio

La verifica a taglio viene condotta con l'ausilio di un foglio di calcolo excel di seguito riportato.

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			
Base	b (mm)	500	
Altezza	h (mm)	450	
Staffe	ϕ_{st} (mm)	12	
n° bracci	n° b	2	
Area staffatura	A_{sw} (mm ²)	226.2	
Passo staffe	s_{st} (mm)	200	
Copriferro superiore	c' (mm)	30	
Ø ferri compressi	ϕ' (mm)	20	
n° ferri compressi	n'	4	
d'	d' (mm)	52	
Copriferro inferiore	c (mm)	30	
Ø ferri tesi	ϕ (mm)	20	
n° ferri tesi	n	4	
d	d (mm)	398	
Area ferro compresso	$A_{s'}$ (mm ²)	1257	
Area ferro teso	A_s (mm ²)	1257	
Classe calcestruzzo		C28/35	
Resistenza di progetto	f_{cd} (MPa)	16.46	
Modulo elastico	E_{CLS} (MPa)	32588	
Classe acciaio		B450 C	
Tensione snerv. di progetto	f_{yd} (MPa)	391.3	
Modulo elastico	E_s (MPa)	206000	
Momento resistente a flessione semplice			
Momento resistente y-y	M_{Rdy} (kNm)	181.25	
Momento resistente x-x	M_{Rdx} (kNm)	99.59	

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ	0.0063	
Tensione media di compressione			
in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0.00	
Tensione media di compressione			
in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)	0.00	
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	107.63	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)	107.63	
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)	1257	
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)	492	
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0.00	A_{fp} (cm ² /m)	0.00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	2.26	A_{st} (cm ² /m)	11.31
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	5.60		
α_c	1	f'_{cd}	8.23
$\cot\theta$ (calcolo)	2.88	θ (°)	19.1
$\cot\theta$ (assunto)	2.50	θ (°)	21.8
V_{Rsd} (kN)	396.31	V_{Rcd} (kN)	508.32
		V_{Rdu} (kN)	396.31
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

Il taglio resistente è pertanto:

$$V_{z,Rd}=396.31 \text{ kN} > V_{z,Sd}= 15.7 \text{ kN}$$

La verifica a taglio risulta quindi soddisfatta.

6.4.3. VERIFICA DEL NUOVO SOLAIO ZONA LANTERNA

Il solaio in corrispondenza della zona lanterna viene realizzata in soletta piena in c.a. dello spessore di 16 cm, opportunamente ancorata ai cordoli laterali.. Il solaio è calcolato a piastra con una maglia superiore ed inferiore fi 12 ogni 20 cm.

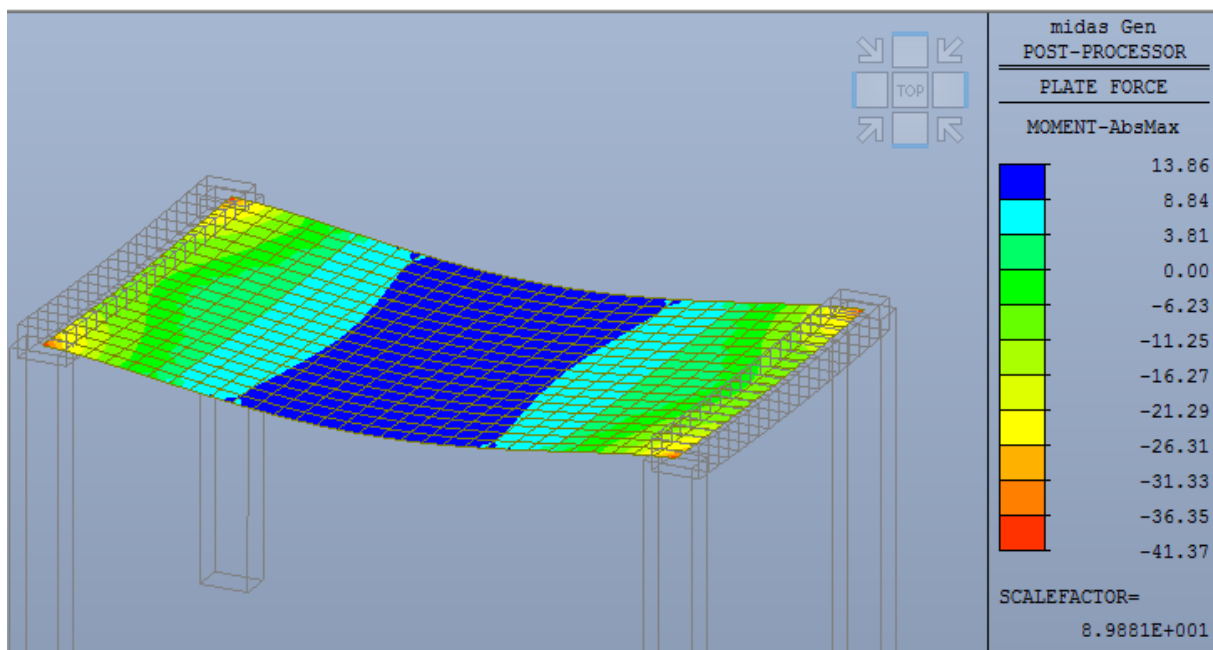


Figura 28: Involuppo dei momenti massimi e minimi sollecitante in kNm/m

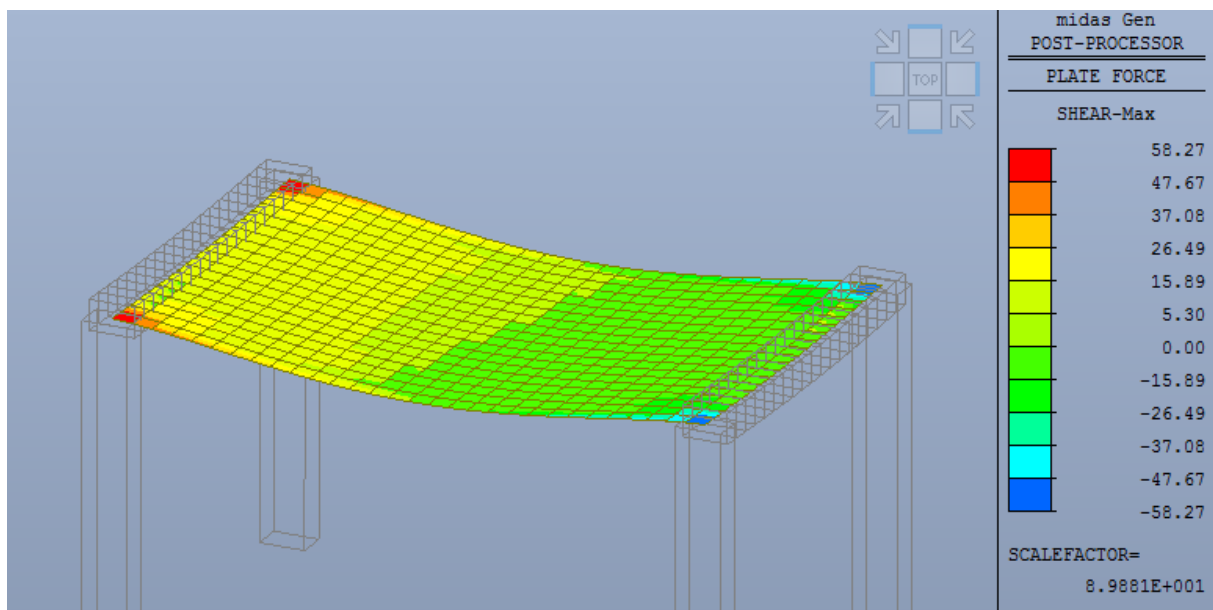


Figura 29: Involuppo dei tagli massimi e minimi sollecitanti in kN/m

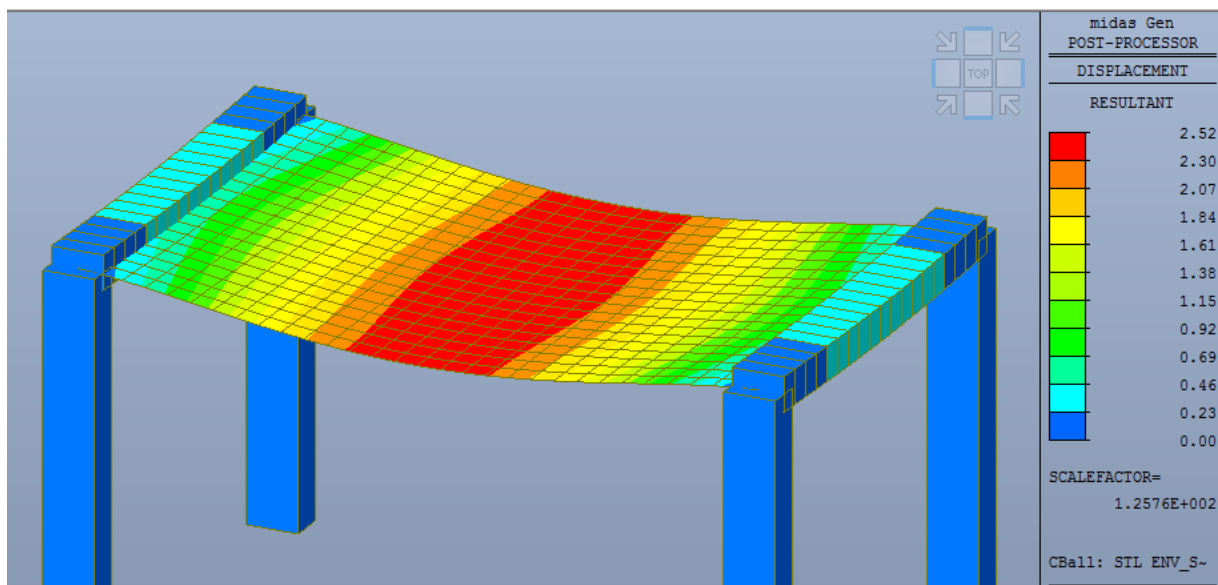


Figura 30: deformazione massima agli SLE

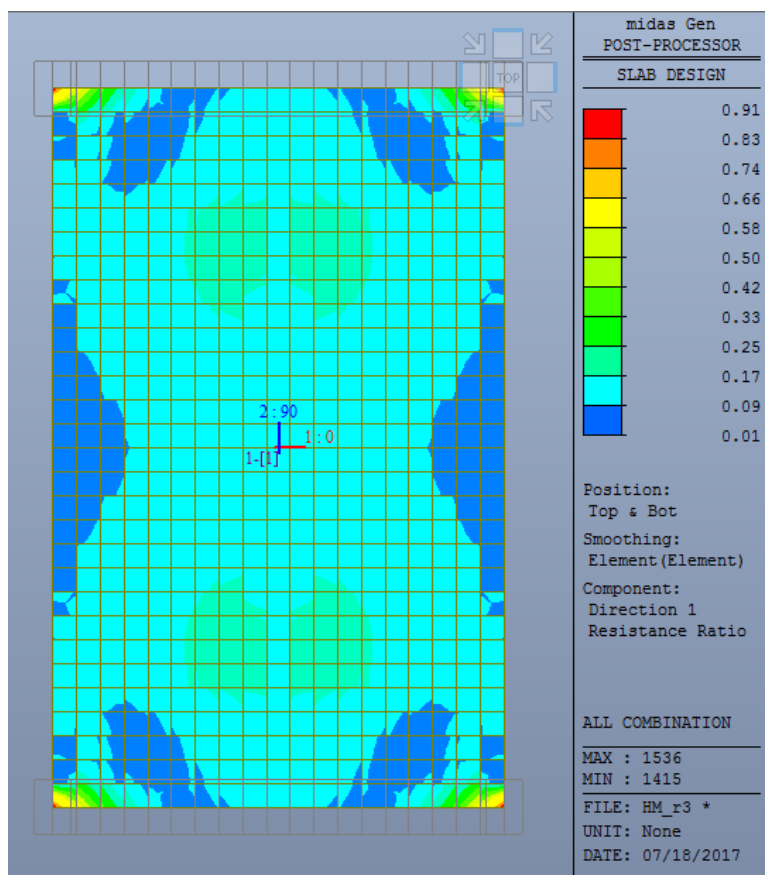


Figura 31: fattore di resistenza flessionale della sezione con armature (deve risultare minore di 1)

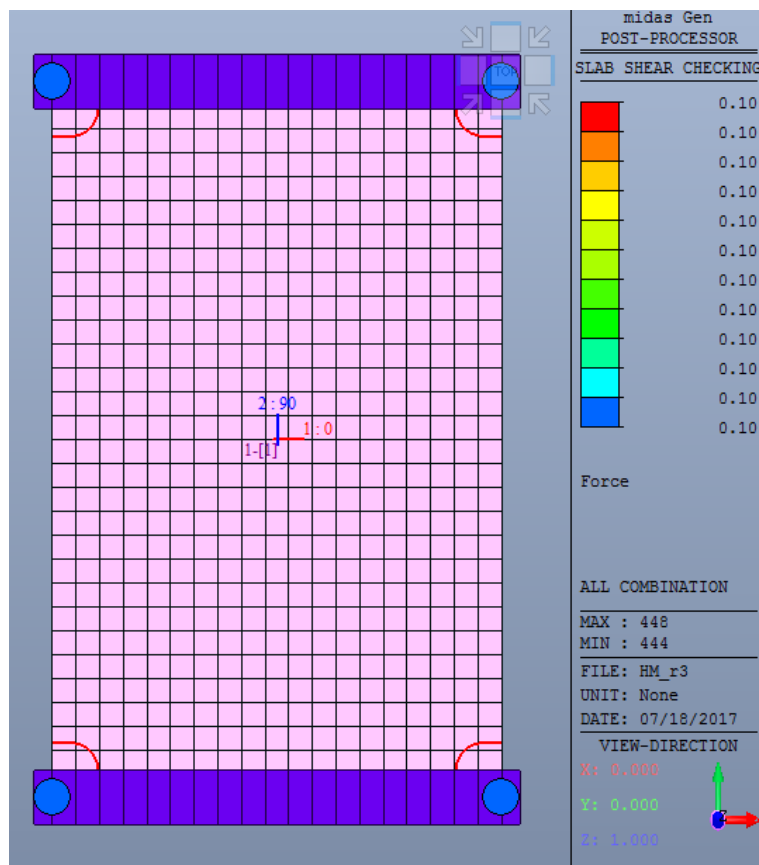


Figura 32: fattore di resistenza a taglio della sezione con armature (deve risultare minore di 1)

midas Gen - RC-Slab Flexural Design | Eurocode2:04 & NTC2008 | Gen 2016

|||*||| SLAB DESIGN MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1333
 LCB No. : 1
 Materials : fck = 30000.0000 KPa.
 fcd = 20000.0000 KPa.
 fyk = 400000.0000 KPa.
 Thickness : 0.1500 m.
 Covering : dB = 0.0360 m.
 dT = 0.0500 m.

-. Information of Design.

b = 0.0010 m. (by Code Unit Length).
 d = 0.1140 m.
 lambda = 0.800
 a = lambda * x = 0.010 m.
 eta = 1.000
 Cc = eta*fcd*b*a = 0.1959 kN.
 M_Rd = Cc*(d-a/2) = 21.3771 kN-m./m.

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200

$As_{req} = 0.0002 \text{ m}^2/\text{m}. (0.0002 \text{ m}^2/\text{m}.)$
 $M_{Ed} = 3.6123 \text{ kN-m./m.}$
 $M_{Rd} = 21.3771 \text{ kN-m./m.}$
 $RatM = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.169 < 1.0 \rightarrow \text{O.K!}$

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
 $x/d = 0.041$

-. Information of Parameters.

Elem No. : 967
 LCB No. : 1
 Materials : $f_{ck} = 30000.0000 \text{ KPa.}$
 $f_{cd} = 20000.0000 \text{ KPa.}$
 $f_{yk} = 400000.0000 \text{ KPa.}$
 Thickness : 0.1500 m.
 Covering : $dB = 0.0360 \text{ m.}$
 $dT = 0.0500 \text{ m.}$

-. Information of Design.

$b = 0.0010 \text{ m. (by Code Unit Length).}$
 $d = 0.1000 \text{ m.}$
 $\lambda = 0.800$
 $a = \lambda * x = 0.020 \text{ m.}$
 $\eta = 1.000$
 $C_c = \eta * f_{cd} * b * a = 0.3906 \text{ kN.}$
 $M_{Rd} = C_c * (d - a/2) = 35.2478 \text{ kN-m./m.}$

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200 / P12 @200
 $As_{req} = 0.0006 \text{ m}^2/\text{m}. (0.0006 \text{ m}^2/\text{m}.)$
 $M_{Ed} = 18.4006 \text{ kN-m./m.}$
 $M_{Rd} = 35.2478 \text{ kN-m./m.}$
 $RatM = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.522 < 1.0 \rightarrow \text{O.K!}$

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.
 $x/d = 0.128$

=====

midas Gen - RC-Slab Flexural Design | Eurocode2:04 & NTC2008 | Gen 2016

=====

=====

|||*||| SLAB DESIGN MAXIMUM RESULT DATA : DOMAIN 1-[1], Dir 1.

=====

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1152
 LCB No. : 1
 Materials : $f_{ck} = 0.0300 \text{ kN/mm}^2.$
 $f_{cd} = 0.0200 \text{ kN/mm}^2.$
 $f_{yk} = 0.4000 \text{ kN/mm}^2.$
 Thickness : 160.0000 mm.
 Covering : $dB = 41.0000 \text{ mm.}$
 $dT = 41.0000 \text{ mm.}$

-. Information of Design.

$b = 1.0000 \text{ mm. (by Code Unit Length).}$
 $d = 119.0000 \text{ mm.}$
 $\lambda = 0.800$
 $a = \lambda * x = 9.762 \text{ mm.}$
 $\eta = 1.000$

$$C_c = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a = 0.1952 \text{ kN.}$$

$$M_{Rd} = C_c \cdot (d - a/2) = 22.2800 \text{ kN-mm./mm.}$$

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200

$$A_{s_req} = 0.2240 \text{ mm}^2/\text{mm.} \quad (224.0418 \text{ mm}^2/\text{m.})$$

$$M_{Ed} = 4.1240 \text{ kN-mm./mm.}$$

$$M_{Rd} = 22.2800 \text{ kN-mm./mm.}$$

$$RatM = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.185 < 1.0 \rightarrow \text{O.K !}$$

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

$$x/d = 0.041$$

<< TOP >>

-. Information of Parameters.

Elem No. : 1536

LCB No. : 1

Materials : $f_{ck} = 0.0300 \text{ kN/mm}^2$.

$f_{cd} = 0.0200 \text{ kN/mm}^2$.

$f_{yk} = 0.4000 \text{ kN/mm}^2$.

Thickness : 160.0000 mm.

Covering : $d_B = 41.0000 \text{ mm.}$

$d_T = 41.0000 \text{ mm.}$

midas Gen - RC-Slab Flexural Design | Eurocode2:04 & NTC2008 | Gen 2016

=====

-. Information of Design.

$$b = 1.0000 \text{ mm. (by Code Unit Length).}$$

$$d = 119.0000 \text{ mm.}$$

$$\lambda = 0.800$$

$$a = \lambda \cdot x = 9.762 \text{ mm.}$$

$$\eta = 1.000$$

$$C_c = \eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot a = 0.1952 \text{ kN.}$$

$$M_{Rd} = C_c \cdot (d - a/2) = 22.2800 \text{ kN-mm./mm.}$$

-. Information of Moments and Result.

Rein. Bar : P12 @200

$$A_{s_req} = 0.5430 \text{ mm}^2/\text{mm.} \quad (542.9564 \text{ mm}^2/\text{m.})$$

$$M_{Ed} = 20.2263 \text{ kN-mm./mm.}$$

$$M_{Rd} = 22.2800 \text{ kN-mm./mm.}$$

$$RatM = M_{Ed} / M_{Rd} = 0.908 < 1.0 \rightarrow \text{O.K !}$$

-. Check ratio of neutral axis depth to effective depth.

$$x/d = 0.099$$

6.4.4. VERIFICA DEI PILASTRI DI SOSTEGNO DEL SOLAIO

Si procede alla verifica dei solai denominati "A" e "B" a sostegno del solaio di nuova realizzazione in corrispondenza della lanterna.

Si riporta l'estratto del modello FEM in corrispondenza del nuovo solaio, con evidenziate le caratteristiche della sollecitazione agli SLU .

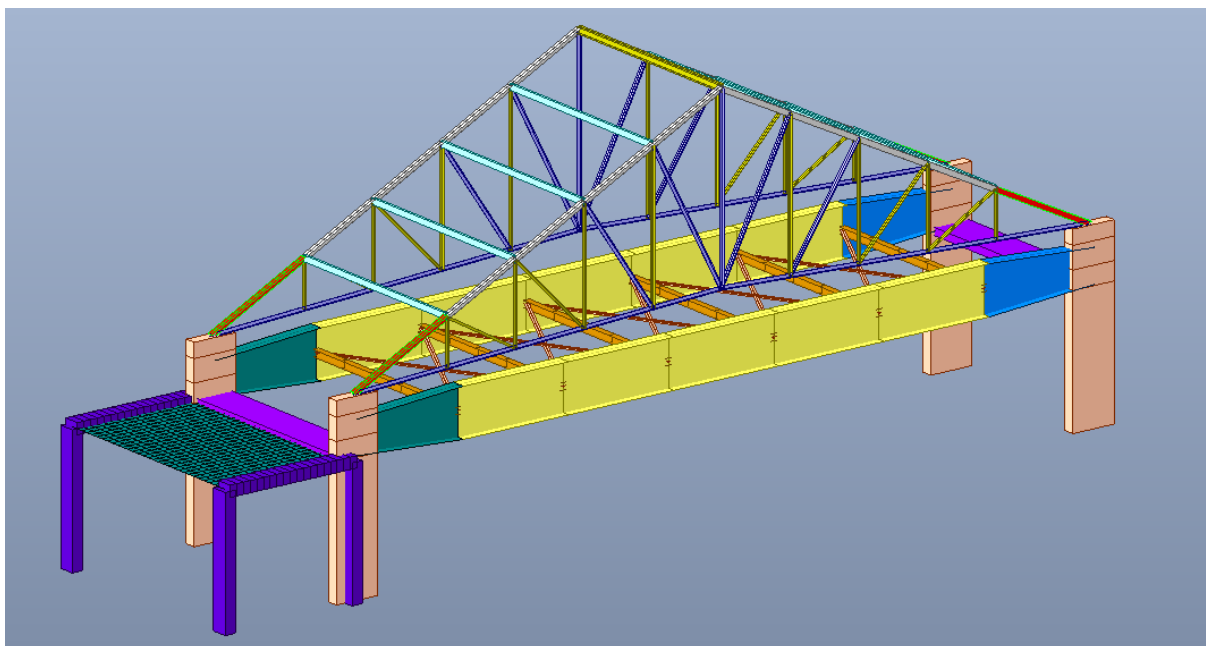


Figura 33: estratto 3d del modello FEM

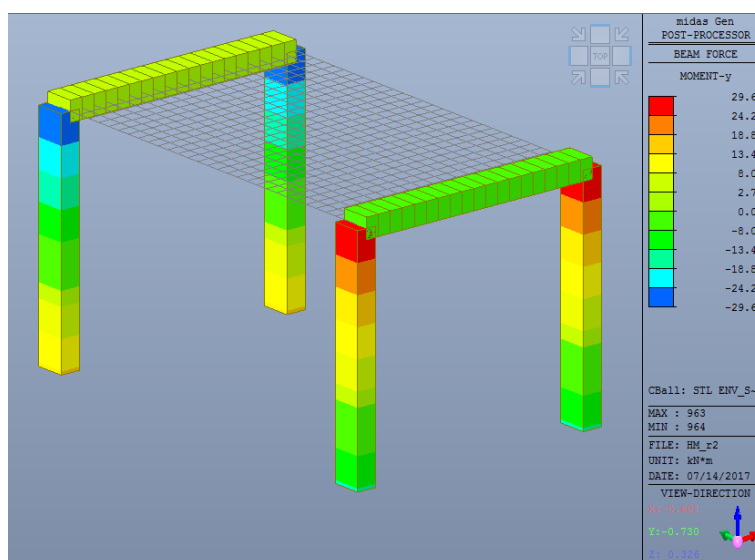


Figura 34: Involuppo momento massimo agli SLU

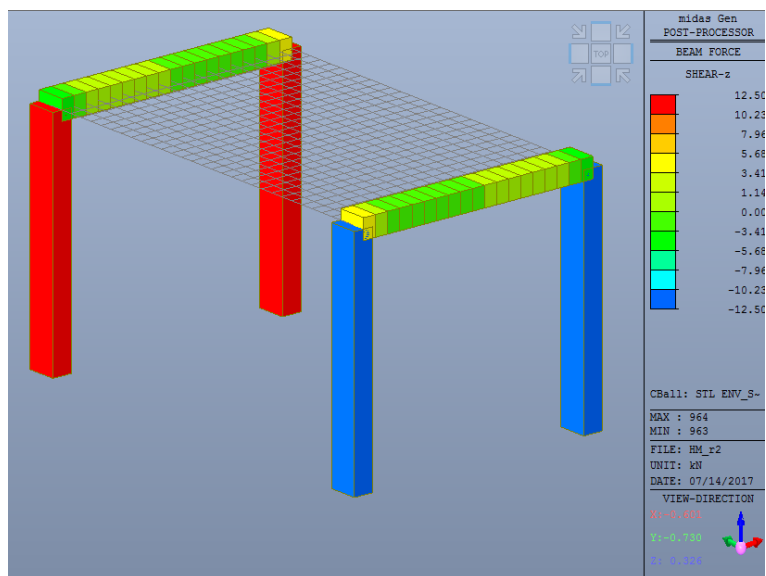
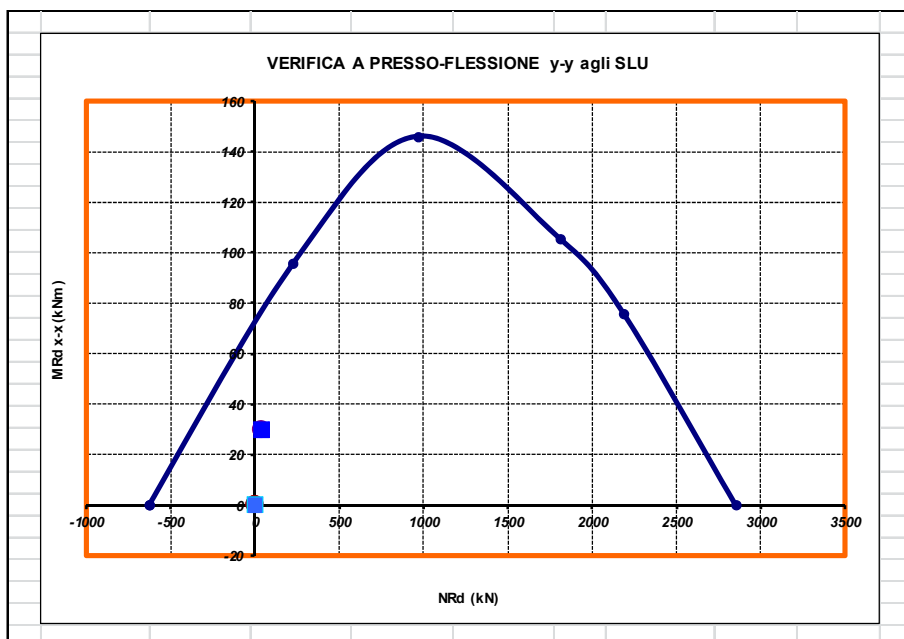


Figura 35: Involuppo taglio massimo agli SLU

Si riporta il foglio di verifica dei pilastri:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			SOLLECITAZIONI NON SISMICHE		
Base	b (mm)	450	1	N _{Sd} (kN)	35.00
Altezza	h (mm)	300		M _{Sdy} (kNm)	30.00
Staffe	φ _{st} (mm)	10		M _{Sdx} (kNm)	30.00
n° bracci	n° b	2	2	N _{Sd} (kN)	0.00
Area staffatura	A _{sw} (mm ²)	157.1		M _{Sdy} (kNm)	0.00
Passo staffe	s _{st} (mm)	200		M _{Sdx} (kNm)	0.00
Copriferro superiore	c' (mm)	30	3	N _{Sd} (kN)	0.00
Ø ferri compressi	φ' (mm)	16		M _{Sdy} (kNm)	0.00
n° ferri compressi	n'	4		M _{Sdx} (kNm)	0.00
d'	d' (mm)	48	SOLLECITAZIONI SISMICHE		
Copriferro inferiore	c (mm)	30	1	N _{Ed} (kN)	35.00
Ø ferri tesi	φ (mm)	16		M _{Edy} (kNm)	30.00
n° ferri tesi	n	4		M _{Edx} (kNm)	30.00
d	d (mm)	252	2	N _{Ed} (kN)	0.00
Area ferro compresso	A _s ' (mm ²)	804		M _{Edy} (kNm)	0.00
Area ferro teso	A _s (mm ²)	804		M _{Edx} (kNm)	0.00
Classe calcestruzzo		C28/35	3	N _{Ed} (kN)	0.00
Resistenza di progetto	f _{cd} (MPa)	16.46		M _{Edy} (kNm)	0.00
Modulo elastico	E _{CLS} (MPa)	32588		M _{Edx} (kNm)	0.00
Classe acciaio		B450C	convenzioni		
Tensione snerv. di progetto	f _{yd} (MPa)	391.3	N +: compressione		
Modulo elastico	E _s (MPa)	206000	M +: antiorario		
Momento resistente a flessione semplice					
Momento resistente y-y	M _{Rdy} (kNm)	72.50			
Momento resistente x-x	M _{Rdx} (kNm)	74.76			



VERIFICA A TAGLIO agli SLU			
Elementi senza armatura trasversale			
% armatura longitudinale	ρ		0.0071
Tensione media di compressione in condizione non sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0.26
Tensione media di compressione in condizione sismica	σ_{cp} (N/mm ²)		0.26
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)		74.95
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Resistenza a taglio in condizione sismica			
	$V_{Rd,x}$ (kN)		74.95
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta non serve armatura a taglio
Verifica armatura longitudinale			
Area ferro teso	A_s (mm ²)		804
Forza resistente a trazione	$A_s f_{yd}$ (kN)		315
$A_s f_{yd} > \max(V_{Sd}, V_{Ed})$			Soddisfatta
Elementi con armatura trasversale - Taglio x-x			
Ferri piegati			
n°	0	ϕ (mm)	14
passo (cm)	25	α (°)	45
A_{fp} (cm ² /passo)	0.00	A_{fp} (cm ² /m)	0.00
Staffe			
A_{st} (cm ² /passo)	1.57	A_{st} (cm ² /m)	7.85
$A_{st,min}$ (cm ² /m)	4.88		
α_c	1	f'_{cd}	8.23
$\cot \theta$ (calcolo)	3.35	θ (°)	16.6
$\cot \theta$ (assunto)	2.50	θ (°)	21.8
V_{Rd} (kN)	174.26	V_{Rd} (kN)	294.23
		V_{Rd} (kN)	174.26
Resistenza a taglio in condizione non sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Sd,x}$		Soddisfatta
Resistenza a taglio in condizione sismica			
Verifica	$V_{Rd,x} > V_{Ed,x}$		Soddisfatta

SOLLECITAZIONI NON SISMICHE	
$V_{Sd,x}$ (kN)	15.0

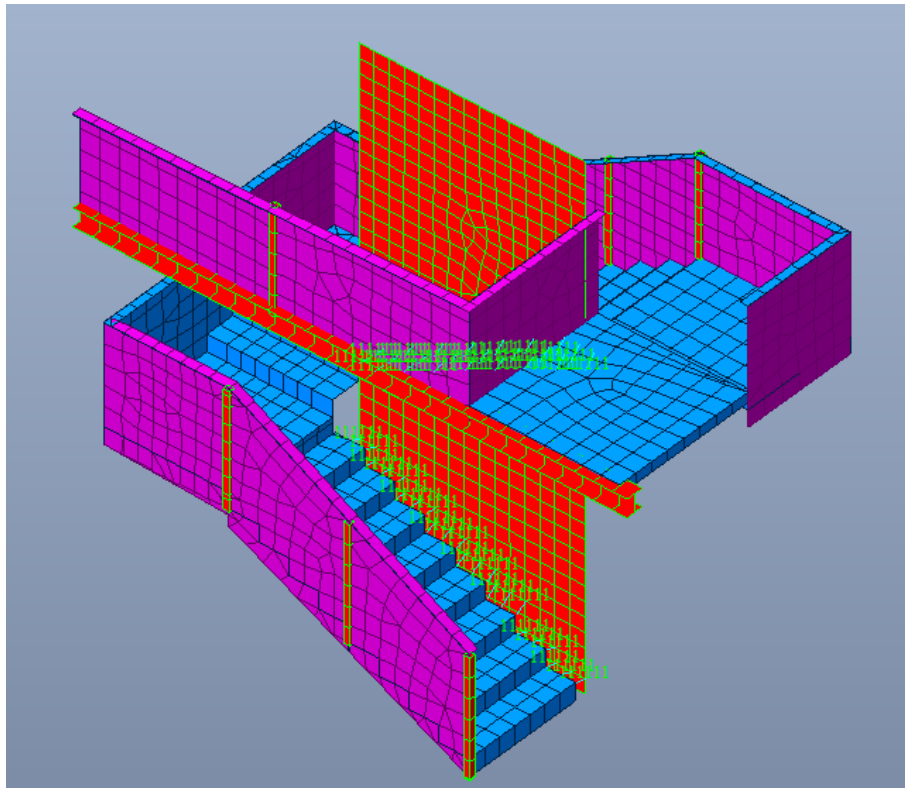
SOLLECITAZIONI SISMICHE	
$V_{Ed,x}$ (kN)	15.0

6.4.5. VERIFICA DEL SETTO CENTRALE SCALA DRITTA

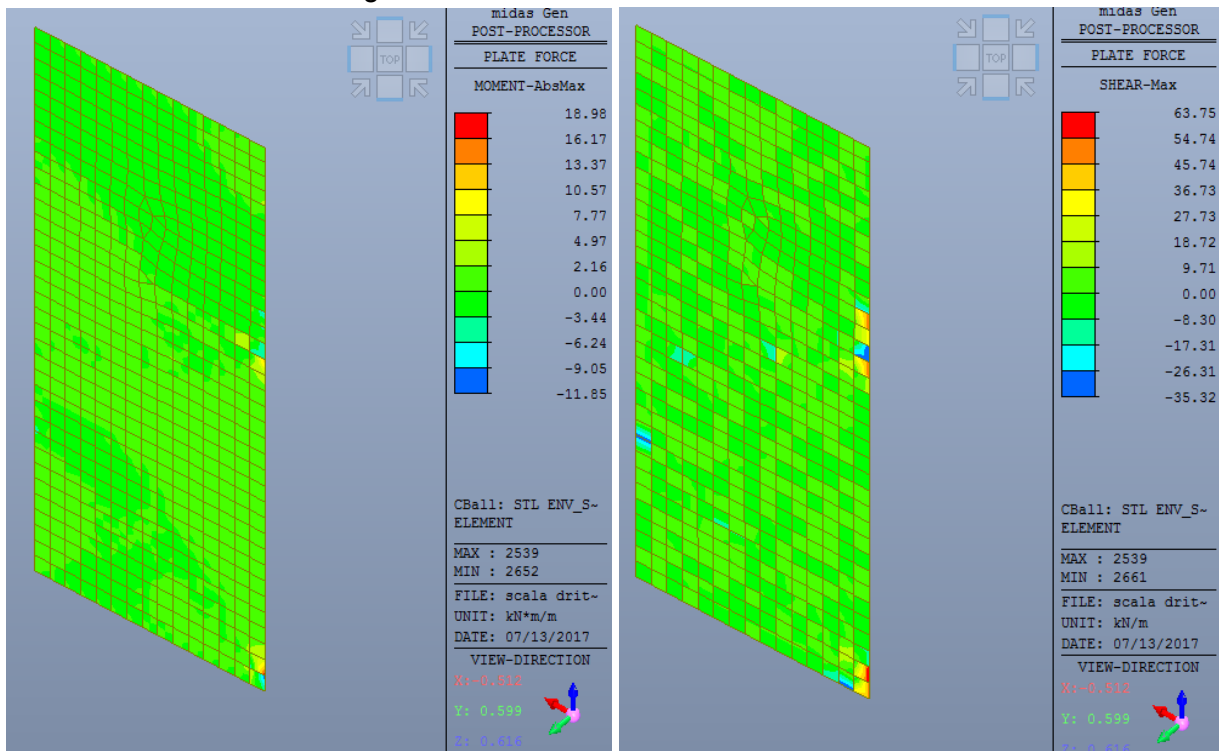
Il setto centrale che supporta la scala dritta risulta sollecitato dalle reazioni trasmesse dalla stessa.

Ai fini del calcolo è stato quindi elaborato un modello ad hoc in cui gli elementi della scala sono rigidamente connessi alla piastra bidimensionale che modella il setto mediante degli opportuni *rigid link*.

Si riporta un estratto del modello FEM utilizzato:



Le sollecitazioni massime agenti sul setto risultano:



$M_{Sd}=19 \text{ kNm}$

$V_{Sd}=63.75 \text{ kN}$

Si riporta la verifica condotta con un foglio di calcolo excel:

CARATTERISTICHE DELLA SEZIONE			SOLLECITAZIONI NON SISMICHE		
Base	b (mm)	2300	1	N _{Sd} (KN)	0.00
Altezza	h (mm)	200		M _{Sdy} (KNm)	0.00
Staffe	φ _{st} (mm)	12		M _{Sdx} (KNm)	0.00
n° bracci	n° b	0	2	N _{Sd} (KN)	0.00
Area staffatura	A _{sw} (mm ²)	0.0		M _{Sdy} (KNm)	18.90
Passo staffe	s _{st} (mm)	150		M _{Sdx} (KNm)	0.00
Copriferro superiore	c' (mm)	30	3	N _{Sd} (KN)	0.00
ø ferri compressi	φ (mm)	12		M _{Sdy} (KNm)	0.00
n° ferri compressi	n'	16		M _{Sdx} (KNm)	0.00
d'	d' (mm)	48	SOLLECITAZIONI SISMICHE		
Copriferro inferiore	c (mm)	30	1	N _{Ed} (KN)	0.00
ø ferri tesi	φ (mm)	12		M _{Edy} (KNm)	0.00
n° ferri tesi	n	16		M _{Edx} (KNm)	0.00
d	d (mm)	152	2	N _{Ed} (KN)	0.00
Area ferro compresso	A _{s'} (mm ²)	1810		M _{Edy} (KNm)	0.00
Area ferro teso	A _s (mm ²)	1810		M _{Edx} (KNm)	0.00
Classe calcestruzzo		C28/35	3	N _{Ed} (KN)	0.00
Resistenza di progetto	f _{cd} (MPa)	16.46		M _{Edy} (KNm)	0.00
Modulo elastico	E _{CLS} (MPa)	32588		M _{Edx} (KNm)	0.00
Classe acciaio		B450 C	convenzioni N +: compressione M +: antiorario		
Tensione snerv. di progetto	f _{yd} (MPa)	391.3			
Modulo elastico	E _s (MPa)	206000			
Momento resistente a flessione semplice					
Momento resistente y-y	M _{Rdy} (kNm)	110.31			
Momento resistente x-x	M _{Rdx} (kNm)	517.16			

VERIFICA A TAGLIO agli SLU			SOLLECITAZIONI NON SISMICHE		
Elementi senza armatura trasversale			V _{Sdx} (KN)	65.0	
% armatura longitudinale	ρ	0.0052	SOLLECITAZIONI SISMICHE		
Tensione media di compressione in codizione non sismica	σ _{cp} (N/mm ²)	0.00	V _{Edx} (KN)	65.0	
Tensione media di compressione in condizione sismica	σ _{cp} (N/mm ²)	0.00			
Resistenza a taglio in condizione non sismica					
	V _{Rd,x} (kN)	207.09			
Verifica	V _{Rd,x} > V _{Sd,x}	Soddisfatta non serve armatura a taglio			
Resistenza a taglio in condizione sismica					
	V _{Rd,x} (kN)	207.09			
Verifica	V _{Rd,x} > V _{Sd,x}	Soddisfatta non serve armatura a taglio			
Verifica armatura longitudinale					
Area ferro teso	A _s (mm ²)	1810			
Forza resistente a trazione	A _s f _{yd} (kN)	708			
A _s f _{yd} > max(V _{Sd} , V _{Ed})		Soddisfatta			

6.5. VERIFICA DELLA PASSERELLA PEDONALE

6.5.1. VERIFICA DELLA TRAVE PRINCIPALE IN ACCIAIO

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime agli SLU e gli output delle deformazioni massime agli SLE per la trave principale in acciaio a parete sottile della passerella pedonale.

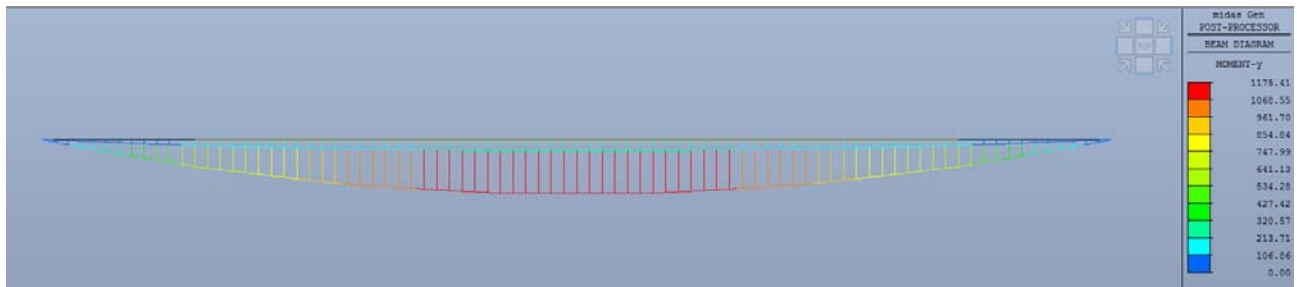


Figura 36:sollecitazioni flessionali M_y massime agli SLU



Figura 37:sollecitazioni taglianti F_z massime agli SLU

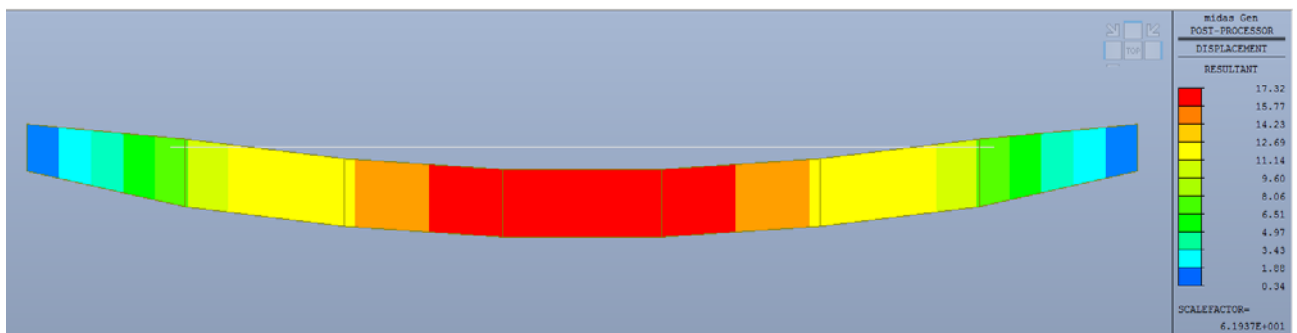
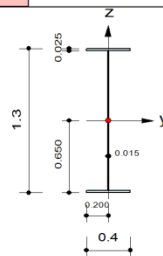


Figura 38:deformazioni massime agli SLE

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\..._AD_trave piena_PORF CAP.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 863
Material S275 (No:5)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name I (No:18)
(Built-up Section).
Member Length : 3.06429



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 172.898 (LCB: 32, POS:I)
Bending Moments My = 117.623, Mz = 152.464
End Moments Myi = 117.623, Myj = 195.990 (for Lb)
Myi = 117.623, Myj = 195.990 (for Ly)
Mzi = 152.464, Mzj = 10.0036 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 53.0180 (LCB: 32, POS:I)
Fzz = -127.87 (LCB: 10, POS:J)

Depth	1.30000	Web Thick	0.01500
Top F Width	0.40000	Top F Thick	0.02500
Bot.F Width	0.40000	Bot.F Thick	0.02500
Area	0.03875	Asz	0.01950
Qyb	0.62031	Qzb	0.02000
Iyy	0.01057	Izz	0.00026
Ybar	0.20000	Zbar	0.65000
Wely	0.01626	Welz	0.00132
ry	0.52228	rz	0.08249

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.06429, Lz = 3.06429, Lb = 3.06429
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 37.1 < 200.0$ (Memb:858, LCB: 25)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 172.9/10148.8 = 0.017 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 117.62/4259.01 = 0.028 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 152.464/345.281 = 0.442 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.486 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.018 < 1.000$ O.K

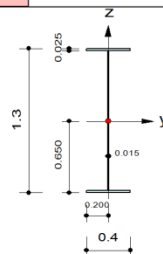
$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.055 < 1.000$ O.K

Figura 39:verifica della trave principale in campata

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\..._AD_trave piena_PORF CAP.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System kN, m
Member No 862
Material S275 (No:5)
(Fy = 275000, Es = 210000000)
Section Name rastremata sx (No:19)
Position I BH 900x400x15/25 (Tapered Section)
Position J : BH 1300x400x15/25
Member Length : 3.06429



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 138.188 (LCB: 32, POS:J)
Bending Moments My = 117.646, Mz = 164.701
End Moments Myi = 0.00000, Myj = 117.646 (for Lb)
Myi = 0.00000, Myj = 117.646 (for Ly)
Mzi = 0.00000, Mzj = 164.701 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -53.749 (LCB: 41, POS:J)
Fzz = -191.81 (LCB: 4, POS:I)

Depth	1.30000	Web Thick	0.01500
Top F Width	0.40000	Top F Thick	0.02500
Bot.F Width	0.40000	Bot.F Thick	0.02500
Area	0.03875	Asz	0.01950
Qyb	0.62031	Qzb	0.02000
Iyy	0.01057	Izz	0.00026
Ybar	0.20000	Zbar	0.65000
Wely	0.01626	Welz	0.00132
ry	0.52228	rz	0.08249

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.06429, Lz = 3.06429, Lb = 3.06429
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $L/r = 37.1 < 300.0$ (Memb:862, LCB: 32)..... O.K
Axial Resistance
 $N_{Ed}/N_{t,Rd} = 138.2/10148.8 = 0.014 < 1.000$ O.K
Bending Resistance
 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 117.65/4259.01 = 0.028 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 164.701/345.281 = 0.477 < 1.000$ O.K
Combined Resistance
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{max} = \max[R_{NRd}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.518 < 1.000$ O.K
Shear Resistance
 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.018 < 1.000$ O.K
 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.083 < 1.000$ O.K

Figura 40:verifica della trave principale rastremata all'appoggio

Verifica ad imbozzamento dei pannelli d'anima

I pannelli d'anima rettangolari delle travi a parete piena devono essere verificati nei riguardi dell'instabilità quando:

$$\frac{h_w}{t} \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t}$$

In particolare nel caso specifico si ha:

$$\frac{h_w}{t} = \frac{1275}{15} = 85.00 \geq \frac{31}{\eta} \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_t} = \frac{31}{1.20} \cdot \sqrt{\frac{235}{275}} \cdot \sqrt{5.34 + 4 \cdot \left(\frac{1275}{940}\right)^2} = 85.10$$

Dal momento che la disuguaglianza non risulta verificata, non è necessario procedere con la verifica a imbozzamento dei pannelli d'anima.

Verifica della deformazione agli SLE

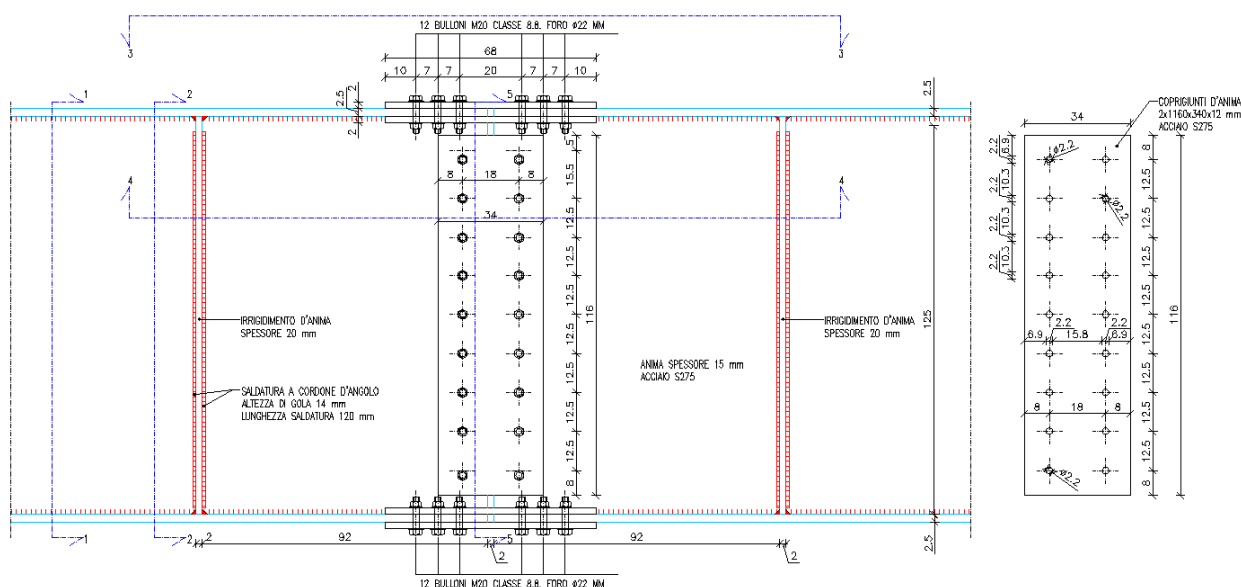
$$f_{\max, SLE} = 17.32 \text{ mm} \leq f_{\max} = \frac{l}{500} = \frac{18600}{500} = 37.20 \text{ mm}$$

6.5.2. VERIFICA DEL GIUNTO INTERMEDIO

Il giunto di continuità sulla trave è riportato nell'immagine di seguito e si tratta di un giunto bullonato con coprigiunti d'anima e sulle ali in modo da garantire la continuità della trave

DETTAGLIO D2

Scala 1:10



Si riporta il foglio excel con tutte le caratteristiche del giunto e la verifica dello stesso in accordo con le NTC2008.

GIUNTO CON COPRIGIUNTI D'ALA E ANIMA - NTC2008

Materiali utilizzati

Profilo da giuntare e relativi coprighiunti

S 275 ▼

Valore di snervamento dell'acciaio del profilo	f_{yk}	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del profilo	f_{uk}	430 [N/mm ²]
Modulo di elasticità dell'acciaio del profilo	E_a	210,000 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M0}	1.05 [-]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]

Bulloni d'ala

Classe 8.8 ▼

Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,f}$	649 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,f}$	800 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]

Bulloni d'anima

Classe 8.8 ▼

Valore di snervamento dell'acciaio del bullone	$f_{yb,w}$	649 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio del bullone	$f_{ub,w}$	800 [N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza dell'acciaio del profilo	γ_{M2}	1.25 [-]

Caratteristiche meccaniche del profilo


W 1000 x 300 x 222+ ▼

Distanza reciproca tra le travi da giuntare	g	10.00 [mm]
Altezza della sezione trasversale	h_a	1300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale	b_a	300 [mm]
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	15 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	25 [mm]
Raggio di raccordo	r_a	0 [mm]
Area della sezione trasversale	A_a	26250 [mm ²]
Altezza della sezione trasversale al netto delle ali	$h_{i,a}$	1250 [mm]
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	1250 [mm]
Diametro massimo consentito dei bulloni d'ala	$d_{bf,max}$	20 [mm]
Passo minimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,min}$	75 [mm]
Passo massimo trasversale tra i bulloni d'ala	$p_{b,max}$	110 [mm]
Momento d'inerzia della sezione trasversale	$I_{a,y}$	8.538E+09 [mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico	$W_{a,el,y}$	4.269E+07 [mm ³]
Modulo di resistenza plastico	$W_{a,pl,y}$	4.269E+07 [mm ³]
Area resistente a taglio	$A_{a,v}$	18750 [mm ²]

Classificazione del profilo

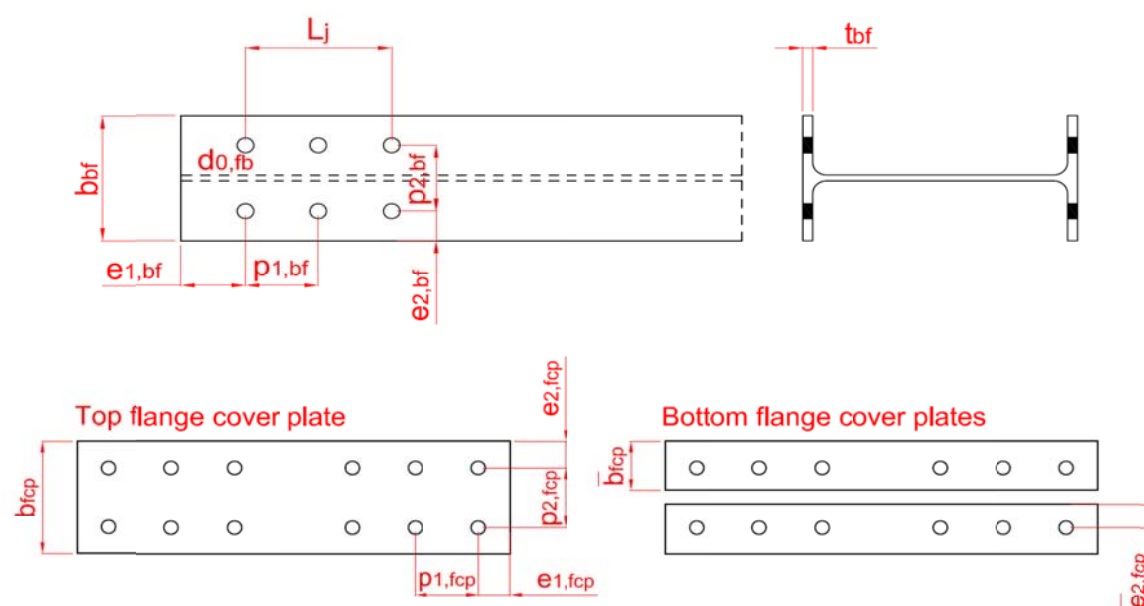
Valore di snervamento dell'acciaio delle ali	$f_{yf,a}$	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio delle ali	$f_{uf,a}$	430 [N/mm ²]
Larghezza di metà ala al netto del raggio di raccordo	c	142.5 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	25 [mm]
Rapporto di resistenza	ε	0.92 [-]
Rapporto c/t	$(c/t_{f,a})/\varepsilon$	6.17 [-]
Classificazione delle ali (tensioni di compressione costanti)	$CL_{f,compressione}$	1 [-]
Valore di snervamento dell'acciaio dell'anima	$f_{yw,a}$	275 [N/mm ²]
Valore di rottura dell'acciaio dell'anima	$f_{uw,a}$	430 [N/mm ²]
Altezza dell'anima	$h_{w,a}$	1250 [mm]
Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	15 [mm]
Rapporto di resistenza	ε	0.92 [-]
Rapporto h_w/t	$(h_{w,a}/t_{w,a})/\varepsilon$	90.15 [-]
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni a farfalla)	$CL_{w,flessione}$	3 [-]
Classificazione dell'anima (distribuzione tensioni costanti)	$CL_{w,compressione}$	4 [-]
		4

Momento resistente del profilo

Momento resistente plastico	$M_{pl,Rd}$	11,181 [kNm]
Momento resistente elastico	$M_{el,Rd}$	11,181 [kNm]
Coefficiente di imbozzamento	$k_{\sigma,ali}$	0.43 [-]
Snellezza delle ali	$\lambda_{p,ali}$	 0.331 [-]
Coefficiente riduttivo dell'area delle ali	ρ_{ali}	1.000 [-]
Area di un'ala	A_{ali}	7500 [mm ²]
Area efficace di un'ala	$A_{ali,eff}$	7500 [mm ²]
Larghezza efficace dell'ala	$b_{a,eff}$	300.00 [mm]
Larghezza della parte non efficace dell'ala	Δb_a	0.00 [mm]
Momento d'inerzia efficace della sezione	$I_{a,y,eff}$	8.538E+09 [mm ⁴]
Modulo di resistenza efficace	$W_{a,eff,y}$	1.314E+07 [mm ³]
Momento resistente efficace	$M_{eff,Rd}$	3,440 [kNm]

Taglio resistente del profilo

Taglio resistente del profilo	$V_{pl,Rd}$	2,835 [kN]
-------------------------------	-------------	------------



Numero di bulloni presenti sull'ala	n_{fb}	12.00 [-]
Numero di coprigiunti presenti sull'ala	n_{fc}	2.00 [-]
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fc}	20.00 [mm]
Passo longitudinale dei bulloni d'ala	$p_{1,fb}$	70.00 [mm]
Passo trasversale dei bulloni d'ala	$p_{2,fb}$	158.00 [mm]
Distanza longitudinale dal bordo libero della trave	$e_{1,fb}$	100.00 [mm]
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,fc}$	50.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	20.00 [mm]
Diametro del foro dei bulloni d'ala	$d_{0,fb}$	22.00 [mm]
Diametro massimo dei bulloni d'ala	$d_{fb,max}$	27.00 [mm]
Distanza trasversale dal bordo libero della trave	$e_{2,fb}$	71.00 [mm]
Passo minimo longitudinale	$p_{1,fb,min}$	48.40 [mm]
Passo massimo longitudinale	$p_{1,fb,max}$	200.00 [mm]
Passo minimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,min}$	52.80 [mm]
Passo massimo trasversale (da normativa)	$p_{2,fb,max}$	200.00 [mm]
Passo minimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,min}$	134.00 [mm]
Passo massimo trasversale (da profilario)	$p'_{2,fb,max}$	194.00 [mm]
Distanza minima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,min}$	26.40 [mm]
Distanza massima longitudinale dal bordo	$e_{1-2,max}$	120.00 [mm]
Distanza tra i primo e l'ultimo bullone	L_j	350.00 [mm]
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{fb}	245.00 [mm ²]
Coefficiente riduttivo β che tiene in conto di L_j	β	0.99 [-]
Coefficiente riduttivo α	α	0.60 [-]
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,fb,Rd}$	92.90 [kN]
Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	2229.70 [kN]

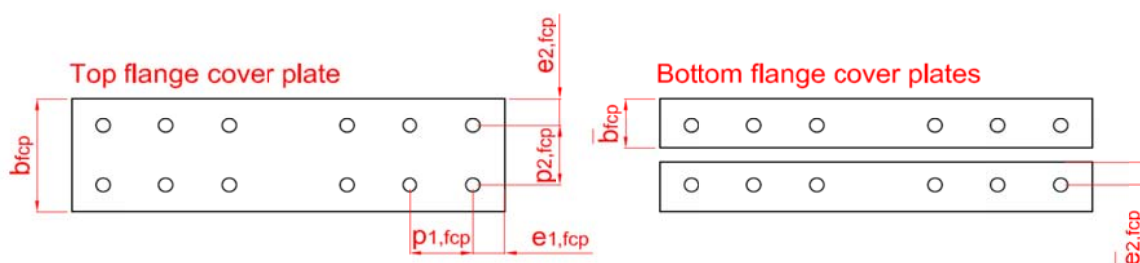
Resistenza a rifollamento dell'ala

Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	25.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'ala	d_{fb}	20.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{bf,1}$	1.52 [-]
	$\alpha_{bf,2}$	0.81 [-]
	$\alpha_{bf,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{bf,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{bf,min}$	0.81 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{bf,1}$	7.34 [-]
	$k_{bf,2}$	2.50 [-]
	$k_{bf,min}$	2.50 [-]

Resistenza a rifollamento dell'ala	$F_{b,bf,Rd}$	348.56 [kN]
------------------------------------	---------------	-------------

Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	4182.73 [kN]
---	------------------------------	---------------------

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti



Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	300.00 [mm]
Distanza trasversale dal bordo del coprigiunto inferiore	$e'_{2,fcp}$	51.50 [mm]

Numero di coprigiunti presenti sull'ala	n_{fcp}	2.00 [-]
Distanza longitudinale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,fcp}$	50.00 [mm]
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	20.00 [mm]
Larghezza massima del coprigiunto inferiore d'ala	$b'_{fcp,max}$	142.50 [mm]
Larghezza del coprigiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	122.50 [mm]
Distanza trasversale dal bordo del coprigiunto superiore	$e_{2,fcp}$	71.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale	$\alpha_{fcp,1}$	0.76 [-]
	$\alpha_{fcp,2}$	0.81 [-]
	$\alpha_{fcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{fcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{fcp,min}$	0.76 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale	$k_{fcp,1}$	4.85 [-]
	$k_{fcp,2}$	8.35 [-]
	$k_{fcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{fcp,min}$	2.50 [-]

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti	$F_{b,fcp,Rd}$	521.21 [kN]
---	----------------	-------------

Resistenza complessiva a rifollamento dei coprigiunti	$F_{Rd,3}$	6254.55 [kN]
--	------------------------------	---------------------

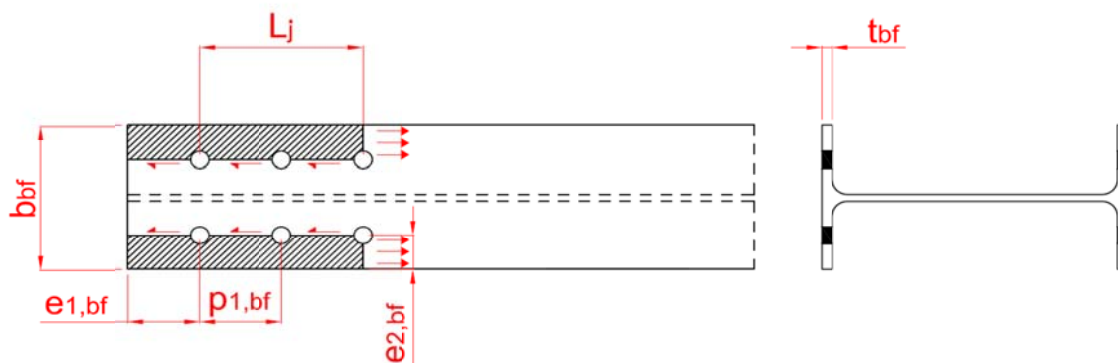
Resistenza dell'ala in trazione

Larghezza della sezione trasversale	b_a	300.00 [mm]
Spessore dell'ala	$t_{f,a}$	25.00 [mm]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,4}$	1964.29 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,5}$	1981.44 [kN]

Resistenza dei coprigiunti in trazione

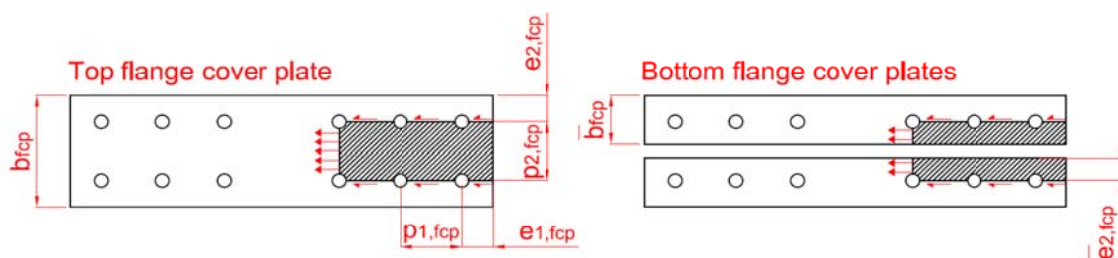
Larghezza del coprigiunto superiore d'ala	b_{fcp}	300.00 [mm]
Larghezza del coprigiunto inferiore d'ala	b'_{fcp}	122.50 [mm]
Spessore dei coprigiunti d'ala	t_{fcp}	20.00 [mm]
Area netta del coprigiunto superiore	$A_{fcp,net}$	5120.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore	$A'_{fcp,net}$	4020.00 [mm ²]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	2854.76 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	2829.74 [kN]

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)



Area netta dell'ala soggetta a trazione	$A_{nt,bf}$	3000.00 [mm ²]
Area netta dell'ala soggetta a taglio	$A_{nv,bf}$	16450.00 [mm ²]
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	3519.42 [kN]

Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)

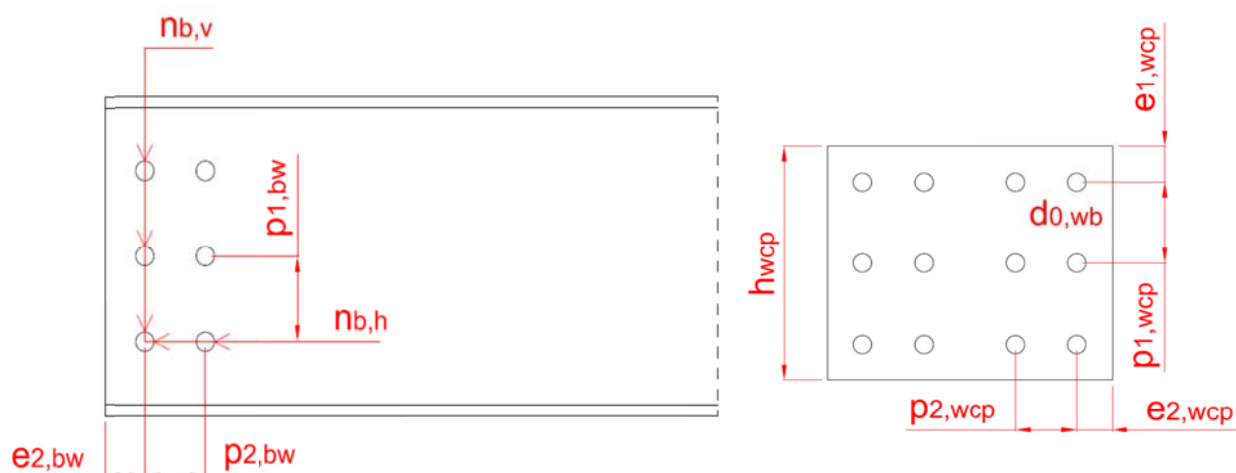


Area netta del coprigiunto superiore soggetta a trazione	$A_{nt,fcp}$	2720.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a trazione	$A'_{nt,fcp}$	1620.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto superiore soggetta a taglio	$A_{nv,fcp}$	11160.00 [mm ²]
Area netta del coprigiunto inferiore soggetta a taglio	$A'_{nv,fcp}$	11160.00 [mm ²]
Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	4867.98 [kN]

Resistenza del giunto d'ala

Resistenza a taglio della bullonatura d'ala	$F_{Rd,1}$	2229.70 [kN]
Resistenza complessiva a rifollamento dell'ala	$F_{Rd,2}$	4182.73 [kN]
Resistenza complessiva a rifollamento dei coprigiunti	$F_{Rd,3}$	6254.55 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,4}$	1964.29 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,5}$	1981.44 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione lorda)	$F_{Rd,6}$	2854.76 [kN]
Resistenza dei coprigiunti in trazione (sezione netta)	$F_{Rd,7}$	2829.74 [kN]
Resistenza dell'ala in trazione (block tearing)	$F_{Rd,8}$	3519.42 [kN]
Resistenza del coprigiunto in trazione (block tearing)	$F_{Rd,9}$	4867.98 [kN]
	$F_{j,f,Rd}$	1964.29 [kN]

Resistenza a taglio dei bulloni d'anima



Numero di colonne verticali	$n_{v,col}$	1.00 [-]
Numero di righe orizzontali	$n_{h,rig}$	9.00 [-]
Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	12.00 [mm]
Distanza verticale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{1,wcp}$	80.00 [mm]
Distanza orizzontale dal bordo libero del coprigiunto	$e_{2,wcp}$	80.00 [mm]
Passo verticale dei bulloni d'anima	$p_{1,bw}$	125.00 [mm]
Passo orizzontale dei bulloni d'anima	$p_{2,bw}$	150.00 [mm]
Distanza orizzontale dal bordo libero della trave	$e_{2,bw}$	80.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00 [mm]
Diametro del foro dei bulloni d'anima	$d_{0,wb}$	22.00 [mm]

Numero totale dei bulloni d'anima	n_{wb}	9.00 [-]
Numero di bulloni presenti in una colonna	$n_{b,v}$	9.00 [-]
Numero di bulloni presenti in una riga	$n_{b,h}$	1.00 [-]
Altezza massima del coprigiunto d'anima	$h_{wcp,max}$	1250.00 [mm]
Altezza del coprigiunto d'anima	h_{wcp}	1160.00 [mm]
Passo minimo verticale e orizzontale	$p_{bw,min}$	48.40 [mm]
Passo massimo verticale e orizzontale	$p_{bw,max}$	168.00 [mm]
Distanza minima dal bordo	$e_{1-2,min}$	26.40 [mm]
Distanza massima dal bordo	$e_{1-2,max}$	88.00 [mm]
Momento d'inerzia polare della bullonatura	J_b	937500.00 [mm ²]
Eccentricità tra il baricentro della bullonatura e l'asse giunto	e_x	85.00 [mm]
Area della parte filettata del gambo del bullone	A_{wb}	245.00 [mm ²]
Coefficiente riduttivo α	α	0.60 [-]
Resistenza a taglio del bullone per ciascun piano di taglio	$F_{v,wb,Rd}$	94.08 [kN]
Distanza orizzontale massima del bullone più esterno da G	x_{max}	0.00 [mm]
Distanza verticale massima del bullone più esterno da G	y_{max}	500.00 [mm]
Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	1567.96 [kN]
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	1693.44 [kN]

Resistenza a rifollamento dell'anima

Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	15.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,bw,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{x,bw,2}$	2.02 [-]
	$\alpha_{x,bw,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{x,bw,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{x,bw,min}$	1.00 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,bw,1}$	6.25 [-]
	$k_{x,bw,2}$	2.50 [-]
	$k_{x,bw,min}$	2.50 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,bw,1}$	1.64 [-]
	$\alpha_{y,bw,2}$	1.00 [-]
	$\alpha_{y,bw,3}$	1.86 [-]
	$\alpha_{y,bw,min}$	1.00 [-]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,bw,1}$	8.48 [-]
	$k_{y,bw,2}$	7.85 [-]
	$k_{y,bw,3}$	2.50 [-]
	$k_{y,bw,min}$	2.50 [-]
Resistenza a rifollamento orizzontale dell'anima	$F_{x,b,bw,Rd}$	258.00 [kN]
Resistenza a rifollamento verticale dell'anima	$F_{y,b,bw,Rd}$	258.00 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	2149.94 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	2322.00 [kN]

Resistenza a rifollamento dei coprigiunti

Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	12.00 [mm]
Diametro dei bulloni d'anima	d_{wb}	20.00 [mm]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione x	$\alpha_{x,wcp,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{x,wcp,2}$	2.02 [-]
	$\alpha_{x,wcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{x,wcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{x,wcp,min}$	1.00 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione x	$k_{x,wcp,1}$	8.48 [-]
	$k_{x,wcp,2}$	6.25 [-]
	$k_{x,wcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{x,wcp,min}$	2.50 [-]
Coefficienti di rifollamento trasversale per la direzione y	$\alpha_{y,wcp,1}$	1.21 [-]
	$\alpha_{y,wcp,2}$	1.64 [-]
	$\alpha_{y,wcp,3}$	1.00 [-]
	$\alpha_{y,wcp,4}$	1.86 [-]
	$\alpha_{y,wcp,min}$	1.00 [-]
Coefficienti di rifollamento longitudinale per la direzione y	$k_{y,wcp,1}$	8.48 [-]
	$k_{y,wcp,2}$	7.85 [-]
	$k_{y,wcp,3}$	2.50 [-]
	$k_{y,wcp,min}$	2.50 [-]
Resistenza a rifollamento orizzontale dei coprigiunti	$F_{x,b,wcp,Rd}$	412.80 [kN]
Resistenza a rifollamento verticale dei coprigiunti	$F_{y,b,wcp,Rd}$	412.80 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprigiunti	$V_{Rd,3}$	3439.91 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprigiunti	$F_{w,Rd,3}$	3715.20 [kN]

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio

Spessore dei coprigiunti d'anima	t_{wcp}	12.00 [mm]
Altezza dei coprigiunti d'anima	h_{wcp}	1160.00 [mm]
Area lorda della sezione trasversale	A_{wcp}	27840.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	3288.83 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	7291.43 [kN]

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	9.00 [-]
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	23088.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	4585.47 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	7148.04 [kN]

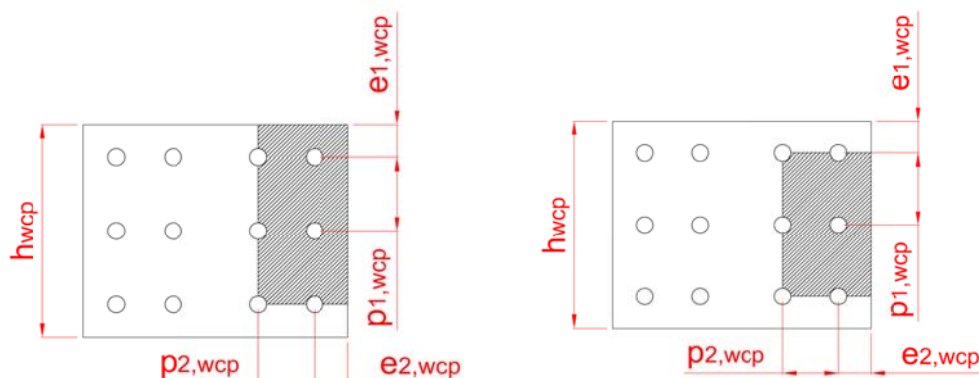
Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Spessore dell'anima	$t_{w,a}$	15.00 [mm]
Altezza dell'anima pari a quella del coprigiunto	h_{wcp}	1160.00 [mm]
Area lorda della sezione trasversale	A_{bw}	17400.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	2071.71 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	4557.14 [kN]

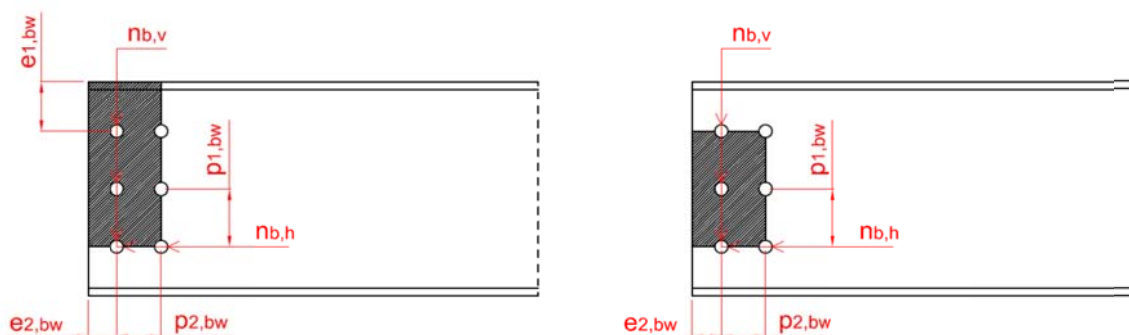
Resistenza dell'anima a trazione e taglio

Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	9.00 [-]
Area netta della sezione trasversale	$A_{wcp,net}$	14430.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	2865.92 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	4467.53 [kN]

Resistenza dei coprigiunti a trazione e taglio



Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	9.00 [-]
Numero bulloni orizzontali	$n_{b,h}$	1.00 [-]
Area netta soggetta a trazione (block tearing verticale)	$A_{nt,wcp}$	1656.00 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing verticale)	$A_{nv,wcp}$	21432.00 [mm ²]
Area netta soggetta a trazione (block tearing orizzontale)	$A'_{nt,wcp}$	19776.00 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing orizzontale)	$A'_{nv,wcp}$	3312.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dei coprigiunti (block tearing)	$V_{Rd,8}$	3525.58 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprigiunti (block tearing)	$F_{w,Rd,8}$	7303.75 [kN]

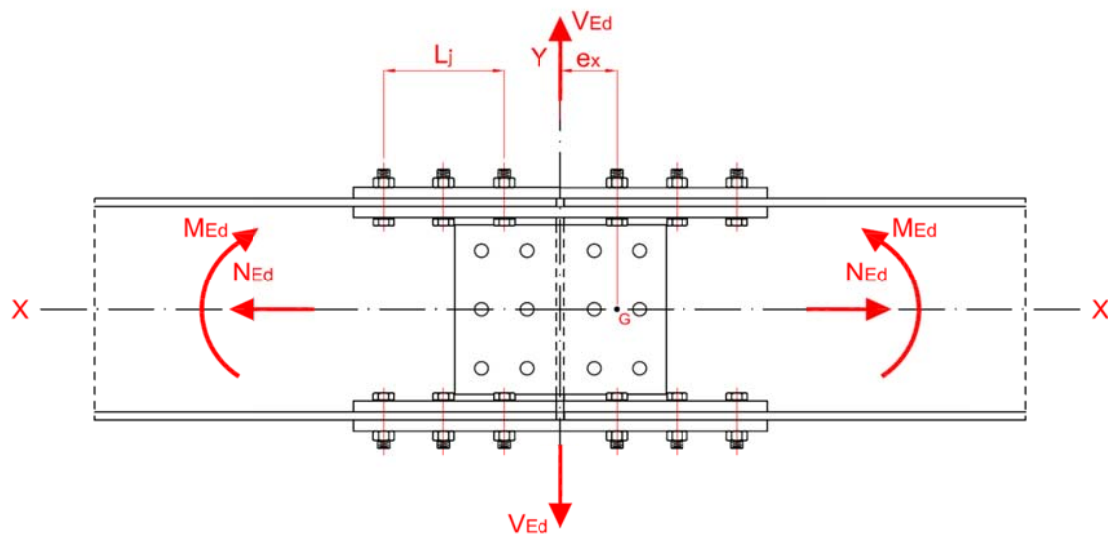


Numero bulloni verticali	$n_{b,v}$	9.00 [-]
Numero bulloni orizzontali	$n_{b,h}$	1.00 [-]
Distanza verticale del bullone più esterno dall'ala	$e_{1,bw}$	150.00 [mm]
Area netta soggetta a trazione (block tearing verticale)	$A_{nt,bw}$	1035.00 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing verticale)	$A_{nv,bw}$	14445.00 [mm ²]
Area netta soggetta a trazione (block tearing orizzontale)	$A'_{nt,bw}$	12360.00 [mm ²]
Area netta soggetta a taglio (block tearing orizzontale)	$A'_{nv,bw}$	2070.00 [mm ²]
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	2362.26 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	4564.85 [kN]

Resistenza del giunto d'anima

Resistenza a taglio della bullonatura d'anima	$V_{Rd,1}$	1567.96 [kN]
Resistenza a forza normale della bullonatura d'anima	$F_{w,Rd,1}$	1693.44 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dell'anima	$V_{Rd,2}$	2149.94 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dell'anima	$F_{w,Rd,2}$	2322.00 [kN]
Resistenza a taglio per rifollamento dei coprighiunti	$V_{Rd,3}$	3439.91 [kN]
Resistenza a forza normale per rifollamento dei coprighiunti	$F_{w,Rd,3}$	3715.20 [kN]
Resistenza a taglio dei coprighiunti (sezione lorda)	$V_{Rd,4}$	3288.83 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (sezione lorda)	$F_{w,Rd,4}$	7291.43 [kN]
Resistenza a taglio dei coprighiunti (sezione netta)	$V_{Rd,5}$	4585.47 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (sezione netta)	$F_{w,Rd,5}$	7148.04 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione lorda)	$V_{Rd,6}$	2071.71 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione lorda)	$F_{w,Rd,6}$	4557.14 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (sezione netta)	$V_{Rd,7}$	2865.92 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (sezione netta)	$F_{w,Rd,7}$	4467.53 [kN]
Resistenza a taglio dei coprighiunti (block tearing)	$V_{Rd,8}$	3525.58 [kN]
Resistenza a forza normale dei coprighiunti (block tearing)	$F_{w,Rd,8}$	7303.75 [kN]
Resistenza a taglio dell'anima (block tearing)	$V_{Rd,9}$	2362.26 [kN]
Resistenza a forza normale dell'anima (block tearing)	$F_{w,Rd,9}$	4564.85 [kN]

GIUNTO CON COPRIGIUNTI (A COMPLETO RIPRISTINO)



Sollecitazioni di progetto

Forza normale di progetto	N_{Ed}	350.00 [kN]
Forza di taglio di progetto	V_{Ed}	150.00 [kN]
Momento flettente	M_{Ed}	980.00 [kNm]

Forza normale assorbita da una singola ala $N_{f,Ed}$ 100.00 [kN]

Forza di scorrimento competente alla singola ala $F_{bf,Ed}$ **868.63 [kN]**

Resistenza della giunzione d'ala $F_{j,f,Rd}$ **1964.29 [kN]**

$F_{bf,Ed}/F_{j,f,Rd}$ ☒ **0.44 [-]**

Momento ultimo della trave $M_{u,Rd}$ 3440.33 [kNm]

Momento offerto dalla giunzione $M_{j,Rd}$ 2504.46 [kNm]

Forza normale assorbita dall'anima $N_{w,Ed}$ 150.00 [kN]

Forza di taglio assorbita dall'anima V_{Ed} 150.00 [kN]

Resistenza plastica delle travi collegate $V_{pl,Rd}$ 2835.20 [kN]

Rapporto di resistenza a taglio $V_{Ed}/V_{pl,Rd}$ ☒ **0.05 [-]**

Coefficiente riduttivo di resistenza per la presenza di N e V $1 - \rho$ 1.00 [-]

Resistenza minima a taglio per taglio o rifollamento dell'anima $V_{j,Rd,1-3}$ 1567.96 [kN]

Resistenza minima a taglio per altri meccanismi $V_{j,Rd,4-9}$ 2071.71 [kN]

Resistenza minima a trazione per taglio o rifollamento dell'anima $F_{j,w,Rd,1-3}$ 1693.44 [kN]

Resistenza minima a trazione per altri meccanismi $F_{j,w,Rd,4-9}$ 4467.53 [kN]

Verifica a taglio dei bulloni e a rifollamento $\rho_{w,1-3}$ ☒ **0.13 [-]**

Resistenza a taglio della giunzione d'anima $V_{j,w,Rd}$ **2071.71 [kN]**

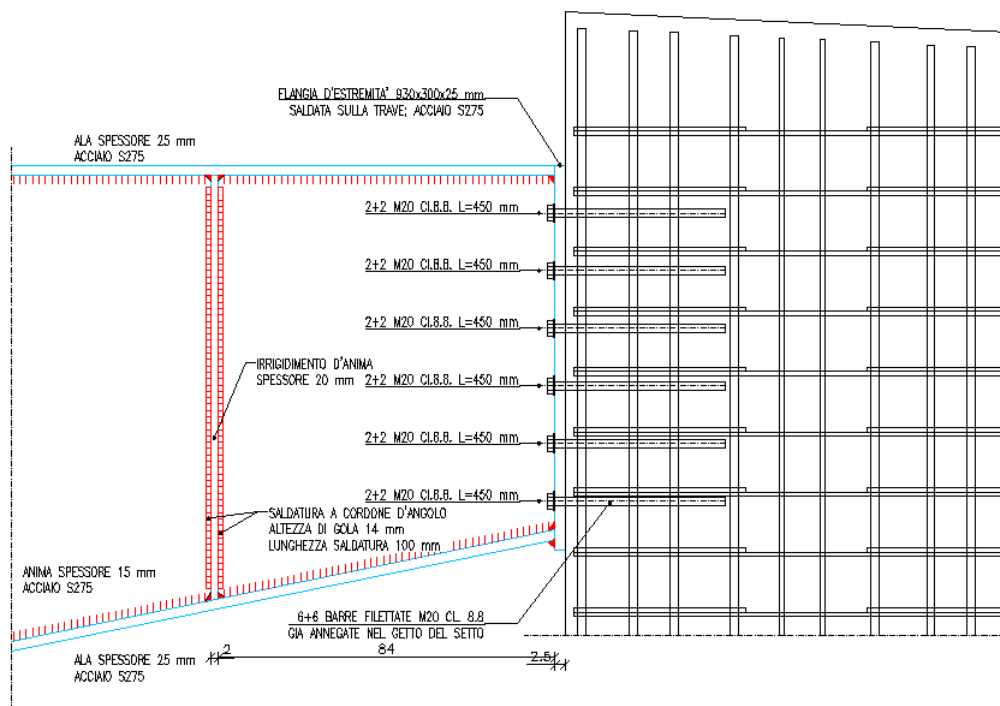
Resistenza a trazione della giunzione d'anima $N_{j,w,Rd}$ **4467.53 [kN]**

$V_{Ed}/V_{j,w,Rd}$ ☒ **0.07 [-]**

$N_{w,Ed}/N_{j,w,Rd}$ ☒ **0.03 [-]**

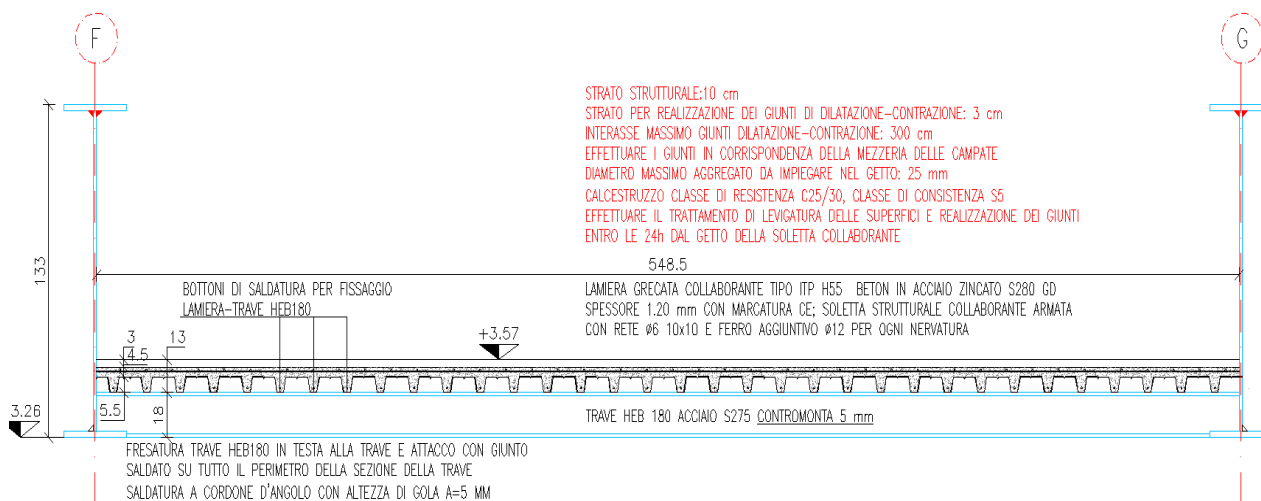
6.5.3. VERIFICA DEL GIUNTO D'ESTREMITA'

Verifica giunto estremo trave				
Resistenza a taglio dei bulloni				
bulloni				
fi	20 mm			
classe	8.8			
fy	640 Mpa			
Ares	245 mmq			
Resistenza a taglio del singolo bullone				
Fv,Rd	75.264 kN			
Resistenza a taglio del gruppo di bulloni				
Fv,Rd	903.168 kN			
Resistenza a rifollamento della piastra				
d	20 mm			
ftk	430 Mpa			
t	20 mm			
d0	22 mm			
e1,max	120 mm			
p1,max	200 mm			
e1	110 mm			
p1	140 mm			
e2	70 mm			
p2	160 mm			
alfa	1 bulloni ordo			
alfa	1 bulloni interni			
k	2.5 bulloni bordo			
k	2.5 bulloni interni			
Resistenza a rifollamento della piastra per singolo bullone				
Fb,Rd	344 kN			
Resistenza a rifollamento della piastra per la bullonatura				
Fb,Rd	4128 kN			
Verifica del giunto				
VSd [kN]	<	VRd[kN]		
156	<	903.168	VERIFICATO	

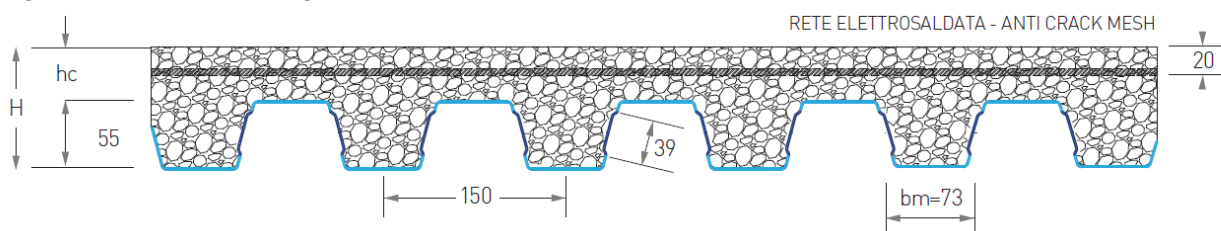


6.5.4. VERIFICA DEL SOLAIO IN LAMIERA GRECATA

Il solaio costituente il piano di calpestio della passerella pedonale è realizzato in lamiera grecata collaborante con un getto di calcestruzzo C30/37 S5 superiore, a creare un spessore totale si 10 cm.



La lamiera grecata impiegata sarà di tipo ITP H55-BETON di spessore pari a 1.2 mm e dalle seguenti caratteristiche geometriche:



Si riporta di seguito la tabella delle portate fornita dal produttore e la verifica effettuata con l'ausilio di un foglio di calcolo excel

TABELLE PORTATE - LOAD TABLE

Resistenza al taglio longitudinale: metodo di "interazione parziale" / Longitudinal shear resistance: method of partial interaction

H Spessore soletta / Thickness composite floor	S Spessore lamiera / Steel thickness	Peso soletta / Weight composite floor	Luce massima in fase di getto / Max span during concrete casting m			Larghezza efficace appoggio: 50 mm Working width support: 50 mm q = carico di esercizio variabile / service variable load																			
	mm	Kg./m ²	2 app	3 app	4 app	l=m	1,50	1,75	2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00
100 mm	0,7	185,1	2,25	2,00	2,00	q = Kg./m ²	2105	1560	1200	950	765	630	520	435	370	310	265	225	190						
	0,8	186,1	2,50	2,25	2,25		2235	1720	1320	1045	845	690	575	480	405	345	295	250	215						
τ _{u, Rd} 0,091 N/mm ²	1,0	188,3	2,75	2,75	3,00		2215	1875	1570	1240	1000	820	680	570	480	410	350	300	260						
	1,2	190,4	3,00	3,25	3,25		2200	1860	1605	1405	1145	940	780	655	555	475	405	350	300						
	1,5	193,8	3,25	3,75	3,75		2170	1835	1585	1385	1230	1105	930	780	650	565	485	420	360						

La luce di calcolo è pari a 2.10 m e il carico di esercizio sollecitante è pari a $q_{sd}=1.5 \times 5 \text{ kN/mq} = 7.25 \text{ kN/mq}$.

CALCOLO SOLLECITAZIONI

Caratteristiche geometriche della lamiera grecata:

Larghezza singolo pannello	600.0 mm
numero moduli per pannello	4
Interasse moduli	150.0 mm
larghezza sagoma superiore	61.5 mm
larghezza sagoma inferiore	61.5 mm
altezza lamiera	55.0 mm

Caratteristiche statiche lamiera grecata (al mq)

Spessore della lamiera	mm	1.25
Peso della lamiera	Kg/mq	15.70
Area della sezione	cm²/m	20.00
Momento d'inerzia ridotto	cm⁴	86.33
Distanza baricentro dal bordo inf.	cm	2.48
Modulo di resistenza superiore	cm³	26.67
Modulo di resistenza inferiore	cm³	35.89

caratteristiche statiche sezione composta

Altezza complessiva soletta	cm	10.00
Peso soletta	Kg/mq	197.95
Coefficiente di omogeneizzazione lamiera		10
Posizione asse neutro	cm	4.23
Momento d'inerzia totale della sezione	cm⁴	6545.69
Modulo di resistenza superiore	cm³	1545.92
Modulo di resistenza inferiore	cm³	1135.26

VERIFICHE:

1ª fase - il c.l.s. non ha ancora fatto presa - peso proprio + mezzi d'opera

q' =	247.95 Kg/m	
Mmax =	107.27 Kgm/m	
Tmax =	257.87 Kg/m	
tens. bordo sup. lamiera	402.22 Kg/cm²	compressione
tens. bordo inf. lamiera	298.89 Kg/cm²	trazione
abbassamento	0.199998 cm	=L/1040 (max L/250)

2ª fase - sezione mista- carico perm. + accidentale - mezzi d'opera

q" =	450.00 Kg/m	
Mmax =	194.69 Kgm/m	
Tmax =	468.00 Kg/m	
tens. nel c.l.s.	12.59 Kg/cm²	
tens. bordo inf. lamiera	171.49 Kg/cm²	trazione
abbassamento	0.029035 cm	=L/7163 (max L/500)

tensioni complessive:

c.l.s.	12.59 Kg/cm²	verificato
lamiera	470.39 Kg/cm²	verificato

SEZIONE VERIFICATA

6.5.5. VERIFICA DELLE TRAVI SECONDARIE HEB180

Si riportano di seguito le sollecitazioni flessionali massime agenti agli SLU sulle travi intermedie HEB180 S275 e la verifica condotta dal programma sulle travi, sia per gli stati limite di esercizio che per gli stati limite ultimi.

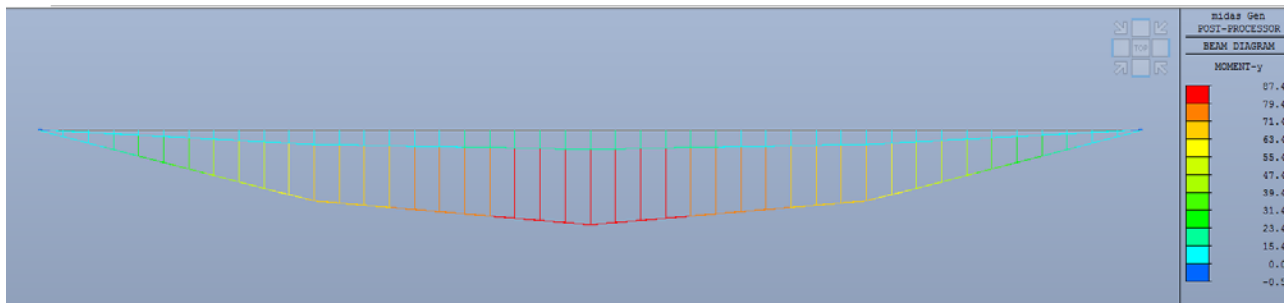


Figura 41:sollecitazioni flessionali M_y massime agli SLU

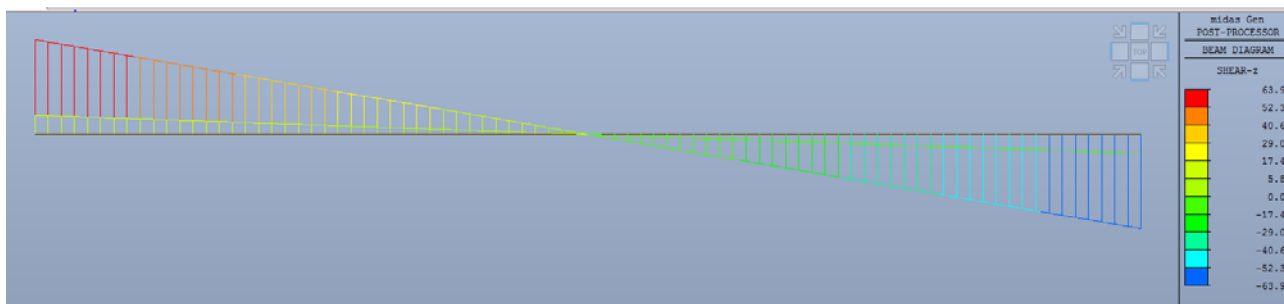
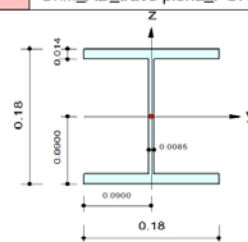


Figura 42:sollecitazioni taglianti F_z massime agli SLU

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\..._AD_trave piena_PORF CAP.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 1582
 Material S275 (No:5)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEB180 (No:12)
 (Rolled : HEB180).
 Member Length : 1.10000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -2.4500 (LCB: 10, POS:1/2)
 Bending Moments My = 87.4400, Mz = -0.0000
 End Moments Myi = 83.9234, Myj = 83.9234 (for Lb)
 Myi = 83.9234, Myj = 83.9234 (for Ly)
 Mzi = -0.0000, Mzj = -0.0000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.19156 (LCB: 32, POS:I)
 Fzz = 12.7875 (LCB: 6, POS:J)

Depth	0.18000	Web Thick	0.00850
Top F Width	0.18000	Top F Thick	0.01400
Bot.F Width	0.18000	Bot.F Thick	0.01400
Area	0.00653	Asz	0.00153
Qyb	0.02750	Qzb	0.00405
Iyy	0.00004	Izz	0.00001
Ybar	0.09000	Zbar	0.09000
Wely	0.00043	Welz	0.00015
ry	0.07660	rz	0.04570

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.10000, Lz = 1.10000, Lb = 1.10000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

 $KL/r = 24.1 < 200.0$ (Memb:1582, LCB: 10)..... O.K

Axial Resistance

 $N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 2.45/1710.24 = 0.001 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

 $M_{Edy}/M_{Rdy} = 87.440/126.238 = 0.693 < 1.000$ O.K

 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.0000/60.1191 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

 $RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$
 $R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$
 $R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$
 $R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$
 $R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.697 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

 $V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

 $V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.042 < 1.000$ O.K

Dati di input									
L	5.5 m		luce di calcolo						
HE 180 B			PROFILO TIPO HEB						
S275			TIPO ACCIAIO						
Carichi distribuiti sollecitanti					γ	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
pp	2.82 kN/m		peso proprio (calcolato in automatico)		1.3	1	1	1	1
g	4.20 kN/m		peso permanente sollecitante		1.3	1	1	1	1
q1	10.50 kN/m		carico variabile sollecitante (tipo 1)		1.5	0.75	0.7	0.3	0.3
q2	kN/m		carico variabile sollecitante (tipo 2)		1.5	0.7	0.5	0.3	0.3
q _{Sd}	24.87 kN/m		carico sollecitante agli SLU						
Carico concentrato in mezzzeria									
G	kN		Carico permanenete		1.3	1	1	1	1
Q	kN		Carico Variabile		1.5	0.7	0.5	0.3	0.3
Caratteristiche profilo									
HE 180 B									
g	51.22 kg/ml		peso del profilo		b		18.00 cm		
A	65.25 cm ²		area del profilo		t _f		1.40 cm		
A _v	18.14 cm ²		area resistente a taglio		t _w		0.85 cm		
J _y	3831.13 cm ⁴		momento d'inerzia - asse forte		r		1.50 cm		
W _y	425.68 cm ³		momento resistente elastico - asse forte						
W _{pl,y}	481.45 cm ³		momento resistente plastico - asse forte						
J _z	1362.85 cm ⁴		momento d'inerzia - asse debole						
W _z	151.43 cm ³		momento resistente elastico - asse debole						
W _{pl,z}	231.01 cm ³		momento resistente plastico - asse debole						
Verifica a flessione									
M _{Sd}	94.05 kNm		momento sollecitante agli SLU						
M _{Rd}	126.09 kNm		momento resistente agli SLU						
M _{Sd}	<	M _{Rd}		VERIFICATO					
Verifica a taglio									
V _{Sd}	68.40 kNm		momento sollecitante agli SLU						
V _{Rd}	274.32 kNm		momento resistente agli SLU						
V _{Sd}	<	V _{Rd}		VERIFICATO					
Verifica gli SLE									
L/	300	freccia massima							
q _{frequente}	14.89 kN/m		azione sollecitante in combinazione frequente						
f _{rara}	17.05 mm								
f _{max}	18.33 mm								
δ _c	5 mm		contromonta						
δ ₁	6.22 mm		spostamento dovuto ai carichi permanenti						
δ ₂	11.66 mm		spostamento dovuto ai carichi variabili						
δ _{max}	12.88 mm		δ _{max} =δ ₁ +δ ₂ -δ _c						
δ _{max}	<	l/250		VERIFICATO					
δ ₂	<	l/300		VERIFICATO					

6.6. VERIFICA DEI PROFILI A SOSTEGNO DELLA VETRATA DELLA BUSSOLA

I profili di sostegno della lanterna sono stati dimensionati in funzione dei pesi propri delle vetrate, forniti dai produttori delle stesse, e delle azioni del vento sulle vetrate e della neve sulla struttura di copertura.

In particolare i carichi assunti sono:

peso proprio della vetrata in facciata: 77 kg/mq

peso proprio della vetrata di copertura: 92 kg/mq

Gli elementi verticali ed orizzontali sono stati modellati come elementi monodimensionali tipo *beam*, mentre per gli elementi del controvento sono stati utilizzati elementi tipo *truss*. Il vincolo alla base adottato è un vincolo cerniera.

Applicando quindi i carichi agenti alla struttura di sostegno, si ottengono le seguenti sollecitazioni massime:

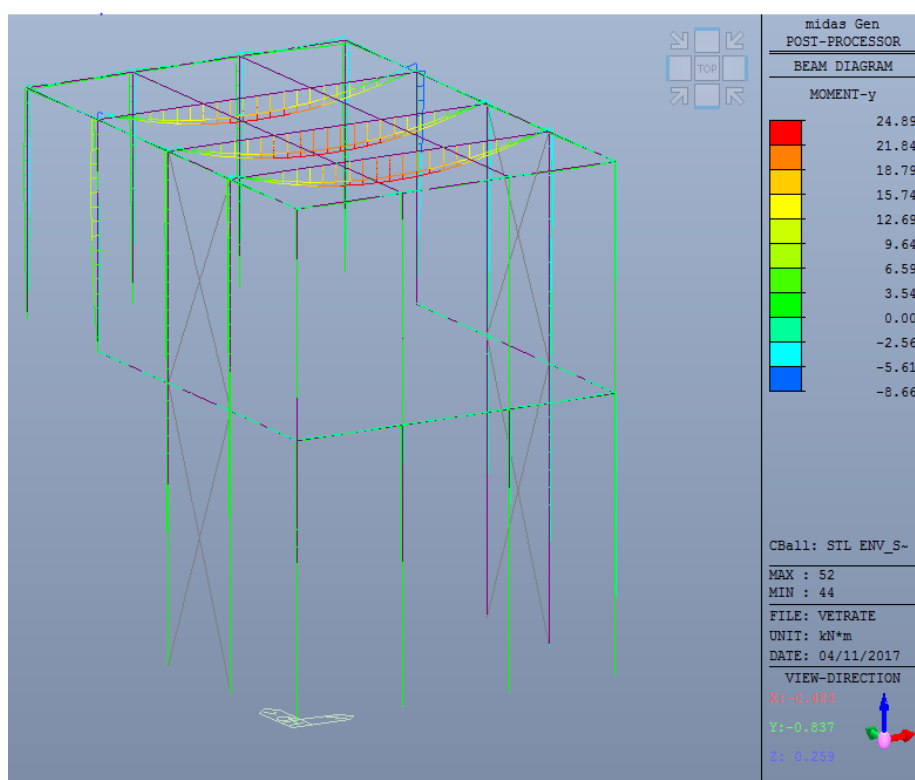


Figura 43: Momento sollecitante massimo M_y agli SLU

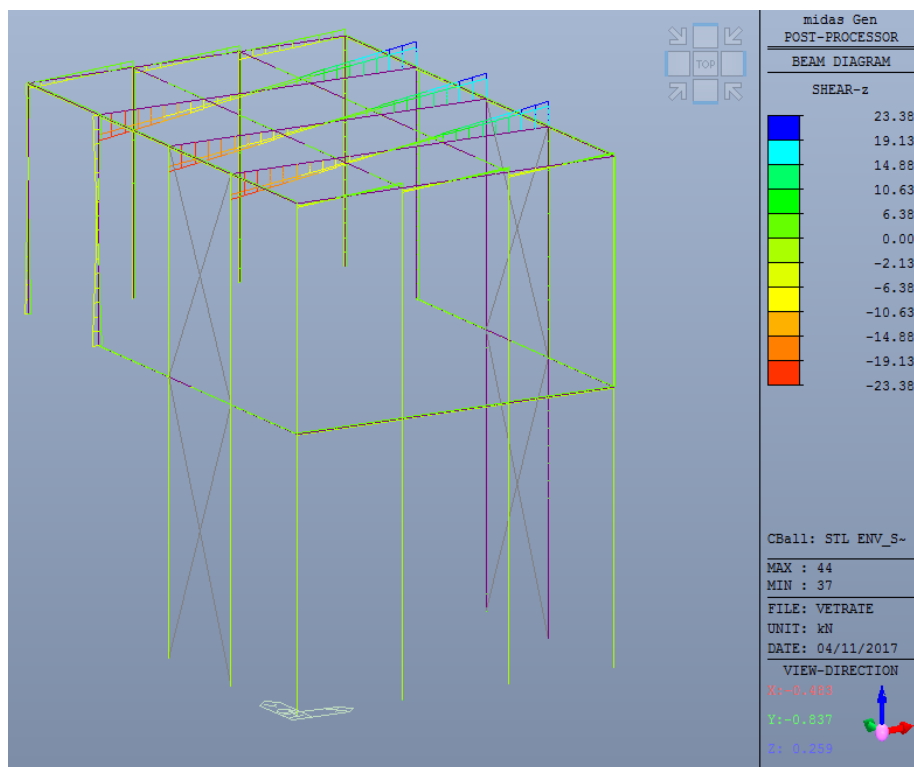


Figura 44: Taglio sollecitante massimo F_z agli SLU

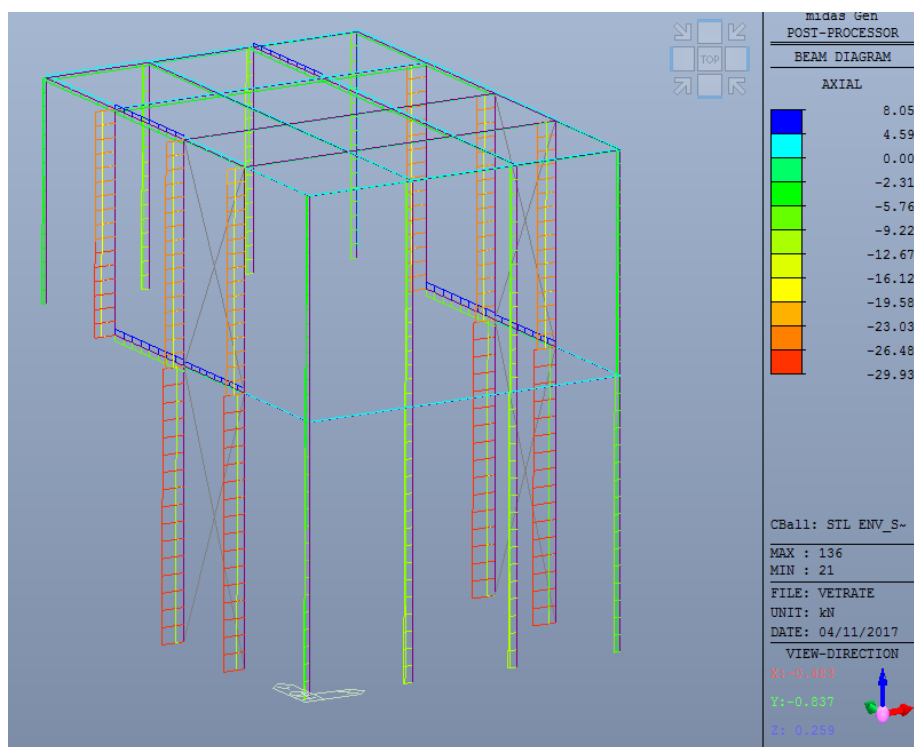


Figura 45: Azione normale massima F_x agli SLU

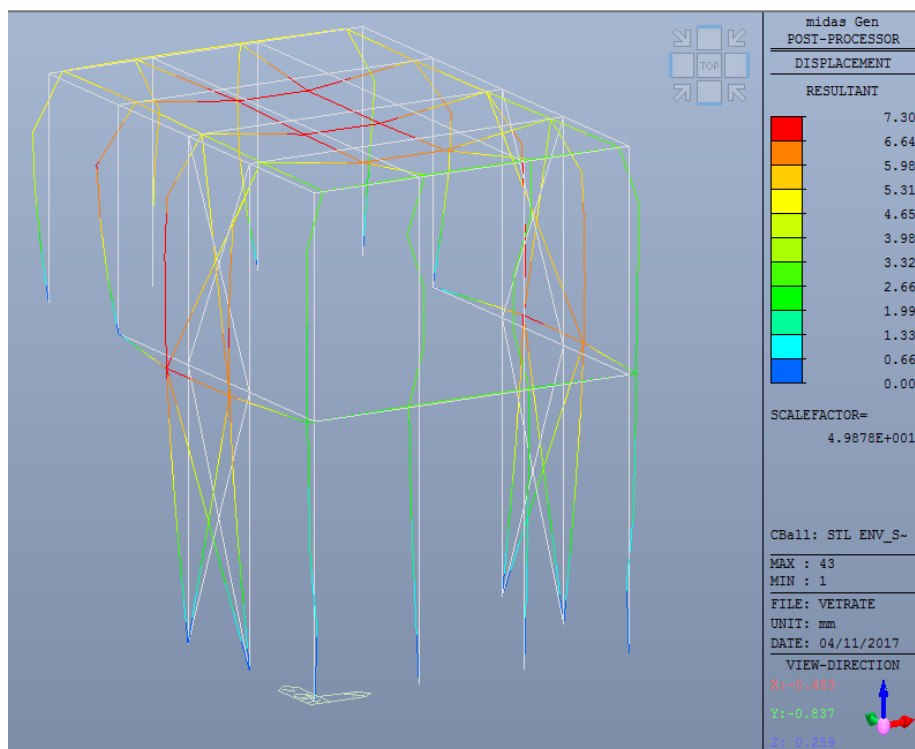


Figura 46: Deformazione massima agli SLE

Si riporta la verifica degli elementi strutturali costituenti.

Verifica dei profili IPE240 in copertura

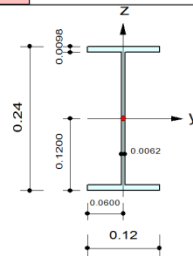
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\...ascale\VETRARE.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 52
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name IPE240 (No:2)
 (Rolled : IPE240).
 Member Length : 1.66500



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -0.5007 (LCB: 4, POS:1/2)
 Bending Moments My = 24.8888, Mz = -0.3515
 End Moments Myi = 21.5795, Myj = 22.0221 (for Lb)
 Myi = 21.5795, Myj = 22.0221 (for Ly)
 Mzi = -0.2911, Mzj = -0.4120 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.1209 (LCB: 3, POS:I)
 Fzz = -7.6845 (LCB: 4, POS:I)

Depth	0.24000	Web Thick	0.00620
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.00980
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.00980
Area	0.00391	Asz	0.00149
Qyb	0.02790	Qzb	0.00180
Iyy	0.00004	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.12000
Wely	0.00032	Welz	0.00005
ry	0.09936	rz	0.02757

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.66500, Lz = 1.66500, Lb = 1.66500
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 69.5 < 200.0$ (Memb:26, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 0.50/1075.25 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 24.889/100.650 = 0.247 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.3515/19.9865 = 0.018 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.285 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.025 < 1.000$ O.K

Verifica dei montanti HEB120 verticali

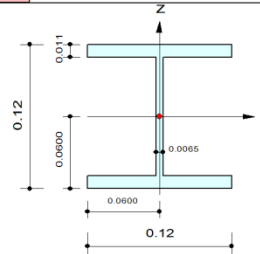
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\...ascale\VETRARE.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 71
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name HEB120 (No:1)
 (Rolled : HEB120).
 Member Length : 0.81000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -18.603 (LCB: 3, POS:J)
 Bending Moments My = -8.6536, Mz = -0.2069
 End Moments Myi = -6.4886, Myj = -8.6536 (for Lb)
 Myi = -6.4886, Myj = -8.6536 (for Ly)
 Mzi = -0.1143, Mzj = -0.2069 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.1991 (LCB: 5, POS:I)
 Fzz = 2.67274 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00650
Top F Width	0.12000	Top F Thick	0.01100
Bot.F Width	0.12000	Bot.F Thick	0.01100
Area	0.00340	Asz	0.00078
Qyb	0.01227	Qzb	0.00180
Iyy	0.00001	Izz	0.00000
Ybar	0.06000	Zbar	0.06000
Wely	0.00014	Welz	0.00005
ry	0.05040	rz	0.03060

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 0.81000, Lz = 0.81000, Lb = 0.81000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 32.3 < 200.0$ (Memb:73, LCB: 14)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 18.603/935.000 = 0.020 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 8.6536/45.4300 = 0.190 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.2069/22.0647 = 0.009 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.220 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.015 < 1.000$ O.K

Verifica delle travi UPN 120 orizzontali

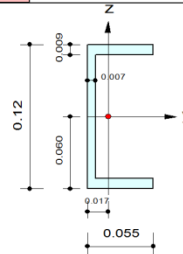
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\...ascale\VETRATE.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 135
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name UPN120 (No:4)
 (Rolled : UPN120).
 Member Length : 1.90000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -7.0864 (LCB: 5, POS:J)
 Bending Moments My = 0.20287, Mz = 0.38814
 End Moments Myi = -0.2830, Myj = 0.20287 (for Lb)
 Myi = -0.2830, Myj = 0.20287 (for Ly)
 Mzi = -0.0193, Mzj = 0.38814 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -0.2145 (LCB: 5, POS:I)
 Fzz = -0.4173 (LCB: 5, POS:I)

Depth	0.12000	Web Thick	0.00700
Top F Width	0.05500	Top F Thick	0.00900
Bot.F Width	0.05500	Bot.F Thick	0.00900
Area	0.00170	Asz	0.00084
Qyb	0.00523	Qzb	0.00071
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01744	Zbar	0.06000
Wely	0.00006	Welz	0.00001
ry	0.04620	rz	0.01590

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.90000, Lz = 1.90000, Lb = 1.90000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 119.5 < 200.0$ (Memb:135, LCB: 5)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 7.086/467.500 = 0.015 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.2029/20.0200 = 0.010 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.38814/6.50870 = 0.060 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny_Rd}, M_{Edz}/M_{nz_Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny_Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz_Rd})^{\beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y_Rd} + M_{Edz}/M_{z_Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.112 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y_Rd} = 0.001 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z_Rd} = 0.003 < 1.000$ O.K

Verifica dei tiranti L 60x5 mm del controvento

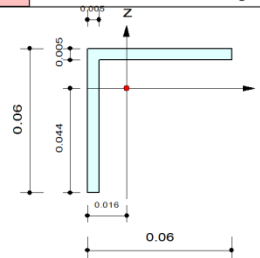
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\...ascale\VETRARE.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
 Unit System kN, m
 Member No 120
 Material S275 (No:1)
 (Fy = 275000, Es = 210000000)
 Section Name FI20 (No:3)
 (Rolled : L60x5).
 Member Length : 3.65196



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -9.9462 (LCB: 5, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)

Depth	0.06000	Web Thick	0.00500
Top F Width	0.06000	Top F Thick	0.00500
Area	0.00058	Asz	0.00025
Qyb	0.00095	Qzb	0.00095
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.01640	Zbar	0.04360
Wely	0.00000	Welz	0.00000
rp	0.01186		
ry	0.01820	rz	0.01820

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 3.65196, Lz = 3.65196, Lb = 3.65196
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 362.0 > 200.0$ (Memb:122, LCB: 14)..... N.G

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[Nc_{Rd}, Nb_{Rd}] = 9.9462/11.6585 = 0.853 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/1.31690 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/2.23167 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$R_{com} = N_{Ed}/(A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M0})$, $R_{bend} = (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / M_{yRd} + (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / M_{zRd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed} / (X_{iy} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = k_{yy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{yz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed} / (X_{iz} \cdot A_{eff} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = k_{zy} \cdot (M_{Edy} + N_{Ed} \cdot e_{Ny}) / (X_{i_LT} \cdot W_{effy} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + k_{zz} \cdot (M_{Edz} + N_{Ed} \cdot e_{Nz}) / (W_{effz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[R_{com} + R_{bend}, MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.422 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{yRd} = 0.000 < 1.000$ O.K

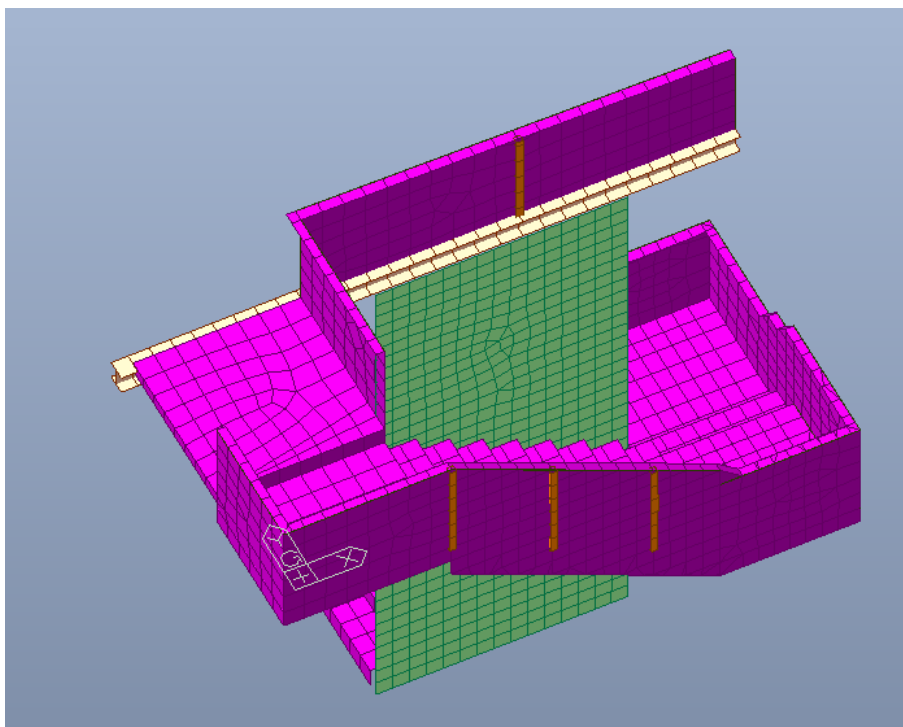
$V_{Edz}/V_{zRd} = 0.000 < 1.000$ O.K

6.7. VERIFICA DELLE SCALE

6.7.1. SCALA DRITTA

La scala “dritta” che permette l’accesso alla passerella pedonale è stata modellata con elementi *shell* e con i relativi irrigidimenti necessari a limitare le deformazioni e le tensioni nella lamiera. Alle estremità è stata vincolata con vincoli tipo “cerniera” nei punti di appoggio a terra e in sommità, oltre che negli appoggi intermedi rappresentati dai profili da L inghisati sui detti laterali, e con dei *rigid link* per garantire la connessione sul setto centrale. Di seguito si riporta un estratto 3D del modello realizzato, gli elementi costituenti la scala sono:

- lamiere costituenti i gradini, pianerottoli e parapetti modellati con elementi shell di spessore pari a 10 mm e rappresentati nell’immagine di seguito con il colore magenta in ACCIAIO S275;
- setto centrale di spessore 20 cm, rappresentato in verde IN CALCESTRUZZO C30/37;
- trave HEB 180 del ponte, che funge da appoggio alla trave in corrispondenza dello sbarco;
- profili di irrigidimento della lamiera del parapetto, di sezione trasversale 60x60x4 mm, modellati come elementi *beam* e individuabili nell’estratto seguente dal colore arancione IN ACCIAIO S275;



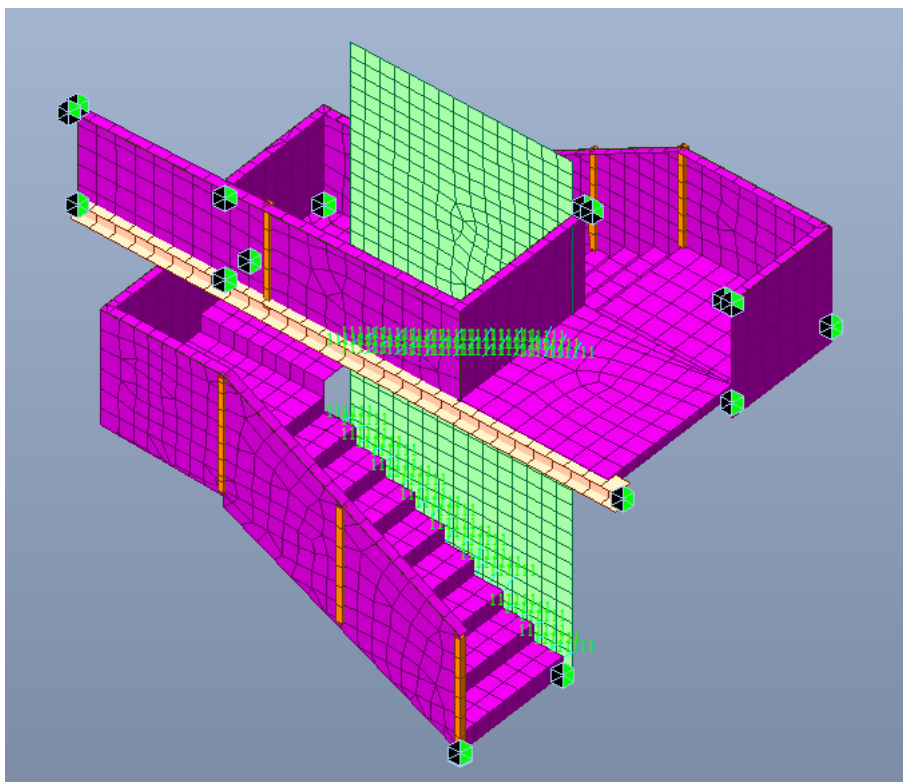


Figura 47:Modello 3D della scala e relativi vincoli

Si riportano le tensioni massime nella lamiera agli SLU/SLV. Come si può notare la tensione massima raggiunta è pari a 155 MPa, che se confrontata con la tensione resistente pari a 260 MPa evidenzia il soddisfacimento delle verifiche.

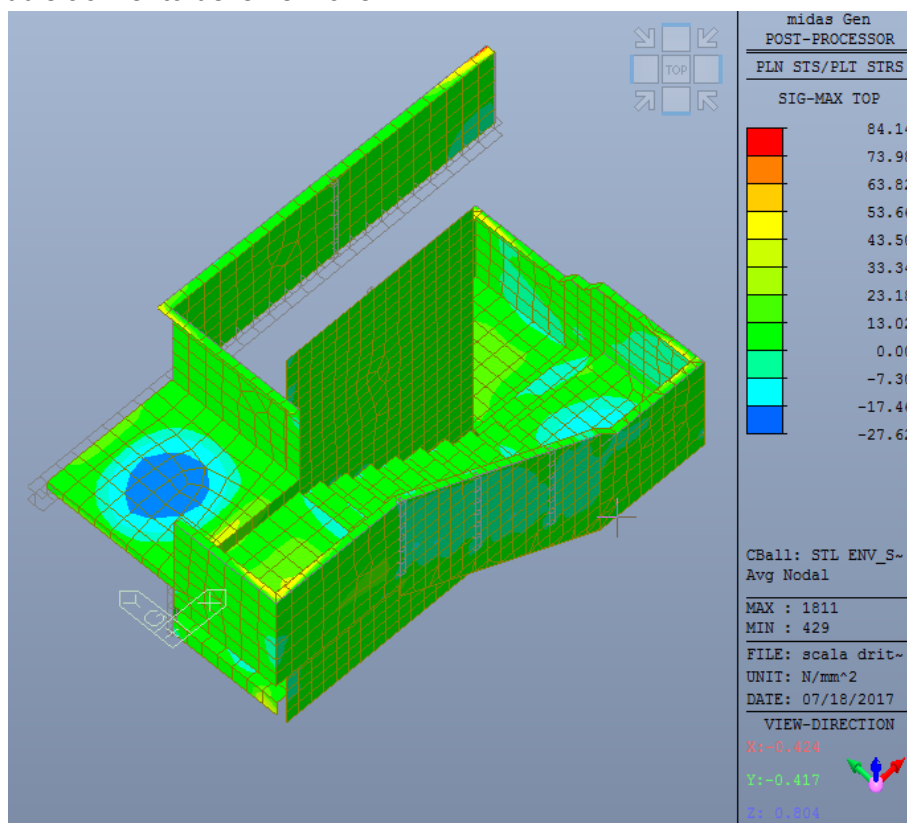


Figura 48:Tensioni massime nella lamiera

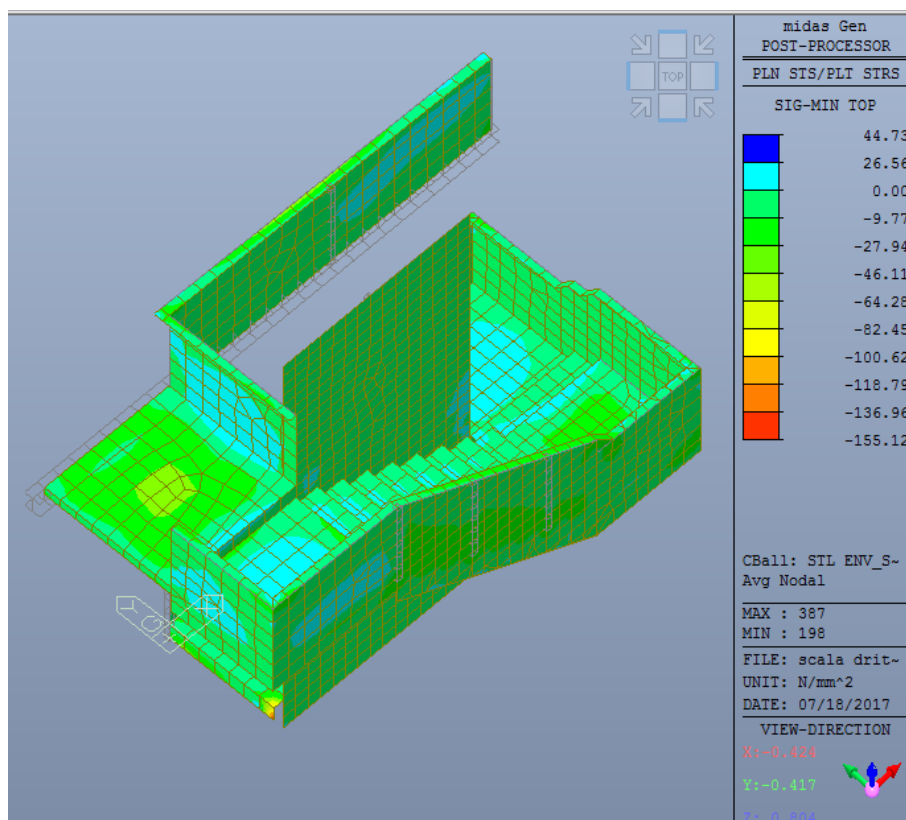


Figura 49: Tensioni minime nella lamiera

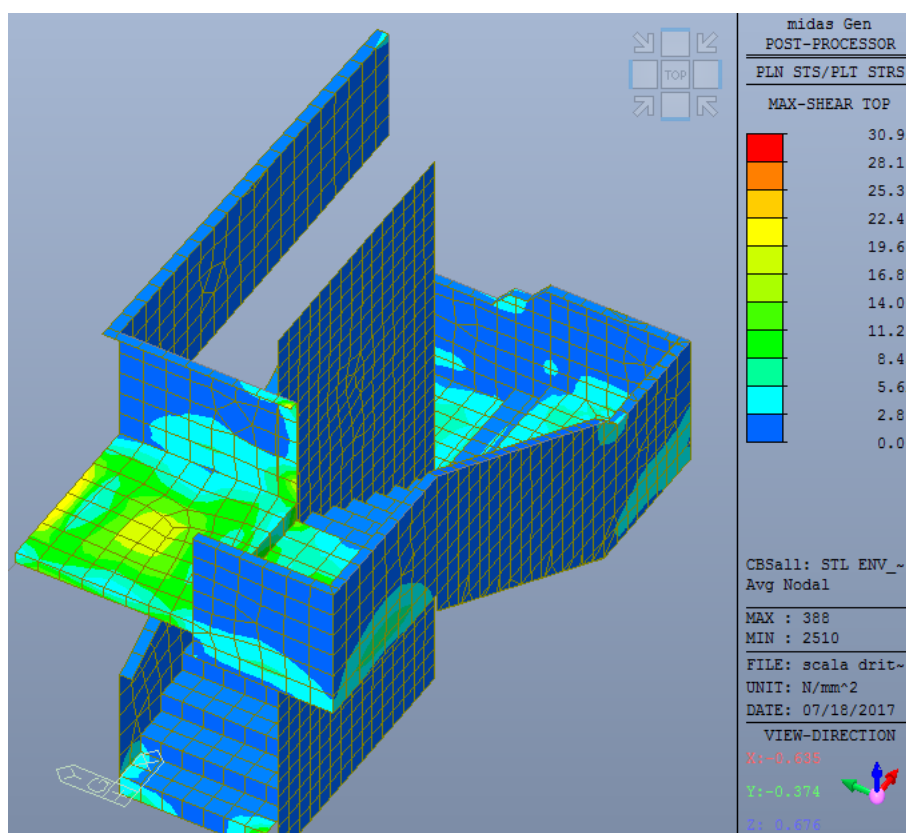


Figura 50: Tensioni tangenziali massime nella lamiera

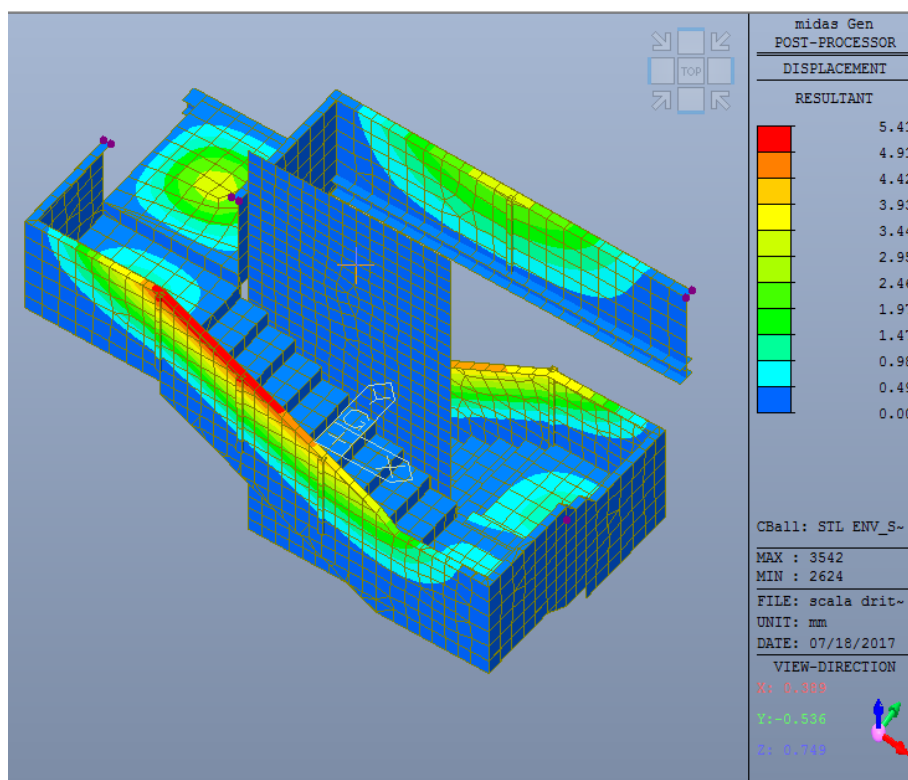


Figura 51: deformazioni massime agli SLE

Si riporta la verifica del profilo del parapetto:

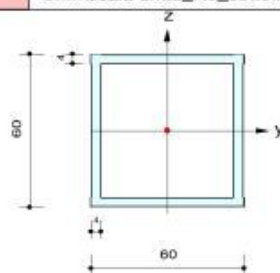
midas Gen

Steel Checking Result

Company		Project Title	
Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\...lscale dritta_R3_setto.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System N, mm
Member No 1844
Material S275 (No:1)
(Fy = 275.000, Es = 210000)
Section Name RHS-CF 60X60X4 UNI7812 (No:3)
(Rolled : RHS-CF 60X60X4 UNI7812)
Member Length : 10.0000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 0.42086 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -424771, Mz = 91203.2
End Moments Myi = -223120, Myj = -424771 (for Lb)
Myi = -223120, Myj = -424771 (for Ly)
Mzi = 250091, Mzj = 91203.2 (for Lz)
Shear Forces Fyy = 15888.8 (LCB: 1, POS:I)
Fzz = 20165.2 (LCB: 1, POS:I)

Depth	60.0000	Web Thick	4.00000
Flg Width	60.0000	Top F Thick	4.00000
Web Center	56.0000	Bot.F Thick	4.00000
Area	841.100	Asz	480.000
Qyb	1178.00	Qzb	1178.00
Iyy	423000	Izz	423000
Ybar	30.0000	Zbar	30.0000
Wely	14100.0	Welz	14100.0
ry	22.4300	rz	22.4300

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 10.0000, Lz = 10.0000, Lb = 10.0000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 44.6 < 200.0$ (Memb:1658, LCB: 2) O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/N_{t,Rd} = 0/231303 = 0.000 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 424771/3877500 = 0.110 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 91203/3877500 = 0.024 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = \max[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{max} = \max[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend})] = 0.133 < 1.000$ O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.238 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.302 < 1.000$ O.K

6.7.2. SCALA ELICOIDALE

Analogamente la scala elicoidale è stata modellata con tutti gli elementi costituenti la struttura della scala, in modo da stimare in modo corretto il peso proprio della stessa, e aggiungendo un sovraccarico variabile di 400 kg/mq.

Gli elementi bidimensionali quali piastre dei gradini e lamiere dei parapetti sono stati modellati come elementi *shell*, mentre i montanti costituiti da profili quadri di sezione 50x50x4 mm sono stati inseriti come elementi monodimensionali.

I vincoli alla base ed in sommità della struttura della scala sono stati inseriti come vincoli cerniera.

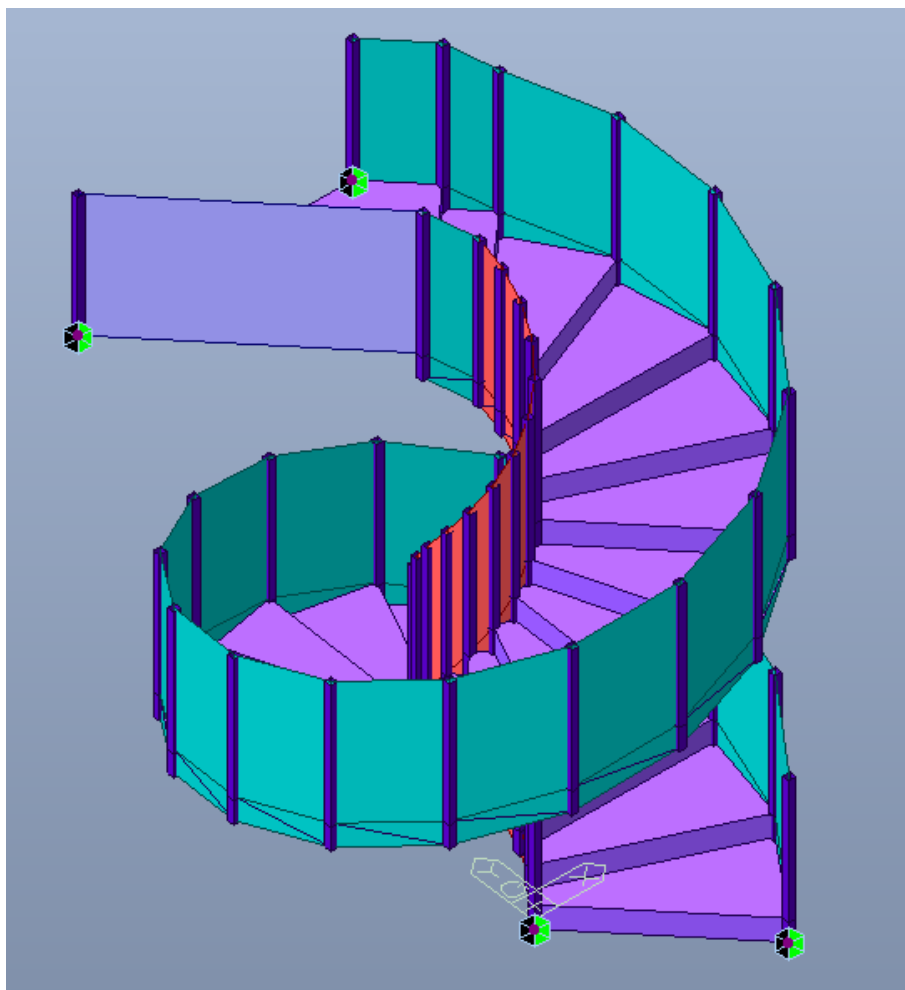


Figura 52: Modello 3D della scala elicoidale e relativi vincoli

Si riportano di seguito le sollecitazioni massime in termini di tensioni: in termini assoluti il valore massimo è pari a 220 MPa, che va confrontato con la tensione resistente dell'acciaio costituente l'elemento pari a 260 MPa.

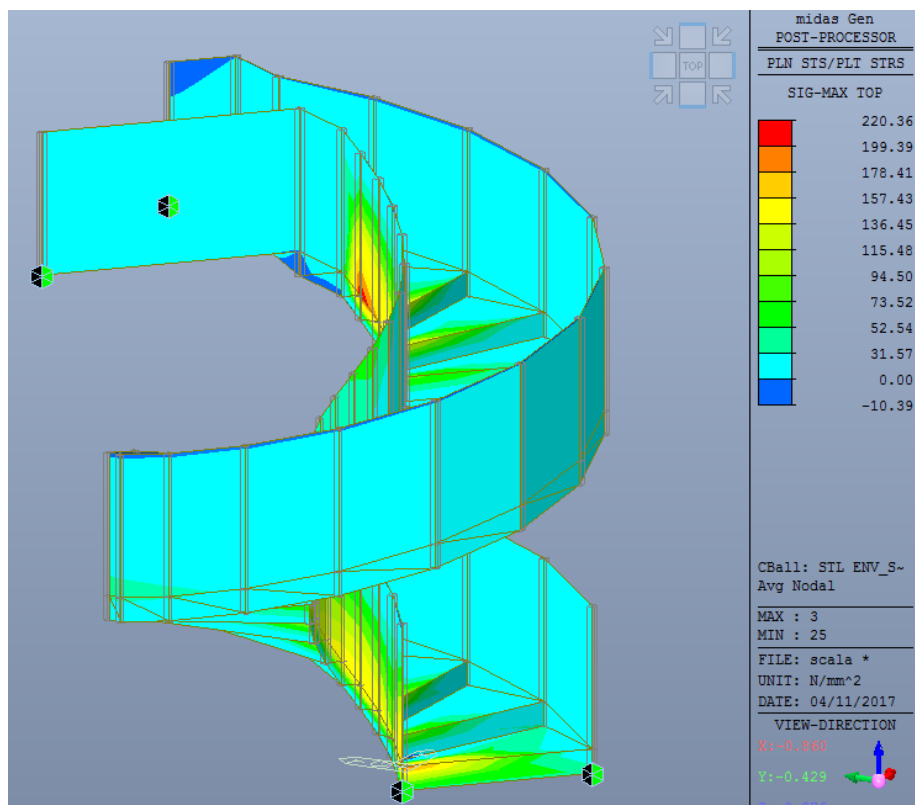


Figura 53:Tensioni massime nella lamiera agli SLU

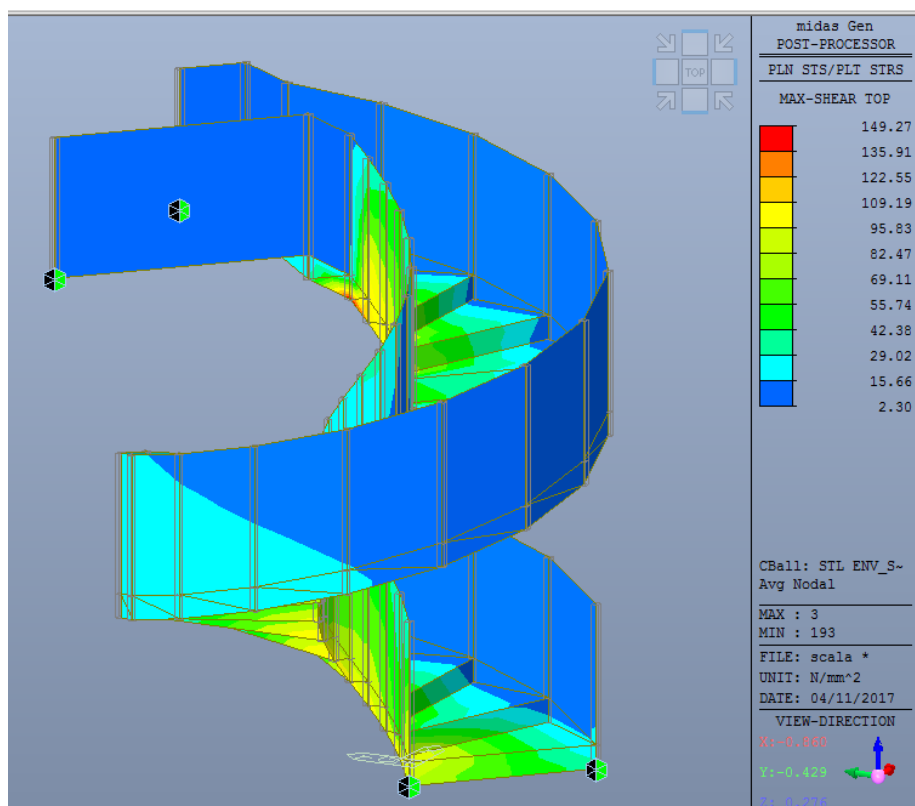


Figura 54:Tensioni tangenziali massime nella lamiera agli SLU

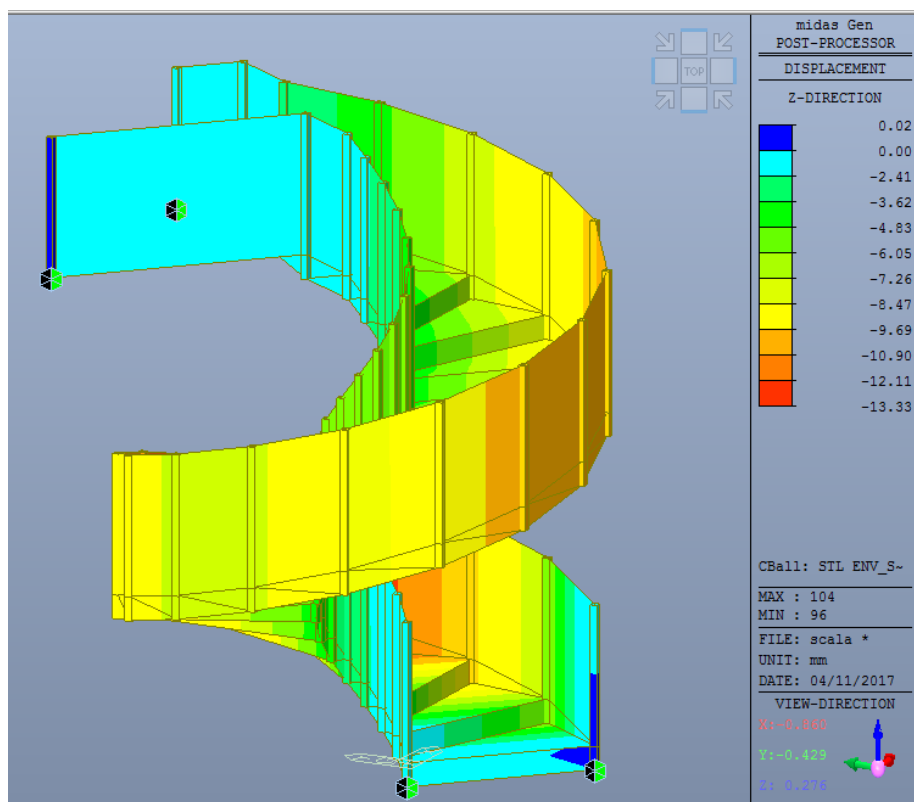
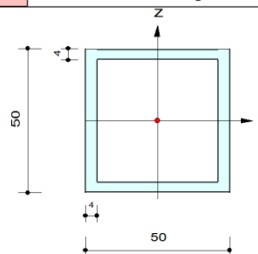


Figura 55: Deformazioni massime agli SLE

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Ufficio Cortina 02	File Name	C:\... \scala\scala.mgb

1. Design Information

Design Code Eurocode3:05
Unit System N, mm
Member No 110
Material S275 (No:1)
(Fy = 275.000, Es = 210000)
Section Name RHS-CF 50X50X4 UNI7812 (No:1)
(Rolled : RHS-CF 50X50X4 UNI7812).
Member Length : 170.000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -18102 (LCB: 1, POS:J)
Bending Moments My = -941116, Mz = 697399
End Moments Myi = 85654.0, Myj = -941116 (for Lb)
Myi = 85654.0, Myj = -941116 (for Ly)
Mzi = -54901, Mzj = 697399 (for Lz)
Shear Forces Fyy = -4425.3 (LCB: 1, POS:J)
Fzz = 6039.82 (LCB: 1, POS:J)

Depth	50.0000	Web Thick	4.00000
Flg Width	50.0000	Top F Thick	4.00000
Web Center	46.0000	Bot.F Thick	4.00000
Area	681.100	Asz	400.000
Qyb	795.500	Qzb	795.500
Iyy	228700	Izz	228700
Ybar	25.0000	Zbar	25.0000
Wely	9149.00	Welz	9149.00
ry	18.3300	rz	18.3300

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 170.000, Lz = 170.000, Lb = 170.000
Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 54.6 < 200.0$ (Memb:103, LCB: 8)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 18102/187303 = 0.097 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 941116/2515975 = 0.374 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 697399/2515975 = 0.277 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{max1} = (M_{Edy}/M_{ny,Rd})^{\alpha} + (M_{Edz}/M_{nz,Rd})^{\beta}$

$R_{com} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, R_{max1}, (R_{com} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.748 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.082 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.112 < 1.000$ O.K

