

# REGIONE VENETO PROVINCIA DI BELLUNO COMUNE DI BELLUNO

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO  
DENOMINATO "PROGETTO BELLUNO"

Lotto IV "SALONE DEI GESUITI"

CIG n. 71307923B6 - CUP: I32C16000250001

## PROGETTO ESECUTIVO

COMUNE DI BELLUNO  
ASSESSORATO AI LAVORI PUBBLICI

RESPONSABILE UNICO DEL  
PROCEDIMENTO:

Arch. Carlo Erranti

COMUNE DI BELLUNO  
UFFICIO EDILIZIA E URBANISTICA

CAPOGRUPPO COORDINATORE:

Arch. Alberto Torsello  
Via A.Cappelletto 4/A, 30175 VENEZIA MESTRE  
tel. 0415491711 fax 0415491712  
e-mail: info@taarchitettura.com

AREA	
SF	Stato di fatto
PG	Progetto
PR	Progetto Restauro
PS	Strutture
PIM	Progetto Impianti Meccanici
PE	Progetto Impianti elettrici
PSA	Progetto della sicurezza antincendio
ALL	Allegati
TIPO ELABORATO	
A	ELABORATO DESCRITTIVO
B	ELABORATO GRAFICO
C	COMPUTO METRICO ESTIMATIVO/ELENCO PREZZI
D	CAPITOLATO SPECIALE D'APPALTO
E	ALTRO

### GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

#### PROGETTO ARCHITETTONICO



TA S.r.l.

Arch. Alberto Torsello  
Via Cappelletto 4/A, Mestre (VE)  
tel. 041 5491711 - fax 041 5491712  
e-mail: info@taarchitettura.com



ARCH. FRANCESCA BOGO

Piazza dei Martiri 2, 32100 Belluno  
tel. 392 9416742  
e-mail: francescabogo2@gmail.com



ARCH. ANDREA RIZZARDINI

Via Belina 3, 32012 Val di Zoldo (BL)  
tel. 340 3727729  
e-mail: andrea.rizzardini.arch@gmail.com

#### PROGETTO IMPIANTI



STUDIO ASSOCIATO VIO

Ing. Rigo Matteo  
Arch. Vio Marina  
Arch. Vio Alessandra  
San Marco 4289, 30124 Venezia  
tel. 041 5204701 - fax 041 9636727  
e-mail: studiovio@studiovio.it

#### PROGETTO STRUTTURALE



BOARETTO E ASSOCIATI S.r.l.

Ing. Boaretto Luca  
Ing. Ongarato Mattia  
Ing. Boaretto Stefania  
Via Ospedale 9, 30174 Mestre (VE)  
tel. 041 5321503 - fax 041 8871210  
e-mail: info@boarettoeassociati.it

#### PROGETTO E COORDINAMENTO SICUREZZA

ARCH. ANNA BUZZACCHI

San Polo 2962, 30125 Venezia (VE)  
tel. 0415491711  
e-mail: a.buzzacchi@taarchitettura.com

### REVISIONI

N°	Descrizione	Data
0	Emissione	20/7/2018
1	Emissione finale - aggiornamenti	04/9/2018
-		

NOME TAVOLA / FILE

PS.A.1.2

Codice Redattore:

- [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ]  
ID CODIFICA INTERNA

Codice Capogruppo:

- [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ] [ ]  
ID CODIFICA INTERNA

REDATTO

N. Bozzolan / N. Turcato

VERIFICATO

M. Ongarato

### DESCRIZIONE ALLEGATO

## PROGETTO ESECUTIVO STRUTTURE

### TAVOLA

## RELAZIONE DI CALCOLO DELLE STRUTTURE E GEOTECNICA

SCALA

-

DATA

04/09/2018

# 1 INDICE

<b>1</b>	<b>INDICE</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>RIEPILOGO INTERVENTI STRUTTURALI</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO</b>	<b>10</b>
<b>5</b>	<b>MATERIALI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>11</b>
5.1	CALCESTRUZZO ARMATO .....	11
5.1.1	Calcestruzzo .....	11
5.1.2	Acciaio per armature .....	12
5.2	OPERE IN CARPENTERIA METALLICA .....	13
5.2.1	Lamiere e profilati .....	13
5.2.1	Bulloni e barre filettate .....	15
5.2.2	Durabilità .....	16
5.3	OPERE IN CARPENTERIA LIGNEA .....	17
5.3.1	Nuovi elementi di solaio .....	17
<b>6</b>	<b>TERRENO DI FONDAZIONE</b>	<b>18</b>
<b>7</b>	<b>CARICHI E SOVRACCARICHI DI PROGETTO</b>	<b>19</b>
7.1	AZIONI PERMANENTI .....	19
7.1.1	Peso proprio strutture portanti .....	19
7.1.2	Peso elementi portati .....	19
7.2	AZIONI VARIABILI .....	20
7.2.1	Carichi di esercizio .....	20
7.3	AZIONI SISMICHE .....	21
<b>8</b>	<b>INTERVENTO 01</b>	<b>25</b>
8.1	VERIFICA VOLTE .....	25
8.1.1	Azioni e schemi statici .....	25
8.1.2	Materiali .....	25
8.1.3	Resistenza volta a botte centrale .....	25
8.1.4	Stabilità volta a botte centrale .....	27
8.1.5	Resistenza volta a botte centrale zona scala ammezzato .....	28
8.1.6	Stabilità volta a botte centrale zona scala ammezzato .....	33
8.1.7	Resistenza volta a botte laterale .....	34
8.1.8	Stabilità volta a botte laterale .....	36
8.2	VERIFICA ARCHI A SOSTEGNO DELLE VOLTE .....	38
8.2.1	Azioni e schemi statici .....	38
8.2.2	Materiali .....	38
8.2.3	Resistenza archi a sostegno delle volte .....	38

8.2.4	Stabilità .....	40
<b>8.3</b>	<b>VERIFICA ELEMENTI VERTICALI .....</b>	<b>42</b>
8.3.1	Azioni e schemi statici.....	42
8.3.2	Materiali.....	42
8.3.3	Resistenza pilastri .....	43
8.3.4	Resistenza maschi murari filo 1 .....	44
8.3.5	Resistenza maschi maschi murari filo 2 .....	47
8.3.6	Stabilità pilastri .....	49
8.3.7	Stabilità arco (trasferimento azione orizzontale al maschio murario).....	49
8.3.8	Stabilità maschi murari .....	52
<b>8.4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO ANCORANTI .....</b>	<b>53</b>
8.4.1	Azioni e schemi statici.....	53
8.4.2	Materiali.....	53
8.4.3	Resistenza del piatto.....	53
8.4.4	Resistenza del collegamento .....	53
<b>9</b>	<b>INTERVENTO 02 .....</b>	<b>54</b>
<b>10</b>	<b>INTERVENTO 03 .....</b>	<b>54</b>
<b>11</b>	<b>INTERVENTO 04 .....</b>	<b>55</b>
11.1	VERIFICA SOLAIO MEZZANINO LATO OVEST .....	55
11.1.1	Azioni e schemi statici.....	55
11.1.2	Materiali.....	55
11.1.3	Resistenza .....	56
11.1.4	Deformabilità .....	58
<b>12</b>	<b>INTERVENTO 05 .....</b>	<b>59</b>
12.1	VERIFICA SOLAIO DI PIANO PRIMO (SALONE PRINCIPALE).....	59
12.1.1	Azioni e schemi statici.....	59
12.1.2	Materiali.....	59
12.1.3	Resistenza .....	60
12.1.4	Deformabilità .....	62
12.2	VERIFICA ARCHI FILI VERTICALI 3÷8 .....	63
12.2.1	Azioni e schemi statici.....	63
12.2.2	Materiali.....	63
12.2.3	Resistenza .....	63
12.2.4	Stabilità .....	65
12.2.5	Stabilità globale allineamenti corpo centrale .....	66
12.3	VERIFICA PILASTRI .....	71
12.3.1	Azioni e schemi statici.....	71
12.3.2	Materiali.....	71
12.3.3	Resistenza .....	71
<b>13</b>	<b>INTERVENTO 06 .....</b>	<b>73</b>
13.1	VERIFICA NUOVE TRAVI IN LEGNO .....	73

13.1.1	Azioni e schemi statici.....	73
13.1.2	Materiali.....	73
13.1.3	Resistenza .....	73
13.2	VERIFICA COLLEGAMENTO TRAVE / TRAVERSO.....	75
13.2.1	Azioni e schemi statici.....	75
13.2.2	Resistenza .....	75
<b>14</b>	<b>INTERVENTO 07</b>	<b>78</b>
14.1	VERIFICA NUOVO TIRANTE FILI 3-6 ARCHI FESSURATI .....	78
14.1.1	Azioni e schemi statici.....	78
14.1.2	Materiali.....	78
14.1.3	Resistenza .....	78
<b>15</b>	<b>INTERVENTO 08</b>	<b>81</b>
15.1	VERIFICA ARCO FILO B TRA FILI 7 - 8.....	81
15.1.1	Azioni e schemi statici.....	81
15.1.2	Materiali.....	81
15.1.3	Resistenza .....	81
15.1.4	Stabilità dell'arco .....	81
15.1.5	Stabilità dei piedritti .....	83
<b>16</b>	<b>INTERVENTO 09</b>	<b>84</b>
<b>17</b>	<b>INTERVENTO 10</b>	<b>84</b>
<b>18</b>	<b>INTERVENTO 11</b>	<b>84</b>
<b>19</b>	<b>INTERVENTO 12</b>	<b>85</b>
19.1	RINFORZO PARETE FILO 1 PER ALLARGAMENTO FONOMETRIE.....	85
19.1.1	Azioni e schemi statici.....	85
19.1.2	Materiali.....	86
19.1.3	Rigidezze .....	86
19.1.4	Resistenza nuovi portali.....	88
<b>20</b>	<b>INTERVENTO 13</b>	<b>91</b>
20.1	VERIFICA ARCHITRAVE.....	91
20.1.1	Azioni e schemi statici.....	91
20.1.2	Materiali.....	91
20.1.3	Resistenza .....	91
20.1.4	Stabilità .....	92
20.1.5	Deformabilità .....	92
<b>21</b>	<b>INTERVENTO 14</b>	<b>93</b>
21.1	FONDAZIONE SCALA MONUMENTALE.....	93
21.1.1	Azioni e schemi statici.....	93
21.1.2	Materiale .....	93
21.1.3	Resistenza fondazione .....	93
21.1.4	Verifica tensioni sul terreno fondazione.....	95

21.2	FONDAZIONE SCALA DI SICUREZZA ANGOLO NORD-EST.....	96
21.2.1	Azioni e schemi statici.....	96
21.2.2	Materiali.....	96
21.2.3	Resistenza fondazione .....	96
21.2.4	Tensioni sul terreno fondazione .....	96
<b>22</b>	<b>INTERVENTO 15</b>	<b>98</b>
22.1	VERIFICA SETTO CENTRALE.....	98
22.1.1	Azioni e schemi statici.....	98
22.1.2	Materiale .....	98
22.1.3	Verifica globale di resistenza HEM 140 – SLU .....	98
22.1.1	Stabilità HEM 140 - SLU .....	101
22.1.2	Resistenza HEM 140 – SLV .....	103
22.1.3	Stabilità HEM 140 - SLV.....	107
22.1.4	Resistenza tirante d'unione .....	108
22.2	VERIFICA GRADINI E PIANEROTTOLI.....	110
22.2.1	Azioni e schemi statici.....	110
22.2.2	Materiali.....	110
22.2.3	Resistenza gradino .....	111
22.2.4	Deformabilità gradino.....	111
22.2.5	Resistenza nervatura centrale .....	111
22.2.6	Deformabilità pianerottolo .....	113
22.3	PARAPETTO SOPRA RAMPE .....	113
22.3.1	Azioni e schemi statici.....	113
22.3.2	Materiali.....	113
22.3.3	Resistenza parapetto scala .....	113
22.4	PARAPETTO PIANO PRIMO .....	114
22.4.1	Azioni e schemi statici.....	114
22.4.2	Materiali.....	115
22.4.3	Resistenza parapetto piano primo.....	115
22.4.4	Resistenza profili ad L .....	115
22.5	VERIFICA COLLEGAMENTO A TERRA CORPO PRINCIPALE.....	116
22.5.1	Azioni e schemi statici.....	116
22.5.2	Materiali.....	117
22.5.3	Resistenza .....	117
22.6	VERIFICA COLLEGAMENTO GRADINI E PIANEROTTOLI .....	119
22.6.1	Azioni e schemi statici.....	119
22.6.2	Materiali.....	120
22.6.3	Resistenza .....	120
22.7	VERIFICA COLLEGAMENTO PARAPETTO PIANO PRIMO .....	121
22.7.1	Azioni e schemi statici.....	121
22.7.2	Materiali.....	121
22.7.3	Resistenza .....	122

<b>23</b>	<b>INTERVENTO 16</b>	<b>123</b>
23.1	VERIFICA SETTO CENTRALE .....	123
23.1.1	Azioni e schemi statici.....	123
23.1.2	Materiali.....	123
23.1.3	Resistenza .....	123
23.1.4	Stabilità .....	124
23.2	VERIFICA COLONNE HEA 160 .....	125
23.2.1	Azioni e schemi statici.....	125
23.2.2	Materiali.....	125
23.2.3	Resistenza .....	125
23.2.4	Stabilità .....	126
23.3	VERIFICA COSCIALE TIPOLOGICO.....	128
23.3.1	Azioni e schemi statici.....	128
23.3.2	Materiali.....	128
23.3.3	Resistenza .....	128
23.3.4	Deformabilità .....	131
23.4	VERIFICA ULTIMO COSCIALE .....	132
23.4.1	Azioni e schemi statici.....	132
23.4.2	Materiali.....	132
23.4.3	Resistenza .....	132
23.4.4	Deformabilità .....	135
23.5	VERIFICA TRAVERSO .....	136
23.5.1	Azioni e schemi statici.....	136
23.5.2	Materiali.....	136
23.5.3	Resistenza .....	136
23.5.4	Deformabilità .....	137
23.6	VERIFICA GRADINI E PIANEROTTOLI.....	137
23.6.1	Azioni e schemi statici.....	137
23.6.2	Materiali.....	138
23.6.3	Resistenza gradino .....	138
23.6.1	Deformabilità gradino.....	138
23.6.2	Resistenza pianerottolo .....	139
23.6.1	Deformabilità pianerottolo .....	139
23.7	VERIFICA PARAPETTO .....	140
23.7.1	Azioni e schemi statici.....	140
23.7.2	Materiali.....	140
23.7.3	Resistenza .....	140
23.8	VERIFICA COLLEGAMENTO COSCIALE – HEA160 .....	140
23.8.1	Azioni e schemi statici.....	140
23.8.2	Materiale .....	141
23.8.3	Resistenza .....	141

23.9	VERIFICA BOCCOLE ULTIMO PIANEROTTOLO .....	142
23.9.1	Azioni e schemi statici.....	142
23.9.2	Materiali.....	142
23.9.3	Resistenza .....	143
23.10	VERIFICA COLLEGAMENTO PARAPETTO – COSCIALE .....	143
23.10.1	Azioni e schemi statici.....	143
23.10.2	Materiali.....	143
23.10.3	Resistenza .....	143
<b>24</b>	<b>INTERVENTO 17</b>	<b>144</b>
24.1	VERIFICA TRAVI IPE 200 .....	144
24.1.1	Azioni e schemi statici.....	144
24.1.2	Materiale .....	144
24.1.3	Resistenza .....	144
24.1.4	Deformabilità .....	147
24.2	VERIFICA COSCIALE .....	148
24.2.1	Azioni e schemi statici.....	148
24.2.2	Materiale .....	148
24.2.3	Verifica dei cosciali.....	148
24.2.4	Deformabilità .....	149
24.3	VERIFICA GRADINI E PIANEROTTOLI.....	149
24.3.1	Azioni e schemi statici.....	149
24.3.2	Materiale .....	150
24.3.3	Resistenza gradino .....	150
24.3.4	Deformabilità gradino.....	150
24.3.5	Resistenza pianerottolo .....	151
24.3.1	Deformabilità pianerottolo .....	151
24.4	PARAPETTO SOPRA RAMPE .....	152
24.4.1	Azioni e schemi statici.....	152
24.4.2	Materiale .....	152
24.4.3	Resistenza parapetto scala .....	152
24.5	PARAPETTO PIANO PRIMO .....	152
24.5.1	Azioni e schemi statici.....	152
24.5.2	Materiale .....	153
24.5.3	Resistenza parapetto .....	153
24.5.4	Resistenza profili a L .....	153
24.6	VERIFICA COLLEGAMENTO COSCIALE – PANNELLO NERVATO .....	155
24.6.1	Azioni e schemi statici.....	155
24.6.2	Materiale .....	155
24.6.3	Resistenza .....	155
24.7	VERIFICA COLLEGAMENTO PARAPETTO – COSCIALE .....	155
24.7.1	Azioni e schemi statici.....	155

24.7.2	Materiale .....	155
24.7.3	Resistenza .....	155
24.8	VERIFICA COLLEGAMENTO PARAPETTO PIANO PRIMO .....	156
24.8.1	Azioni e schemi statici.....	156
24.8.2	Materiali.....	157
24.8.3	Materiale .....	157
<b>25</b>	<b>INTERVENTO 18</b>	<b>159</b>
25.1	VERIFICA COSCIALI.....	159
25.1.1	Azioni e schemi statici.....	159
25.1.2	Materiali.....	159
25.1.3	Resistenza .....	159
25.1.4	Deformabilità .....	159
25.2	VERIFICA GRADINI E PIANEROTTOLI.....	160
25.2.1	Azioni e schemi statici.....	160
25.2.2	Materiali.....	160
25.2.3	Resistenza gradino .....	160
25.2.4	Deformabilità gradino.....	161
25.2.5	Resistenza pianerottolo .....	161
25.2.6	Deformabilità pianerottolo .....	162
25.3	VERIFICA COLLEGAMENTO COSCIALE – MURO .....	162
25.3.1	Azioni e schemi statici.....	162
25.3.2	Materiali.....	163
25.3.3	Resistenza .....	163
<b>26</b>	<b>INTERVENTO 19</b>	<b>164</b>
26.1	VERIFICA COLONNE .....	164
26.1.1	Azioni e schemi statici.....	164
26.1.2	Materiali.....	164
26.1.3	Resistenza .....	164
26.1.4	Stabilità .....	165
26.2	VERIFICA TRAVI PRINCIPALI .....	167
26.2.1	Azioni e schemi statici.....	167
26.2.2	Materiali.....	167
26.2.3	Resistenza .....	167
26.2.4	Deformabilità .....	168
26.3	VERIFICA TRAVI SECONDARIE .....	169
26.3.1	Azioni e schemi statici.....	169
26.3.2	Materiali.....	170
26.3.3	Resistenza .....	170
26.3.4	Deformabilità .....	171
26.4	VERIFICA LAMIERA GRECATI .....	172
26.4.1	Azioni e schemi statici.....	172



26.4.2	Materiali.....	172
26.4.3	Carico limite .....	173
26.5	VERIFICA COLLEGAMENTO HEA 100 – MURO.....	173
26.5.1	Azioni e schemi statici.....	173
26.5.2	Materiali.....	174
26.5.3	Resistenza .....	174
26.6	VERIFICA COLLEGAMENTO HEA 100 – IPE 180.....	175
26.6.1	Azioni e schemi statici.....	175
26.6.2	Materiali.....	176
26.6.3	Resistenza .....	176
26.7	VERIFICA COLLEGAMENTO IPE 180 – MURO.....	178
26.7.1	Azioni e schemi statici.....	178
26.7.2	Materiali.....	179
26.7.3	Resistenza .....	179
26.8	VERIFICA COLLEGAMENTO IPE 180 – IPE 180 .....	180
26.8.1	Azioni e schemi statici.....	180
26.8.2	Materiali.....	181
26.8.3	Resistenza .....	181
<b>27</b>	<b>INTERVENTO 20</b>	<b>184</b>
27.1	VERIFICA MURO DI SOSTEGNO .....	184
27.1.1	Azioni e schemi statici.....	184
27.1.2	Materiali.....	184
27.1.3	Resistenza .....	184
27.2	VERIFICA PARAPETTO.....	186
27.2.1	Azioni e schemi statici.....	186
27.2.2	Materiali.....	186
27.2.3	Resistenza .....	187
27.3	VERIFICA COLLEGAMENTO PARAPETTO MURETTO .....	187
27.3.1	Azioni e schemi statici.....	187
27.3.2	Materiali.....	188
27.3.3	Resistenza .....	188
<b>28</b>	<b>INTERVENTO 21</b>	<b>190</b>
<b>29</b>	<b>RISULTANZE</b>	<b>190</b>

## **2 PREMESSA**

Oggetto della presente relazione sono il dimensionamento e la verifica delle strutture portanti previste nell'intervento di riqualificazione del salone dei Gesuiti a Belluno. Vengono qui riverificate anche tutte le membrature esistenti interessate dagli interventi previsti in progetto. Tra queste particolare attenzione è stata prestata agli archi ed alle volte in muratura.

La relazione descrive sotto l'aspetto tecnico le strutture previste, riporta i carichi permanenti ed accidentali, specifica le caratteristiche dei materiali, descrive le ipotesi di calcolo assunte nelle operazioni di progetto e dimostra le calcolazioni condotte.

Le verifiche vengono descritte attraverso la rappresentazione degli schemi statici di calcolo e la verifica delle sezioni caratteristiche delle strutture. I disegni di tali strutture sono presentati nelle allegate tavole grafiche.

Sono qui riportate anche le verifiche geotecniche relative alle nuove opere poggianti direttamente sul terreno di fondazione (scala monumentale e scala angolo nord-est).

## **3 RIEPILOGO INTERVENTI STRUTTURALI**

Vengono riepilogati gli interventi strutturali previsti e le relative calcolazioni, per una più esaustiva descrizione degli stessi si rimanda alla relazione tecnica descrittiva.

### **INTERVENTI SULL'ESISTENTE**

- **01 Consolidamento solaio mezzanino lato Est;**
- **02 Demolizione pareti e solaio sopra locale A02;**
- **03 Demolizione scale in legno esistenti;**
- **04 Consolidamento solaio mezzanino lato Ovest;**
- **05 Interventi solaio piano primo;**
- **06 Intervento su solaio di sottotetto;**
- **07 Consolidamento archi e volte tra fili 3-6 e C-D;**
- **08 Rimozione tirante e consolidamento arco sul filo B (tra fili 7-8);**
- **09 Consolidamento fessure piano primo filo D (tra fili 3 e 4);**
- **10 Demolizione parete piano primo filo 6;**
- **11 Consolidamento archi e volte per fessure e passaggio impianti;**
- **12 Rinforzo parete filo 1 per allargamento forometrie;**
- **13 Apertura nuove forometrie (fori porta e fori impianti);**

### **NUOVE OPERE INTERNE**

- **14 Interventi in fondazione;**
- **15 Nuova scala monumentale;**
- **16 Nuova scala di sicurezza angolo nord-est;**
- **17 Nuova scala mezzanino ovest;**
- **18 Nuova scala mezzanino est;**
- **19 Nuovo soppalco a piano primo tra i fili 2-3;**

### **NUOVE OPERE ESTERNE**

- **20 Muretti di contenimento rampa esterna;**

- **21 Apertura varco su muro di recinzione lato parco.**

## 4 CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento strutturale si configura come una serie di puntuali interventi di rinforzo/consolidamento di natura **locale** ai sensi del §8.4 delle NTC 08.

Detta considerazione è avvalorata dal fatto che non si sono prodotte sostanziali modifiche al comportamento delle altre parti e della struttura nel suo insieme, in quanto:

- l'intervento non determina una sopraelevazione della costruzione;
- l'intervento non determina un ampliamento della costruzione mediante opere strutturalmente connesse;
- non sono previsti interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente.
- l'intervento non determina variazioni di classe e/o destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali in fondazione superiori al 10%, come di seguito dimostrato (combinazione dei carichi quasi permanente):

	Combinazione quasi permanente												
	Edificio pre-intervento					Edificio post-intervento							
	g1 [kN/mq]	g2 [kN/mq]	q*ψ2 [kN/mq]	tot [kN/mq]	Area [mq]	tot [kN]	g1 [kN/mq]	g2 [kN/mq]	q*ψ2 [kN/mq]	tot [kN/mq]	Area [mq]	tot [kN]	
Parete perimetrale PT (sp.95cm) fili 1-10	19.95	0.20	0.00	20.15	246.50	4966.98	19.95	0.20	0.00	20.15	246.50	4966.98	
Parete perimetrale PT (sp.80cm) fili 2-9	16.80	0.20	0.00	17.00	340.00	5780.00	16.80	0.20	0.00	17.00	340.00	5780.00	
Parete perimetrale PT (sp.80cm) est fili A-D	16.80	0.20	0.00	17.00	603.50	10259.50	16.80	0.20	0.00	17.00	603.50	10259.50	
Parete perimetrale PT (sp.75cm) su filo CD, tra 1-2	15.75	0.20	0.00	15.95	76.50	1220.18	15.75	0.20	0.00	15.95	76.50	1220.18	
Contrafforti PT (sp.100cm)	21.00	0.20	0.00	21.20	178.50	3784.20	21.00	0.20	0.00	21.20	178.50	3784.20	
Pilastrini PT						3066.34						3066.34	
Archi PT						2760.00						2760.00	
Parete perimetrale P1 (sp.90cm) fili 1-10	18.90	0.20	0.00	19.10	145.00	2769.50	18.90	0.20	0.00	19.10	145.00	2769.50	
Parete perimetrale P1 (sp.80cm) filo 2	16.80	0.20	0.00	17.00	100.00	1700.00	16.80	0.20	0.00	17.00	100.00	1700.00	
Parete perimetrale P1 (sp.75cm) fili A-D	15.75	0.20	0.00	15.95	355.00	5662.25	15.75	0.20	0.00	15.95	355.00	5662.25	
Parete perimetrale P1 (sp.75cm) su filo CD, tra 1-2	15.75	0.20	0.00	15.95	45.00	717.75	15.75	0.20	0.00	15.95	45.00	717.75	
Solaio PM lato parco	10.10	0.00	0.60	10.70	65.20	697.64	10.10	1.35	1.80	13.25	65.20	863.90	
Solaio PM lato città	0.50	0.00	0.60	1.10	84.00	92.40	0.65	0.10	1.80	2.55	84.00	214.20	
Solaio P1 salone principale	0.75	0.00	1.60	2.35	496.86	1167.62	0.90	2.10	3.00	6.00	457.43	2744.58	
Solaio P1 sopra PM lato parco	0.55	1.72	1.80	4.07	65.20	265.36	0.55	1.72	1.80	4.07	58.20	236.87	
Solaio sottotetto	3.90	0.30	0.00	4.20	65.20	273.84	3.90	0.30	0.00	4.20	65.20	273.84	
Solaio PCOP	1.30	0.00	0.00	1.30	598.50	778.05	1.30	0.00	0.00	1.30	598.50	778.05	
						45961.60						47798.13	4.0%

La valutazione dei carichi è stata effettuata con riferimento alla sola unità strutturale oggetto di intervento. In generale gli interventi previsti migliorano il comportamento strutturale dell'edificio in oggetto.

## 5 MATERIALI NUOVI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riportano nel seguito le caratteristiche dei materiali strutturali previsti.

### 5.1 Calcestruzzo armato

#### 5.1.1 CALCESTRUZZO

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEL CALCESTRUZZO INDURITO			
D.M.14.01.2008: "Norme tecniche per le Costruzioni"			
- <b>Classe di resistenza del calcestruzzo</b>	<b>C 25 / 30</b>		
- Resistenza cilindrica a compressione caratteristica	$f_{ck} =$	25	MPa
- Resistenza cubica a compressione caratteristica	$R_{ck} =$	30	MPa
- Resistenza cilindrica a compressione media	$f_{cm} =$	33	MPa
- Resistenza a trazione semplice (assiale) media	$f_{ctm} =$	2.6	MPa
- Resistenza a trazione per flessione media	$f_{ctm} =$	3.1	MPa
- Modulo elastico medio	$E_m =$	31476	MPa
- Coefficiente di Poisson adottato	$\nu =$	0.1	
- Coefficiente di dilatazione termica assunto	$\alpha =$	1.E-05	°C <sup>-1</sup>
- Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	14.17	MPa
- Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	1.19	MPa

DURABILITA' - CLASSI DI ESPOSIZIONE			
UNI EN 206/1 Ottobre 2001: "Calcestruzzo - specificazione, produzione e conformità"			
- <b>Carbonatazione</b>			
Nessun problema di carbonatazione	-	-	-
- <b>Attacco di cloruri esclusi quelli acqua di mare</b>			
Nessun problema di attacco da cloruri	-	-	-
- <b>Attacco dei cloruri dell'acqua di mare</b>			
Nessun problema di attacco di cloruri di mare	-	-	-
- <b>Degrado per cicli di gelo-disgelo</b>			
Moderata saturazione di acqua con sali disgelanti	X	F	2
- <b>Attacco chimico</b>			
Nessun problema di attacco da componenti acidi nel terreno	-	-	-

### 5.1.2 ACCIAIO PER ARMATURE

ACCIAI IN BARRE AD ADERENZA MIGLIORATA PER C.A.				
' D.M. 14.01.2008": " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.2				
- <b>Tipo di Acciaio</b>	<b>B450C</b>			
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	450	MPa	
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} >$	540	MPa	
- Allungamento percentuale	$A_5 >$	7.5	%	
- Diametro minimo delle barre ( tondo equipesante)	$\phi_{min} =$	6	mm	
- Diametro massimo delle barre ( tondo equipesante)	$\phi_{max} =$	40	mm	
- Diametro minimo delle reti ed i tralicci	$\phi_{min} =$	6	mm	
- Diametro massimo delle reti ed i tralicci	$\phi_{max} =$	16	mm	
- Rapporto tra resistenza a rottura e resistenza a snervamento	$1.35 > (f_t/f_y)k \geq 1.15$			
- Modulo elastico	$E_s =$	210.0	GPa	
- Resistenza di calcolo a trazione	$f_{yd} =$	391	MPa	
- <b>Diametro minimo del mandrino per piegatura delle barre a 90° e raddrizzamento</b>				
- per $\varnothing < 12\text{ mm}$	$\phi =$	4	$\Phi$	
- per $12 \leq \varnothing < 16\text{ mm}$	$\phi =$	5	$\Phi$	
- per $16 < \varnothing \leq 25\text{ mm}$	$\phi =$	8	$\Phi$	
- per $25 < \varnothing \leq 40\text{ mm}$	$\phi =$	10	$\Phi$	

## 5.2 Opere in carpenteria metallica

### 5.2.1 LAMIERE E PROFILATI

Tutti gli elementi in carpenteria metallica saranno prodotti in acciaio S275JR, eccezion fatta per i tiranti Ø30 d'unione tra i profili HEM 140 della scala monumentale, intervento 15, che saranno invece in acciaio S355JR. Si rimanda per una più esauritiva descrizione agli elaborati grafici di progetto.

Si riportano nel seguito le caratteristiche elastomeccaniche dei due acciai previsti.

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA (prodotti laminati a caldo)			
' D.M. 14.01.2008": " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4			
- Tipo di Acciaio	S 275		
- Qualità dell'acciaio relativa alla saldabilità e alla resilienza	JR		
- Grado di disossidazione (se necessario)	-		
- Idoneità per un particolare impiego (se necessario) inserire C	-		
- Se necessaria laminazione controllata inserire il simbolo +N	-		
- Spessore massimo delle membrature degli elementi strutturali	$S_{max} =$	40	mm
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} >$	390	MPa
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	275	MPa
- Temperatura di servizio dell'acciaio	$t =$	+20	°C
- Modulo di elasticità normale	$E_s =$	210,0	GPa
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_s =$	80,8	GPa
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1,2E-05	°C <sup>-1</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} =$	1,05	
- Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} =$	1,05	
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} =$	1,10	
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} =$	1,25	
<b>Resistenze di calcolo</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$f_{yd} =$	262	MPa
- Resistenza all'instabilità delle membrature	$f_{yd} =$	262	MPa
- Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$f_{yd} =$	250	MPa
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	$f_{yd} =$	220	MPa

ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA			
'D.M. 14.01.2008': " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4			
- Tipo di Acciaio	S 355		
- Qualità dell'acciaio relativa alla saldabilità e alla resilienza	JR		
- Grado di disossidazione (se necessario)	-		
- Idoneità per un particolare impiego (se necessario) inserire C	-		
- Se necessaria laminazione controllata inserire il simbolo +N	-		
- Spessore massimo delle membrature degli elementi strutturali	$S_{max} =$	40	mm
- Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} >$	510	MPa
- Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} >$	355	MPa
- Temperatura di servizio dell'acciaio	$t =$	+20	°C
- Modulo di elasticità normale	$E_s =$	210.0	GPa
- Modulo di elasticità tangenziale	$G_s =$	80.8	GPa
- Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha =$	1.2E-05	°C <sup>-1</sup>
<b>Coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} =$	1.05	
- Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} =$	1.05	
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} =$	1.10	
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} =$	1.25	
<b>Resistenze di calcolo</b>			
- Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$f_{yd} =$	338	MPa
- Resistenza all'instabilità delle membrature	$f_{yd} =$	338	MPa
- Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$f_{yd} =$	323	MPa
- Resistenza nei riguardi della frattura di sezioni tese (indebolite dai fori)	$f_{yd} =$	284	MPa

### 5.2.1 BULLONI E BARRE FILETTATE

In tutti i collegamenti sono utilizzati viti e dadi rispettivamente di classe 8.8 e 8, eccezion fatta per il collegamento a terra delle colonne HEM 140 dell'intervento 15, realizzati con viti e dadi rispettivamente di classe 10.9 e 10. Si rimanda per una più esaustiva descrizione agli elaborati grafici di progetto.

Si riportano nel seguito le caratteristiche elastomeccaniche dei due acciai previsti.

GIUNZIONI BULLONATE NORMALI - BULLONI AD ALTA RESISTENZA								
' D.M. 14.01.2008": " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4.6								
- <b>VITE - Classe di resistenza (UNI 3740)</b>					<b>8.8</b>			
- <b>DADO - Classe di resistenza (UNI 3740)</b>					<b>8</b>			
- Tensione caratteristica di rottura					$f_{t,k} =$	800	MPa	
- Tensione caratteristica di snervamento					$f_{y,k} =$	640	MPa	
- Resistenza caratterisitca a trazione					$f_{k,N} =$	560	MPa	
- Modulo di elasticità normale					$E_s =$	210.0	GPa	
- Modulo di elasticità tangenziale					$G_s =$	80.8	GPa	
- Coefficiente di dilatazione termica					$\alpha =$	1.2E-05	°C <sup>-1</sup>	
- Resistenza di progetto a trazione					$f_{d,N} =$	576	MPa	
- Resistenza di progetto a taglio					$f_{d,V} =$	384	MPa	
Area resistente, coppia di serraggio e forza da generarsi sul gambo del bullone in funzione del diametro nominale	$\phi$		$A_{res}$		$T_s$ (coppia serraggio)		$N_s$ (forza sul gambo)	
	12	mm	84	mm <sup>2</sup>	89	Nm	37	kN
	14	mm	115	mm <sup>2</sup>	143	Nm	51	kN
	16	mm	157	mm <sup>2</sup>	224	Nm	70	kN
	18	mm	192	mm <sup>2</sup>	310	Nm	86	kN
	20	mm	245	mm <sup>2</sup>	436	Nm	109	kN
	22	mm	303	mm <sup>2</sup>	594	Nm	135	kN
	24	mm	353	mm <sup>2</sup>	758	Nm	158	kN
	27	mm	459	mm <sup>2</sup>	1107	Nm	205	kN
	30	mm	561	mm <sup>2</sup>	1506	Nm	251	kN



GIUNZIONI BULLONATE NORMALI - BULLONI AD ALTA RESISTENZA									
'D.M. 14.01.2008': " Norme tecniche per le costruzioni " punto 11.3.4.6									
- <b>VITE - Classe di resistenza (UNI 3740)</b>						<b>10.9</b>			
- <b>DADO - Classe di resistenza (UNI 3740)</b>						<b>10</b>			
- Tensione caratteristica di rottura						$f_{t,b} =$	1000	MPa	
- Tensione caratteristica di snervamento						$f_{y,b} =$	900	MPa	
- Resistenza caratterisitca a trazione						$f_{k,N} =$	700	MPa	
- Modulo di elasticità normale						$E_s =$	210.0	GPa	
- Modulo di elasticità tangenziale						$G_s =$	80.8	GPa	
- Coefficiente di dilatazione termica						$\alpha =$	1.2E-05	°C <sup>-1</sup>	
- Resistenza di progetto a trazione						$f_{d,N} =$	<b>720</b>	<b>MPa</b>	
- Resistenza di progetto a taglio						$f_{d,V} =$	<b>400</b>	<b>MPa</b>	
Area resistente, coppia di serraggio e forza da generarsi sul gambo del bullone in funzione del diametro nominale	$\phi$		$A_{res}$		$T_s$ (coppia serraggio)		$N_s$ (forza sul gambo)		
	12	mm	84	mm <sup>2</sup>	113	Nm	47	kN	
	14	mm	115	mm <sup>2</sup>	179	Nm	64	kN	
	16	mm	157	mm <sup>2</sup>	278	Nm	87	kN	
	18	mm	192	mm <sup>2</sup>	385	Nm	107	kN	
	20	mm	245	mm <sup>2</sup>	548	Nm	137	kN	
	22	mm	303	mm <sup>2</sup>	744	Nm	169	kN	
	24	mm	353	mm <sup>2</sup>	946	Nm	197	kN	
	27	mm	459	mm <sup>2</sup>	1388	Nm	257	kN	
	30	mm	561	mm <sup>2</sup>	1884	Nm	314	kN	

### 5.2.2 DURABILITÀ

Tutti gli elementi non a vista dovranno essere protetti mediante zincatura a caldo, mentre tutti gli elementi a vista dovranno essere protetti mediante l'utilizzo di idonea cera protettiva trasparente e opaca.

## 5.3 Opere in carpenteria lignea

### 5.3.1 NUOVI ELEMENTI DI SOLAIO

CARATTERISTICHE PRESTAZIONALI STRUTTURE IN LEGNO MASSICCIO				
'D.M. 14-01-2008': " Norme tecniche per le costruzioni" -- UNI EN 338_2004				
- <b>Legno massiccio incollato omogeneo</b>	<b>C24</b>			
- Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	=	24	MPa
- Resistenza a trazione // alle fibre	$f_{t,0,g,k}$	=	14	MPa
- Resistenza a trazione perp. alle fibre	$f_{t,90,g,k}$	=	0.4	MPa
- Resistenza a compressione // alle fibre	$f_{c,0,g,k}$	=	21	MPa
- Resistenza a compressione perp. alle fibre	$f_{c,90,g,k}$	=	2.5	MPa
- Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	=	2.5	MPa
- Modulo di Elasticita' parallelo medio	$E_{0,g,mean}$	=	11000	MPa
- Modulo di Elasticita' parallelo caratteristico	$E_{0,g,0.5}$	=	7400	MPa
- Modulo di Elasticita' perpendicolare medio	$E_{90,g,mean}$	=	370	MPa
- Modulo di Taglio	$G_{g,mean}$	=	690	MPa
- Massa Volumica	$\rho_{g,K}$	=	350	MPa
- Coefficiente Parziale di sicurezza per legno massiccio (vedi tab. 4.4.III)	$\gamma_M$	=	1.5	
<b>PRINCIPALI RESISTENZE DI CALCOLO - <math>K_{mod}=1,00</math></b>				
- Resistenza a flessione	$f_{m,g,d}$	=	16.0	MPa
- Resistenza a trazione // alle fibre	$f_{t,0,g,d}$	=	9.3	MPa
- Resistenza a compressione // alle fibre	$f_{c,0,g,d}$	=	14.0	MPa
- Resistenza a taglio	$f_{v,g,d}$	=	1.7	MPa

## 6 TERRENO DI FONDAZIONE

L'area oggetto di intervento è stata interessata da un'indagine geologica, effettuata nel mese di Giugno 2018 dal dott. geol. Tiziano Padovan.

Nell'area oggetto di intervento sono distribuiti in superficie, dopo un primo strato di riporto di 2-3 m, depositi alluvionali antichi, costituiti prevalentemente da ghiaia, ciottoli e blocchi, arrotondati, con lenti e livelli di sabbie più o meno limose a cui seguono, ad una profondità stimata di 40 m da p.c., le rocce del substrato di natura marnoso - calcarenitica.

Per i terreni di riporto superficiali sono stati stimati i seguenti parametri meccanici principali in termini di pressioni effettive:

- Angolo d'attrito interno:  $\phi' = 32^\circ - 33^\circ$ ;
- Coesione:  $c' = 0 \text{ kPa}$ ;
- Modulo di elasticità:  $E = 25 - 30 \text{ MPa}$ ;
- Peso di volume:  $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$ .

Mentre per i terreni di fondazione sono stati stimati i seguenti parametri di resistenza al taglio (in termini di pressioni effettive):

- Angolo d'attrito interno:  $\phi' = 34^\circ - 35^\circ$ ;
- Coesione:  $c' = 0 \text{ kPa}$ ;
- Modulo di elasticità:  $E = 35 - 40 \text{ MPa}$ ;
- Peso di volume:  $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$ .

Non è presente un livello di falda alla quota di imposta delle fondazioni.

L'indagine ha inoltre permesso di classificare il terreno di fondazione. Nello specifico esso rientra nella categoria di sottosuolo C.

Per una più esaustiva descrizione si rimanda alla relazione geologica di cui in precedenza.

## 7 CARICHI E SOVRACCARICHI DI PROGETTO

### 7.1 Azioni permanenti

#### 7.1.1 PESO PROPRIO STRUTTURE PORTANTI

Il peso proprio degli elementi strutturali, indicato con  $G_1$ , verrà puntualmente calcolato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati, secondo le indicazioni della normativa vigente (tabella 3.1.I). In particolare:

Legno	6.00	kN/mc
Calcestruzzo armato:	25.00	kN/mc
Muratura in laterizio pieno:	18.00	kN/mc
Muratura in pietra:	21.00	kN/mc
Acciaio	78.50	kN/mc

#### 7.1.2 PESO ELEMENTI PORTATI

Il peso proprio degli elementi non strutturali, indicato con  $G_2$ , verrà puntualmente calcolato facendo riferimento ai volumi considerati e al peso per unità di volume dei materiali impiegati.

I sovraccarichi permanenti  $G_2$  sono qui di seguito descritti.

PIANO MEZZANINO LATO EST		
- pavimentazione sopraelevata in ceramica	0.53	kN/m <sup>2</sup>
- carico distribuito tramezze	0.80	kN/m <sup>2</sup>
<b>totale</b>	<b>1.33</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
- arrotondamento	0.02	kN/m <sup>2</sup>
<b>carichi permanenti non strutturali (<math>G_2</math>):</b>	<b>1.35</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

PIANO MEZZANINO LATO OVEST		
- pavimentazione in legno	0.10	kN/m <sup>2</sup>
<b>totale</b>	<b>0.10</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>
- arrotondamento	0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>carichi permanenti non strutturali (<math>G_2</math>):</b>	<b>0.10</b>	<b>kN/m<sup>2</sup></b>

PIANO PRIMO SALONE PRINCIPALE					
- pavimentazione in ferro sp 5mm				0.39	kN/m <sup>2</sup>
- caldana per pannelli radianti					
p.s. [kN/mc]	20.00	sp [cm]=	7.00	1.40	kN/m <sup>2</sup>
- isolante					
p.s. [kN/mc]	0.30	sp [cm]=	3.00	0.01	kN/m <sup>2</sup>
- massetto alleggerito					
p.s. [kN/mc]	6.00	sp [cm]=	5.00	0.30	kN/m <sup>2</sup>
<b>totale</b>				<b>2.10</b>	kN/m <sup>2</sup>
- arrotondamento				0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>carichi permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>):</b>				<b>2.10</b>	kN/m <sup>2</sup>

PIANO PRIMO SOPRA MEZZANINO LATO EST					
- tavolato ligneo esistente					
p.s. [kN/mc]	6.00	sp [cm]=	4.00	0.24	kN/m <sup>2</sup>
- pavimentazione sopraelevata in ceramica				0.53	kN/m <sup>2</sup>
- carico distribuito tramezze				0.80	kN/m <sup>2</sup>
- controsoffitto				0.15	kN/m <sup>2</sup>
<b>totale</b>				<b>1.72</b>	kN/m <sup>2</sup>
- arrotondamento				0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>carichi permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>):</b>				<b>1.72</b>	kN/m <sup>2</sup>

SOTTOTETTO LATO EST					
- controsoffitto con struttura di sostegno				0.30	kN/m <sup>2</sup>
<b>totale</b>				<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>
- arrotondamento				0.00	kN/m <sup>2</sup>
<b>carichi permanenti non strutturali (G<sub>2</sub>):</b>				<b>0.30</b>	kN/m <sup>2</sup>

## 7.2 Azioni variabili

### 7.2.1 CARICHI DI ESERCIZIO

I sovraccarichi accidentali sugli orizzontamenti dipendono dalla destinazione d'uso dell'opera; si fa riferimento alla normativa vigente, che nella tabella 3.1.II indica i valori dei carichi di esercizio per le diverse destinazioni.

Si riportano nel seguito i carichi previsti nel dettaglio della presente opera.

ELEMENTO	DESTINAZIONE D'USO	CAT.	q <sub>k</sub> [kN/mq]	H <sub>k</sub> [kN/m]
Solaio P1 (salone principale) e scale	Ambienti suscettibili di affollamento (privi di ostacoli per il libero movimento delle persone)	C3	5	3
Solai P1 (sopra mezzanino lato est) e solai PM	Ambienti suscettibili di affollamento	C1	3	1
Solaio di sottotetto lato est	Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	H1	0.5	1

### 7.3 Azioni sismiche

**L'azione sismica viene considerata nella sola progettazione della scala monumentale (intervento 15), nuovo manufatto strutturalmente indipendente rispetto all'edificio esistente.**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE del sito di costruzione, definita (cfr. N.T.C. 08 par. 3.2) in termini di:

- $a_g$ : accelerazione orizzontale massima attesa nel sito di costruzione;

unitamente a:

- $S_e(T)$ : ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*$ : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L'individuazione della categoria di sottosuolo del sito di costruzione completa le informazioni necessarie alla progettazione sismica della struttura; la normativa vigente individua la classificazione nel seguito descritta.

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

La progettazione avverrà sulla base della definizione di:

- $P_{VR}$  probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

con riferimento alle indicazioni dettagliate dalla vigente normativa:

Stati Limite		$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Il paragrafo 3.2 ed il capitolo 7 della vigente normativa definiscono la metodologia necessaria per effettuare progettazione, dimensionamento e verifiche sismiche delle strutture.

Le verifiche di resistenza sono condotte allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV.

Si decide di progettare la struttura in modo che rimanga in campo elastico anche durante il sisma, senza quindi considerare alcun effetto dissipativo, assumendo un coefficiente di struttura pari a:

-  $q_0 = 1$

Essendo inoltre la massa distribuita uniformemente lungo l'altezza si assume la struttura regolare in altezza:

-  $K_R = 1$

Quindi:

-  $q = 1$

Si procede alla determinazione dell'azione sismica secondo quanto previsto dalla normativa ed utilizzando il software messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

☒ Ricerca per coordinate  
 LONGITUDINE: 12.21550  
 LATITUDINE: 46.14130

☐ Ricerca per comune  
 REGIONE: Veneto  
 PROVINCIA: Belluno  
 COMUNE: Belluno

Elaborazioni grafiche  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
☒ Sito esterno al reticolo  
☐ Interpolazione su 3 nodi  
☐ Interpolazione corretta

Interpolazione:  
 superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {  $SLO - P_{VR} = 81\%$    $SLD - P_{VR} = 63\%$    $SLV - P_{VR} = 10\%$    $SLC - P_{VR} = 5\%$   }

Stati limite ultimi - SLU {  $SLV - P_{VR} = 10\%$    $SLC - P_{VR} = 5\%$   }

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info  $S_a = 1.301$   $C_c = 1.505$  info

Categoria topografica **T1** info  $h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info  
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta_1 = 1.000$  info

☒ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore  $q_s$   Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore  $q_v$    $\eta_1 = 1.000$  info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**



Si ottengono i seguenti parametri sismici:

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato linSLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0.276 g
$F_n$	2.409
$T_n$	0.336 s
$S_n$	1.301
$C_n$	1.505
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.301
$\eta$	1.000
$T_B$	0.168 s
$T_C$	0.505 s
$T_D$	2.705 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_n \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (5 + \xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_n / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_n \cdot T_n \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_n / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_a(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_a(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_a(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_a(T) = a_n \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_a(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.359
$T_B$	0.168	0.865
$T_C$	0.505	0.865
	0.610	0.717
	0.715	0.612
	0.819	0.534
	0.924	0.473
	1.029	0.425
	1.134	0.386
	1.238	0.353
	1.343	0.326
	1.448	0.302
	1.553	0.282
	1.657	0.264
	1.762	0.248
	1.867	0.234
	1.972	0.222
	2.076	0.211
	2.181	0.200
	2.286	0.191
	2.391	0.183
	2.495	0.175
	2.600	0.168
$T_D$	2.705	0.162
	2.766	0.155
	2.828	0.148
	2.890	0.142
	2.952	0.136
	3.013	0.130
	3.075	0.125
	3.137	0.120
	3.198	0.116
	3.260	0.111
	3.322	0.107
	3.383	0.103
	3.445	0.100
	3.507	0.096
	3.568	0.093
	3.630	0.090
	3.692	0.087
	3.753	0.084
	3.815	0.081
	3.877	0.079
	3.938	0.076
	4.000	0.074

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dell

## 8 INTERVENTO 01

### 8.1 Verifica volte

#### 8.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il solaio di piano mezzanino ad est è costituito da tre volte a botte poggianti su quattro archi ribassati.

Le volte sono sollecitate dal peso propri pari a  $18 \text{ kN/m}^3$ , dal peso degli elementi portati ovvero il rinfiacco, costituito da materiale sciolto di pezzatura variabile, i listelli, i travetti ed il tavolato in legno nonché i nuovi carichi costituiti da pavimentazione sopraelevata in ceramica e il carico distribuito delle tramezze. Infine il carico accidentale fa riferimento alla categoria C1 ed è pari a  $3 \text{ kN/m}^2$ .

#### 8.1.2 MATERIALI

Le volte a botte, come individuato dalle indagini eseguite (a cui si rimanda per una più esaustiva descrizione), sono costituite da mattoni pieni e presentano uno spessore di circa 15 cm.

#### 8.1.3 RESISTENZA VOLTA A BOTTE CENTRALE

Si riportano di seguito le verifiche della massima tensione di compressione sulla volta a botte centrale considerando anche il caso di carico uniformemente distribuito lungo tutto lo sviluppo della volta.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di resistenza a compressione:

N°		Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1		equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
2	▶	equ2	0.90	0.90	0.90	1.50	0.00
3		slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
4		slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
5		slu3	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50

La verifica più gravosa per la resistenza della muratura in mattoni pieni è quella che prevede la presenza del carico accidentale massimo su tutto lo sviluppo della volta.

Si ottiene:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 1 (8)

Analisi Statica

CCC 5 (5)

Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info

- per la CCC 5:

Arco: 3.200 - Volta: 3.200

---

- min. fra tutte le CCC:

Arco: 3.200 - Volta: 3.200

Tipo di Verifica

Arco

Pied.Sx

Pied.Dx

Stabilità (Equilibrio della struttura)

>> 1

Attrito (Taglio nei giunti)

Compressione della muratura

3.200

Trazione dei rinforzi

Analisi Sismica

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

Arco: +X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Non eseguita

Arco

Pied.Sx

Pied.Dx

Tipo di Verifica

+ X

- X

+ X

- X

+ X

- X

Stabilità (Equilibrio della struttura)

Attrito (Taglio nei giunti)

Compressione della muratura

Trazione dei rinforzi

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU

Confronto fra Capacità e Domanda

Verifica NON eseguita

Indicatori di Rischio Sismico

PGA,CLV (g)

TR,CLV (anni)

PGA,CLV / PGA,DLV

TR,CLV / TR,DLV

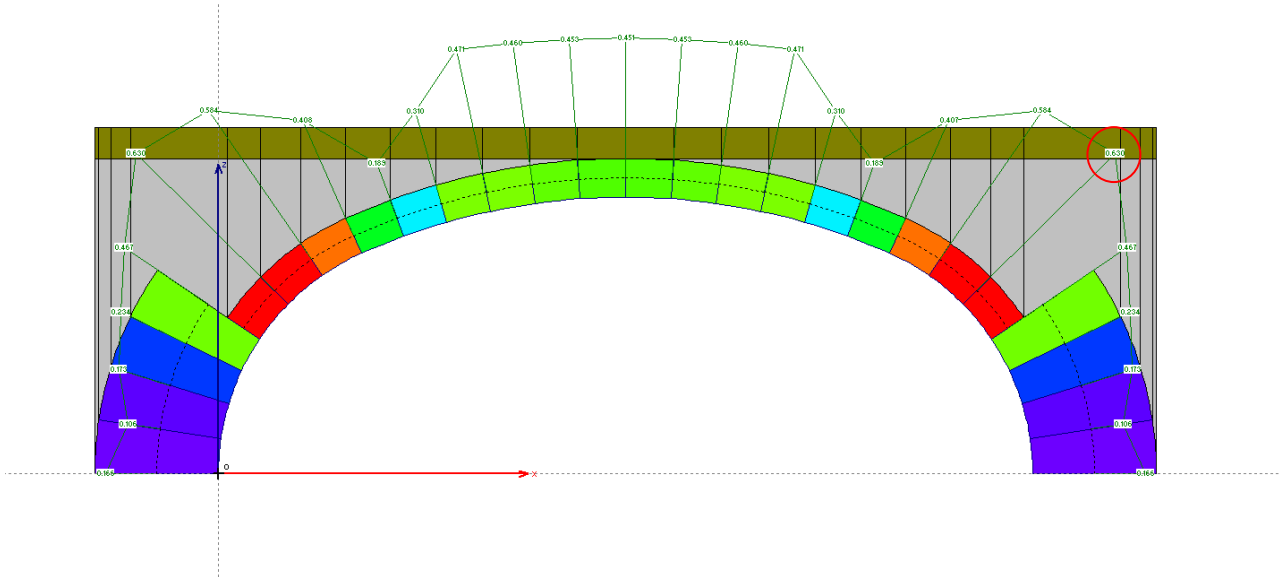
( TR,CLV / TR,DLV ) ^

+ X

- X

Minimo

OK



La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 0.63 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.

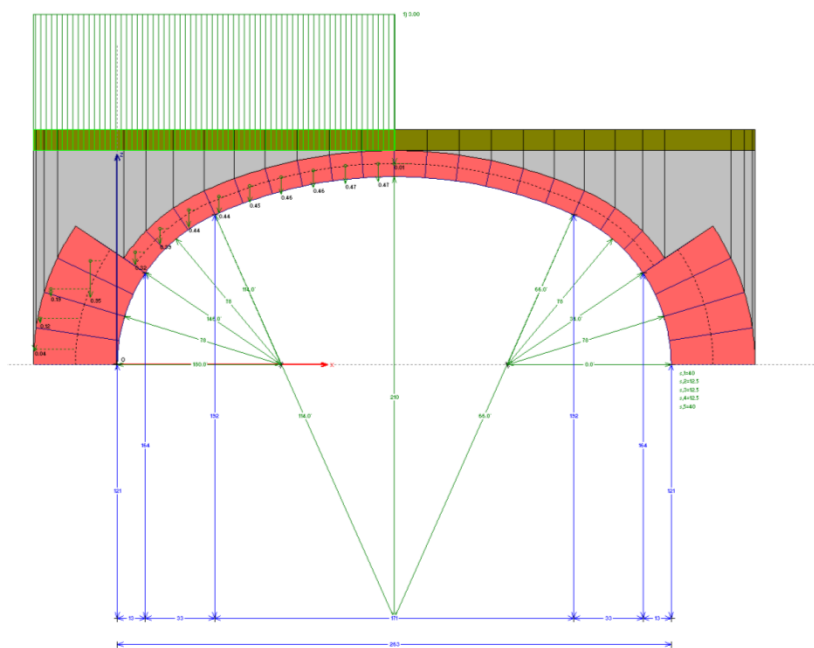
MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE			
FC	1.35		fattore di confidenza
f <sub>m</sub>	2.4	MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC
γ <sub>m</sub>	3		coefficiente muratura
Coefficienti amplificativi:			
malta buona	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
giunti sottili	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
f <sub>md</sub>	1.33	MPa	

#### 8.1.4 STABILITÀ VOLTA A BOTTE CENTRALE

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità della volta a botte centrale.

Nelle combinazioni EQU la condizione peggiore per questo tipo di struttura è quella che prevede il carico accidentale solo su metà dello sviluppo. Poiché l'effetto del peso proprio e dei permanenti sono favorevoli si è applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9 alle densità dei materiali e ai carichi permanenti strutturali. Per il sovraccarico non strutturale e per i carichi accidentali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

Si riporta una vista della volta con evidenziato il carico accidentale su metà sviluppo.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità.

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1	equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
2	equ2	0.90	0.90	0.90	1.50	0.00
3	slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
4	slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
5	slu3	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (8)**

**Analisi Statica**  
 CCC 2 (5)  
 Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 2:	Arco: 3.803 - Volta: 3.803
- min. fra tutte le CCC:	Arco: 3.200 - Volta: 3.200

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	3.803		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	3.803		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**  
 Non eseguita

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

Arco: +X= 0.000, -X= 0.000
Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)			
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**  
 Confronto fra Capacità e Domanda

Verifica NON eseguita

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

Il minimo moltiplicatore di collasso in combinazione EQU2 vale 3.803 >> 1. La verifica è soddisfatta.

### 8.1.5 RESISTENZA VOLTA A BOTTE CENTRALE ZONA SCALA AMMEZZATO

Si riportano di seguito le verifiche della massima tensione di compressione sulla volta a botte centrale nella zona a ridosso del filo 2 in cui appoggia la nuova scala di collegamento tra il piano ammezzato e il piano primo.

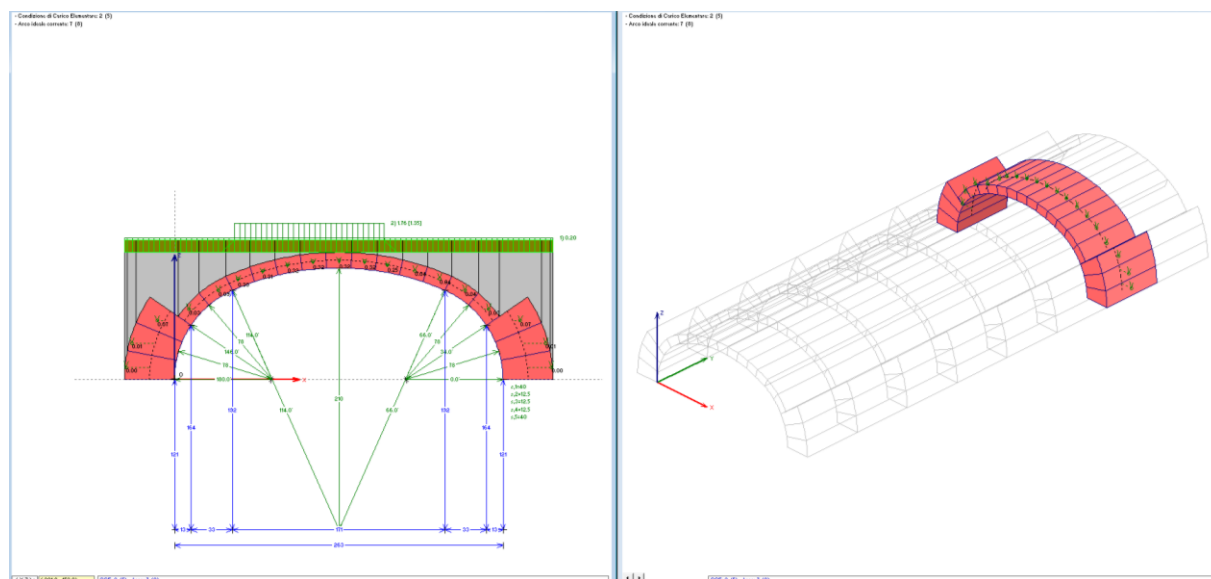
L'azione trasmessa dalla scala all'estradosso della volta risultano:

CALCOLO SCARICO COSCIALE			
Peso proprio scalini e pianerottolo	g1s	0.60	KN/mq
Peso proprio cosciale	g1c	0.29	KN/m
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Interasse	i	0.54	m
Luce	L	4.02	m
g1 caratteristico al metro	g 1k	0.62	kN/m
q caratteristico al metro	q k	2.7	kN/m
Reazione g1	V (g1)	1.24	kN
Reazione q	V (q)	5.43	kN
Lato ripartizione 1	L1	1.2	m
Lato ripartizione 2	L2	1.7	m
Scarico g1	S (g1)	1.22	kN/m <sup>2</sup>
Scarico q	S (q)	5.32	kN/m <sup>2</sup>

Il carico derivante dai due cosciali viene applicato all'estradosso della volta distribuendolo su una lunghezza di 1.70m e una larghezza di 1.20m (pari alle dimensioni dell'elemento di ripartizione alla base della scala).

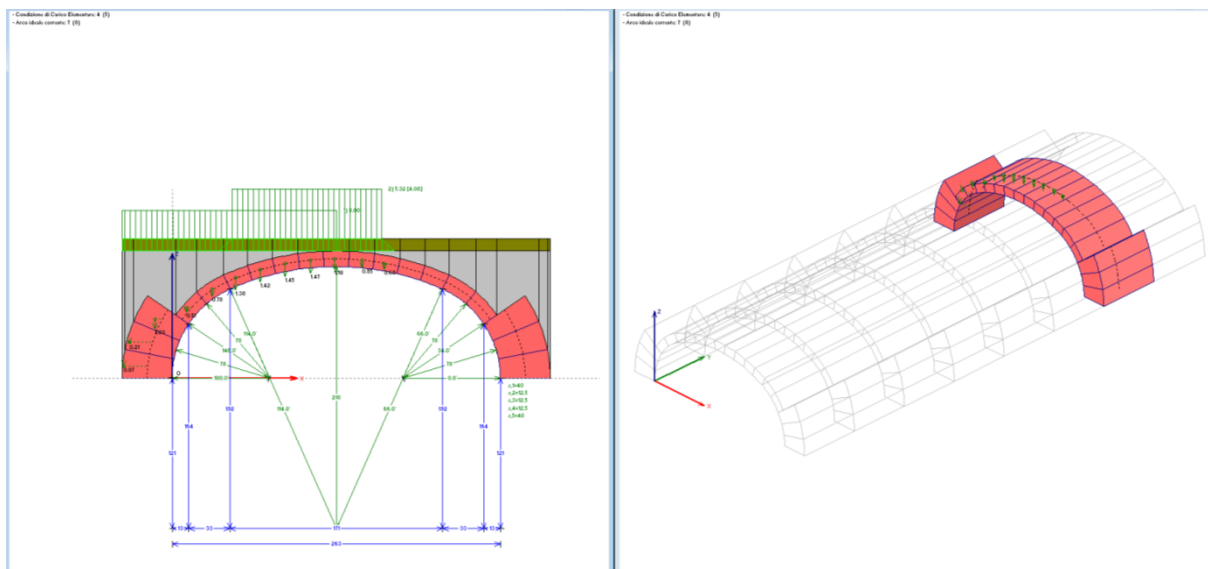
Si riportano due immagini della volta con i carichi permanenti e accidentali applicati.

Applicazione carichi permanenti strutturali scala applicati alla volta:



Applicazione sovraccarico accidentale della scala applicato alla volta:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



Nella verifica a massima compressione degli elementi che compongono la volta si considera anche il caso di carico uniformemente distribuito lungo tutto lo sviluppo della volta.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di resistenza a compressione:

	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
	equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
►	equ2	0.90	0.90	0.00	1.50	0.00
	slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
	slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
	slu 3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50

La verifica più gravosa per la resistenza della muratura in mattoni pieni è quella che prevede la presenza del carico accidentale massimo su tutto lo sviluppo della volta.

Si ottiene:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 7 (8)

Analisi Statica

CCC 5 (5)

Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info

per la CCC 5:

Arco: 1.734 - Volta: 1.734

...

min. fra tutte le CCC:

Arco: 1.003 - Volta: 1.003

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	6.215		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	1.734		
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica

Non eseguita

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

Arco: +X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU

Confronto fra Capacità e Domanda

Verifica NON eseguita

Indicatori di Rischio Sismico

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X				
- X				
Minimo				

OK

The diagram illustrates a semi-circular arch structure with various stress and geometric parameters. The arch is divided into segments, each labeled with a stress value (e.g., 0.868, 0.806, 0.602, 0.325, 0.624, 0.599, 0.588, 0.592, 0.445, 0.636, 0.681, 0.726, 0.384, 0.179, 0.118, 0.266, 0.191, 0.177, 0.308). The arch is supported by two abutments, with dimensions and angles indicated. The base of the arch is labeled with dimensions: 121, 164, 192, 210, 192, 164, 121. The total width of the base is 263. The arch is divided into segments with lengths: s.1=40, s.2=12.5, s.3=12.5, s.4=12.5, s.5=40. The arch is shown in a cross-section view, with the top surface and the base of the arch clearly defined. The diagram is a technical drawing used for structural analysis and design.

La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 0.868 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.

TA ARCHITETTURA SRL CAPOGRUPPO RTP - arch. Francesca Bogo – Studio Associato Vio – Boaretto e Associati srl - arch. Andrea Rizzardini



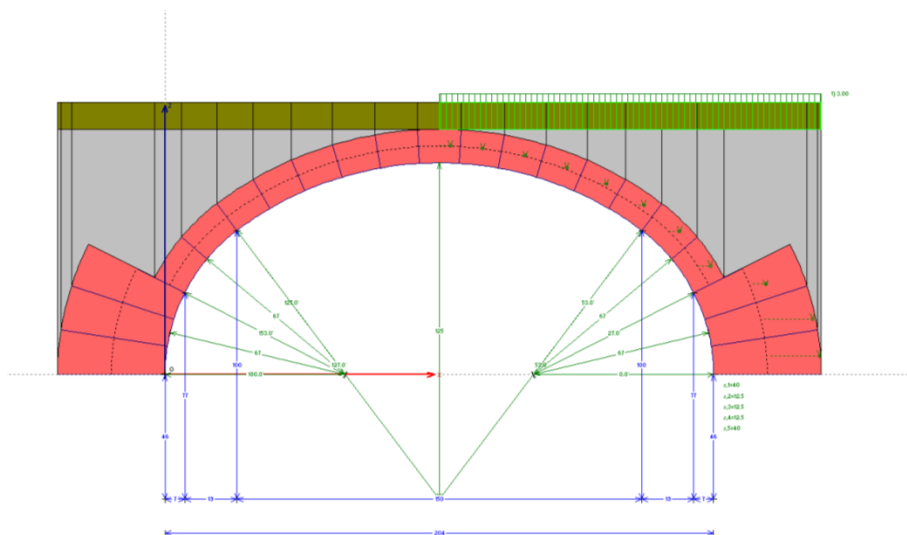
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE			
<b>FC</b>	1.35		fattore di confidenza
<b>fm</b>	2.4	MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC
<b>γm</b>	3		coefficiente muratura
Coefficienti amplificativi:			
<b>malta buona</b>	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>giunti sottili</b>	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>fmd</b>	<b>1.33</b>	MPa	

### 8.1.6 STABILITÀ VOLTA A BOTTE CENTRALE ZONA SCALA AMMEZZATO

Nelle combinazioni EQU la condizione peggiore per questo tipo di struttura è quella che prevede il carico accidentale solo su metà dello sviluppo. Poiché l'effetto del peso proprio e dei permanenti sono favorevoli si è applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9 alle densità dei materiali e ai carichi permanenti strutturali. Per i carichi accidentali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

Si riporta una vista della volta con evidenziato il carico accidentale su metà sviluppo.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità:

	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
	equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
▶	equ2	0.90	0.90	0.00	1.50	0.00
	slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
	slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
	slu 3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50

Si riporta la verifica più gravosa per la stabilità della volta:

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 7 (8)**

**Analisi Statica**  
**CCC 2 (5)**  
**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 2:	Arco: 1.003 - Volta: 1.003
- min. fra tutte le CCC:	Arco: 1.003 - Volta: 1.003

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	1.003		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	1.003		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**  
**Non eseguita**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

Arco: +X= 0.000, -X= 0.000
Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**  
**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	{ TR,CLV / TR,DLV } ^
+ X				
- X				
Minimo				

OK

Il moltiplicatore di collasso è pari a 1.003 > 1 superiore al valore unitario La verifica è soddisfatta.

### 8.1.7 RESISTENZA VOLTA A BOTTE LATERALE

Si riportano di seguito le verifiche della massima tensione di compressione sulle volte a botte laterali.

Nella verifica a massima compressione degli elementi che compongono la volta si considera anche il caso di carico uniformemente distribuito lungo tutto lo sviluppo della volta.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di resistenza a compressione:

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1	equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
2	equ2	0.90	0.90	0.90	1.50	0.00
3	slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
4	slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
5	slu3	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50

La verifica più gravosa per la resistenza della muratura in mattoni pieni è quella che prevede la presenza del carico accidentale massimo su tutto lo sviluppo della volta.

Si ottiene:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (8)**

**Analisi Statica**

CCC 5 (5)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info - per la CCC 5: Arco: 5.756 - Volta: 5.756

--- - min. fra tutte le CCC: Arco: 5.756 - Volta: 5.756

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	5.756		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

Arco: +X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

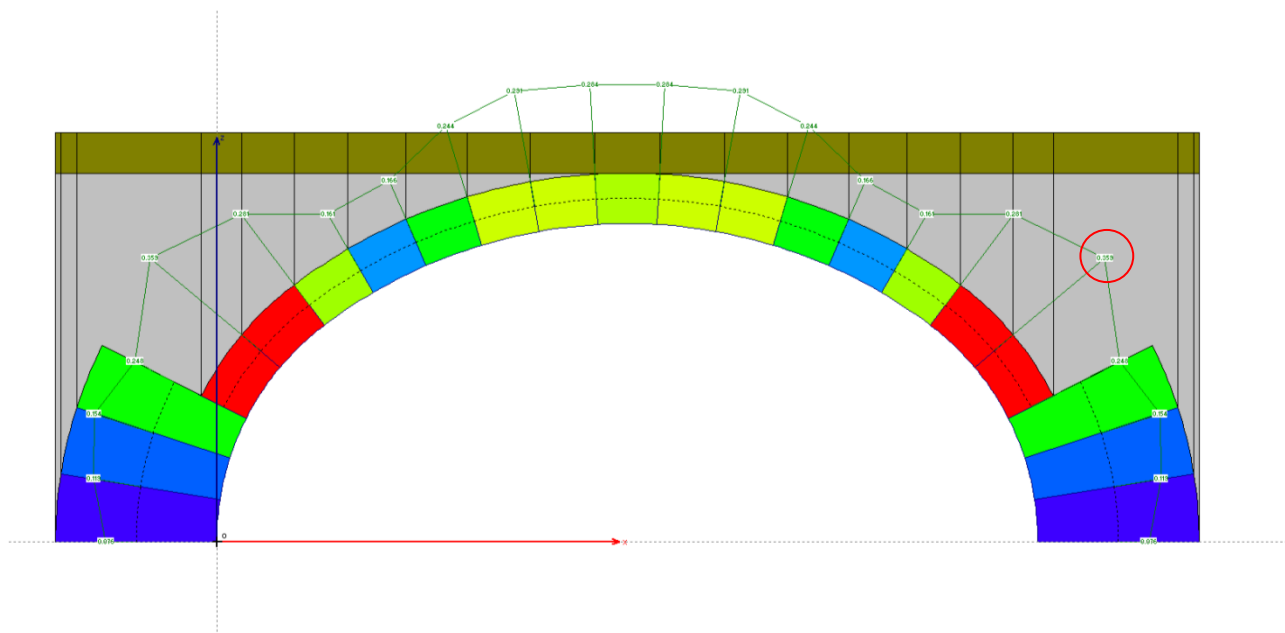
**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK



La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 0.359 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.

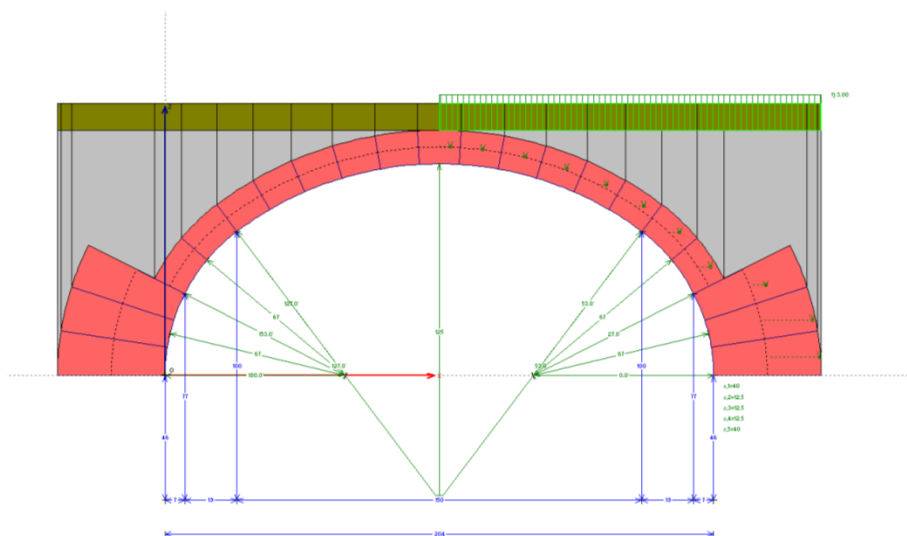
MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE				
FC	1.35		fattore di confidenza	
f <sub>m</sub>	2.4	MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC	
γ <sub>m</sub>	3		coefficiente muratura	
Coefficienti amplificativi:				
malta buona	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
giunti sottili	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
f <sub>md</sub>	1.33	MPa		

### 8.1.8 STABILITÀ VOLTA A BOTTE LATERALE

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità sulle volte a botte laterali.

Nelle combinazioni EQU la condizione peggiore per questo tipo di struttura è quella che prevede il carico accidentale solo su metà dello sviluppo. Poiché l'effetto del peso proprio e dei permanenti sono favorevoli si è applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9 alle densità dei materiali e ai carichi permanenti strutturali. Per il sovraccarico non strutturale e per i carichi accidentali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

Si riporta una vista della volta con evidenziato il carico accidentale su metà sviluppo.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità:

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1	equ 1	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
2	equ2	0.90	0.90	0.90	1.50	0.00
3	slu1	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
4	slu2	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
5	slu3	1.30	1.30	1.30	1.50	1.50

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (8)**

**Analisi Statica**

**CCC 2 (5)**

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info - per la CCC 2: Arco: 8.436 - Volta: 8.436  
 ... - min. fra tutte le CCC: Arco: 5.756 - Volta: 5.756

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	34.706		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	8.436		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale: Arco: +X= 0.000, -X= 0.000  
 Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

Il minimo moltiplicatore di collasso in combinazione EQU2 vale 34.701 >> 1. La verifica è soddisfatta.

## 8.2 Verifica archi a sostegno delle volte

### 8.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Nella porzione est dell'edificio le volte a botte presenti appoggiano centralmente su due allineamenti composti da due archi ciascuno.

I carichi agenti sull'arco, oltre al peso proprio e quello della muratura sovrastante, sono dati dalle volte a botte:

$G_{1\text{volte}} = \text{peso proprio volte e rinfianchi} = 18.00 \text{ kN/m}$

$G_{2\text{solaio}} = 1.35 \times 2.75 = 3.71 \text{ kN/m}$

$Q_{\text{solaio}} = 3.00 \times 2.75 = 8.25 \text{ kN/m}$

### 8.2.2 MATERIALI

Gli archi in esame, come individuato dalle indagini eseguite (a cui si rimanda per una più esaustiva descrizione), sono costituiti da mattoni pieni aventi dimensioni 45x125x250 mm. Sopra gli archi è ragionevole supporre la presenza di muratura in mattoni pieni fino all'intradosso del tavolato in legno. Considerata la geometria particolarmente ribassata dell'arco, si assume che anche la muratura sovrastante partecipi alla resistenza strutturale. Per garantire un adeguato confinamento del paramento si prevede di installare un rinforzo da ambo i lati con rete di fibra di basalto con fiocchi trasversali di collegamento.

### 8.2.3 RESISTENZA ARCHI A SOSTEGNO DELLE VOLTE

Si riporta la verifica della massima tensione di compressione di uno degli archi, estendibile a tutti gli altri in quanto di analoghe dimensioni e condizioni di carico, considerando anche il caso di carico uniformemente distribuito lungo tutto lo sviluppo della volta.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di resistenza a compressione:

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4
1	equ 1	0.90	0.00	1.50	0.00
2	equ 2	0.90	0.00	1.50	1.50
3	equ 3	0.90	1.50	1.50	0.00
4	slu 1	1.30	0.00	1.50	0.00
5	slu 2	1.30	1.50	1.50	0.00
6	slu 3	1.30	1.50	1.50	1.50

Si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche in combinazione SLU, la combinazione di carico più gravosa risulta quella con il carico accidentale su tutto lo sviluppo dell'arco.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 6 (6)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info	- per la CCC 6:	3.242
...	- min. fra tutte le CCC:	3.242

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	3.242		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000
Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

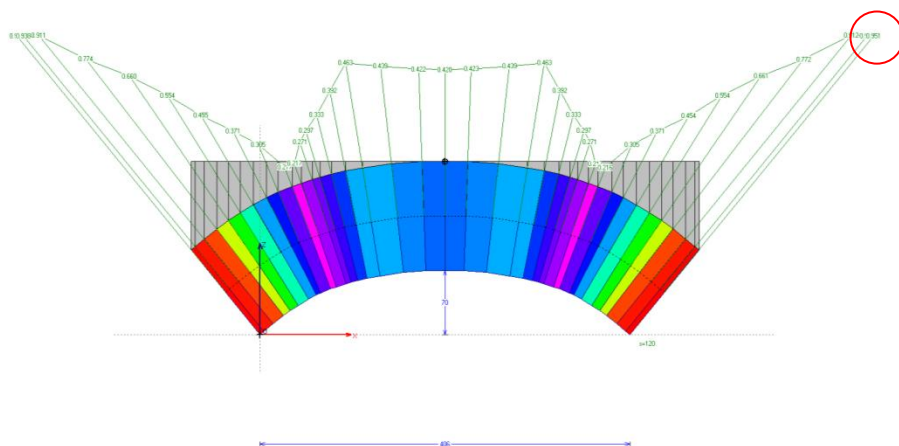
**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X				
- X				
Minimo				

OK

Si riporta l'andamento delle tensioni di compressione lungo l'arco nella condizione peggiore SLU, con il carico accidentale presente su tutto lo sviluppo dell'arco:



La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 0.951 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.



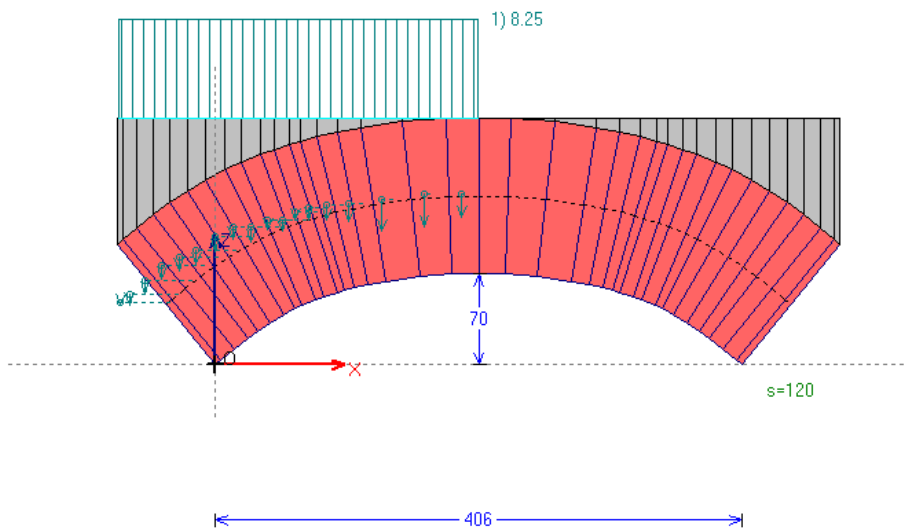
MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE				
FC	1.2		fattore di confidenza	
fm	3.2 MPa		tab. C8A.2.1 Circolare NTC	
γm	3		coefficiente muratura	
Coefficienti amplificativi:				
malta buona	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
giunti sottili	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
diatoni	1.3			
fmd	2.60 MPa			

#### 8.2.4 STABILITÀ

Si riporta la verifica di uno degli archi, estendibile a tutti gli altri in quanto di analoghe dimensioni e condizioni di carico.

Nelle combinazioni EQU la condizione peggiore per questo tipo di struttura è quella che prevede il carico accidentale solo su metà dello sviluppo. Poiché l'effetto del peso proprio e dei permanenti sono favorevoli si è applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9 alle densità dei materiali e ai carichi permanenti strutturali. Per il sovraccarico non strutturale e per i carichi accidentali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

Si riporta una vista della volta con evidenziato il carico accidentale su metà sviluppo.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

N°		Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4
1		equ 1	0.90	0.00	1.50	0.00
2		equ 2	0.90	0.00	1.50	1.50
3		equ 3	0.90	1.50	1.50	0.00
4	▶	slu 1	1.30	0.00	1.50	0.00
5		slu 2	1.30	1.50	1.50	0.00
6		slu 3	1.30	1.50	1.50	1.50

Si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche in combinazione EQU:

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**  
 CCC 1 (6)  
 Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:  
 - per la CCC 1: >> 1  
 - min. fra tutte le CCC: >> 1

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**  
 Non eseguita

Molt. di collasso in direz. orizzontale: +X= 0.000, -X= 0.000  
 Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**  
 Confronto fra Capacità e Domanda

Verifica NON eseguita

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

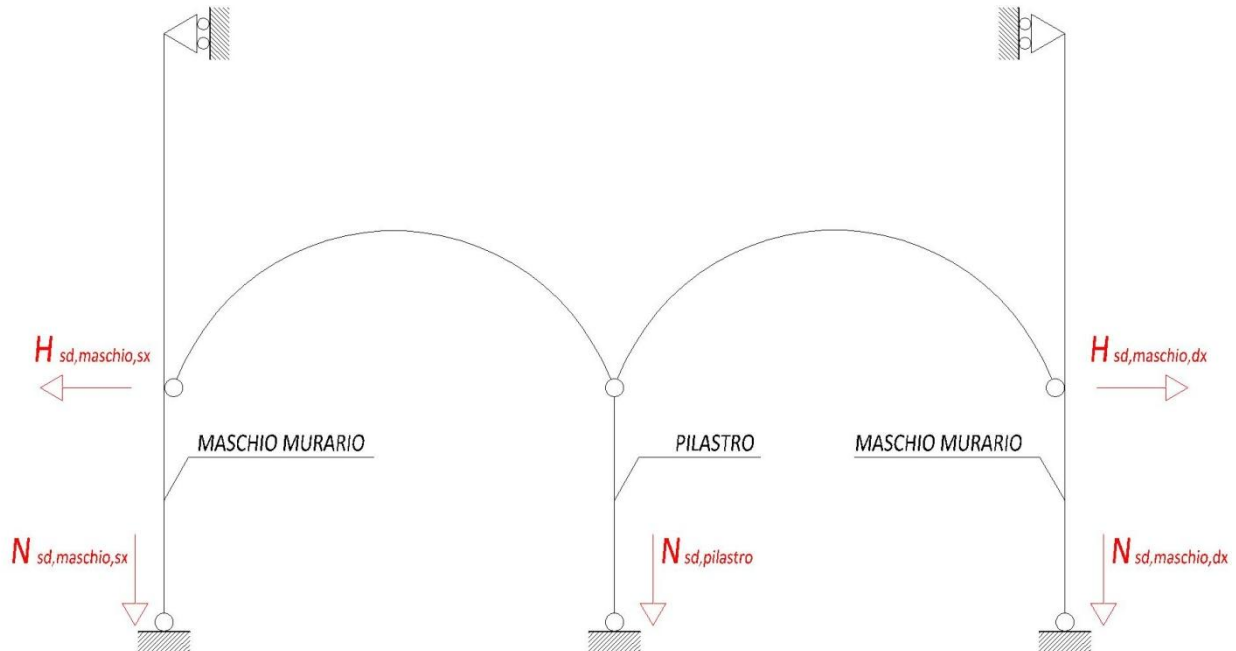
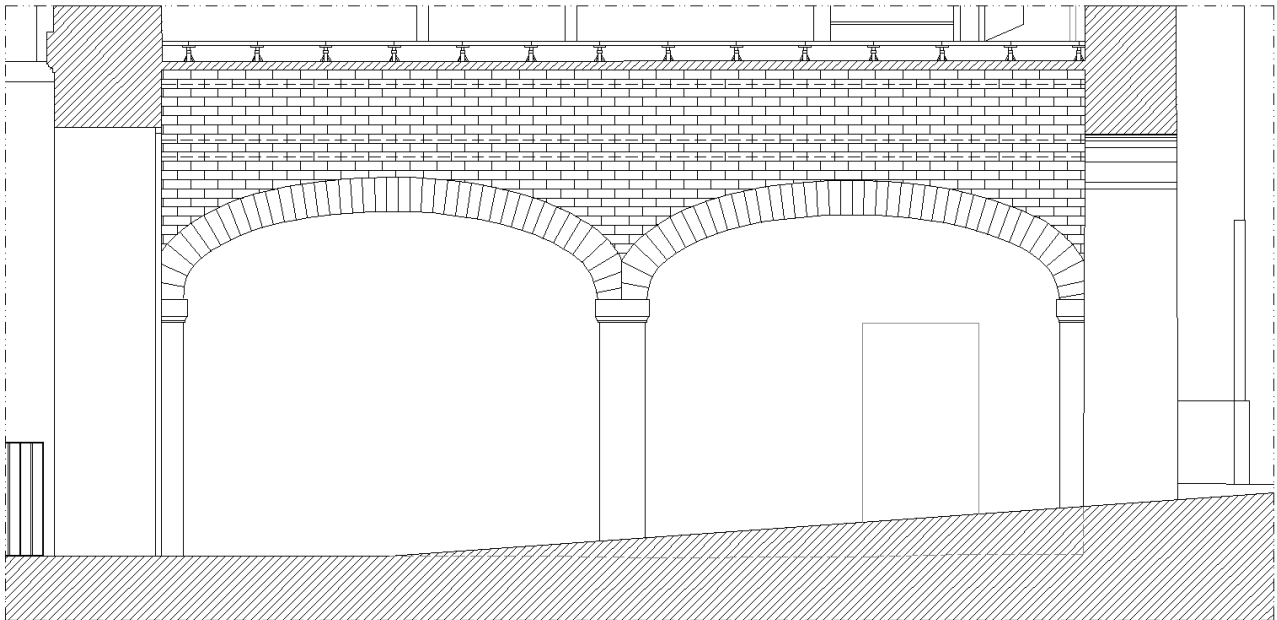
OK

La verifica a stabilità dell'arco è soddisfatta in condizione EQU e quindi non si ha la formazione di cinematismi.

## 8.3 Verifica elementi verticali

### 8.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le azioni gravanti sui pilastri e sui maschi murari derivano dagli scarichi degli archi precedentemente analizzati. Lo schema statico è riportato nella figura seguente.

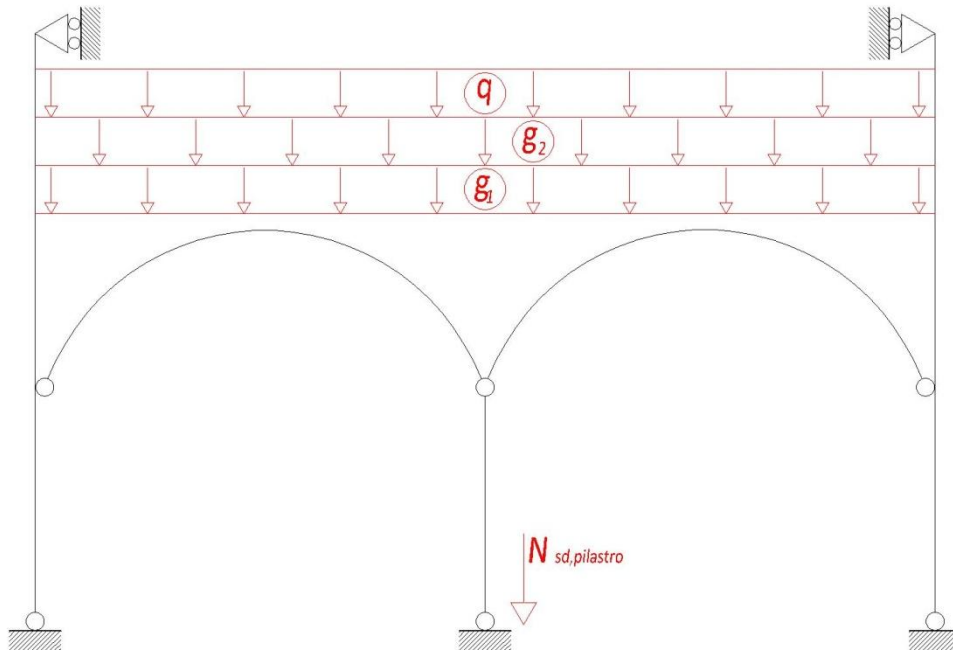


### 8.3.2 MATERIALI

I pilastri sono stati interessati dalle indagini (alle quali si rimanda per una più esaustiva descrizione), dalle quali è emersa una composizione in mattoni pieni aventi dimensioni di 45x125x240. Le pareti esterne sono invece in pietrame.

### 8.3.3 RESISTENZA PILASTRI

Si riporta nel seguito la combinazione di carico utilizzata nella verifica.



Le azioni sono combinate con i seguenti coefficienti:  $q_{slu} = 1.3 g_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q$

Si ottiene la seguente sollecitazione massima sul pilastro:

Larghezza influenza trasversale	b=	2.64 m
Larghezza influenza longitudinale	L=	4.04 m
$g_1 =$		6.48 kN/m
$g_2 =$		1.35 kN/m <sup>2</sup>
$q =$		3.00 kN/m <sup>2</sup>
pp arco		8.64 kN/m
pp pilastro		5.93 kN
$Q_{slu} =$		212.49 kN

$$N_{sd, pilastro} = 212.49 \text{ kN}$$

Considerando il pilastro di dimensioni 400x400mm si ottiene:

$$\sigma_{sd, pilastro} = 1.328 \text{ MPa} < 1.33 \text{ MPa}$$

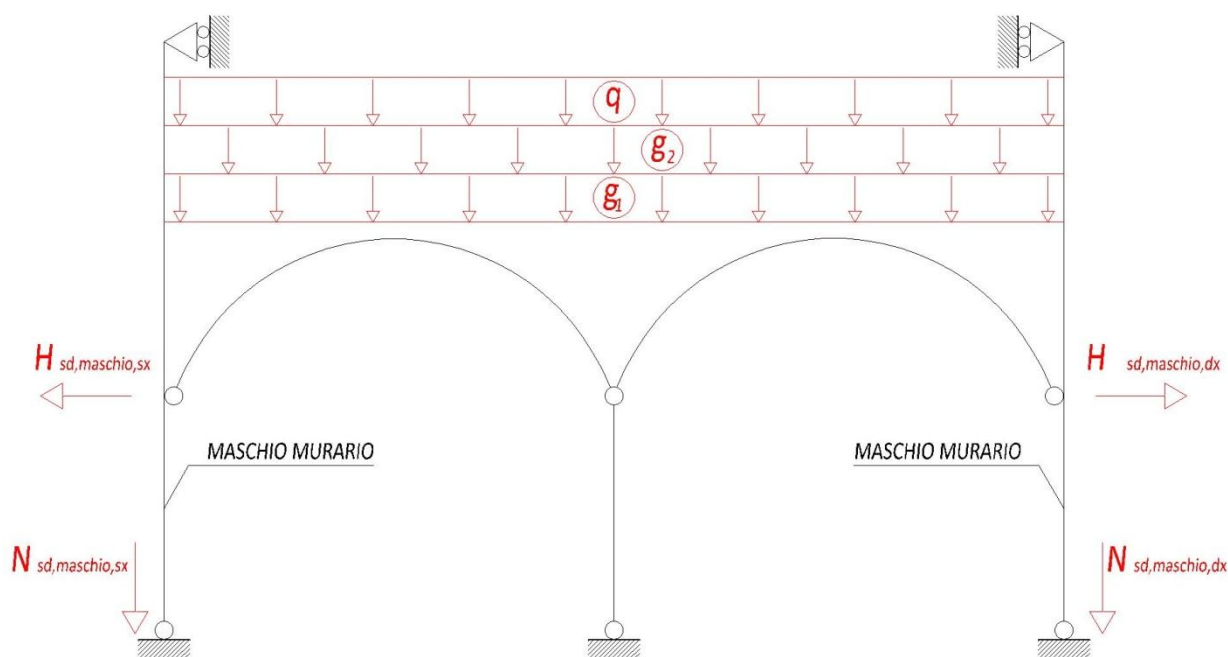
La resistenza media a compressione della muratura di calcolo  $f_{md}$  è pari a:

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE				
FC	1.35		fattore di confidenza	
fm	2.4	MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC	
γm	3		coefficiente muratura	
Coefficienti amplificativi:				
malta buona	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
giunti sottili	1.5		tab. C8A.2.2 Circolare NTC	
fmd	1.33	MPa		

La verifica risulta soddisfatta.

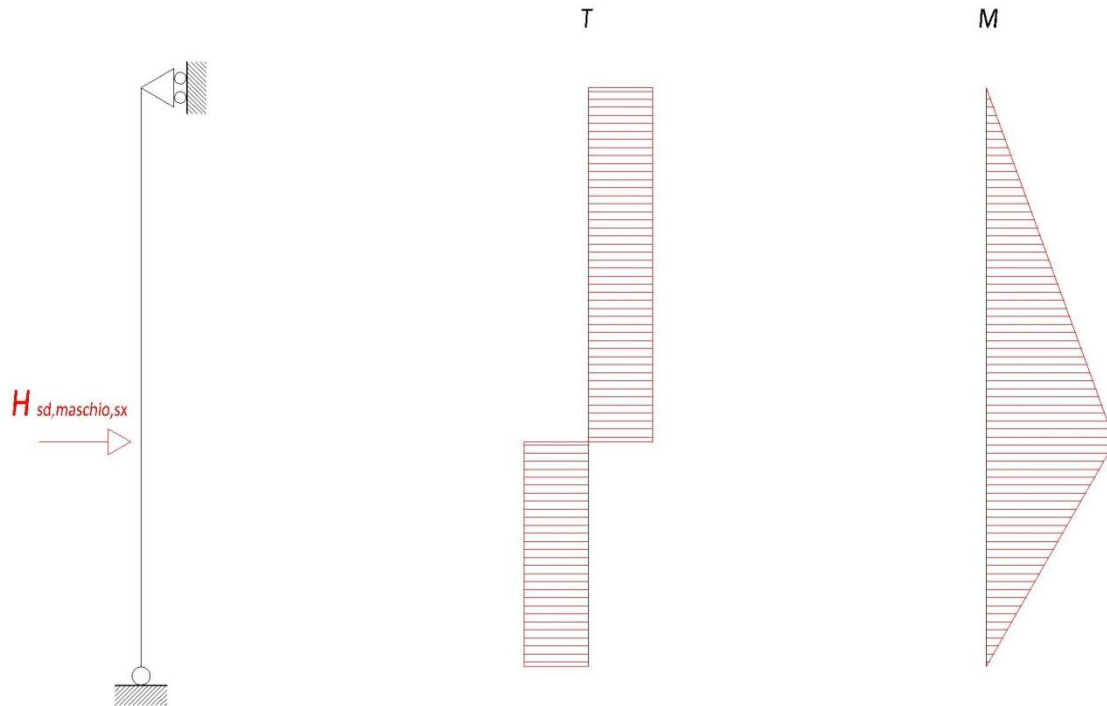
### 8.3.4 RESISTENZA MASCHI MURARI FILO 1

Si riporta nel seguito la combinazione di carico utilizzata nella verifica.



Considerando che in corrispondenza di piano terra e del solaio di piano mezzanino è presente un vincolo alla traslazione orizzontale, la spinta dell'arco si ripartisce tra il piano terra ed il piano mezzanino proporzionalmente alle distanze rispetto ad essi.

Si ottiene il seguente schema statico e andamento delle azioni sollecitanti per il maschio murario in analisi:



Le azioni sono combinate con i seguenti coefficienti:  $q_{slu} = 1.3 g_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q$

Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime sul maschio murario:

$$T_{sd, maschio} = 67.20 \text{ kN}$$

$$N_{sd, maschio} = 825.54 \text{ (considerando il setto sui fili B-1 con larghezza di influenza } b=2.65\text{m)}$$

$$M_{sd, maschio} = 72.63 \text{ kNm}$$

Si riporta successivamente la verifica a pressoflessione.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software window. The title bar indicates the file is '3231 verifica flessione muro B1\_r1'. The menu bar includes File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, and Normativa: NTC 2008. The main interface is divided into several sections:

- Titolo:** A text field for the project title.
- N° figure elementari:** Set to 1, with a Zoom button.
- N° strati barre:** Set to 0, with a Zoom button.
- Table of dimensions:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	173	94
- Sollecitazioni:**
  - S.L.U. Metodo n:**
    - N<sub>Ed</sub>: 0 kN
    - M<sub>xEd</sub>: 0 kNm
    - M<sub>yEd</sub>: 0 kNm
    - 840.66 kN
    - 72.63 kNm
    - 0
- P.to applicazione N:**
  - Centro:** Selected.
  - Baricentro cls:** Unselected.
  - Coord. [cm]:** xN: 0, yN: 0.
- Metodo di calcolo:**
  - S.L.U.+:** Unselected.
  - S.L.U.-:** Unselected.
  - Metodo n:** Selected.
- Materiali:**
  - B450C:**
    - ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰
    - f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm²
    - E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm²
    - E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15
    - ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰
    - σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm²
  - muratura B:**
    - ε<sub>c2</sub>: 2 ‰
    - ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰
    - f<sub>cd</sub>: 0.8047
    - f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8
    - σ<sub>c,adm</sub>: 2.691
    - τ<sub>co</sub>: 0.2235
    - τ<sub>c1</sub>: 1.022
- Results:**
  - σ<sub>c</sub>: -0.802 N/mm²
  - ε<sub>s</sub>: ‰
- Verifica:**
  - N° iterazioni: 0
  - Precompresso:** Unchecked.
- Diagram:** A stress distribution diagram showing a rectangular stress block with a maximum stress of -0.802 MPa and a neutral axis depth of 0.2319.

La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 0.802 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.

PIETRE A SPACCO CON BUONA TESSITURA					
FC	1.35		fattore di confidenza		
f <sub>m</sub>	2.6	MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC		
γ <sub>m</sub>	3		coefficiente muratura		
Coefficienti amplificativi:					
malta buona	1.3		tab. C8A.2.2 Circolare NTC		
f <sub>md</sub>	0.83	MPa	tab. C8A.2.2 Circolare NTC		

Si riporta successivamente la verifica a taglio, secondo normativa in funzione dello sforzo normale, trascurando a favore di sicurezza la resistenza a taglio della muratura.

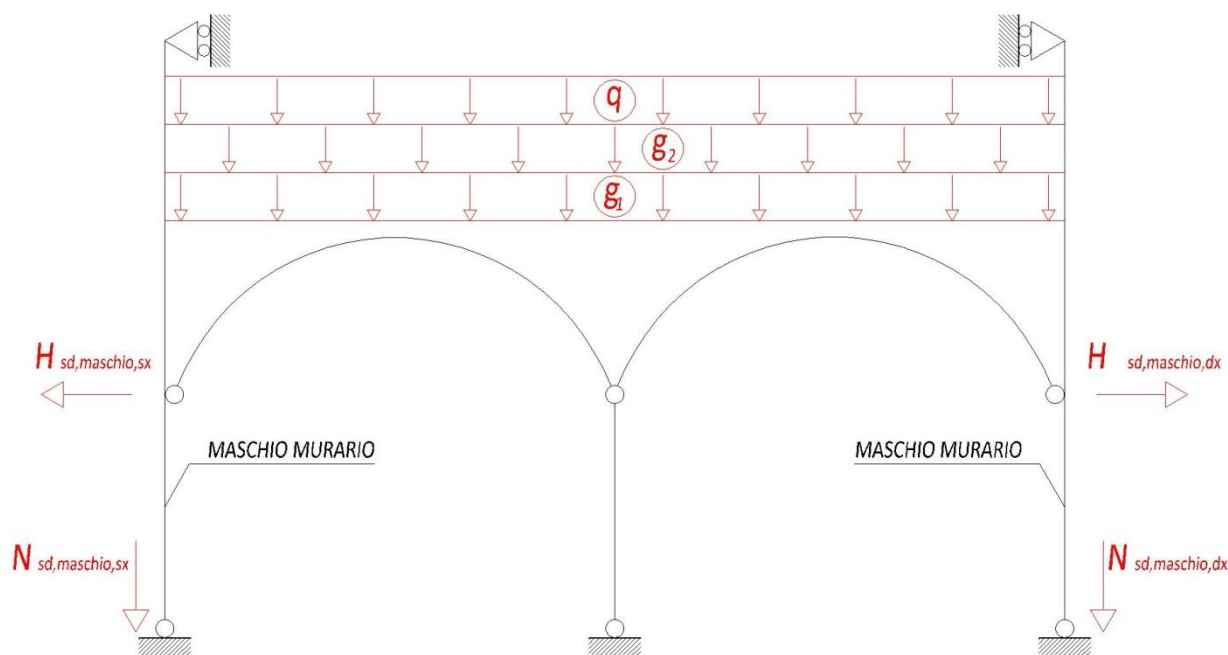
$$\tau_{rd} = 0.40 \sigma_n = 0.40 (0.517) = 0.206 \text{ MPa}$$

$$V_{rd} = b l \tau_{rd} = 1730 \times 940 \times 0.204 = 336.26 \text{ kN} \gg H_{sd, \text{maschio}} = 67.20 \text{ kN}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

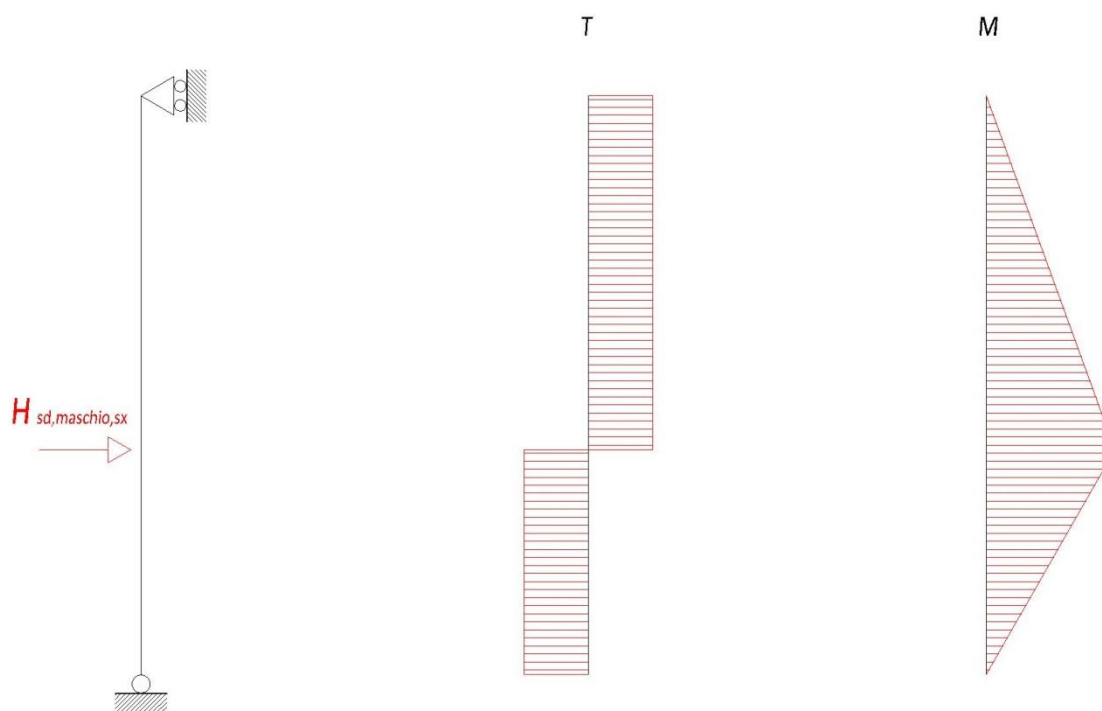
### 8.3.5 RESISTENZA MASCHI MASCHI MURARI FILO 2

Si riporta nel seguito la combinazione di carico utilizzata nella verifica.



Considerando che in corrispondenza di piano terra e del solaio di piano mezzanino è presente un vincolo alla traslazione orizzontale, la spinta dell'arco si ripartisce tra il piano terra ed il piano mezzanino proporzionalmente alle distanze rispetto ad essi.

Si ottiene il seguente schema statico e andamento delle azioni sollecitanti per il maschio murario in analisi:



Le azioni sono combinate con i seguenti coefficienti:  $q_{slu} = 1.3 g_1 + 1.5 g_2 + 1.5 q$



Si ottengono le seguenti sollecitazioni massime sul maschio murario:

$$T_{sd, \text{ maschio}} = 67.20 \text{ kN}$$

$$N_{sd, \text{ maschio}} = 1040.29 \text{ kN (considerando il setto sui fili B-1 con larghezza di influenza } b=1.94 \text{ m)}$$

$$M_{sd, \text{ maschio}} = 72.63 \text{ kNm}$$

Si riporta successivamente la verifica a pressoflessione.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The title bar indicates the file is '3231 verifica flessione muro B2\_r1'. The menu bar includes File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, and Normativa: NTC 2008. The main window is divided into several sections:

- Titolo:** A text input field.
- N° Vertici:** A table with 10 vertices. The first three rows are: (6, 153, 0), (7, 153, 40), (8, 194, 40). The last row is (10, 0, 80).
- N° barre:** A table with 0 bars.
- Sollecitazioni:** A section for applying loads. It includes fields for  $N_{Ed}$  (1040.29 kN),  $M_{xEd}$  (72.63 kNm), and  $M_{yEd}$  (0). It also has a 'Metodo n' button.
- P.to applicazione N:** A section for the point of application of the normal load. It includes radio buttons for 'Centro', 'Baricentro cls', and 'Coord.[cm]'. The 'Baricentro cls' option is selected.
- Materiali:** A section for material properties. It includes fields for  $\epsilon_{su}$  (67.5 ‰),  $\epsilon_{c2}$  (2 ‰),  $f_{yd}$  (391.3 N/mm²),  $\epsilon_{cu}$  (3.5 ‰),  $E_s$  (200,000 N/mm²),  $f_{cd}$  (0.8047),  $E_s/E_c$  (15),  $f_{cc}/f_{cd}$  (0.8),  $\epsilon_{syd}$  (1.957 ‰),  $\sigma_{c,adm}$  (2.691),  $\sigma_{s,adm}$  (255 N/mm²),  $\tau_{co}$  (0.2235), and  $\tau_{c1}$  (1.022).
- Metodo di calcolo:** A section for the calculation method. It includes radio buttons for 'S.L.U. +', 'S.L.U.-', and 'Metodo n'. The 'Metodo n' option is selected.
- Verifica:** A section for the verification. It includes a 'Verifica' button and a field for 'N° iterazioni' (0).
- Precompresso:** A checkbox for pre-compressed masonry.

La massima tensione allo SLU pari a 1.06 MPa è inferiore alla tensione limite di seguito riportata.

PIETRE A SPACCO CON BUONA TESSITURA			
FC	1.35		fattore di confidenza
f <sub>m</sub>	2.6 Mpa		tab C8A.2.1 Circolare NTC
γ <sub>m</sub>	3		
Coefficients amplificativi:			
malta buona	1.3		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
connessioni trasversali	1.3		tab. C8A.2.2 Circolare NTC
f <sub>md</sub>	1.08 Mpa		tab. C8A.2.2 Circolare NTC

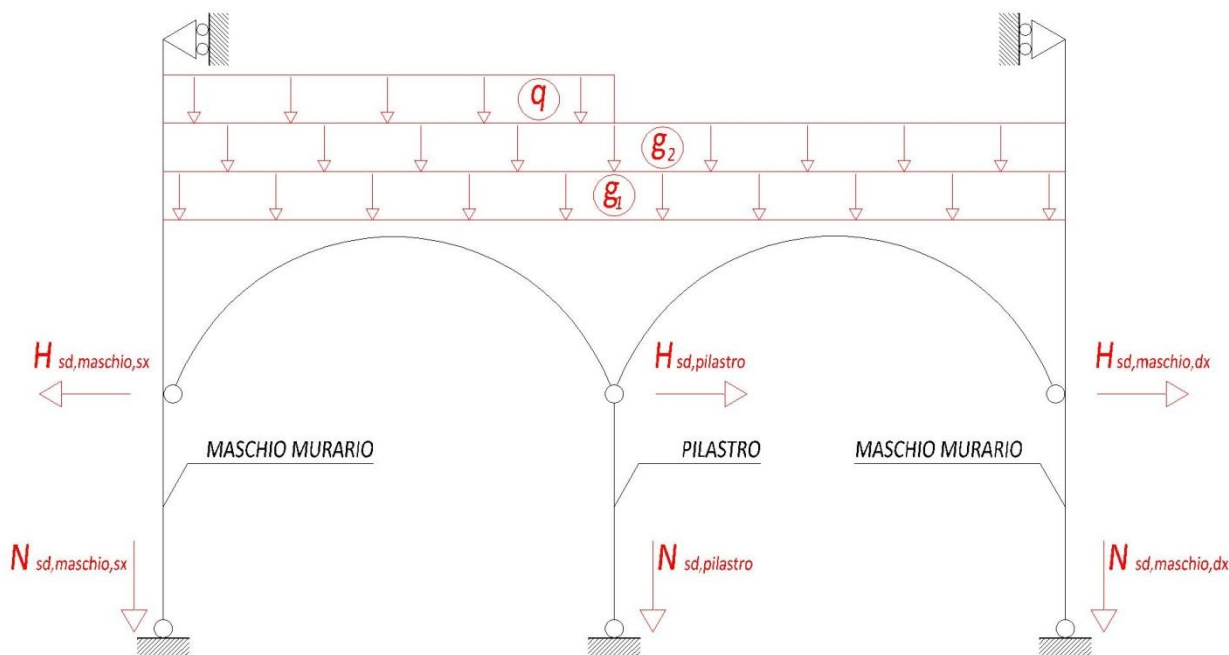
La verifica risulta soddisfatta.

### 8.3.6 STABILITÀ PILASTRI

I pilastri intermedi vengono considerati delle bielle resistenti solamente a compressione, si trascura pertanto la verifica a stabilità in quanto l'azione orizzontale è trasmessa alle murature sui fili 1 e 2 attraverso gli archi.

### 8.3.7 STABILITÀ ARCO (TRASFERIMENTO AZIONE ORIZZONTALE AL MASCHIO MURARIO)

Si riporta nel seguito lo schema statico utilizzato per la verifica di stabilità dell'arco:



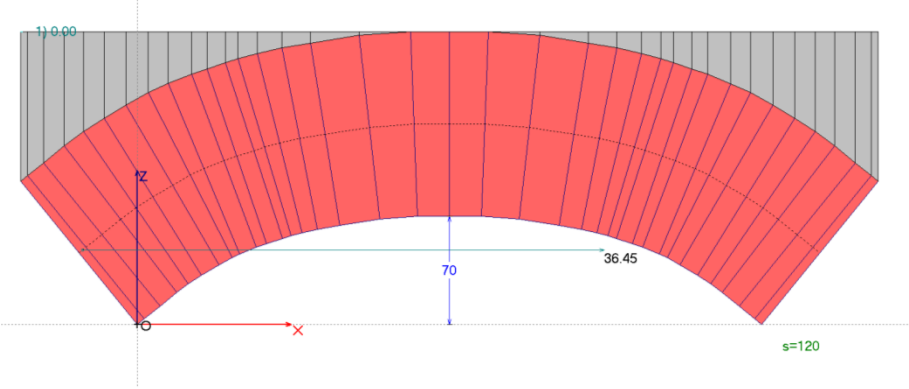
Si riporta la verifica dell'arco sottoposto ad azioni orizzontali per garantire la trasmissione delle spinte generate dalle strutture voltate alle murature dei fili 1 e 2.

Nelle combinazioni EQU si considerano favorevoli i carichi verticali agenti sull'arco, che tendono quindi a stabilizzarlo, e si considerano sfavorevoli i carichi orizzontali che tendono a far nascere dei cinematismi sulla struttura.

In fase di analisi si considerano anche gli effetti di un eventuale carico parziale sull'arco per valutare se rappresenta una condizione critica.

Ai carichi favorevoli alla stabilità della struttura, peso proprio e permanenti, è stato applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9. Per il sovraccarico non strutturale, per i carichi accidentali e quelli orizzontali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

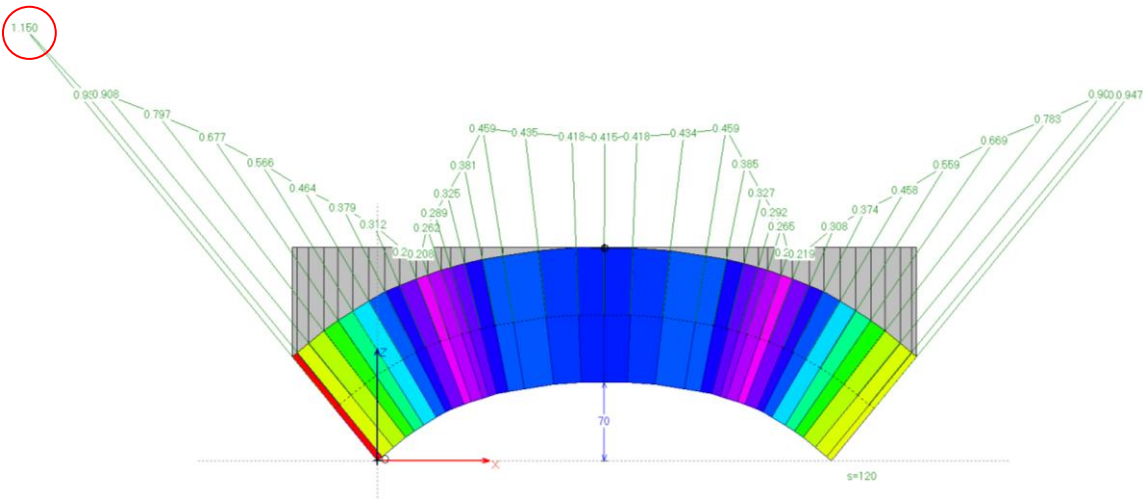
Si riporta una vista dell'arco con evidenziato il punto di applicazione dei carichi orizzontali.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche della muratura.

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5	Molt.CCE n° 6	Molt.CCE n° 7
1	equ 1	0.90	0.00	0.00	0.00	1.10	1.50	1.50
2	equ 2	1.10	1.50	1.50	1.50	1.10	1.50	1.50
3	equ 3	0.90	1.50	1.50	0.00	1.10	1.50	1.50
4	slu	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50

Si riportano le verifiche a tensione massima di compressione sulla muratura in mattoni che compongono l'arco per la combinazione di carico rappresentata in precedenza.



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 4 (4)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info - per la CCC 4: 2.794

... - min. fra tutte le CCC: 2.794

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	2.794		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale: +X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

La massima tensione sulla muratura vale  $1.15 \text{ MPa} < f_{md} = 2.60 \text{ MPa}$ , la verifica è quindi soddisfatta.

Si riportano le verifiche a stabilità dell'arco.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità.

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5	Molt.CCE n° 6	Molt.CCE n° 7
1	equ 1	0.90	0.00	0.00	0.00	1.10	1.50	1.50
2	equ 2	1.10	1.50	1.50	1.50	1.10	1.50	1.50
3	equ 3	0.90	1.50	1.50	0.00	1.10	1.50	1.50
4	slu	1.30	1.50	1.50	1.50	1.30	1.50	1.50

Si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche in combinazione EQU:

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

**CCC 1 (4)**

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 1: **>> 1**

- min. fra tutte le CCC: **>> 1**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	<b>&gt;&gt; 1</b>		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	( TR,CLV / TR,DLV ) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

La verifica a stabilità dell'arco è soddisfatta in condizione EQU e quindi non si ha la formazione di cinematismi.

### 8.3.8 STABILITÀ MASCHI MURARI

Per la verifica della stabilità dei maschi murari si è adottato lo stesso schema di carico utilizzato per la verifica di stabilità dell'arco. Considerate le sollecitazioni in gioco, la verifica è da ritenersi implicitamente soddisfatta. Si rimanda a tal proposito alla verifica di resistenza dei maschi murari riportate in precedenza.

## **8.4 Dimensionamento ancoranti**

### **8.4.1 AZIONI E SCHEMI STATICI**

In corrispondenza dell'estradosso degli archi presenti al piano terra della porzione est dell'edificio, approssimativamente sui fili B e C, sono disposti dei piatti 100x8mm che fungono da collegamento tra le diverse pareti murarie e hanno lo scopo di trattenere la muratura sul filo 1 ed evitare flessioni fuori piano.

### **8.4.2 MATERIALI**

Il materiale utilizzato per i piatti è acciaio S 275 JR.

### **8.4.3 RESISTENZA DEL PIATTO**

Si verifica il piatto 100x8mm con l'azione di progetto  $N_d = 34.92\text{kN}$

L'area resistente del piatto si ottiene decurtando la totale dell'area dei fori, si ha:

$$A_{\text{res}} = 664\text{mm}^2 \text{ (considerando fori } \varnothing 17\text{mm)}$$

La tensione di lavoro dell'acciaio risulta:

$$\sigma = N/A = 52.59 \text{ MPa} < f_{yd} = 220 \text{ MPa}$$

La verifica è quindi soddisfatta.

### **8.4.4 RESISTENZA DEL COLLEGAMENTO**

L'ancoraggio del piatto alla muratura sui fili 1 e 2 è garantito dalla presenza di un angolare 80x80x8mm ancorato con barre  $\varnothing 16$  inghisate per 50cm con passo 30cm alla muratura esistente.

Ogni ancoraggio, considerando la minima larghezza collaborante di 240cm sul filo B, è quindi sollecitato con uno sforzo di trazione  $N_{\text{anc}} = 4.37\text{kN}$ .

Vista la tipologia di muratura in opera, sarà onere della ditta appaltatrice eseguire dei test preliminari di resistenza a trazione degli ancoraggi certificandone la portata effettiva.

## **9 INTERVENTO 02**

L'intervento prevede di demolire la superfetazione realizzata in tempi più recenti tra i fili 2-3 e i fili C-D. Si tratta nello specifico di un solaio, probabilmente in laterocemento, posizionato a circa 4,5 m di altezza appoggiato su pareti perimetrali in laterizio. Si ripristina in questo modo l'impostazione strutturale originaria in quella porzione di edificio. L'intervento è di modeste proporzioni e di fatto non ha influenza sul comportamento strutturale dell'edificio.

## **10 INTERVENTO 03**

L'intervento prevede di demolire le scale in legno esistenti che versano oggi in uno stato di degrado avanzato. Le scale, realizzate con cuscini in legno e scalini in tavolato, sono semplicemente appoggiate sulle strutture esistenti. La loro demolizione non modifica il comportamento strutturale dell'edificio nel suo insieme né degli elementi su cui oggi esse gravano essendo di dimensioni e peso non significative.

## 11 INTERVENTO 04

### 11.1 Verifica solaio mezzanino lato Ovest

#### 11.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le travi in legno lavorano su schema statico di semplice appoggio tra la parete di filo 9 e la parete perimetrale di filo 10, con luce pari a 4.6 m ed interasse di 0.4 m. La sezione ha dimensioni pari a 125 x 175 mm.

L'elemento deve sopportare il peso proprio pari a 0.65 kN/m<sup>2</sup>, il peso degli elementi portati di 0.1 kN/m<sup>2</sup>, ed infine il carico accidentale facente riferimento alla categoria C1, ambienti suscettibili di affollamento, cioè 3 kN/m<sup>2</sup>.

#### 11.1.2 MATERIALI

Le travi in legno indagate sono state classificate secondo la UNI 11119 alcune in categoria I, altre nelle categorie II e III, si veda a tal proposito la relazione di Geoconsult allegata alla presente. A favore di sicurezza le verifiche verranno eseguite ipotizzando cautelativamente che le travi siano in categoria III, avente le caratteristiche riquadrate in rosso nella tabella sottostante corrispondenti alla specie di larice:

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime (N/mm <sup>2</sup> )					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura <sup>1)</sup>	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500

1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.



Per le travi non classificabili secondo la UNI 11119, invece, se ne prevede la sostituzione, con travi di legno massiccio di larice di classe C24 secondo UNI EN 338, con caratteristiche meccaniche superiori a quelle esistenti.

**Prima di iniziare i lavori di rinforzo del solaio l'impresa dovrà ispezionare tutte le travi per valutarne lo stato di consistenza. Dovrà quindi definirne con la direzione lavori quali di esse necessitano di essere sostituite.**

### **11.1.3 RESISTENZA**

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite ultimi della trave maggiormente sollecitata.

Per passare dalle tensioni ammissibili alle resistenze caratteristiche per il calcolo agli stati limite si utilizza la seguente formula:

$$X_k = (X_{adm} \times \gamma_m \times \gamma_q) / k_{mod}$$

Dove si assume a favore di sicurezza  $k_{mod}$  pari a 1.

### VERIFICHE SEZIONI LEGNO NTC 2008 - TRAVE DI PIANO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	l=	4.60	m	Luce di calcolo
	i=	0.40	m	Interasse travi
	a=	100	mm	Profondità appoggio

AZIONI DI PROGETTO	G <sub>1</sub> =	0.65	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti strutturali
	G <sub>2</sub> =	0.10	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti non strutturali
	Q=	3.00	kN/m <sup>2</sup>	Carichi accidentali
	g <sub>1</sub> =	0.26	kN/m	Carichi permanenti strutturali
	g <sub>2</sub> =	0.04	kN/m	Carichi permanenti non strutturali
	q=	1.20	kN/m	Carichi accidentali
	q <sub>SLU</sub> =	2.20	kN/m	Combinazione SLU

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE	b=	125	mm	Larghezza della sezione
	h=	175	mm	Altezza della sezione
	k <sub>m</sub> =	0.7		Coefficiente di forma della sezione
	A <sub>sez</sub> =	21875	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>sez Y</sub> =	638020.83	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>sez Z</sub> =	455729.17	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole

SOLLECITAZIONI SEZIONE	M <sub>y</sub> =	5.81	kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z</sub> =	0.00	kNm	Momento flettente nel piano debole
	N <sub>0</sub> =	0.00	kN	Sforzo normale positivo di trazione
	V <sub>z</sub> =	5.06	kN	Taglio in direzione Z
	V <sub>y</sub> =	0.00	kN	Taglio in direzione Y

FATTORI DI SICUREZZA	K <sub>mod</sub> =	0.80
	γ <sub>M</sub> =	1.50

Classe di servizio : 2  
Durata del carico: Media

CARATTERISTICHE MATERIALE	RESISTENZE CARATTERISTICHE		
LEGNO MASSICCIO LARICE CAT. III	f <sub>m,k</sub> =	19.13	MPa
	f <sub>t,0,k</sub> =	15.75	MPa
	f <sub>t,90,k</sub> =	0.00	MPa
	f <sub>c,0,k</sub> =	16.88	MPa
	f <sub>c,90,k</sub> =	4.50	MPa
	f <sub>v,k</sub> =	2.03	MPa

RESISTENZE DI CALCOLO		
f <sub>m,d</sub> =	10.20	MPa
f <sub>t,0,d</sub> =	8.40	MPa
f <sub>t,90,d</sub> =	0.00	MPa
f <sub>c,0,d</sub> =	9.00	MPa
f <sub>c,90,d</sub> =	2.40	MPa
f <sub>v,d</sub> =	1.08	MPa

VERIFICA DI RESISTENZA				
$\sigma_{t,0,d} =$	0.00	MPa	tensione di trazione dovuta a $N_0$	
$\sigma_{c,90,d} =$	0.40	MPa	tensione di compressione perpendicolare	
$\sigma_{c,0,d} =$	0.00	MPa	tensione di compressione dovuta a $N_0$	
$\sigma_{m,y,d} =$	9.11	MPa	tensione normale dovuta a $M_y$	
$\sigma_{m,z,d} =$	0.00	MPa	tensione normale dovuta a $M_z$	
$\tau_{z,d} =$	0.35	MPa	tensione di taglio dovuta a $V_z$	
$\tau_{y,d} =$	0.00	MPa	tensione di taglio dovuta a $V_y$	
VERIFICA A COMPRESSIONE. PERP.		VERIFICA 4.4.5	0.17	VERIFICATO
VERIFICA A TENSOFFLESSIONE		VERIFICA 4.4.6.a	0.89	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.6.b	0.63	
VERIFICA A PRESSOFFLESSIONE		VERIFICA 4.4.7.a	0.89	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.7.b	0.63	
VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA 4.4.8 Z	0.32	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.8 Y	0.00	



Figura 4.4.1 - Assi dell'elemento

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 11.1.4 DEFORMABILITÀ

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite di esercizio delle travi.

Verifica di deformabilità delle strutture in legno - CNR-DT 206/07			
<i>carichi di progetto</i>			
carico permanente	$g_1+g_2$	0.75	kN/mq
carico variabile	$q$	3.00	kN/mq
interasse delle travi	$i$	0.40	m
<i>caratteristiche geomeccaniche</i>			
luce di calcolo	$L$	4600	mm
larghezza della trave	$b$	125	mm
altezza della trave	$h$	175	mm
modulo elastico medio a tempo zero	$E$	13500	MPa
momento d'inerzia	$J$	5.58E+07	mm <sup>4</sup>
<i>parametri intermedi</i>			
coefficiente di deformabilità	$k_{def}$	0.80	
coefficiente di combinazione $q$ variabile	$\psi_2$	0.60	
<i>verifica a tempo zero</i>			
deformazione iniziale associata al $q$ permanente	$u_{1,in}$	2.32	mm
deformazione iniziale associata al $q$ variabile	$u_{2,in}$	9.28	mm
deformazione iniziale totale	$u_{in}$	11.60	mm
rapporto di deformazione	$L/u_{2,in}$	496	
rapporto limite di deformazione (6.5)	$(L/u_{2,in})_{lim}$	300	OK
<i>verifiche a tempo infinito</i>			
deformazione finale associata al $q$ permanente	$u_{1,fin}$	4.18	mm
deformazione finale associata al $q$ variabile	$u_{2,fin}$	13.74	mm
deformazione finale totale (6.2)	$u_{fin}$	17.92	mm
deformazione finale totale netta (6.4)	$u_{net}$	17.92	mm
rapporto di deformazione per $q$ variabile	$L/u_{2,fin}$	335	
rapporto limite di deformazione per $q$ variabile (6.6)	$(L/u_{2,fin})_{lim}$	200	OK
rapporto di deformazione totale netta	$L/u_{net}$	257	
rapporto limite di deformazione totale netta (6.6)	$(L/u_{net})_{lim}$	250	OK
La verifica potrebbe anche essere condotta con la deformazione finale semplificata			
deformazione iniziale in c.c. quasi perm.	$u'_{in}$	7.89	mm
deformazione differita	$u_{dif}$	6.31	mm
deformazione finale semplificata	$u_{fin,semp}$	17.92	mm

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 12 INTERVENTO 05

### 12.1 Verifica solaio di piano primo (salone principale)

#### 12.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le travi in legno lavorano su schema statico di semplice appoggio, con luce massima pari a 4.7 m ed interasse di 0.5 m. La sezione ha dimensioni pari a 175 x 243 mm.

L'elemento deve sopportare il peso proprio degli elementi strutturali pari a  $0.90 \text{ kN/m}^2$ , il peso degli elementi portati di  $2.10 \text{ kN/m}^2$ , ed infine il carico accidentale facente riferimento alla categoria C3, ambienti suscettibili di affollamento privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, cioè  $5 \text{ kN/m}^2$ .

#### 12.1.2 MATERIALI

Le travi in legno indagate sono state classificate secondo la UNI 11119 alcune in categoria I, altre nelle categorie II e III. A favore di sicurezza le verifiche verranno eseguite ipotizzando cautelativamente che le travi siano in categoria III, aventi le caratteristiche riquadrate in rosso nella tabella sottostante corrispondenti alla specie abete rosso:

Specie	Categoria in opera	Tensioni massime ( $\text{N/mm}^2$ )					
		compressione		flessione statica	trazione parallela alla fibratura <sup>1)</sup>	taglio (parallelo alla fibratura)	modulo di elasticità a flessione
		parallela alla fibratura	perpendicolare alla fibratura				
Abete bianco (Abies alba Mill.)	I	11	2,0	11,5	11	0,9	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,8	12 000
	III	7	2,0	7,5	6	0,7	11 000
Abete rosso (Picea abies Karst.)	I	10	2,0	11	11	1,0	12 500
	II	8	2,0	9	9	0,9	11 500
	III	6	2,0	7	6	0,8	10 500
Larice (Larix spp.)	I	12	2,5	13	12	1,1	15 500
	II	10	2,2	11	9,5	1,0	14 500
	III	7,5	2,0	8,5	7	0,9	13 500
Pini (Pinus spp.)	I	11	2,0	12	11	1,0	13 000
	II	9	2,0	10	9	0,9	12 000
	III	7	2,0	8	6	0,8	11 000
Castagno (Castanea sativa Mill.)	I	11	2,0	12	11	0,8	10 000
	II	9	2,0	10	9	0,7	9 000
	III	7	2,0	8	6	0,6	8 000
Pioppo (Populus spp.)	I	10	1,5	10,5	9	0,6	9 000
	II	8	1,5	8,5	7	0,5	8 000
	III	6	1,5	6,5	4,5	0,4	7 000
Quercia (Quercus spp.)	I	12	3,0	13	12	1,2	13 500
	II	10	2,5	11	10	1,0	12 500
	III	7,5	2,2	8,5	7	0,9	11 500
1) La tensione massima a trazione perpendicolare alla fibratura si assume convenzionalmente uguale a zero.							

Per le travi non classificabili secondo la UNI 11119, invece, se ne prevede la sostituzione, con travi di legno massiccio di abete di classe C24 secondo UNI EN 338, con caratteristiche meccaniche superiori a quelle esistenti.

**Prima di iniziare i lavori di rinforzo del solaio l'impresa dovrà ispezionare tutte le travi per valutarne lo stato di consistenza. Dovrà quindi definirne con la direzione lavori quali di esse necessitano di essere sostituite.**

### **12.1.3 RESISTENZA**

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite ultimi della trave maggiormente sollecitata.

Per passare dalle tensioni ammissibili alle resistenze caratteristiche per il calcolo agli stati limite si utilizza la seguente formula:

$$X_k = (X_{adm} \times \gamma_m \times \gamma_q) / k_{mod}$$

Dove si assume a favore di sicurezza  $k_{mod}$  pari a 1.

### VERIFICHE SEZIONI LEGNO NTC 2008 - TRAVE DI PIANO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	l=	4.70	m	Luce di calcolo
	i=	0.50	m	Interasse travi
	a=	100	mm	Profondità appoggio

AZIONI DI PROGETTO	G <sub>1</sub> =	0.90	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti strutturali
	G <sub>2</sub> =	2.10	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti non strutturali
	Q=	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Carichi accidentali
	g <sub>1</sub> =	0.45	kN/m	Carichi permanenti strutturali
	g <sub>2</sub> =	1.05	kN/m	Carichi permanenti non strutturali
	q=	2.50	kN/m	Carichi accidentali
	q <sub>SLU</sub> =	5.91	kN/m	Combinazione SLU

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE	b=	175	mm	Larghezza della sezione
	h=	243	mm	Altezza della sezione
	k <sub>m</sub> =	0.7		Coefficiente di forma della sezione
	A <sub>sez</sub> =	42525	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>sez Y</sub> =	1722262.5	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>sez Z</sub> =	1240312.5	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole

SOLLECITAZIONI SEZIONE	M <sub>y</sub> =	16.32	kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z</sub> =	0.00	kNm	Momento flettente nel piano debole
	N <sub>0</sub> =	0.00	kN	Sforzo normale positivo di trazione
	V <sub>z</sub> =	13.89	kN	Taglio in direzione Z
	V <sub>y</sub> =	0.00	kN	Taglio in direzione Y

FATTORI DI SICUREZZA	K <sub>mod</sub> =	0.90
	γ <sub>M</sub> =	1.50

Classe di servizio : 2

Durata del carico: Breve

CARATTERISTICHE MATERIALE LENGO MASSICCIO ABETE ROSSO CAT. III	RESISTENZE CARATTERISTICHE		
	f <sub>m,k</sub> =	15.75	MPa
	f <sub>t,0,k</sub> =	13.50	MPa
	f <sub>t,90,k</sub> =	0.00	MPa
	f <sub>c,0,k</sub> =	13.50	MPa
	f <sub>c,90,k</sub> =	4.50	MPa
	f <sub>v,k</sub> =	1.80	MPa

RESISTENZE DI CALCOLO		
f <sub>m,d</sub> =	9.45	MPa
f <sub>t,0,d</sub> =	8.10	MPa
f <sub>t,90,d</sub> =	0.00	MPa
f <sub>c,0,d</sub> =	8.10	MPa
f <sub>c,90,d</sub> =	2.70	MPa
f <sub>v,d</sub> =	1.08	MPa

### VERIFICA DI RESISTENZA

σ <sub>t,0,d</sub> =	0.00	MPa	tensione di trazione dovuta a N <sub>0</sub>	 <p>Figura 4.4.1 - Assi dell'elemento</p>
σ <sub>c,90,d</sub> =	0.79	MPa	tensione di compressione perpendicolare	
σ <sub>c,0,d</sub> =	0.00	MPa	tensione di compressione dovuta a N <sub>0</sub>	
σ <sub>m,y,d</sub> =	9.48	MPa	tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>	
σ <sub>m,z,d</sub> =	0.00	MPa	tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>	
τ <sub>z,d</sub> =	0.49	MPa	tensione di taglio dovuta a V <sub>z</sub>	
τ <sub>y,d</sub> =	0.00	MPa	tensione di taglio dovuta a V <sub>y</sub>	
<b>VERIFICA A COMPRESSIONE. PERP.</b>				
		VERIFICA 4.4.5	0.29	
<b>VERIFICA A TENSOFFLESSIONE</b>		VERIFICA 4.4.6.a	1.00	
		VERIFICA 4.4.6.b	0.70	
<b>VERIFICA A PRESSOFFLESSIONE</b>		VERIFICA 4.4.7.a	1.00	
		VERIFICA 4.4.7.b	0.70	
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>		VERIFICA 4.4.8 Z	0.45	
		VERIFICA 4.4.8 Y	0.00	

Le verifiche risultano soddisfatte.

#### 12.1.4 DEFORMABILITÀ

Si riportano nel seguito le verifiche agli stati limite di esercizio delle travi.

Verifica di deformabilità delle strutture in legno - CNR-DT 206/07				
<i>carichi di progetto</i>				
carico permanente	$g_1+g_2$	3.00	kN/mq	
carico variabile	$q$	5.00	kN/mq	
interasse delle travi	$i$	0.50	m	
<i>caratteristiche geomeccaniche</i>				
luce di calcolo	$L$	4700	mm	
larghezza della trave	$b$	175	mm	
altezza della trave	$h$	243	mm	
modulo elastico medio a tempo zero	$E$	10500	MPa	
momento d'inerzia	$J$	2.09E+08	mm <sup>4</sup>	
<i>parametri intermedi</i>				
coefficiente di deformabilità	$k_{def}$	0.80		
coefficiente di combinazione $q$ variabile	$\psi_2$	0.60		
<i>verifica a tempo zero</i>				
deformazione iniziale associata al $q$ permanente	$u_{1,in}$	4.34	mm	
deformazione iniziale associata al $q$ variabile	$u_{2,in}$	7.23	mm	
deformazione iniziale totale	$u_{in}$	11.57	mm	
rapporto di deformazione	$L/u_{2,in}$	650		
rapporto limite di deformazione (6.5)	$(L/u_{2,in})_{lim}$	300		OK
<i>verifiche a tempo infinito</i>				
deformazione finale associata al $q$ permanente	$u_{1,fin}$	7.81	mm	
deformazione finale associata al $q$ variabile	$u_{2,fin}$	10.70	mm	
deformazione finale totale (6.2)	$u_{fin}$	18.51	mm	
deformazione finale totale netta (6.4)	$u_{net}$	18.51	mm	
rapporto di deformazione per $q$ variabile	$L/u_{2,fin}$	439		
rapporto limite di deformazione per $q$ variabile (6.6)	$(L/u_{2,fin})_{lim}$	200		OK
rapporto di deformazione totale netta	$L/u_{net}$	254		
rapporto limite di deformazione totale netta (6.6)	$(L/u_{net})_{lim}$	250		OK
La verifica potrebbe anche essere condotta con la deformazione finale semplificata				
deformazione iniziale in c.c. quasi perm.	$u'_{in}$	8.68	mm	
deformazione differita	$u_{dif}$	6.94	mm	
deformazione finale semplificata	$u_{fin,semp}$	18.51	mm	

Le verifiche risultano soddisfatte.

## 12.2 Verifica archi fili verticali 3÷8

### 12.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Essendo il passo medio degli archi pari a  $b=4.28$  m ,si hanno i seguenti carichi agenti sulla struttura:

$$G1 = 3.47 \text{ kN/m}$$

$$G2 = 8.99 \text{ kN/m}$$

$$Q = 21.44 \text{ kN/m}$$

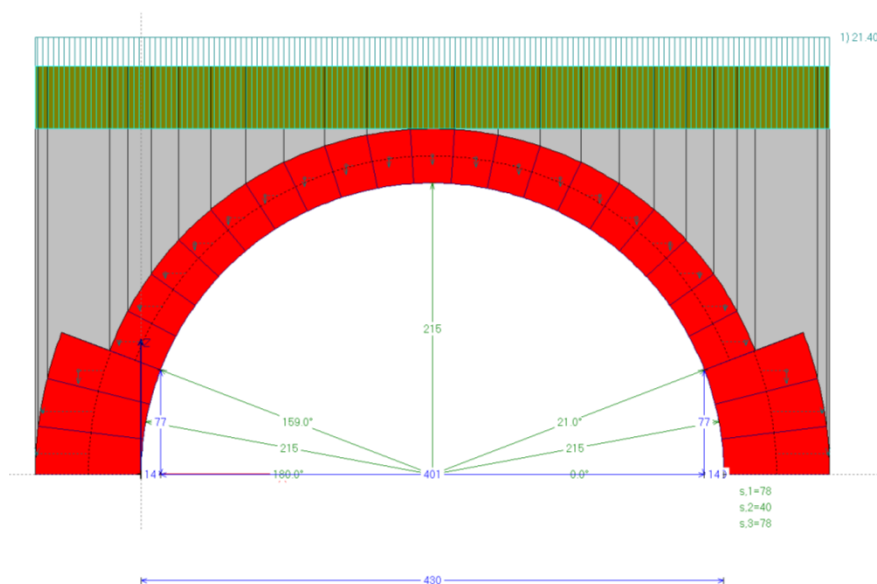
### 12.2.2 MATERIALI

Gli archi del corpo principale, come individuato dalle indagini eseguite (a cui si rimanda per una più esaustiva descrizione), sono costituiti da mattoni pieni per un'altezza pari a 40cm e larghezza pari a 53cm.

### 12.2.3 RESISTENZA

Di seguito si riporta la verifica della massima tensione di compressione di uno degli archi principali che sostengono il solaio del piano primo, relativo al corpo principale maggiormente sollecitato. Si analizza uno degli archi sul filo 6, la trattazione rimane comunque valida per tutti gli allineamenti data la costanza degli interassi lungo tutto il corpo principale.

La condizione più gravosa per questa tipologia di struttura è quella che prevede la presenza del massimo carico accidentale su tutto lo sviluppo dell'arco.



Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di resistenza a compressione:

	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
	EQU1	0.90	0.90	0.00	1.50	0.00
	EQU2	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
	SLU	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
	SLU 2	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
▶	SLU3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50



La verifica più gravosa per la resistenza della muratura in mattoni pieni è quella che prevede la presenza del carico massimo su tutto lo sviluppo della volta.

Si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche più gravose in combinazione SLU:

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 1 (1)

Analisi Statica

CCC 5 (5)

Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 5:

1.044

- min. fra tutte le CCC:

1.044

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	1.044		
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica

Non eseguita

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Stabilità (Equilibrio della struttura)			
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU

Confronto fra Capacità e Domanda

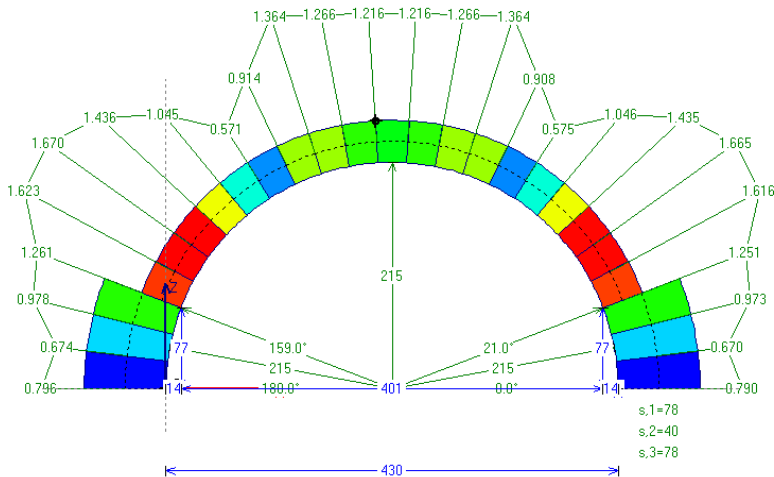
Verifica NON eseguita

Indicatori di Rischio Sismico

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	( TR,CLV / TR,DLV ) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

- Tensioni di Compressione  
 - Combinazione di Condizioni di Carico: 5 (5)  
 - Passo di iterazione: 2 (2)
- Arco STABILE - Verifica Soddisfatta



La verifica è soddisfatta in quanto la massima tensione sul materiale pari a 1.67 MPa è inferiore a quella di progetto, di seguito riportata.

MURATURA IN MATTONI PIENI E MALTA DI CALCE		
<b>FC</b>	1.35	fattore di confidenza
<b>fm</b>	2.4 MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC
<b>γm</b>	3	coefficiente muratura
Coefficienti amplificativi:		
<b>malta buona</b>	1.5	tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>giunti sottili</b>	1.5	tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>diatoni</b>	1.3	
<b>fmd</b>	1.73 MPa	

La verifica risulta quindi soddisfatta.

#### 12.2.4 STABILITÀ

Si riportano di seguito le verifiche di stabilità.

Nelle combinazioni EQU la condizione peggiore per questo tipo di struttura è quella che prevede il carico accidentale solo su metà dello sviluppo. Poiché l'effetto del peso proprio e dei permanenti sono favorevoli si è applicato un coefficiente parziale di sicurezza pari a 0.9 alle densità dei materiali e ai carichi permanenti strutturali. Per il sovraccarico non strutturale e per i carichi accidentali, invece, si adotta un coefficiente parziale di sicurezza pari a 1.5.

	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
	EQU1	0.90	0.90	0.00	1.50	0.00
	EQU2	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
	SLU	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
	SLU 2	1.30	1.30	0.00	1.50	0.00
▶	SLU3	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50

Si riporta una sintesi dei risultati delle verifiche più gravose in combinazione EQU:

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 1 (5)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 1:	2.016
- min. fra tutte le CCC:	2.016

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	2.016		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000
Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	{ TR,CLV / TR,DLV } ^
+ X				
- X				
Minimo				

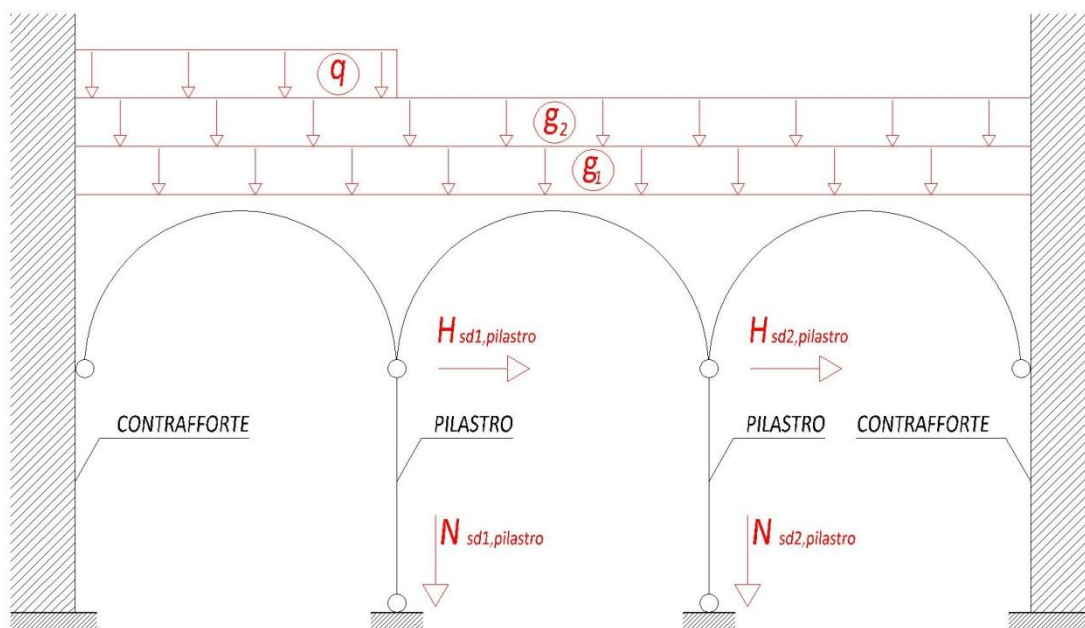
OK

La verifica a stabilità dell'arco è sempre soddisfatta e quindi non ha la formazione di cinematismi.

### 12.2.5 STABILITÀ GLOBALE ALLINEAMENTI CORPO CENTRALE

Si verifica la stabilità globale delle strutture sul filo 6, in rappresentanza di tutti gli allineamenti resistenti del corpo centrale data la costanza degli interassi.

La verifica globale prevede la presenza di carico accidentale solamente su una campata delle tre arcate continue che formano gli allineamenti trasversali del corpo centrale dell'edificio.



Il carico accidentale, distribuito in modo uniforme su un arco, non rappresenta la condizione critica per la singola struttura, già analizzata in precedenza, ma potrebbe innescare fenomeni di ribaltamento a carico dei piedritti per la presenza di spinte non contrastate all’imposta degli archi.

In questa direzione non sono infatti presenti catene intradossali.

Si riportano di seguito le azioni risultanti all’imposta degli archi per le diverse condizioni di carico.

**G1 peso proprio arco, rinfiango e struttura muraria soprastante:**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	14.09	49.50	74.1
Destra	14.09	49.50	74.1

**G1 peso elementi strutturali solaio in legno:**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	4.70	10.24	65.3
Destra	4.70	10.24	65.3

**G2 carichi permanenti non strutturali solaio in legno:**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
Sinistra	12.17	26.51	65.3
Destra	12.17	26.53	65.4

**Q carichi accidentali solaio in legno:**

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz.(°)
---------	----------------	-------------------	--------------------------------

-----			
Sinistra	28.98	63.12	65.3
Destra	28.98	63.14	65.3
-----			

Le azioni orizzontali degli archi posso essere riportate ai contrafforti posizionati sui fili A e D.

Nel calcolo dell'azione orizzontale non equilibrata si considerano presenti i pesi propri delle strutture degli archi e del solaio del primo orizzontamento.

I sovraccarichi permanenti non strutturali e il carico accidentale sono invece considerati presenti solamente su una delle tre campate che compongono gli allineamenti trasversali.

La verifica della condizione di equilibrio prevede i seguenti coefficienti amplificativi:

Pesi propri e permanenti strutturali a favore di sicurezza:  $\gamma = 0.9$

Pesi propri e permanenti strutturali a sfavore di sicurezza:  $\gamma = 1.1$

Sovraccarichi permanenti e accidentali a sfavore di sicurezza:  $\gamma = 0.0$

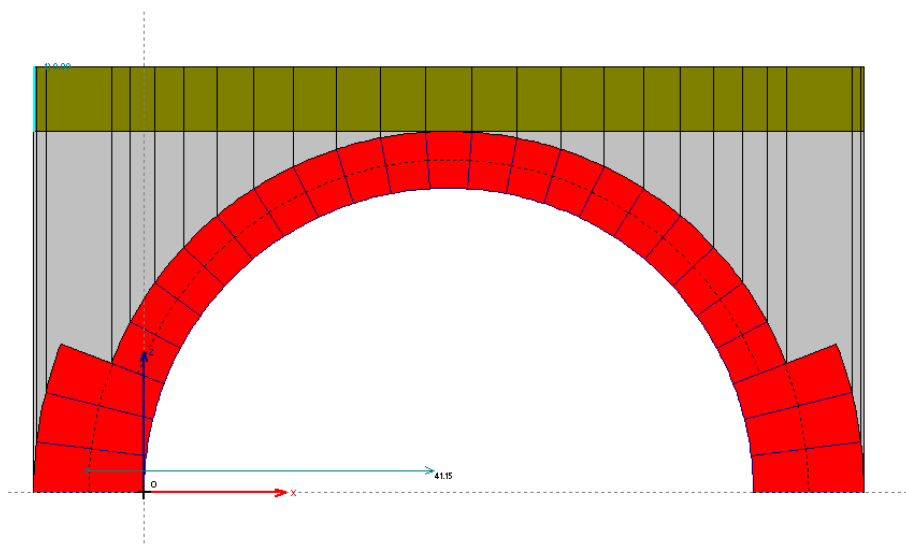
Sovraccarichi permanenti e accidentali a sfavore di sicurezza:  $\gamma = 1.5$

La forza da trasferire risulta quindi:

$$F_h = 1.1(14.09+4.70)+1.5(12.17+28.98) - 0.9(14.09+4.70) = 44.81 \text{ kN}$$

La forza viene applicata in corrispondenza del primo concio sinistro dell'arco.

A titolo di esempio si riporta una vista del modello con applicata la forza orizzontale data dai sovraccarichi permanenti e accidentali:



Si riportano le verifiche a stabilità dell'arco e a tensione massima di compressione sulla muratura in mattoni che compongono la struttura.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Rapporto di Elaborazione

Arco Ideale: 1 (1)

Analisi Statica

CCC 1 (3)

Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info

- per la CCC 1:

7.150

---

- min. fra tutte le CCC:

7.150

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	13.792		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	7.150		
Trazione dei rinforzi			

Analisi Sismica

Non eseguita

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Stabilità (Equilibrio della struttura)			
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU

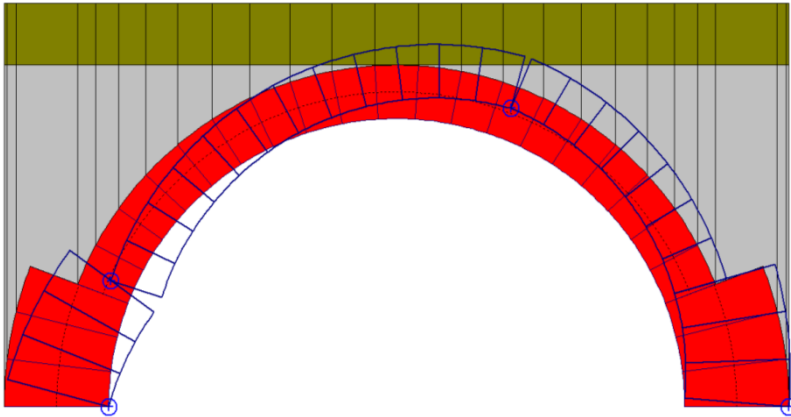
Confronto fra Capacità e Domanda

Verifica NON eseguita

Indicatori di Rischio Sismico

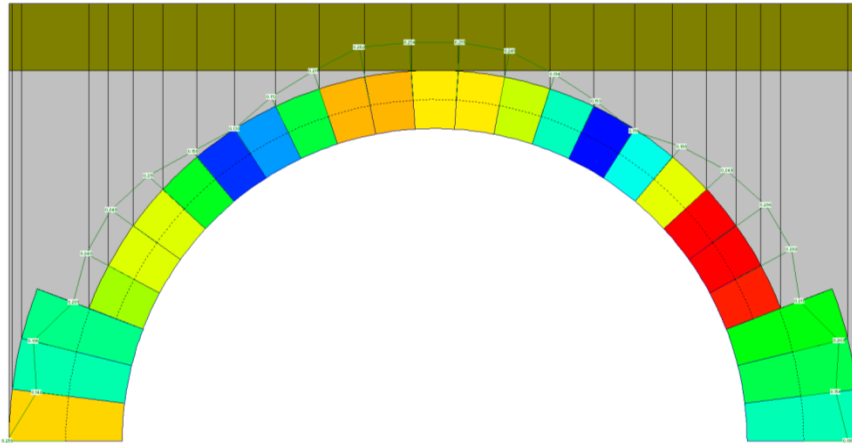
PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	{ TR,CLV / TR,DLV } ^
+ X				
- X				
Minimo				

OK



Meccanismo collasso arco allo stato limite di equilibrio

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



La massima tensione sulla muratura vale  $0.286 \text{ MPa} < f_{md} = 1.333 \text{ MPa}$ , la verifica è quindi soddisfatta

Si riportano le verifiche a stabilità dell'arco.

Si riportano le combinazioni di carico considerate nelle verifiche di stabilità.

N°		Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1	▶	EQU1	0.90	0.90	0.90	1.50	1.00
2		EQU2	0.90	0.90	1.50	1.50	1.00
3		SLU	1.30	1.30	1.50	1.50	1.00

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 2 (3)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info	- per la CCC 2:	7.150
...	- min. fra tutte le CCC:	7.150

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	13.792		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	7.150		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000
Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	+ X - X	+ X - X	+ X - X
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura			
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

Il minimo moltiplicatore di collasso in combinazione EQU2 vale 13.792 >> 1. La verifica è soddisfatta.

Gli archi quindi sono in grado di trasferire la spinta orizzontale ai contrafforti esterni, la stabilità dei piedritti e l'equilibrio della struttura è quindi garantito nella configurazione esistente.

## 12.3 Verifica pilastri

### 12.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I pilastri sono considerati come ritti pendolari sollecitati a solo sforzo normale.

### 12.3.2 MATERIALI

I pilastri sono stati interessati dalle indagini (alle quali si rimanda per una più esaustiva descrizione), dalle quali è emersa una composizione in pietre di grossa pezzatura.

### 12.3.3 RESISTENZA

Si riporta nel seguito la verifica del pilastro più sollecitato del corpo principale (incrocio fili 6-B).

g1	0.90	kN/mq
g2	2.10	kN/mq
q	5.00	kN/mq
A infl	21.93	mq
PP 2 archi	123.16	kN
PP pil	86.40	kN
QSLU	531.64	kN



Area pilastro	<b>0.61</b> mq
sigma SLU	<b>0.87</b> MPa

La resistenza media a compressione della muratura di calcolo  $f_{md}$  è pari a:

BLOCCHI LAPIDEI SQUADRATI		
FC	1.35	fattore di confidenza
$f_m$	6 MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC
$\gamma_m$	3	coefficiente muratura
Coefficienti amplificativi:		
malta buona	1.2	tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>fmd</b>	<b>1.78</b> MPa	tab. C8A.2.2 Circolare NTC

$$\sigma_{sd} = 0.87 \text{ MPa} < 1.78 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta anche la verifica nell'ipotesi, particolarmente cautelativa, che alcune sezioni del pilastro siano in mattoni pieni.

MATTONI PIENI (cautelativo)		
FC	1.35	fattore di confidenza
$f_m$	2.4 MPa	tab. C8A.2.1 Circolare NTC
$\gamma_m$	3	coefficiente muratura
Coefficienti amplificativi:		
malta buona	1.5	tab. C8A.2.2 Circolare NTC
<b>fmd</b>	<b>0.89</b> MPa	tab. C8A.2.2 Circolare NTC

$$\sigma_{sd} = 0.87 \text{ MPa} < 0.89 \text{ MPa}$$

La verifica risulta comunque soddisfatta.

## **13 INTERVENTO 06**

### **13.1 Verifica nuove travi in legno**

#### **13.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI**

Sopra il locale C01 si prevede di realizzare un'apertura per garantire l'accesso al piano sottotetto attraverso il taglio di una trave esistente, l'inserimento di due traversi lignei 19xh26cm e l'affiancamento delle travi esistenti laterali con due nuove travi in legno 19xh26cm.

Le travi longitudinali lavorano su schema statico di semplice appoggio, con luce di 8.15 m ed interasse di 0.33 m.

Le nuove travi devono sostenere il peso proprio degli elementi strutturali pari a  $3.90 \text{ kN/m}^2$ , il peso degli elementi portati di  $0.30 \text{ kN/m}^2$ , ed infine il carico accidentale facente riferimento alla categoria H1, Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione, cioè  $0.5 \text{ kN/m}^2$ .

#### **13.1.2 MATERIALI**

Le nuove travi sono costituite da legno massiccio di abete di classe C24 secondo UNI EN 338.

#### **13.1.3 RESISTENZA**

Gli elementi più sollecitati sono le due nuove travi longitudinali che di seguito si verificano:

### VERIFICHE SEZIONI LEGNO NTC 2008 - TRAVE DI PIANO

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	l=	8.15	m	Luce di calcolo
	i=	0.33	m	Interasse travi
	a=	100	mm	Profondità appoggio

AZIONI DI PROGETTO	G <sub>1</sub> =	3.90	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti strutturali
	G <sub>2</sub> =	0.30	kN/m <sup>2</sup>	Carichi permanenti non strutturali
	Q=	0.50	kN/m <sup>2</sup>	Carichi accidentali
	g <sub>1</sub> =	1.27	kN/m	Carichi permanenti strutturali
	g <sub>2</sub> =	0.10	kN/m	Carichi permanenti non strutturali
	q=	0.16	kN/m	Carichi accidentali
	q <sub>SLU</sub> =	2.04	kN/m	Combinazione SLU

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE SEZIONE	b=	190	mm	Larghezza della sezione
	h=	260	mm	Altezza della sezione
	k <sub>m</sub> =	0.7		Coefficiente di forma della sezione
	A <sub>sez</sub> =	49400	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>sez Y</sub> =	2140666.7	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>sez Z</sub> =	1564333.3	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole

SOLLECITAZIONI SEZIONE	M <sub>y</sub> =	16.92	kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z</sub> =	0.00	kNm	Momento flettente nel piano debole
	N <sub>0</sub> =	0.00	kN	Sforzo normale positivo di trazione
	V <sub>z</sub> =	8.30	kN	Taglio in direzione Z
	V <sub>y</sub> =	0.00	kN	Taglio in direzione Y

FATTORI DI SICUREZZA	K <sub>mod</sub> =	0.90
	γ <sub>M</sub> =	1.50

Classe di servizio : **2**

Durata del carico: **Breve**

CARATTERISTICHE MATERIALE	RESISTENZE CARATTERISTICHE			RESISTENZE DI CALCOLO		
LEGNO MASSICCIO <b>C24</b>	f <sub>m,k</sub> =	24.00	MPa	f <sub>m,d</sub> =	14.40	MPa
	f <sub>t,0,k</sub> =	14.00	MPa	f <sub>t,0,d</sub> =	8.40	MPa
	f <sub>t,90,k</sub> =	0.40	MPa	f <sub>t,90,d</sub> =	0.24	MPa
	f <sub>c,0,k</sub> =	21.00	MPa	f <sub>c,0,d</sub> =	12.60	MPa
	f <sub>c,90,k</sub> =	2.50	MPa	f <sub>c,90,d</sub> =	1.50	MPa
	f <sub>v,k</sub> =	4.00	MPa	f <sub>v,d</sub> =	2.40	MPa

VERIFICA DI RESISTENZA				
$\sigma_{t,0,d} =$	0.00	MPa	tensione di trazione dovuta a $N_0$	
$\sigma_{c,90,d} =$	0.44	MPa	tensione di compressione perpendicolare	
$\sigma_{c,0,d} =$	0.00	MPa	tensione di compressione dovuta a $N_0$	
$\sigma_{m,y,d} =$	7.90	MPa	tensione normale dovuta a $M_y$	
$\sigma_{m,z,d} =$	0.00	MPa	tensione normale dovuta a $M_z$	
$\tau_{z,d} =$	0.25	MPa	tensione di taglio dovuta a $V_z$	
$\tau_{y,d} =$	0.00	MPa	tensione di taglio dovuta a $V_y$	
VERIFICA A COMPRESSIONE. PERP.		VERIFICA 4.4.5	0.29	VERIFICATO
VERIFICA A TENSOFFLESSIONE		VERIFICA 4.4.6.a	0.55	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.6.b	0.38	
VERIFICA A PRESSOFFLESSIONE		VERIFICA 4.4.7.a	0.55	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.7.b	0.38	
VERIFICA A TAGLIO		VERIFICA 4.4.8 Z	0.11	VERIFICATO
		VERIFICA 4.4.8 Y	0.00	



Figura 4.4.1 - Assi dell'elemento

La verifica è soddisfatta.

## **13.2 Verifica collegamento trave / traverso**

### **13.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI**

La trave tagliata viene collegata ai traversi mediante viti da carpenteria che assorbono lo sforzo di taglio dell'elemento da sostenere.

In corrispondenza dell'interruzione della trave si ha un taglio agente:

$$V_{ed} = \frac{1}{2} \times 0.65 \times [1.3 \times 3.9 + 1.5(0.30 + 0.50)] \times 4.4 = 8.97 \text{ kN}$$

Considerando a favore di sicurezza una larghezza di influenza  $b=65\text{cm}$  (pari all'interasse delle travi originarie).

I due collegamenti del traverso alle nuove travi longitudinali hanno rispettivamente un taglio agente  $V_{edt} = 1/2 \times 8.97 = 4.48 \text{ kN}$ .

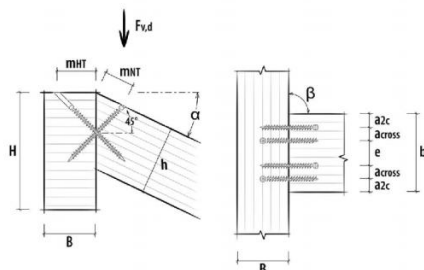
### **13.2.2 RESISTENZA**

Per semplicità costruttiva e a favore di sicurezza si esegue la verifica del collegamento tra trave esistente e nuovo traverso, le altre connessioni sono realizzate in modo analogo.

## INFORMAZIONI PROGETTO

Data : 17/07/2018  
 Progetto :  
 Committente :  
 Indirizzo cantiere :  
 Redatto da :  
 Elemento calcolato :  
 Note :  
 Norma di calcolo : NTC 2008 + EN1995:2014

## Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ



VGS - Connettore tutto filetto a testa svasata 11x300 mm - (cod. VGS11300)  
 Numero di coppie di connettori = 1 pz.

Marcatura CE secondo ETA 11/0030

## DATI DI CALCOLO

### Connessioni trave princip./second. con viti incrociate VGS e VGZ

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Coefficiente sicurezza connessione	gamma_M	=	1.50
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	8.97 KN
Base trave principale	B	=	190 mm
Altezza trave principale	H	=	260 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Massiccio C24
Base trave secondaria	b	=	180 mm
Altezza trave secondaria	h	=	260 mm
Tipo legno trave secondaria		=	Massiccio C14
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	alpha	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	beta	=	0.00 °
Numero di coppie di connettori		=	1
DATI VITE:			
Diametro nominale (filetto) vite	d1	=	11.0 mm
Diametro gambo	ds	=	7.7 mm
Diametro nocciolo	d2	=	6.6 mm
Diametro testa	dk	=	19.3 mm
Lunghezza vite	Lv	=	300 mm
Lunghezza filetto	Lf	=	290 mm

## RISULTATI CALCOLO

### DATI DI INGRESSO:

Classe di servizio	cl	=	2
Durata carico dominante	tq	=	breve
Coefficiente kmod	kmod	=	0.90
Azione di taglio di progetto	Fv,d	=	8.97 KN
Base trave principale	B	=	190 mm
Altezza trave principale	H	=	260 mm
Tipo legno trave principale		=	C24
Base trave secondaria	b	=	180 mm
Altezza trave secondaria	h	=	260 mm
Base trave secondaria	b	=	180 mm
Altezza trave secondaria	h	=	260 mm
Angolo nel piano verticale - trave secondaria	$\alpha$	=	0.00 °
Angolo nel piano orizzontale - trave secondaria	$\beta$	=	0.00 °
Tipo legno trave secondaria		=	C14

### TIPO CONNETTORE:

Diametro filetto (nominale)	vite VGS	=	11x300
Diametro gambo	df	=	11.0 mm
Diametro nocciolo	dg	=	7.7 mm
Diametro testa	dn	=	6.6 mm
Lunghezza vite	dh	=	19.3 mm
Lunghezza filetto	lv	=	300 mm
	lf	=	290 mm

### GEOMETRIA CONNESSIONE:

Numero di coppie di connettori		=	1
Angolo di inserimento viti		=	45.00 °
Viti su trave principale:		=	
Quota di montaggio su trave principale	mHT	=	111 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	157 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	135 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	150 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	135 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave principale	y2,p	=	90.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave secondaria	y2,s	=	45.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave principale	Fax,Rk,3	=	17.37 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave secondaria	Fax,Rk,4	=	13.59 KN
Viti su trave secondaria:		=	
Quota di montaggio su trave secondaria	mNT	=	111 mm
Lunghezza penetrazione lato testa		=	157 mm
Lunghezza filettata lato testa	tf1	=	135 mm
Lunghezza penetrazione lato punta		=	150 mm
Lunghezza filettata lato punta	tf2	=	135 mm
Angolo vite/fibra lato testa - trave secondaria	y1,s	=	45.00 °
Angolo vite/fibra lato punta - trave principale	y1,p	=	90.00 °
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato testa - trave secondaria	Fax,Rk,1	=	13.59 KN
Resistenza caratteristica ad estrazione viti lato punta - trave principale	Fax,Rk,2	=	17.37 KN

### ELEMENTO PIÙ SOLLECITATO:

Forza totale generata dal taglio lungo asse viti	Fax,d,tot	=	6.34 KN
Numero efficace	n <sub>ef</sub>	=	1.0
Resistenza caratteristica totale ad estrazione	Fax,Rk	=	13.59 KN
Resistenza caratteristica totale ad instabilità viti nel legno	Fki,Rk	=	19.25 KN
Resistenza di design totale ad estrazione	Fax,Rd	=	8.15 KN
Resistenza caratteristica a taglio verticale	Fv,Rk	=	19.22 KN
Resistenza di design a taglio verticale dell'intero collegamento	Fv,Rd	=	11.53 KN
Grado di sfruttamento della connessione		=	0.78 VERIFICATO

### VERIFICA A TAGLIO TRAVE SECONDARIA:

Altezza efficace (vincolata)	hef	=	217 mm
Altezza non vincolata (al di sotto delle viti)	hint	=	43 mm
Coefficiente kcr	kcr	=	0.67
base efficace	b <sub>ef</sub>	=	121 mm
Coefficiente di riduzione	kv	=	0.63
Tensione a taglio in hef	$\tau$	=	0.51 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di design a taglio del legno	f <sub>v,d</sub>	=	2.40 N/mm <sup>2</sup>
Verifica tensione a taglio trave secondaria		=	0.34 VERIFICATO
Verifica tensione a taglio solo hef		=	0.21 VERIFICATO

La verifica utilizzando una coppia di connettori VGS 11x300 ( o prodotti con analoghe prestazioni meccaniche) è quindi soddisfatta. Si prevedono comunque, considerata la larghezza della trave, nr. 2 coppie di viti tipo VGS 11x300.

## 14 INTERVENTO 07

### 14.1 Verifica nuovo tirante fili 3-6 archi fessurati

#### 14.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Causa delle lesioni in zona sommitale degli archi può anche essere la notevole differenza di rigidezza in direzione trasversale tra la parte di edificio ricompresa nella cortina e quella libera all'interno, verso il parco. A favore di sicurezza si predispone quindi un tirante all'imposta degli archi per stabilizzare maggiormente la struttura ed evitare spinte orizzontali sui contrafforti.

Si riporta nel seguito il dimensionamento e la verifica dei tiranti di rinforzo previsti negli archi fessurati tra i fili 3-6 e C-D.

Gli archi sono stabili sulla scorta delle verifiche svolte in precedenza ma sono, nel corso del tempo, stati lesionati per il probabile assestamento del terreno sottostante.

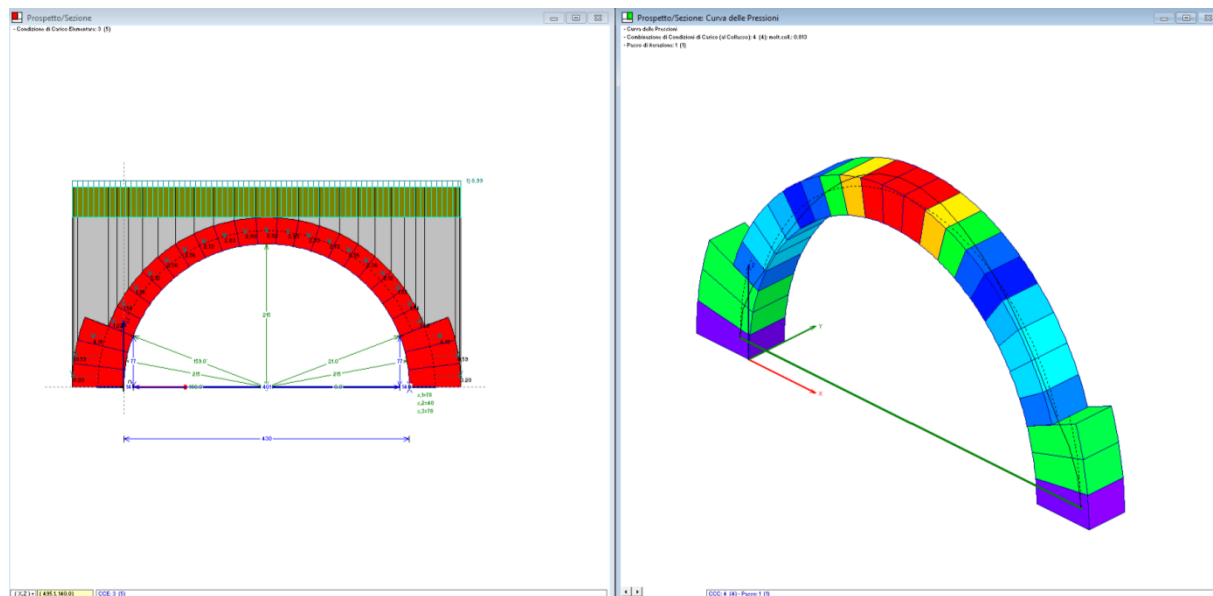
#### 14.1.2 MATERIALI

L'acciaio utilizzato per il tirante in esame è S 275 JR.

#### 14.1.3 RESISTENZA

Si esegue quindi una verifica applicando il carico secondo quanto riportato al paragrafo 15.1.3.

Si riportano due viste del modello utilizzato per la verifica del tirante



Le combinazioni di carico considerate in fase di verifica sono le seguenti:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

N°	Commento	Molt.CCE n° 1	Molt.CCE n° 2	Molt.CCE n° 3	Molt.CCE n° 4	Molt.CCE n° 5
1	EQU1	0.90	0.90	0.90	1.50	0.00
2	EQU2	0.90	0.90	1.50	1.50	0.00
3	SLU	1.30	1.30	1.50	1.50	0.00
4	SLU 2	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50

Si riporta un estratto della verifica di stabilità dell'arco e della catena inferiore in condizione SLU2, che risulta la più gravosa in quanto prevede il carico su tutto lo sviluppo della struttura:

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 4 (4)

**Verifica Soddisfatta**

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

Info - per la CCC 4: 1.653

Info - min. fra tutte le CCC: 1.653

Tipo di Verifica: Arco, Pied.Sx, Pied.Dx

Stabilità (Equilibrio della struttura): >> 1

Attrito (Taglio nei giunti):

Compressione della muratura:

Trazione dei rinforzi: 1.653

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale: +X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica: + X, - X

Stabilità (Equilibrio della struttura):

Attrito (Taglio nei giunti):

Compressione della muratura:

Trazione dei rinforzi:

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

PGA,CLV (g), TR,CLV (anni), PGA,CLV / PGA,DLV, TR,CLV / TR,DLV, (TR,CLV / TR,DLV) ^

+ X, - X, Minimo

OK

Il dimensionamento della catena inferiore viene eseguito attraverso un involucro delle trazioni agenti nelle diverse condizioni di carico.

Si ha  $N_{ed} = 59.38 \text{ kN}$

Si utilizza una barra  $\varnothing 20$  con tenditore intermedio.

L'area resistente viene quindi decurtata per la presenza della filettatura.

Si ha:

$$A_{res} = 2.45 \text{ cm}^2$$

La tensione risultante è:



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL  
VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

$$\sigma = 59380 / 245 = 242.36 \text{ MPa} < f_{yd} = 275 / 1.05 = 261.9 \text{ MPa}$$

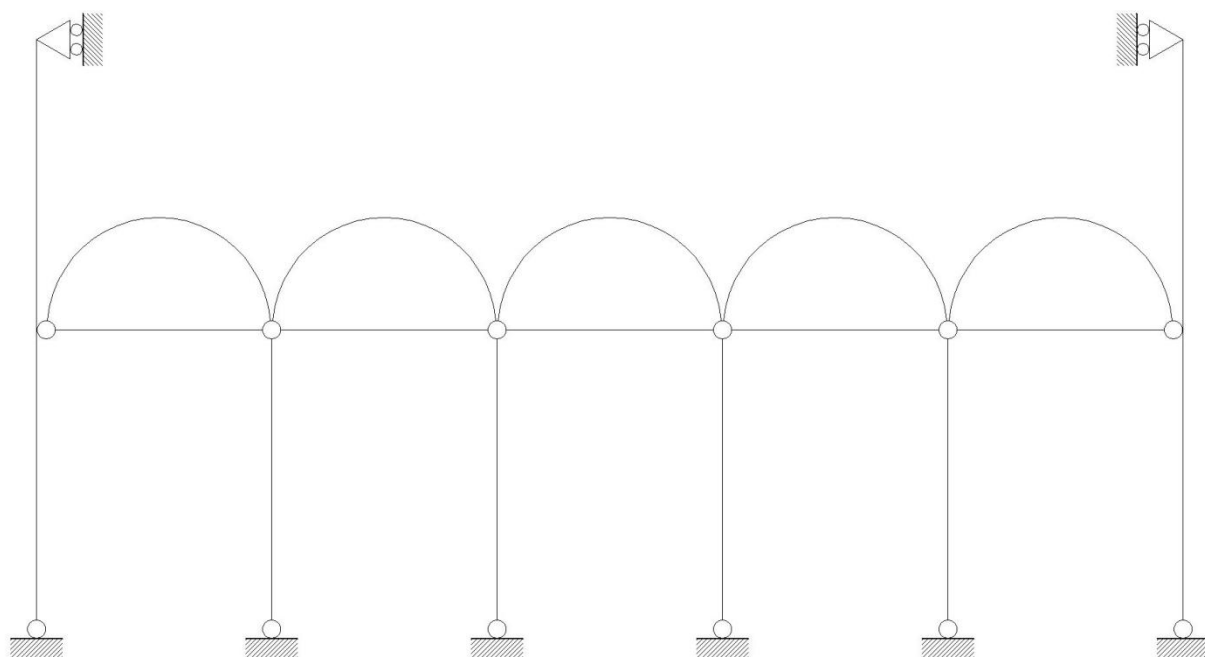
La verifica è quindi soddisfatta.

## 15 INTERVENTO 08

### 15.1 Verifica arco filo B tra fili 7 - 8

#### 15.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Gli archi disposti in senso longitudinale, posizionati sui fili B e C sono tutti dotati di catena inferiore che ne annulla le spinte.



Gli archi non sono direttamente caricati dal solaio del primo livello, disposto anch'esso in direzione longitudinale.

Tra i fili 7 e 8 l'inserimento della nuova scala di accesso al piano primo impone l'eliminazione del tirante esistente e quindi si procede alla verifica dell'arco nella nuova configurazione.

La struttura non è direttamente caricata dai solai, in quanto disposti parallelamente ad essa.

Si considerano quindi agenti i soli pesi propri dell'arco e della muratura soprastante.

#### 15.1.2 MATERIALI

Gli archi del corpo principale, come individuato dalle indagini eseguite (a cui si rimanda per una più esaustiva descrizione), sono costituiti da mattoni pieni per un'altezza pari a 40cm e larghezza pari a 53cm.

#### 15.1.3 RESISTENZA

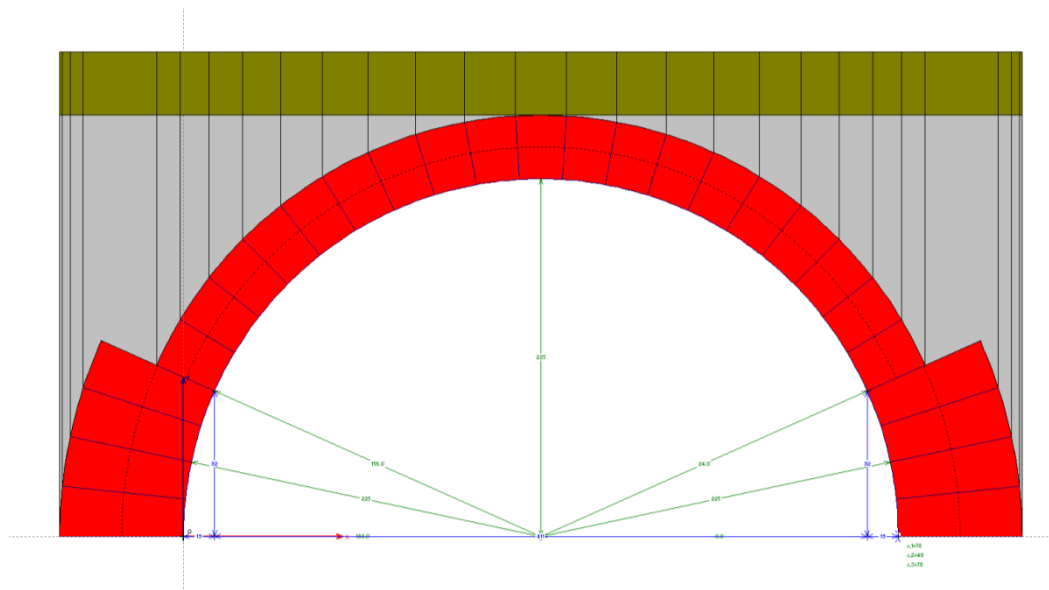
Gli archi presentano le stesse sezioni degli archi sui fili 3÷8 ma non sono direttamente caricati dal solaio. La verifica è da ritenersi implicitamente soddisfatta.

#### 15.1.4 STABILITÀ DELL'ARCO

Per la verifica di stabilità dell'arco si considerano i carichi permanenti ridotti di un coefficiente 0.9, mentre per la verifica di resistenza dei materiali sono amplificati di un fattore 1.30

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Si riporta una vista dell'arco in configurazione di progetto, senza tirante.



Si riporta la verifica dell'arco in condizione EQU.

**Rapporto di Elaborazione**

**Arco Ideale: 1 (1)**

**Analisi Statica**

CCC 1 (2)

Verifica Soddisfatta

Moltiplicatore di collasso in direzione verticale:

- per la CCC 1: >> 1

- min. fra tutte le CCC: >> 1

Tipo di Verifica	Arco	Pied.Sx	Pied.Dx
Stabilità (Equilibrio della struttura)	>> 1		
Attrito (Taglio nei giunti)			
Compressione della muratura	>> 1		
Trazione dei rinforzi			

**Analisi Sismica**

Molt. di collasso in direz. orizzontale:

+X= 0.000, -X= 0.000

Volta: +X= 0.000, -X= 0.000

**Non eseguita**

Tipo di Verifica	Arco		Pied.Sx		Pied.Dx	
	+ X	- X	+ X	- X	+ X	- X
Stabilità (Equilibrio della struttura)						
Attrito (Taglio nei giunti)						
Compressione della muratura						
Trazione dei rinforzi						

**Analisi Sismica Cinematica: Verifica a SLU**

**Confronto fra Capacità e Domanda**

**Verifica NON eseguita**

**Indicatori di Rischio Sismico**

	PGA,CLV (g)	TR,CLV (anni)	PGA,CLV / PGA,DLV	TR,CLV / TR,DLV	(TR,CLV / TR,DLV) ^
+ X					
- X					
Minimo					

OK

L'arco risulta stabile con un coefficiente di sicurezza rispetto all'instabilità molto elevato.

A favore di sicurezza si prevede comunque di predisporre un rinforzo intradossale con fibre in acciaio annegate in matrice di malta a base calce .

### 15.1.5 STABILITÀ DEI PIEDRITTI

La rimozione del tirante sull'arco tra i fili 7 e 8 comporta un aumento della spinta orizzontale sui due piedritti laterali.

Dal modello precedente, utilizzato per il calcolo della stabilità dell'arco, si ricavano le azioni agenti in corrispondenza dell'imposta.

Si riportano di seguito le azioni risultanti orizzontali e verticali suddivise per condizioni di carico.

G1 peso proprio arco, rinfiando e struttura muraria soprastante:

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz. (°)
Sinistra	14.26	50.27	74.2
Destra	14.26	50.27	74.2

Sui fili B e C si alternano archi con diametro 4.50 m e altri più piccoli, con diametro 2.50 m.

Per valutare le azioni sui piedritti è quindi necessario ricavare, allo stesso modo di quanto fatto in precedenza, le forze derivanti dagli archi con diametro inferiore, tra i fili 6-7 e 8-9.

Si riportano di seguito le azioni risultanti orizzontali e verticali suddivise per condizioni di carico.

G1 peso proprio arco, rinfiando e struttura muraria soprastante:

- Azioni alle imposte (Spinte dall'arco sui piedritti)

Imposta	Spinta (kN)	Car.Vert. (kN)	Inclinazione sull'orizz. (°)
Sinistra	9.33	35.12	75.1
Destra	9.33	35.19	75.2

Si verifica la condizione di equilibrio per i piedritti all'incrocio tra il filo B e fili 7 e 8.

Si ha:

$$F_{rib} = 1.1 \times 14.26 = 15.69 \text{ kN}$$

$$F_{stab} = 0.9 \times 9.33 = 8.40 \text{ kN}$$

Nel computo delle azioni stabilizzanti si considerano anche le azioni verticali trasmesse dagli archi contigui al piedritto e il peso proprio dello stesso.

$$N_{archi} = 0.9 \times (50.27 + 35.19) = 76.91 \text{ kN}$$

$$\text{Peso piedritto} = (0.78 \times 0.78 \times 4.50 \times 21) \times 0.9 = 51.74 \text{ kN}$$

$$M_{stab} = 8.40 \times 4.50 + 0.78/2 \times (76.91 + 51.74) = 87.97 \text{ kNm}$$

$$M_{rib} = 15.69 \times 4.50 = 70.61 \text{ kNm}$$

La verifica è quindi soddisfatta dato che il momento ribaltante è inferiore al momento stabilizzante.

## **16 INTERVENTO 09**

Tale intervento prevede di consolidare le fessure a piano primo lungo il filo D, sigillando le fessure mediante apposita malta tixotropica a base di calce e successivamente cucendole attraverso l'inghisaggio di barre in acciaio inox.

## **17 INTERVENTO 10**

L'intervento prevede di demolire la parete di piano primo. Si tratta nello specifico di una parete di tamponamento che non raggiunge la copertura per cui la demolizione della parete non modifica il comportamento strutturale dell'edificio nel suo insieme.

## **18 INTERVENTO 11**

Per esigenze impiantistiche è necessario forare la volta di piano terra del corpo est, compresa tra i fili 1-2. Si rende quindi necessario intervenire mediante un rinforzo di tipo FRCM che prevede l'installazione all'intradosso e all'estradosso di una rete in fibra d'acciaio galvanizzato annegata in matrice in malta di calce, solidarizzata con la volta attraverso l'introduzione di connessioni trasversali a fiocco realizzate anch'esse in fibra d'acciaio. L'intervento rinforza l'elemento impedendo la formazione di cerniere che possano innescare cinatismi. Si prevede inoltre di intasare le fessure in chiave degli archi ribassati con malta tixotropica a base calce.

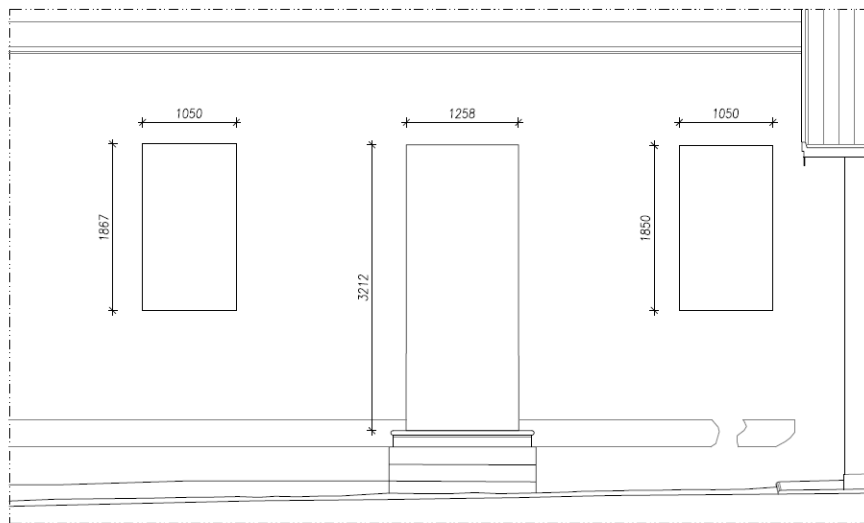
## 19 INTERVENTO 12

### 19.1 Rinforzo parete filo 1 per allargamento fonometrie

#### 19.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

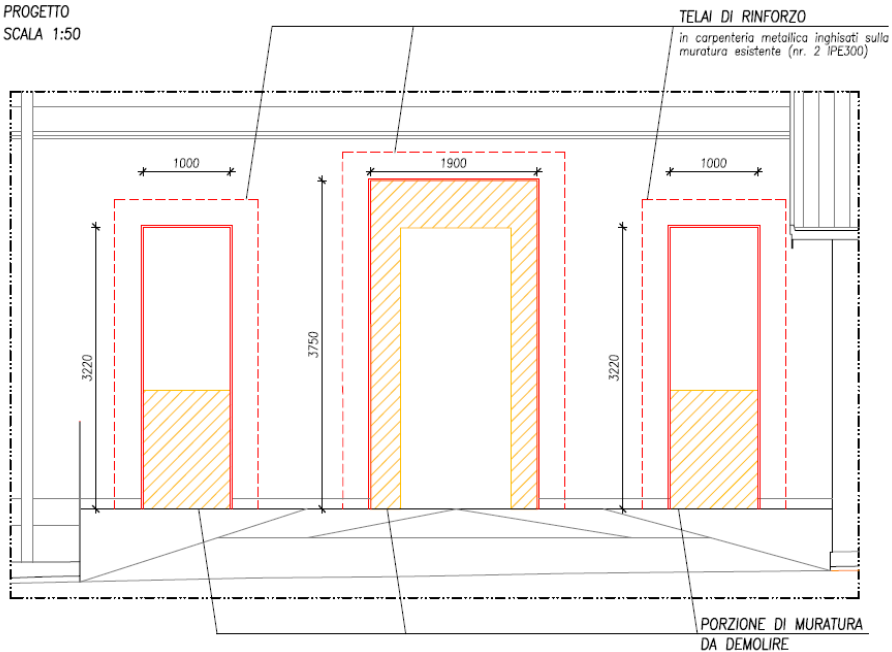
L'intervento consiste nell'ampliamento di un foro porta e di due fori finestra in corrispondenza della parete a piano terra individuata dal filo 1. Si riporta nel seguito un prospetto della parete esistente.

STATO DI FATTO  
SCALA 1:50



Per ripristinare la rigidezza della parete pre-intervento si prevede l'installazione di nr.3 portali in carpenteria metallica costituiti ciascuno da 2 IPE 300 affiancate, le cui piattabande sono saldate da un lato ad un piatto di spessore 20mm. Si riporta nel seguito un prospetto del progetto della parete.

PROGETTO  
SCALA 1:50



Si riporta nel seguito il calcolo della rigidezza della parete pre e post intervento. Dal confronto di tali valori si evince che l'intervento in oggetto non comporta una modifica della rigidezza degli elementi reagenti alle forze orizzontali.

### 19.1.2 MATERIALI

La struttura portante della parete esistente è costituita da muratura in pietra di spessore pari a 95cm.

Facendo riferimento alla tabella C.8.A.2.1 della Circolare nr. 617 del 2 febbraio 2009, si evidenziano le caratteristiche meccaniche utilizzate per la valutazione della rigidezza.

Tipologia di muratura	$f_m$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\tau_0$ (N/cm <sup>2</sup> )	E (N/mm <sup>2</sup> )	G (N/mm <sup>2</sup> )	w (kN/m <sup>3</sup> )
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16
Muratura a blocchi lapidei squadriati	600 800	9,0 12,0	2400 3200	780 940	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240 400	6,0 9,2	1200 1800	400 600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500 800	24 32	3500 5600	875 1400	15
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400 600	30,0 40,0	3600 5400	1080 1620	12
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300 400	10,0 13,0	2700 3600	810 1080	11
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150 200	9,5 12,5	1200 1600	300 400	12
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300 440	18,0 24,0	2400 3520	600 880	14

Si assumono pertanto i seguenti valori dei moduli di elasticità:

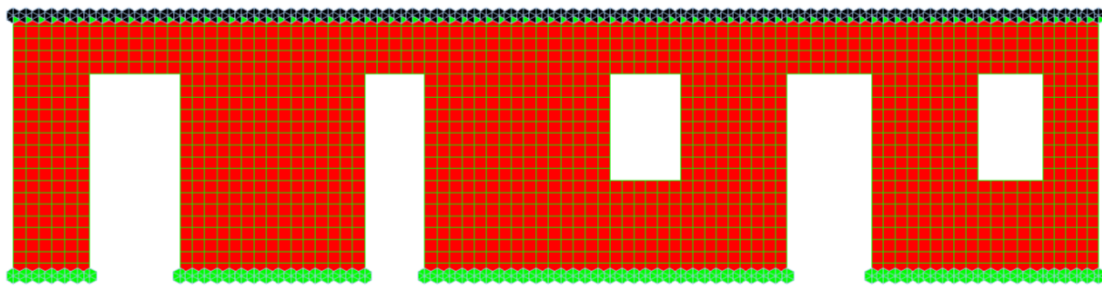
	Resist.	E (MPa)	G (MPa)
Muratura esist	fk=	1740	580

L'acciaio utilizzato per i profili e per le piastre è di tipo S 275 JR.

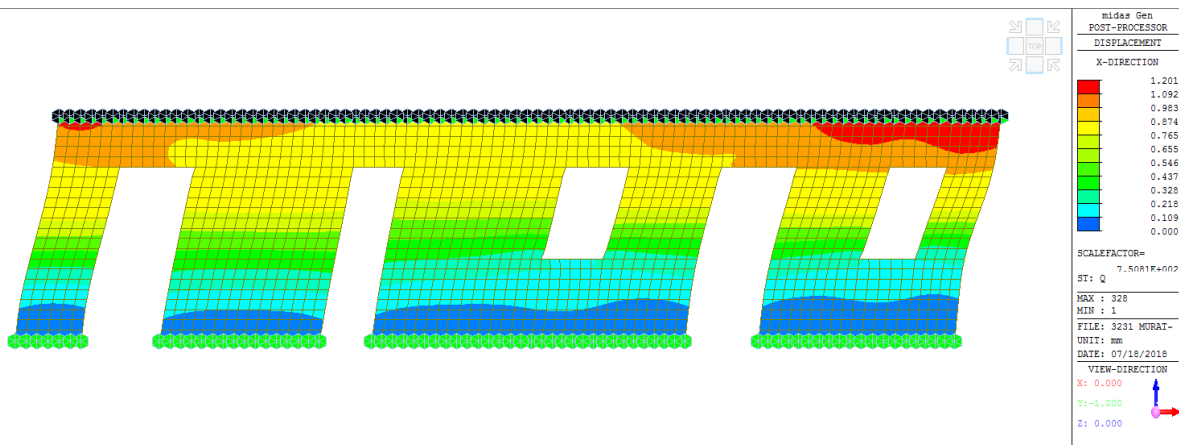
### 19.1.3 RIGIDENZE

#### Stato di fatto

Si è schematizzata l'intera parete al piano terra mediante elementi plate incastrati alla base ed in sommità (per la presenza di un muro al piano superiore che fornisce tale vincolo), tenendo conto del contributo flessionale e di quello tagliante. Si riporta nel seguito una immagine del modello utilizzato.



Per una forza orizzontale di 1000kN applicata in sommità si rileva uno spostamento orizzontale del portale di 1.201mm in corrispondenza della estremità superiore del piano terra, come riportato nel contour sottostante.

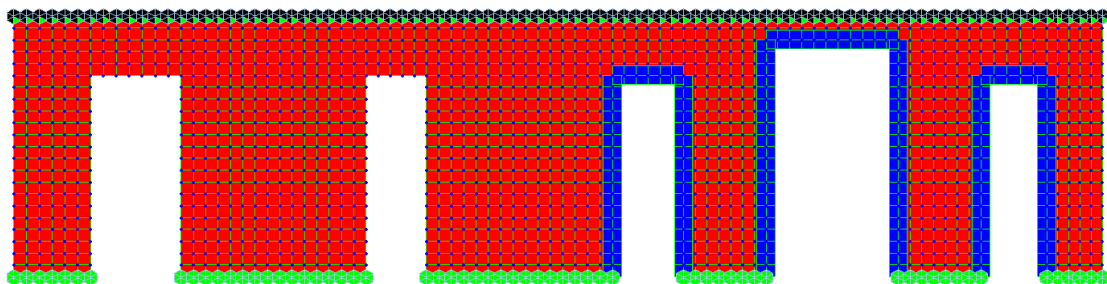


La rigidezza della parete nella configurazione di stato di fatto è pari a:

$$k_1 = F/s = 1000000 \text{ N} / 1.201 \text{ mm} = 832639 \text{ N/mm}$$

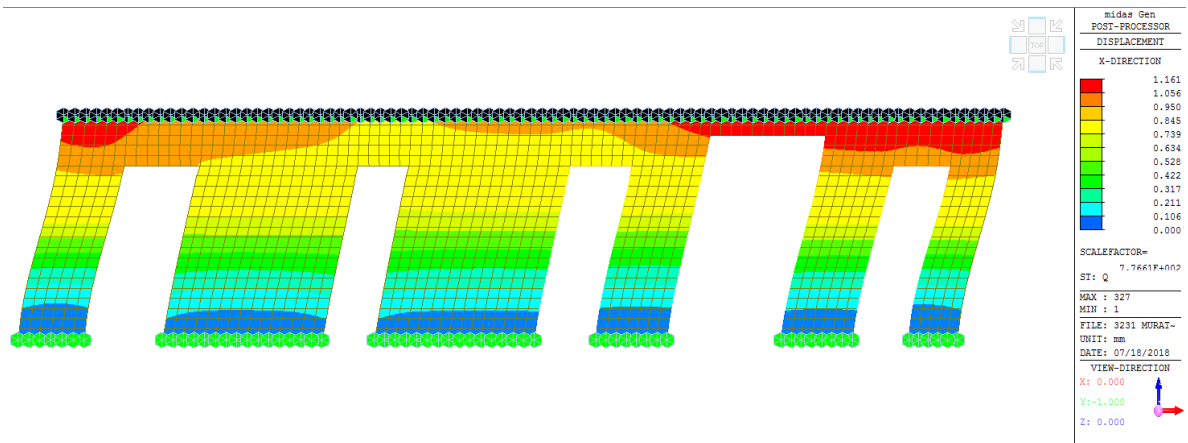
## Progetto

Per determinare la rigidezza della nuova parete si è realizzato un modello in cui gli elementi plate rappresentano la parete con le nuove fonometrie, e in cui gli elementi beam rappresentano i nuovi portali in carpenteria metallica da inserire in ogni apertura. Le colonne dei portali sono incernierate alla base.



Per una forza orizzontale di 1000kN applicata in sommità si rileva uno spostamento orizzontale del portale di 1.161mm in corrispondenza della estremità superiore della muratura del piano terra, come riportato nel contour sottostante.





La rigidezza della nuova configurazione della parete è quindi pari a:

$$k_2 = F/s = 1000000 \text{ N} / 1.161\text{mm} = 861326\text{N/mm}$$

### Confronto rigidezze

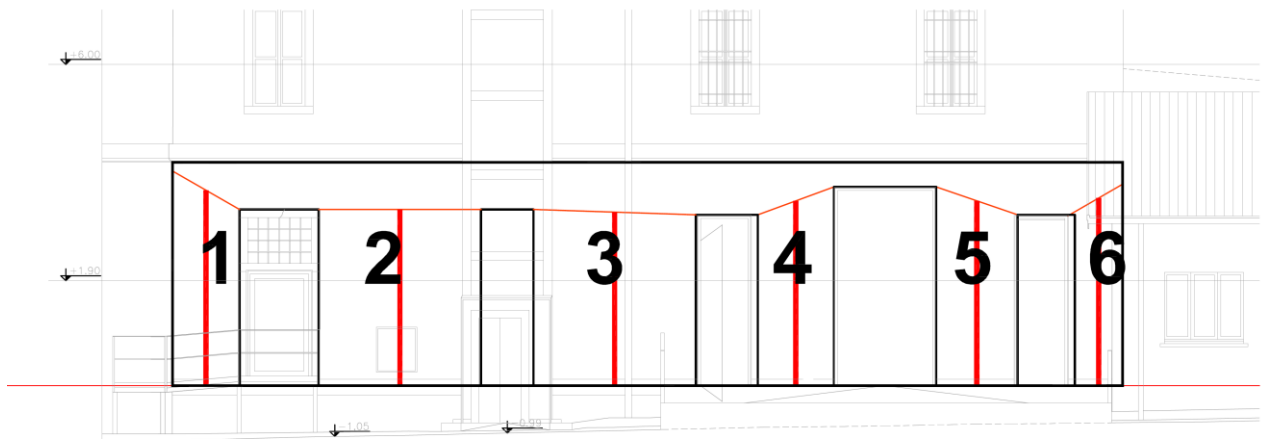
Il rapporto tra le rigidezze post e pre intervento è pari a:

$$k_2/k_1 = 861326 \text{ Nmm} / 832639 \text{ Nmm} = 1.03$$

La nuova configurazione garantisce una sostanziale conservazione delle rigidezze degli elementi resistenti. Si può pertanto sostenere che l'intervento non incide sul comportamento globale della struttura.

#### 19.1.4 RESISTENZA NUOVI PORTALI

Per maggiore chiarezza e comprensione dei risultati viene riportato uno schema con la numerazione dei maschi murari al piano terra del filo 1



Si calcola la resistenza della parete nello stato di fatto, schematizzando la parete come un telaio equivalente:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

dati muratura																				
fm =	260	N/cm²																		
τm=	5.6	N/cm²																		
E =	1740	Mpa																		
G =	580	Mpa																		
w =	21	kN/m³																		
coeff. duttilità=	1.5																			
γ =	2	condizione sismica																		
FC =	1.35																			
N. SETTO	l =	s =	hsetto =	hpiano = [cm]	A=	N =	Vd =	σ0 =	fmd =	τmd=	fvd =	Mu = [7.8.2]	b =	Vtd =	Vt =	Vpf =	Vrd =	δe =	δu =	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm²]	[daN]	[daN]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daNcm]		[daN]	[daN]	[daN]	[daN]	[cm]	[cm]	
1	127	95	370	430	12065	43680.48	0.00	3.62	9.63	0.21	2.01	1546857.02	1.50	8895.60	8973.55	7194.68	7194.68	0.153	0.230	
2	307	95	334	430	29165	93631.92	0.00	3.21	9.63	0.21	1.84	8735269.81	1.09	28059.34	19920.43	40629.16	19920.43	0.063	0.094	
3	308	95	283	430	29260	90172.08	0.00	3.08	9.63	0.21	1.79	8658181.47	1.00	30061.82	19427.57	40270.61	19427.57	0.048	0.072	
4	176	95	238	430	16720	65953.2	0.00	3.94	9.63	0.21	2.14	3006899.84	1.35	14227.03	13238.70	13985.58	13238.70	0.059	0.088	
5	176	95	238	430	16720	62925.84	0.00	3.76	9.63	0.21	2.07	2991371.13	1.35	13921.09	12790.20	13913.35	12790.20	0.057	0.085	
6	91	95	247	430	8645	33300.96	0.00	3.85	9.63	0.21	2.10	802124.94	1.50	6559.08	6726.51	3730.81	3730.81	0.067	0.101	
Taglio totale ultimo						76302.39	[kg]	=	763.02	kN										

Il taglio resistente dell’allineamento risulta:

$V_{rd\,SDF} = 763.02\,kN$

Si esegue un’analoga verifica per le murature nella nuova configurazione dopo la modifica dei fori:

dati muratura																				
fm =	260	N/cm²																		
τm=	5.6	N/cm²																		
E=	1740	Mpa																		
G=	580	Mpa																		
w =	21	kN/m³																		
coeff. duttilità=	1.5																			
γ =	2	condizione sismica																		
FC=	1.35																			
N. SETTO	l =	s =	hsetto =	hpiano = [cm]	A=	N =	Vd =	σ0=	fmd =	τmd=	fvd =	Mu = [7.8.2]	b =	Vtd =	Vt =	Vpf =	Vrd =	δe =	δu =	
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm²]	[daN]	[daN]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daN/cm²]	[daNcm]		[daN]	[daN]	[daN]	[daN]	[cm]	[cm]	
1	127	95	370	430	12065	43680.48	0.00	3.62	9.63	0.21	2.01	1546857.02	1.50	8895.60	8973.55	7194.68	7194.68	0.153	0.230	
2	307	95	334	430	29165	93631.92	0.00	3.21	9.63	0.21	1.84	8735269.81	1.09	28059.34	19920.43	40629.16	19920.43	0.063	0.094	
3	308	95	329	430	29260	90172.08	0.00	3.08	9.63	0.21	1.79	8658181.47	1.07	28142.98	19427.57	40270.61	19427.57	0.060	0.089	
4	144	95	350	430	13680	65953.2	0.00	4.82	9.63	0.21	2.49	1951648.64	1.50	11524.09	12608.18	9077.44	9077.44	0.127	0.190	
5	154	95	350	430	14630	62925.84	0.00	4.30	9.63	0.21	2.28	2299186.89	1.50	11683.36	12356.72	10693.89	10693.89	0.129	0.193	
6	91	95	356	430	8645	33300.96	0.00	3.85	9.63	0.21	2.10	802124.94	1.50	6559.08	6726.51	3730.81	3730.81	0.167	0.250	
Taglio totale ultimo						70044.83 [kg]		=		700.45 kN										

Il taglio resistente calcolato con schematizzazione a telaio equivalente dell’allineamento allo stato di progetto considerando la sola muratura risulta:

$V_{rd\,SDP} = 700.45\,kN$

La differenza di resistenza tra lo stato di fatto e lo stato di progetto vale ΔV = -62.57 kN, corrispondente a una differenza percentuale di -8.9%.

Tale differenza risulta inferiore al 15%, limite massimo di variazione tra stato di fatto e di progetto indicato in letteratura e in alcune circolari regionali per poter considerare gli interventi come locali.

L’inserimento dei tre telai composti da 1+1 IPE300 nelle aperture modificate riesce a ripristinare la resistenza dell’allineamento allo stato di fatto.

Pe valutare la variazione di sollecitazioni sui setti murari tra stato di fatto e di progetto e l’aliquota di azioni orizzontali assorbita dai telai si assegna ai due modelli FEM il taglio resistente calcolato in precedenza con schematizzazione a telaio equivalente.

I risultati vengono riassunti in una tabella per maggiore chiarezza.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

STATO DI FATTO											
Forza applicata =		763.02 kN									
Setto	1	2	3	4	5	6		Telaio foro 3-4	Telaio foro 4-5	Telaio foro 5-6	Sommatoria
Taglio agente [kN]	34.07	205.20	237.26	133.92	98.51	55.17		0.00	0.00	0.00	764.13
STATO DI PROGETTO											
Forza applicata =		763.02 kN									
Setto	1	2	3	4	5	6		Telaio foro 3-4	Telaio foro 4-5	Telaio foro 5-6	Sommatoria
Taglio agente [kN]	34.49	208.45	217.71	64.92	73.44	27.66		52.34	48.20	35.80	763.02
Variazione %	1.26%	1.58%	-8.24%	-51.52%	-25.45%	-49.87%					-1.32

Come si vede dalla tabella i setti 1 e 2 di fatto vedono immutato il loro sforzo tagliante agente.

Nei setti 3,4,5 e 6, invece, si ha una riduzione dell'azione tagliante che viene trasferita ai telai in doppia IPE300.

Il controllo dell'azione totale tagliante conferma, a meno di arrotondamenti dovuti al modello, il permanere della risultante totale dell'azione orizzontale.

Si procede quindi alla verifica di resistenza dei profili IPE300 impiegati per i teli di rinforzo della struttura.

Il telaio più sollecitato si trova sul foro tra i setti 3 e 4 e ha un taglio massimo sulle gambe di sinistra paria  $V_d = 14.8$  kN per ogni profilo

Il taglio resistente di una IPE 330 vale:

$$V_{rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} = \frac{2568 \cdot 275}{\sqrt{3} \cdot 1.05} = 388.31 \text{ kN}$$

I profili sono quindi verificati.

## 20 INTERVENTO 13

### 20.1 Verifica architrave

#### 20.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

L'architrave a rinforzo del foro ha lunghezza massima pari a 1.4 m e lavora su schema statico di trave in semplice appoggio. Il carico che sollecita tale profilo, oltre al peso proprio, è dato dalla porzione di muratura sovrastante il foro considerando un interasse tra le travi pari a 20 cm ed un peso della muratura sovrastante di  $22 \text{ kN/m}^3$  per un'altezza di 1 m.

#### 20.1.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### 20.1.3 RESISTENZA

Si riportano le sollecitazioni agenti sulla membratura.

Peso della muratura sovrastante	<b>22</b> $\text{kN/m}^3$
Interasse travi	<b>0.2</b> m
Altezza muratura	<b>1</b> m
Lunghezza trave	<b>1.4</b> m
Carico SLU	6.6 $\text{kN/m}$
Momento massimo	1.617 $\text{kNm}$
Taglio massimo	4.62 $\text{kN}$

Si riporta successivamente la verifica assumendo, a favore di sicurezza, le sollecitazioni agenti sulla stessa sezione.

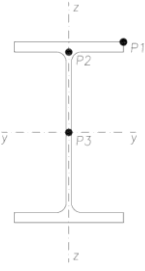
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>HEA 120</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	114 mm	Altezza della sezione
	b =	120 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	5.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	2.53E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	1.06E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	3.85E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	5.97E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	6.06E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	2.31E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	4.50E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	6.47E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>1.62</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>4.62</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	15.25 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>15.25</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.06</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	13.07 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	7.17 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>18.04</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.07</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	9.10 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>15.77</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.06</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

#### 20.1.4 STABILITÀ

Considerato il tasso di lavoro del profilo, particolarmente basso, la verifica di stabilità può ritenersi implicitamente soddisfatta.

#### 20.1.5 DEFORMABILITÀ

Considerato il tasso di lavoro del profilo, particolarmente basso, la verifica di stabilità può ritenersi implicitamente soddisfatta.

## 21 INTERVENTO 14

### 21.1 Fondazione scala monumentale

#### 21.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

La fondazione a platea ha dimensioni di 6x5 m e spessore 40 cm. L'armatura superiore è costituita da una maglia  $\varnothing 12/20 \times 20$  cm, mentre inferiormente è necessario accoppiare le barre, quindi  $2\varnothing 12/20 \times 20$ , le sollecitazioni che essa deve sopportare derivano dalla scala sottoposta ad azioni di tipo sismico allo SLV.

#### 21.1.2 MATERIALE

La fondazione viene realizzata in calcestruzzo C25/30 e acciaio B450C.

#### 21.1.3 RESISTENZA FONDAZIONE

Viene riportato il calcolo dei momenti resistenti, rispettivamente lungo la direzione X e Y.

Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Verifica fondazione X-180713-NB

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

Titolo: base  $\varnothing 12/20 \times 20$ , aggiuntiva  $\varnothing 12/20$

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	600	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	33.92	4
2	67.85	36

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura:  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C25/30

Parametro	Valore	Unità
$\epsilon_{su}$	67.5	%
$\epsilon_{cu}$	2	%
$f_{yd}$	391.3	N/mm²
$\epsilon_{cu}$	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	
$\epsilon_{syd}$	1.957	%
$\sigma_{c,adm}$	9.75	N/mm²
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²
$\tau_{co}$	0.6	
$\tau_{c1}$	1.829	

M<sub>xRd</sub> 913.5 kN m  
 $\sigma_c$  -14.17 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3.5 %  
 $\epsilon_s$  28.64 %  
 d 36 cm  
 x 3.92 x/d 0.1089  
 $\delta$  0.7

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Verifica fondazione Y-180713-NB

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

Titolo: base Ø12/20x20, aggiuntiva Ø12/20

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	500	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	28.27	4
2	56.54	36

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali  
 B450C C25/30  
 ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 761.2 kN m  
 σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 28.64 ‰  
 d 36 cm  
 x 3.92 x/d 0.1089  
 δ 0.7

N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
☐ Precompresso

I momenti sollecitanti derivanti dal progetto della scala monumentale sono rispettivamente 736.89 kN/m e 603.125 kN/m. La verifica è da ritenersi soddisfatta.

Si riporta successivamente la verifica a taglio della fondazione, assumendo a favore di sicurezza uno schema statico di semplice appoggio, quindi il taglio sollecitante sarà pari a metà del peso complessivo della scala.

Peso della scala SLU	<b>444.7</b> kN
Peso fondazione SLU	<b>300</b> kN
Carico totale	744.7 kN
Sforzo di taglio sulla fondazione	372.35 kN

La resistenza a taglio della fondazione, senza specifica a armatura a taglio è pari a 740 kN.

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3.1)			
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ct}$	30	MPa
	$f_{ct}$	25	MPa
	$f_{ctm}$	2.56	MPa
	$f_{ctk}$	1.80	MPa
	$\gamma_m$	1.50	
	$f_{ctd}$	14.17	MPa
	$f_{ctd}$	1.20	MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk}$	450	MPa
	$\gamma_m$	1.15	MPa
	$f_{ytd}$	391	MPa
Dimensioni della sezione	$b_w$	5000	mm
	$h$	400	mm
Copriferro	$c$	30	mm
Altezza utile della sezione	$d$	370	mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{l1}$	12	mm
	$n_1$	25	
	$\phi_{l2}$	0	mm
	$n_2$	0	
	$A_{sl}$	2827	mm <sup>2</sup>
Staffe trasversali a 90°	$n_{braccia}$	0	
	passo	0	mm
	$\phi_s$	0	mm
	$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>
Barre piegate a 45°	$n_{braccia}$	0	
	passo	0	mm
	$\phi_s$	0	mm
	$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>
Parametri intermedi	$k$	1.74	
	$\rho_l$	1.53E-03	
	$N_{Ed}$	0	kN
	$\sigma_{cm}$	0	MPa
	$v_{min}$	0.40	MPa
	$\alpha_r$	1	
	$f'_{ctd}$	7.08	MPa
	$\alpha$	0.00	rad
	$\theta$	0.79	rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI			
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Ed}$	740.01	kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO			
Verifica del conglomerato	$V_{Rcd}$	0.00	kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	$V_{Rsd}$	0.00	kN
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Ed}$	0.00	kN

La verifica risulta soddisfatta.

#### 21.1.4 VERIFICA TENSIONI SUL TERRENO FONDAZIONE

Si riporta nel seguito il calcolo delle tensioni sul terreno.

La massima sollecitazione si ottiene in combinazione sismica SLV.

Con forze orizzontali agenti in direzione X:

$$N_{Sd} = 276.7 \text{ kN}$$

$$M_{x,Sd} = 167.84 \text{ kNm}$$

$$M_{y,Sd} = 736.89 \text{ kNm}$$

Con forze orizzontali agenti in direzione Y:

$$N_{Sd} = 276.7 \text{ kN}$$

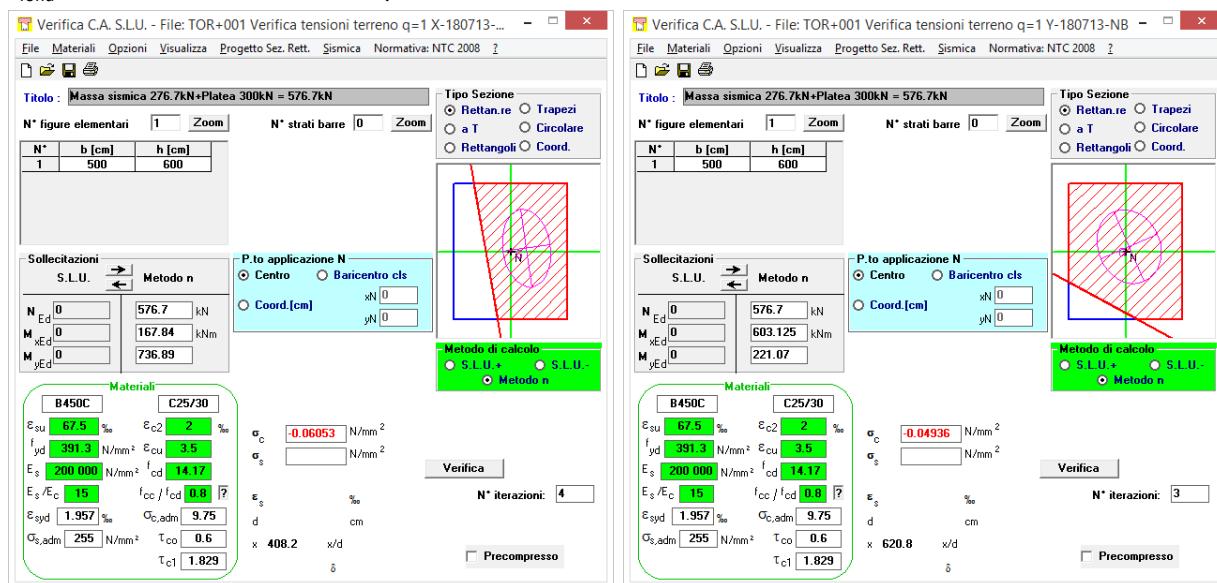
$$M_{x,Sd} = 603.125 \text{ kNm}$$



$$M_{y,Sd} = 221.07 \text{ kNm}$$

Il peso della fondazione è pari a

$$P_{fond} = 6 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 0.4 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 300 \text{ kN}$$



Le tensioni particolarmente modeste si ritengono compatibili con la tipologia di terreno presente.

## 21.2 Fondazione scala di sicurezza angolo nord-est

### 21.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

La fondazione a platea ha dimensioni di 3.30x4.67 m e spessore 40 cm. L'armatura superiore ed inferiore è costituita da una maglia Ø12/20x20 cm, le sollecitazioni che essa deve sopportare derivano dallo scarico della scala soprastante.

### 21.2.2 MATERIALI

La fondazione viene realizzata in calcestruzzo C25/30 e acciaio B450C.

### 21.2.3 RESISTENZA FONDAZIONE

Come affermato precedentemente si dispongono superiormente ed inferiormente barre di armatura  $\phi$  12/20cm in entrambe le direzioni. Considerando la modalità di trasferimento dei carichi al terreno (scarico diretto), le sollecitazioni sulla stessa sono da ritenersi trascurabili e quindi le verifiche implicitamente soddisfatte.

### 21.2.4 TENSIONI SUL TERRENO FONDAZIONE

La fondazione della scala è costituita da una platea in c.a. di dimensioni in pianta di 3.30mx4.67m e spessore pari a 40cm, sufficientemente rigida a garantire una distribuzione omogenea del carico sul terreno di fondazione.

Si considerano le due seguenti configurazioni di carico: accidentale presente su tutta la scala e accidentale solo su un lato.

ANALISI DEI CARICHI SCALA DI SICUREZZA			
CONTRIBUTO TUBI			
Peso	g1	0.11	kN/m
Lunghezza	L	9.15	m
Numero	n	30.00	
Tubi		31.03	kN
CONTRIBUTO HEA 160			
Peso	g1	0.30	kN/m
Lunghezza	L	9.00	m
Numero	n	4.00	
HEA 160		10.94	kN
CONTRIBUTO HEA 200			
Peso	g1	0.42	kN/m
Lunghezza	L	4.30	m
Numero	n	2.00	
HEA 200		3.64	kN
CONTRIBUTO COSCIALI			
Peso	g1	0.29	kN/m
Lunghezza	L	4.50	m
Numero	n	7.00	
HEA 200		9.27	kN
CONTRIBUTO TRAVERSI			
Peso	g1	0.19	kN/m
Lunghezza	L	2.80	m
Numero	n	6.00	
HEA 200		3.17	kN
CONTRIBUTO GRADINI			
Peso	g1	0.50	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezze di influenza	L1	0.30	m
	L2	1.40	m
Numero	n	49.00	
Gradini	R grad	10.29	kN

CONTRIBUTO PIANEROTTOLI			
Peso	g1	1.18	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezze di influenza	L1	1.20	m
	L2	2.80	m
Numero	n	7.00	
Pianerottoli	R grad	27.75	kN
CONTRIBUTO PARAPETTI			
Peso	g1	0.94	kN/m <sup>2</sup>
Lunghezze di influenza	L1	1.20	m
	L2	2.80	m
Numero	n	2.00	
Gradini	R grad	6.33	kN
CONTRIBUTO ACCIDENTALE TOTALE			
Carico accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>
Area complessiva	A	44.10	m <sup>2</sup>
Gradini	R grad	220.50	kN
CONDIZIONE CON ACCIDENTALE OVUNQUE			
Risultante pesi propri	R(g1)	119.77	kN
Risultante accidentali	R(q)	330.75	kN
Reazione totale	R	450.52	kN
Momento	M	0.00	kNm
CONDIZIONE CON ACCIDENTALE DA UN LATO			
Risultante pesi propri	R(g1)	119.77	kN
Risultante accidentali	R(q)	165.38	kN
Eccentricità R(q)	e	0.70	m
Reazione totale	R	285.15	kN
Momento	M	115.76	kNm

È necessario aggiungere ad N il peso della fondazione:  $N_{fond} = 1.3 \times 3.3 \times 4.7 \times 0.4 \times 25 \text{ kN/mc} = 205 \text{ kN}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Accidentale ovunque-180718-NB

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

TITOLO: Accidentale ovunque

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 0 Zoom

N° b [cm] h [cm]

1 330 470

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N 0 655.52 kN

M Ed 0

M yEd 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U.

☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 %  $\epsilon_{c2}$  2 %  $\sigma_c$  -0.04226 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 %

$E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

Verifica

N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Accidentale su un solo lato-180718-NB

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

TITOLO: Accidentale su un solo lato

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 0 Zoom

N° b [cm] h [cm]

1 330 470

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N 0 490.15 kN

M Ed 0

M yEd 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord. [cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U.

☒ Metodo n

Materiali

B450C C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 %  $\epsilon_{c2}$  2 %  $\sigma_c$  -0.04113 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3.5 %

$E_s$  200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  14.17

$E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8

$\epsilon_{syd}$  1.957 %  $\sigma_{c,adm}$  9.75

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6

$\tau_{c1}$  1.829

Verifica

N° iterazioni: 0

☐ Precompresso

Le tensioni particolarmente modeste si ritengono compatibili con la tipologia di terreno presente.

## **22 INTERVENTO 15**

### **22.1 Verifica setto centrale**

#### **22.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI**

Il setto centrale è costituito da nr. 20 profili HEM 140 in acciaio, collegati tra loro mediante tiranti d'unione di diametro pari a 30 mm, posti ad un interasse di 927 mm. Lo schema statico è di mensola incastrata alla base in entrambe le direzioni. Le azioni che sollecitano questa struttura sono il peso proprio di tutti gli elementi strutturali ed il carico accidentale pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

Vengono valutate due combinazioni di carico

- $g_1$  + accidentale su tutta la scala
- $g_1$  + accidentale su un solo lato

Come accennato precedentemente questa struttura, essendo indipendente dal resto dell'edificio, richiede verifiche per le azioni sismiche.

#### **22.1.2 MATERIALE**

Il materiale utilizzato per tutti gli elementi è acciaio S 275 JR, eccetto che per i tiranti d'unione, per i quali viene utilizzato acciaio S 355 JR.

#### **22.1.3 VERIFICA GLOBALE DI RESISTENZA HEM 140 – SLU**

Si riportano le verifiche per le colonne HEM140, nella peggiore tra le due seguenti configurazioni di carico: accidentale presente su tutta la scala e accidentale solo su un lato della scala.

Prima configurazione di carico (accidentale ovunque):

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

<b>COLONNE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.632 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	20	
		<b>112 kN</b>	
<b>PIASTRE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.07536 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	40	
		<b>27 kN</b>	
<b>GRADINI</b>			
Peso specifico	p	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.934 m	
Spessore	s	0.005 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	64	
		<b>28 kN</b>	
<b>PIATTI GRADINI</b>			
Peso specifico	p	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume	V	7.52E-04 m <sup>3</sup>	
Numero piastre	n	64	
		<b>4 kN</b>	
<b>TRAVE PIANEROTTOLO</b>			
Peso specifico	p	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.654 m	
Spessore	s	0.015 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	3	
		<b>3 kN</b>	
<b>PARAPETTO</b>			
Peso specifico	p	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume/metro	V/m	0.014 m <sup>3</sup> /m	
Perimetro totale	2p	29.28 m	
		<b>32 kN</b>	
<b>ACCIDENTALE</b>			
Carico accidentale	q	5 kN/m <sup>2</sup>	
Area gradini	A	24 m <sup>2</sup>	
		<b>118 kN</b>	
<b>Sforzo normale</b>	<b>N</b>	<b>444.7</b>	<b>kN</b>
<b>Momento flettente</b>	<b>M</b>	<b>7.9</b>	<b>kNm</b>

In questo caso si è anche considerata a favore di sicurezza un'eccentricità del carico dovuta al difetto di verticalità pari a 44mm (= H/200).

Ogni colonna sarà quindi sollecitata da:

$$N = 447.7/20 = 22.24 \text{ kN}$$

$$M = 7.9/20 = 0.4 \text{ kNm}$$

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Seconda configurazione di carico (accidentale presente solo su un lato della scala):

<b>COLONNE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.632 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	20	
		<b>112 kN</b>	
<b>PIASTRE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.07536 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	40	
		<b>27 kN</b>	
<b>GRADINI</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.934 m	
Spessore	s	0.005 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	64	
		<b>28 kN</b>	
<b>PIATTI GRADINI</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume	V	7.52E-04 m <sup>3</sup>	
Numero piastre	n	64	
		<b>4 kN</b>	
<b>TRAVE PIANEROTTOLO</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.654 m	
Spessore	s	0.015 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	3	
		<b>3 kN</b>	
<b>PARAPETTO</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume/metro	V/m	0.014 m <sup>3</sup> /m	
Perimetro totale	2p	29.28 m	
		<b>32 kN</b>	
<b>ACCIDENTALE</b>			
Carico accidentale	q	5 kN/m <sup>2</sup>	
Area gradini	A	12 m <sup>2</sup>	
		<b>59 kN</b>	
<b>Sforzo normale</b>	<b>N</b>	<b>356.1</b>	<b>kN</b>
<b>Momento flettente</b>	<b>M</b>	<b>56.7</b>	<b>kNm</b>

Ogni colonna sarà quindi sollecitata da:

$$N = 356.1/20 = 17.81 \text{ kN}$$

$$M = 56.7/20 = 2.84 \text{ kNm}$$

La peggiore delle due configurazioni di carico è la seconda, per la quale si riporta la verifica di resistenza, aggiungendo inoltre le sollecitazioni provenienti dal pianerottolo (vedasi paragrafo relativo).

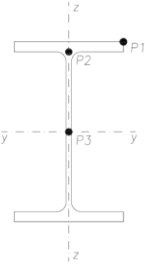
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>HEM 140</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	160 mm	Altezza della sezione
	b =	146 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	13.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	22.0 mm	Spessore delle flange
	A =	8.06E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	4.11E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	1.57E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	2.47E+05 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	3.29E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.14E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	1.12E+06 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>ω</sub> =	5.43E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

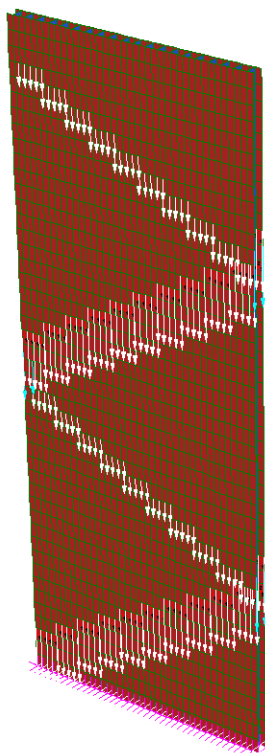
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>53.21</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>7.74</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>27.38</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	6.60 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	18.82 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	174.42 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>199.84</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.76</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	6.60 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	13.63 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>20.23</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.08</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	6.60 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>6.60</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.03</b>	VERIFICATO

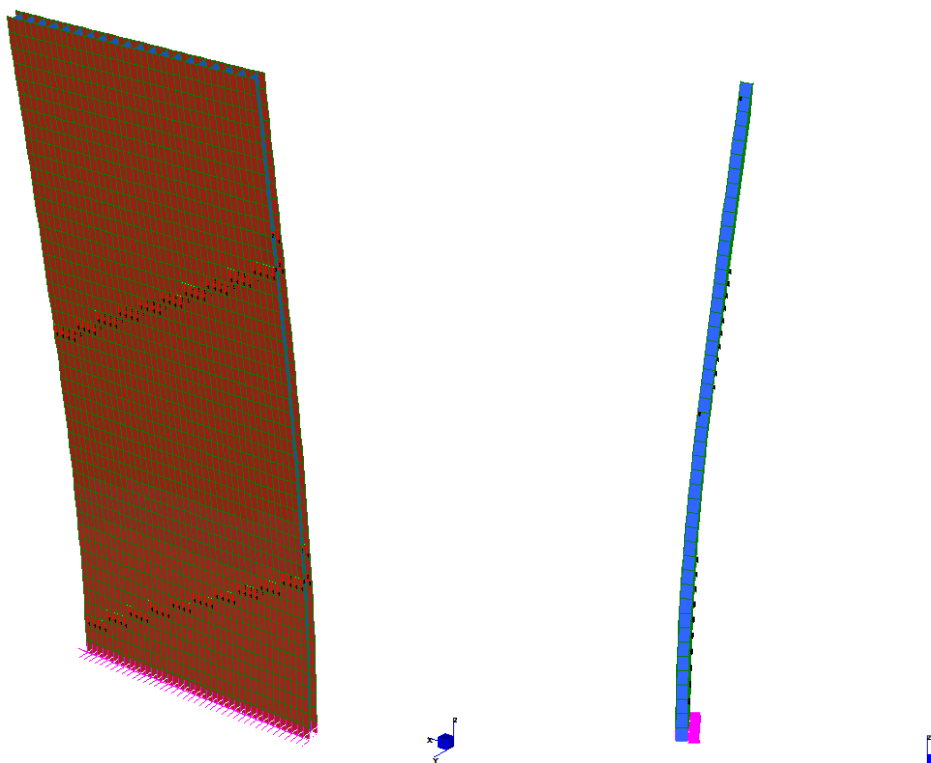
La verifica risulta soddisfatta.

### 22.1.1 STABILITÀ HEM 140 - SLU

Per verificare la stabilità del muro centrale di profili HEM140 si è effettuato un modello a plate delle colonne, incastrate alla base, a cui si sono applicati i carichi in corrispondenza di gradini e pianerottoli secondo le due configurazioni di carico descritte in precedenza. Si riporta nel seguito una immagine del modello realizzato.



Si riporta la deformata dell'analisi di linear buckling per il primo modo per la configurazione di carico peggiore (la prima), con il relativo coefficiente.



Moltiplicatore di carico:

$$\alpha = 50.62$$

La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

### 22.1.2 RESISTENZA HEM 140 – SLV

Al fine di determinare la risposta sismica della struttura si effettua un'analisi dinamica lineare.

La struttura viene modellata mediante un unico elemento beam che rappresenta tutti i profili HEM 140 che uniti tra loro compongono la struttura portante, lungo l'asse dell'elemento sono inserite le masse della scala, calcolate come segue.

CALCOLO MASSA SISMICA SCALA MONUMENTALE			
<b>COLONNE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.632 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	20	
		<b>112 kN</b>	
<b>PIASTRE HEM140</b>			
Peso al metro	G	0.07536 kN/m	
Lunghezza	L	8.875 m	
Numero colonne	n	40	
		<b>27 kN</b>	
<b>GRADINI</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.934 m	
Spessore	s	0.005 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	64	
		<b>28 kN</b>	
<b>PIATTI GRADINI</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume	V	7.52E-04 m <sup>3</sup>	
Numero piastre	n	64	
		<b>4 kN</b>	
<b>TRAVE PIANEROTTOLO</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Perimetro	2p	0.654 m	
Spessore	s	0.015 m	
Lunghezza	L	1.2	
Numero gradini	n	3	
		<b>3 kN</b>	
<b>PARAPETTO</b>			
Peso specifico	$\rho$	78.5 kN/m <sup>3</sup>	
Volume/metro	V/m	0.014 m <sup>3</sup> /m	
Perimetro totale	2p	29.28 m	
		<b>32 kN</b>	
<b>ACCIDENTALE</b>			
Carico accidentale	q	5 kN/m <sup>2</sup>	
Coefficiente	$\psi$	0.6	
Area gradini	A	24 m <sup>2</sup>	
		<b>71 kN</b>	
<b>Massa sismica comprensiva del carico accidentale</b>		<b>276.7</b>	<b>kN</b>

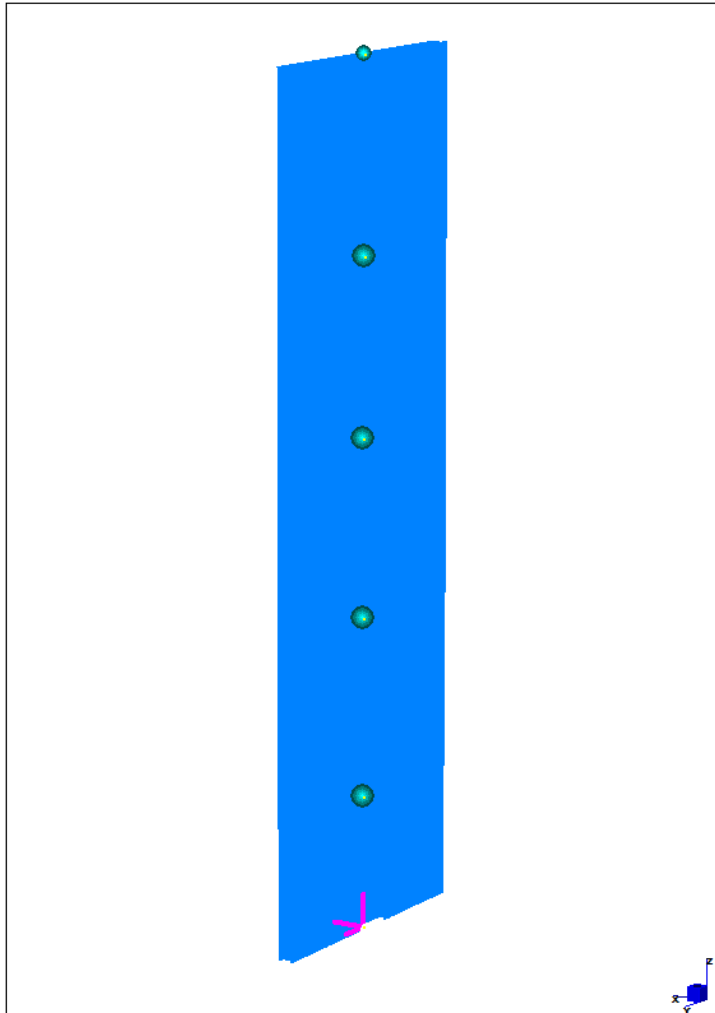
→

m1 [kN]	m2 [kN]	m3 [kN]	m4 [kN]	m5 [kN]
62.22	62.22	62.22	62.22	27.79



Le prime quattro masse considerano il contributo di: colonne, gradini, pianerottolo, parapetto e carico accidentale, combinato con i precedenti con il coefficiente  $\Psi_2 = 0.6$ , mentre l'ultima massa considera solo il contributo dell'ultima parte delle colonne.

Il modello è rappresentato nella figura seguente.



Inizialmente vengono calcolate le frequenze proprie della struttura mediante il solutore “Natural frequency” del software Straus7. Si considerano un numero di modi di vibrare della struttura tale da considerare tutti quelli che mobilitano almeno il 5% della massa totale e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all’85%.

Si ottengono le seguenti frequenze naturali.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

MODE PARTICIPATION					
Mode	Frequency (Hz)	Modal Mass (Engineering)	PF-X (%)	PF-Y (%)	PF-Z (%)
1	1.458E+00	7.213E+03	63.101	0.000	0.000
2	8.517E+00	8.280E+03	20.489	0.000	0.000
3	1.871E+01	7.699E+03	0.000	66.295	0.000
4	2.244E+01	1.427E+04	7.622	0.000	0.000
5	4.154E+01	1.904E+04	4.672	0.000	0.000
6	5.954E+01	1.212E+04	4.117	0.000	0.000
7	8.321E+01	9.970E+03	0.000	23.289	0.000
8	9.130E+01	1.477E+04	0.000	0.000	85.630
9	1.694E+02	1.340E+04	0.000	6.819	0.000
10	2.352E+02	1.604E+04	0.000	2.777	0.000
TOTAL MASS PARTICIPATION FACTORS			100.000	99.180	85.630

Disponendo delle frequenze è possibile usufruire del solutore “Spectral Response”.

Se la risposta viene valutata mediante analisi dinamica in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle tre componenti; la risposta a ciascuna componente, ove necessario, è combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale della componente stessa, utilizzando la radice quadrata della somma dei quadrati. Gli effetti sulla struttura sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

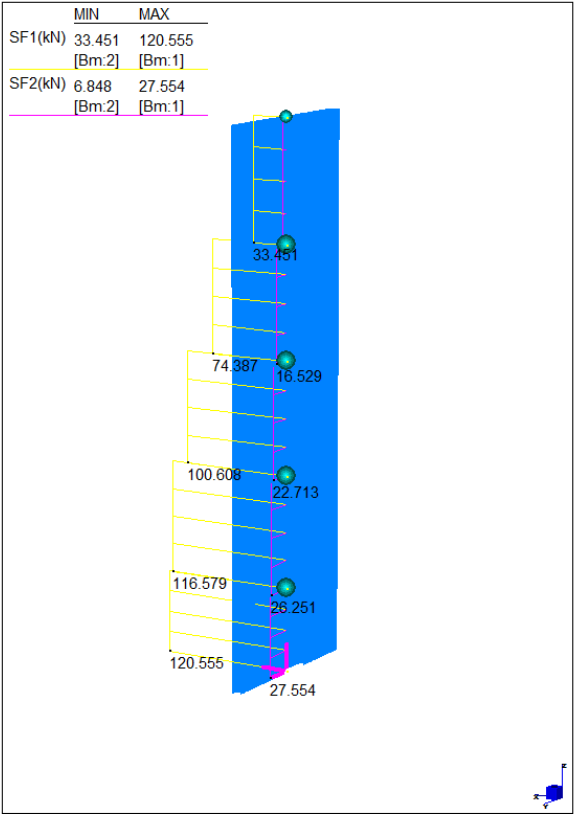
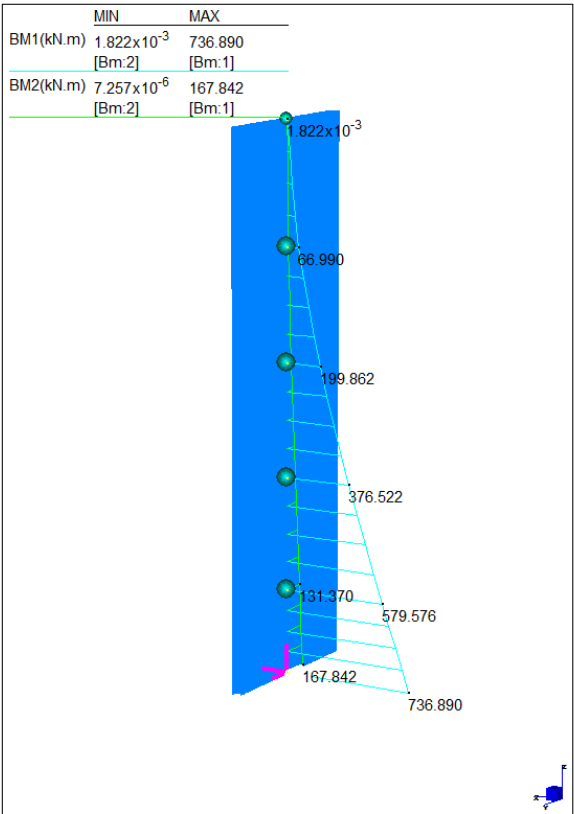
$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

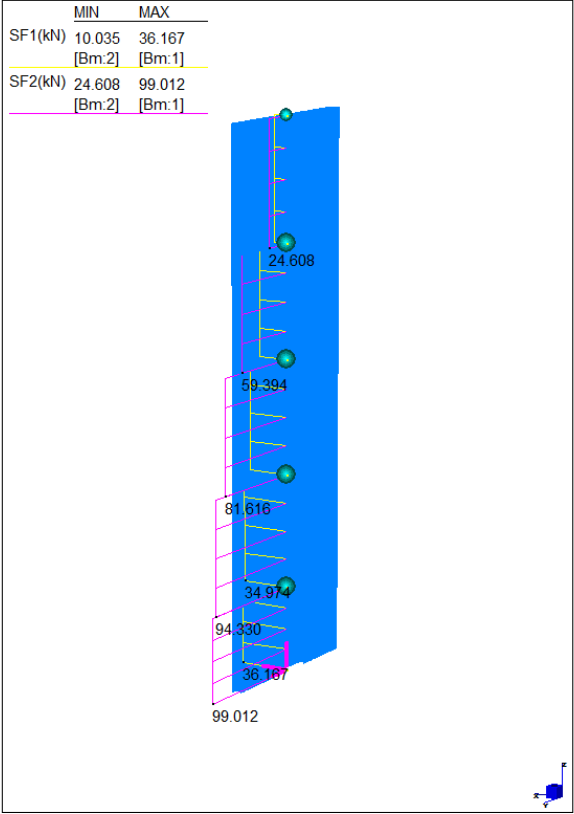
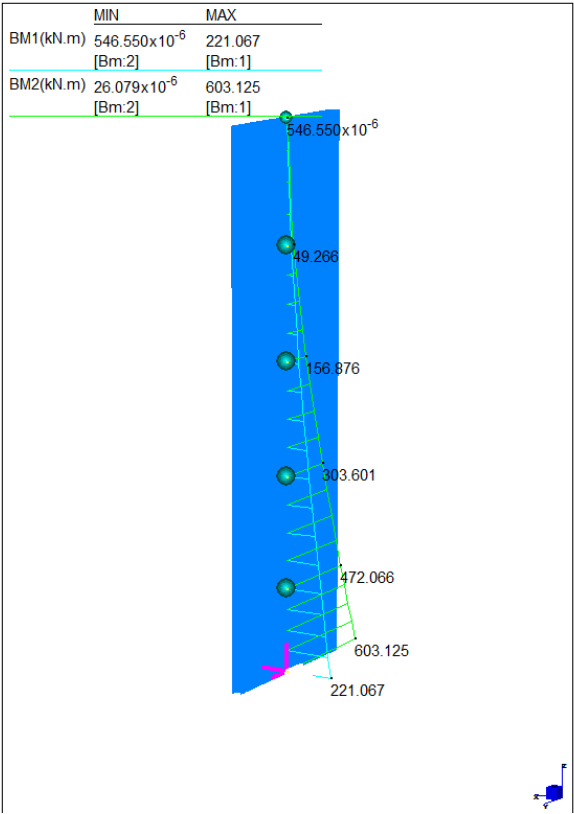
Case	Spectral Case Name	SpectralTable	Factor: X	Factor: Y	Factor: Z
1	Direzione X	Spettro q=1, Terreno C	9.81	2.73	0.0x10 <sup>0</sup>
2	Direzione Y	Spettro q=1, Terreno C	2.943	9.81	0.0x10 <sup>0</sup>

Si ottengono le seguenti sollecitazioni rispettivamente flettenti e taglianti in direzione X:

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

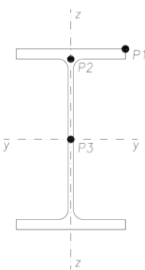


Mentre le seguenti in direzione Y:



Si procede verificando le colonne HEM140 con le sollecitazioni sismiche determinate. La struttura è maggiormente sollecitata nel caso in cui il sisma agisca lungo la direzione X, vengono quindi eseguite le verifiche in tale direzione, suddividendo le sollecitazioni totali per il numero di colonne.

Si riporta la verifica a resistenza.

PROFILO ADOTTATO	HEM 140		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	160 mm	Altezza della sezione
	b =	146 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	13.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	22.0 mm	Spessore delle flange
	A =	8.06E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	4.11E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	1.57E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	2.47E+05 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	3.29E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.14E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>T</sub> =	1.12E+06 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>wt</sub> =	5.43E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	13.85 kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	36.85 kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	8.40 kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	1.40 kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	6.05 kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima
	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.72 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	89.66 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	53.50 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Id,Ed</sub> =	144.88 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.55	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.72 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	64.94 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.27 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	2.63 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Id,Ed</sub> =	66.85 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.26	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.72 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.05 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	3.49 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Id,Ed</sub> =	6.37 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.02	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

### 22.1.3 STABILITÀ HEM 140 - SLV

Considerando le sollecitazioni determinate precedentemente si riporta la verifica a stabilità.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		HEM 140	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	A <sub>sez</sub> =	8.06E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	4.11E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	1.57E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	J <sub>y</sub> =	3.29E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse forte
	J <sub>z</sub> =	1.14E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse debole
	J <sub>T</sub> =	1.12E+06 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>02</sub> =	5.43E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MEMBRATURA	l <sub>0,y</sub> =	17 750 mm	lunghezza libera d'inflexione asse forte
	l <sub>0,z</sub> =	17 750 mm	lunghezza libera d'inflexione asse debole
	l <sub>cr</sub> =	0.000 mm	lunghezza libera di svergolamento
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	13.85 kN	Forza di compressione di calcolo
	M <sub>y,Ed,max</sub> =	36.85 kNm	Momento di estremità di modulo max, y
	M <sub>y,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, y
	M <sub>y,m</sub> =	18.43 kNm	Momento medio,y
	no		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,y,Ed</sub> =	27.64 kNm	Momento equivalente di calcolo y
	M <sub>z,Ed,max</sub> =	8.40 kNm	Momento di estremità di modulo max, z
	M <sub>z,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, z
	M <sub>z,m</sub> =	4.20 kNm	Momento medio,z
	no		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,z,Ed</sub> =	6.30 kNm	Momento equivalente di calcolo z
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSIONALE	N <sub>cr,y</sub> =	2.16E+02 kN	carico critico euleriano asse forte
	N <sub>cr,z</sub> =	7.53E+01 kN	carico critico euleriano asse debole
	α =	0.34	fattore di imperfezione
	λ̄ =	5.43	snellezza flessionale adimensionale
	Φ =	16.11	parametro di calcolo
	χ <sub>min</sub> =	0.03	fattore di instabilità flessionale
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSO-TORSIONALE	M* <sub>cr</sub> =	1.63E+21 kNm	momento critico euleriano svergolamento*
	α <sub>LT</sub> =	0.34	fattore di imperfezione
	λ̄ <sub>LT</sub> =	0.00	snellezza flessotorsionale adimensionale
	Φ <sub>LT</sub> =	0.47	parametro di calcolo
	k <sub>c</sub> =	0.91	coefficiente correttivo momento flettente
	f =	1.01	fattore di distribuzione momento flettente
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSIONALE (METODO A)	χ <sub>LT</sub> =	1.00	fattore di instabilità flessio-torsionale
	N <sub>b,Rd</sub> =	67.47 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	100.76 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	33.55 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.21	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.27	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.19	Rapporto di resistenza a flessione z
VERIFICA C4.2.32		0.67	VERIFICATO
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO-TORSIONALE (METODO A)	N <sub>b,Rd</sub> =	67.47 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	100.76 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	33.55 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.21	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.27	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.19	Rapporto di resistenza a flessione z
	VERIFICA C4.2.36		0.67

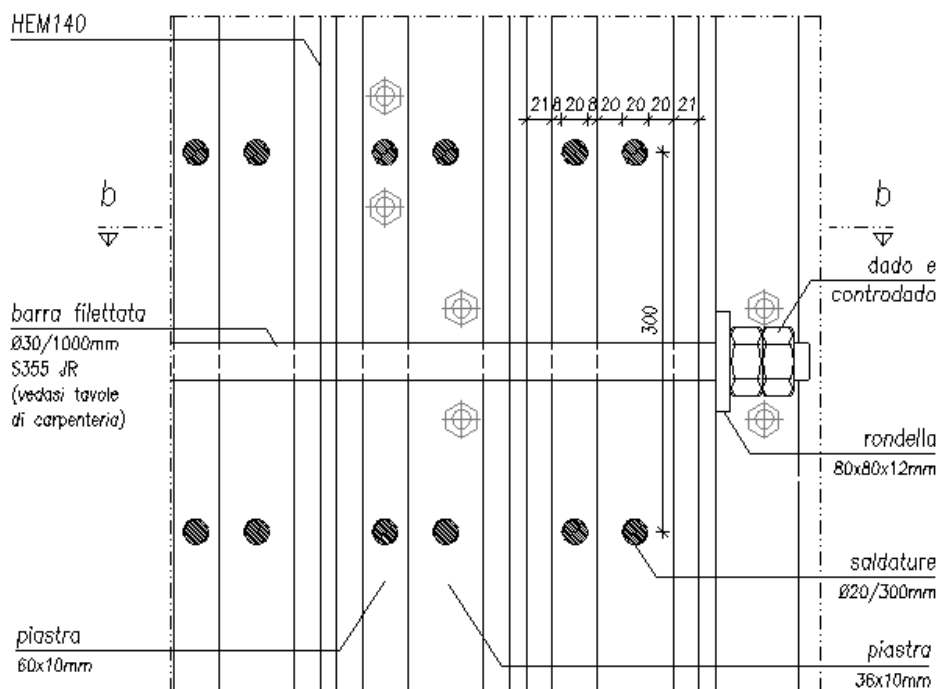
La verifica risulta soddisfatta.

#### 22.1.4 RESISTENZA TIRANTE D'UNIONE

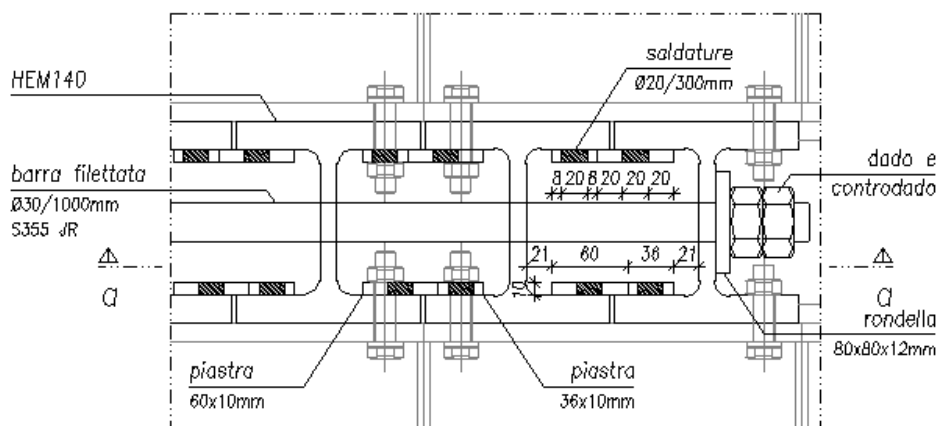
Le colonne HEM140 sono unite trasversalmente lungo la direzione debole da una serie di tiranti in acciaio che generano uno stato di compressione trasversale garantendo una resistenza ad attrito tra i vari elementi.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

SEZIONE a-a  
 SCALA 1:5 – quote in mm



SEZIONE b-b  
 SCALA 1:5 – quote in mm



Si determina nel seguito la forza di trazione da applicare al tirante affinché si sviluppi l'attrito necessario a trasferire la sollecitazione tagliante. Si determina nello specifico la tensione tangenziale massima.

CALCOLO DELLA TENSIONE TANGENZIALE MASSIMA		
Taglio sismico massimo	T (q=1)	99 kN
Area totale 20xHEM140	A	161112 mm <sup>2</sup>
Momento statico metà sezione	S	60417000 mm <sup>3</sup>
Momento d'inerzia	J	1.2076E+11 mm <sup>4</sup>
Spessore piastra contatto	b/2	10 mm
Tensione tangenziale massima	τ G	2.5 MPa

Per calcolare la forza di trazione da applicare ai cavi è necessario correlare le tensioni normali e tangenziali mediante il coefficiente di attrito statico, che in questa situazione viene considerato pari a 0.3 essendo le due piastre d'acciaio. Si ottiene:  $F_{\text{tiro}} = (T \cdot S \cdot p) / (J \cdot \mu)$ , dove p è il passo dei tiranti.

Vengono condotte le verifiche a trazione del cavo.

CALCOLO DEL TIRO DELLE FUNI DI COLLEGAMENTO E VERIFICA		
Passo delle funi	p	967 mm
Coefficiente d'attrito acc-acc	$\mu$	0.3
Diametro netto tirante	$\varnothing$	26.72 mm
Acciaio tirante	S	355 Mpa
Tiro della fune	T	160 kN
Tensione sul tirante	$\sigma$	285 MPa
Tensione massima	$\sigma_{\text{max}}$	338 MPa
<b>Verifica tirante</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>84%</b>

La verifica risulta soddisfatta.

Vengono condotte le verifiche delle saldature.

VERIFICA DELLE SALDATURE		
Diametro foro saldatura	$\varnothing$	20 mm
Passo saldature	p	300 mm
Area saldatura	A	314 mm <sup>2</sup>
Taglio su saldatura dovuta al tiro	f	49.5 kN
Taglio su saldatura dovuta al taglio t		14.9 kN
Taglio totale su saldatura	F	51.7 kN
Tensione saldatura	$\tau_s$	165 MPa
Resistenza minima saldatura	0.7*275	193 MPa
<b>Verifica saldatura</b>	<b>VERIFICATO</b>	<b>86%</b>

La verifica risulta soddisfatta.

## 22.2 Verifica gradini e pianerottoli

### 22.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Gli scalini sono costituiti da una lastra di spessore 5 mm piegata a formare un tubo rettangolare di dimensioni 300x168 mm e lunghezza 1200 mm. Lo schema statico è di mensola incastrata al corpo principale formato dai profili HEM 140.

Il pianerottolo è invece formato da una trave costituita da un tubo di dimensioni 180x168 mm e spessore pari a 15 mm, sulla quale sono collegati otto gradini in piano. Si veda per maggior chiarezza la tavola relativa. Lo schema statico del pianerottolo è quindi di mensola incastrata al setto centrale.

Sia per il pianerottolo che per il gradino le azioni sono il peso proprio del gradino/pianerottolo stesso e del parapetto, nonché il carico accidentale dato dalla folla pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

### 22.2.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 22.2.3 RESISTENZA GRADINO

Il carico distribuito agente sul gradino è pari a:

$$q_{SLU} = g_1 \times 1.5 + g_2 \times 1.5 + q \times 1.5 = (1.5 \text{ kN/mq} \times 1.5 + 5 \text{ kN/mq} \times 1.5) \times 0.30\text{m} = 2.84 \text{ kN/m}$$

Il carico concentrato all'estremità del gradino per la presenza del parapetto è pari a:

$$Q_{pSLU} = 0.33 \text{ kN} \times 1.3 = 0.43 \text{ kN}$$

Si riporta nel seguito la verifica di resistenza del gradino, ottenendo le seguenti sollecitazioni:

- $M_{ed} = 2.84 \times 1.2^2 / 2 + 0.43 \times 1.2 = 2.56 \text{ kNm}$
- $V_{ed} = 2.84 \times 1.2 + 0.43 = 3.83 \text{ kN}$

PROFILO ADOTTATO	TUBOLARE 300X167mm		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	b =	300.0 mm	Dimensione della sezione
	h =	167.0 mm	Dimensione della sezione
	t =	5.0 mm	Spessore
	A =	4570.0 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W =	2.74E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente
	S =	1.52E+05 mm <sup>3</sup>	Momento statico di mezza sez.
	J =	2.29E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	v =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>ed</sub> =	0.00 kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>ed</sub> =	2.56 kNm	Momento flettente
	V <sub>ed</sub> =	3.83 kN	Sforzo di taglio
VERIFICHE	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra più esterna		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M,Ed</sub> =	9.31 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ <sub>V,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ <sub>id,Ed</sub> =	9.31 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.04	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra baricentrica		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ <sub>V,Ed</sub> =	2.55 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ <sub>id,Ed</sub> =	4.41 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.02	VERIFICATO

### 22.2.4 DEFORMABILITÀ GRADINO

Essendo le verifiche SLU ampiamente soddisfatte, considerando la rigidezza flessionale elevata degli elementi.

### 22.2.5 RESISTENZA NERVATURA CENTRALE

La nervatura centrale è formata da un profilo tubolare di dimensioni 16xh16.7 cm e spessore 15 mm, sagomata e saldata all'anima e alla parte interna delle ali dell'HEM140. Su questo profilo sono collegati, con la stessa metodologia indicata precedentemente, quattro gradini per lato, per un totale quindi di otto elementi.

Si considerano due configurazioni di carico:



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

- Una prima combinazione una atta a massimizzare il momento flettente e il taglio sul tubolare, in cui il carico accidentale è applicato su tutta l'area del pianerottolo;
- Una seconda combinazione volta a massimizzare il momento torcente, in cui il carico accidentale viene applicato solo su metà area del pianerottolo. Si riporta successivamente l'analisi dei carichi e il calcolo delle sollecitazioni.

**ANALISI DEI CARICHI**

Peso gradino principale	0.92 kN
Peso gradino secondario	0.44 kN
Peso gradini	4.44 kN
Area influenza	3.07 m <sup>2</sup>
Peso parapetto acciaio	0.94 kN/m
L parapetto acciaio	2.40 m
Peso parapetto vetro	0.90 kN/m
L parapetto vetro	2.56 m

Peso elementi strutturali	g1	1.45 kN/m <sup>2</sup>	►	1.6 kN/m <sup>2</sup>
Peso elementi non strutturali	g2	0 kN/m <sup>2</sup>		
Carico accidentale	q slu	5 kN/m <sup>2</sup>		

**COMBINAZIONE CHE MASSIMIZZA IL TAGLIO ED IL MOMENTO FLETTENTE: accidentale su tutto il pianerottolo**

Larghezza di influenza	b	2.56 m
	g1	4.1 kN/m
	g2	0.0 kN/m
	q	12.8 kN/m
	g1 parap	4.56 kN
Lunghezza trave principale	L	1.2 m

Sollecitazioni	M	24.8 kNm
	T	35.4 kN
	Mtorx	0 kNm

**COMBINAZIONE CHE MASSIMIZZA IL MOMENTO TORCENTE: accidentale su metà pianerottolo**

	g1	4.1 kN/m
	g2	0.0 kN/m
	q	6.4 kN/m
	g1 parap	4.56 kN
Lunghezza trave principale	L	1.2 m
Eccentricità q	e	0.64 m

Sollecitazioni	M	17.9 kNm
	T	23.8 kN
	Mtorx	4.9 kNm

A favore di sicurezza vengono considerati momento flettente e taglio della prima configurazione e momento torcente della seconda configurazione agenti contemporaneamente. Si riporta successivamente la verifica della sezione.

PROFILO ADOTTATO	<b>TUBOLARE 160X167mm</b>
------------------	---------------------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	b =	160.0	mm	Dimensione della sezione
	h =	167.0	mm	Dimensione della sezione
	t =	15.0	mm	Spessore
	A =	8910.0	mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W =	4.10E+05	mm <sup>3</sup>	Modulo resistente
	S =	2.53E+05	mm <sup>3</sup>	Momento statico di mezza sez.
	J =	3.42E+07	mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000	MPa	Modulo elastico
	$\nu$ =	0.3		Coefficiente di Poisson
	G =	80 769	MPa	Modulo di elasticità trasversale
	$f_{y,k}$ =	275	MPa	Resistenza caratteristica
	$\gamma_M$ =	1.05		Coefficiente di sicurezza del materiale
	$f_{y,d}$ =	262	MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	$N_{Ed}$ =	0.00	kN	Sforzo assiale di calcolo
	$M_{Ed}$ =	24.80	kNm	Momento flettente
	$V_{Ed}$ =	35.40	kN	Sforzo di taglio
	$M_{t,Ed}$ =	5.00	kNm	Momento torcente

VERIFICHE	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra più esterna		
	$\sigma_{N,Ed}$	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	$\sigma_{M,Ed}$	60.47 MPa	Tensione normale dovuta a M
	$\tau_{V,Ed}$	7.56 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	$\sigma_{M,Ed}$	61.88 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.24	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra baricentrica		
	$\sigma_{N,Ed}$	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	$\sigma_{M,Ed}$	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	$\tau_{V,Ed}$	16.27 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	$\sigma_{M,Ed}$	28.19 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.11	VERIFICATO

La verifica risulta comunque soddisfatta.

## 22.2.6 DEFORMABILITÀ PIANEROTTOLO

Essendo le verifiche SLU ampiamente soddisfatte, considerando la rigidezza flessionale elevata degli elementi.

## 22.3 Parapetto sopra rampe

### 22.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I parapetti in acciaio oggetto di verifica sono presenti sui lati lunghi della scala.

I parapetti della scala sono formati da un piatto di spessore pari a 12 mm schematizzati come una mensola incastrata all'estremità del gradino.

Sui lati corti della scala sono invece installati dei parapetti in vetro, la cui resistenza deve essere garantita dal produttore dell'elemento.

### 22.3.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato per i parapetti è acciaio S 275 JR.

### 22.3.3 RESISTENZA PARAPETTO SCALA

Per l'installazione del parapetto è necessario creare diversi elementi e non un elemento unico, affinché esso non abbia funzione strutturale.

Si riporta la verifica di resistenza.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	Hk	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	h	0.95	m
Interasse	i	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_q$	1.5	
Momento	M <sub>sd</sub>	4.28	KNm
Taglio	V <sub>sd</sub>	4.50	KN

Verifica parapetto			
Spessore	s	12	mm
Profondità	l	1000	mm
Modulo di resistenza	W	24000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	178	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	178	MPa
Verifica		0.68	

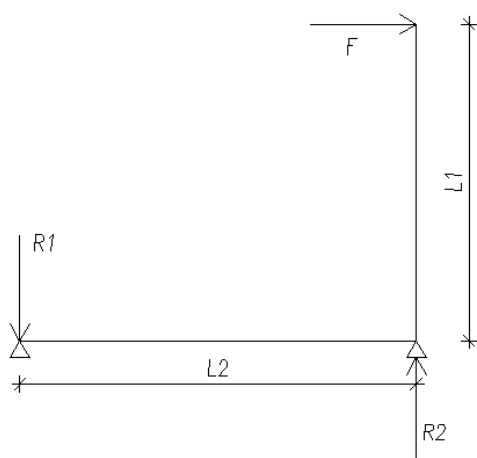
La verifica risulta soddisfatta.

## 22.4 Parapetto piano primo

### 22.4.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I parapetti in acciaio oggetto di verifica sono presenti attorno al perimetro del foro a piano primo.

A piano primo è necessario collegare un parapetto alla struttura esistente, formato anche ora da una lamiera di spessore 12mm. Inferiormente il parapetto è irrigidito da un'altra lamiera di 12mm posizionata lungo tutto il perimetro. A questo irrigidimento sono saldati dei profili ad L 80x80x8, i quali hanno il compito di dare stabilità al parapetto collegandosi alle travi in legno mediante viti. Lo schema statico del parapetto è, anche in questo caso, quello di mensola incastrata alla base, mentre quello dei profili e di trave appoggiata con coppia concentrata ad un estremo.



L'azione che sollecita questi elementi è la componente orizzontale del carico da folla pari a 3kN/m posizionata ad una quota di 1 m dal piano di calpestio.

### 22.4.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 22.4.3 RESISTENZA PARAPETTO PIANO PRIMO

Per l'installazione del parapetto è necessario creare diversi elementi e non un elemento unico, affinché esso non abbia funzione strutturale.

Si riporta la verifica di resistenza.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	Hk	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	h	1.15	m
Interasse	i	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_Q$	1.5	
Momento	M <sub>sd</sub>	5.18	KNm
Taglio	V <sub>sd</sub>	4.50	KN

Verifica parapetto			
Spessore	s	12	mm
Profondità	l	1000	mm
Modulo di resistenza	W	24000	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	216	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	216	MPa
Verifica		0.82	

La verifica risulta soddisfatta.

### 22.4.4 RESISTENZA PROFILI AD L

Le sollecitazioni che il parapetto trasferisce ai profili ad L dipende dal numero di profili stessi.

Si decide di ricreare dei moduli di parapetto aventi ognuno 4 profili ad L, posizionati in due coppie. La lunghezza massima che tale modulo raggiunge è di 1.6m.

Sollecitazioni parapetto	F	4.50 kN/m
Altezza parapetto	h	1.15 m
Lunghezza spezzone parapetto	l	1.6 m
Lunghezza profilo L	L	0.75 m
Numero di assi per spessore	a	2
Numero profili per asse	p	2
Sollecitazioni massime su singolo L	M max	2.07 kNm
	T max	2.76 kN
	N max	1.80 kN

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>L80x80x8</b>
------------------	-----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	80 mm	Altezza della sezione
	b =	80 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	8.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	1.23E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	1.26E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	1.26E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	0.00E+00 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	7.23E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	7.23E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	3.82E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	8.85E+08 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>1.80</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>2.07</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>2.76</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA CON σ <sub>max</sub>		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.47 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	164.55 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>166.01</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.63</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA CON τ <sub>max</sub>		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.47 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	91.68 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	9.78 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>94.68</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.36</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

## 22.5 Verifica collegamento a terra corpo principale

### 22.5.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento a terra delle colonne HEM140 è eseguito con barre filettate M24, si veda a tal proposito il relativo dettaglio. Le azioni che sollecitano il collegamento sono quelle trasmesse dai profili del corpo principali sottoposti alle azioni sismiche.



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)					
DATI DI INPUT	M	24	diametro bullone		
	cl.	10.9	classe di resistenza vite		
	S	275	J	classe acciaio collegato	
	t =	15	mm	spessore piastra	
	n =	1	numero piani di taglio del bullone		
	e <sub>1</sub> =	50	mm	distanza dal bordo nella direzione del carico	
	p <sub>1</sub> =	300	mm	interasse nella direzione del carico	
	e <sub>2</sub> =	33	mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare	
	p <sub>2</sub> =	80	mm	interasse nella direzione perpendicolare	
membratura compressa o tesa esposta?					no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	353.00	mmq	area resistente del bullone	
	d =	24.00	mm	diametro nominale gambo bullone	
	d <sub>0</sub> =	25.00	mm	diametro nominale foro	
	d <sub>m</sub> =	38.78	mm	diametro medio testa bullone	
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1,min</sub> =	30	mm	e <sub>1,max</sub> =	--- mm OK
	p <sub>1,min</sub> =	55	mm	p <sub>1,max</sub> =	--- mm OK
	e <sub>2,min</sub> =	30	mm	e <sub>2,max</sub> =	--- mm OK
	p <sub>2,min</sub> =	60	mm	p <sub>2,max</sub> =	--- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	1000	MPa	tensione di rottura bullone	
	γ <sub>M2</sub> =	1.25	coefficiente sicurezza		
	f <sub>tk</sub> =	430	MPa	tensione di rottura piastra	
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.00	parametro di distanza dal bordo perpendicolare		
	α =	0.67	parametro di distanza dal bordo parallelo		
	β =	0.5	fattore moltiplicativo resistenza a taglio		
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v,Ed</sub> =	3.03	kN	Forza di taglio sul singolo bullone	
	F <sub>t,Ed</sub> =	147.40	kN	Forza di trazione sul singolo bullone	
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v,Rd i</sub> =	141.20	kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio	
	F <sub>v,Rd</sub> =	141.20	kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone	
	F <sub>tk,Rd</sub> =	164.79	kN	Resistenza a rifollamento del piatto	
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t,Rd</sub> =	254.16	kN	Resistenza a trazione del bullone	
	B <sub>v,Rd</sub> =	377.19	kN	Resistenza a punzonamento del piatto	
VERIFICA UNIONE	F <sub>v,tot,Rd</sub> =	141.20	kN	Resistenza complessiva a taglio	
	F <sub>t,tot,Rd</sub> =	254.16	kN	Resistenza complessiva a trazione	
	VERIFICA 4.2.65	0.58	VERIFICATO		

Successivamente si esegue la verifica ad estrazione delle barre.

VERIFICA A ESTRAZIONE TIRAFONDO	
Profondità di infissione	350 mm
Angolo di distribuzione	45 °
Profondità	150 mm
f <sub>ck</sub> cls	25 Mpa
Trazione massima sul tirafondo	148 kN
Resistenza a trazione f <sub>ctm</sub>	2.56 Mpa
Resistenza a trazione f <sub>ctd</sub>	1.80 MPa
Tensione sul prisma	1.00 Mpa
<b>Verifica</b>	<b>VERIFICATO</b>
	<b>56%</b>

La verifica risulta soddisfatta.

Si osserva infine che le tensioni sul calcestruzzo e sul betoncino antiritiro non superino le resistenze massime a compressione, rispettivamente:

$$f_{cd(cls)} = 14.16 \text{ MPa};$$

$$f_{cd(bet.)} = 28 \text{ MPa}.$$

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

**Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Interfaccia acc-emaco X-180713-NB**

**Titolo: Interfaccia acciaio-basamento**

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

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 14 kN M<sub>xEd</sub>: 0 37 kNm M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  $\sigma_c$ : -13.18 N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_s$ : 322.7 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  $\epsilon_s$ : 1.613 ‰

$E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 ‰  $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 ‰

$E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ‰  $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6

$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{c1}$ : 1.829

N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

**Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Interfaccia emaco-cls X-180713-NB**

**Titolo: Interfaccia basamento-fondazione**

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

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 14 kN M<sub>xEd</sub>: 0 37 kNm M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

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

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  $\sigma_c$ : -10.95 N/mm<sup>2</sup>  $\sigma_s$ : 283.9 N/mm<sup>2</sup>

$f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  $\epsilon_s$ : 1.419 ‰

$E_s$ : 200 000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 14.17 ‰  $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9.75 ‰

$E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ‰  $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6

$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{c1}$ : 1.829

N° iterazioni: 4

Verifica

Precompresso

In entrambi i casi la verifica risulta soddisfatta.

## 22.6 Verifica collegamento gradini e pianerottoli

### 22.6.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I gradini tubolari sono collegati ai profili HEM140 mediante 4 bulloni M16, all'estremità interna del gradino è saldata una piastra di spessore di 15mm.

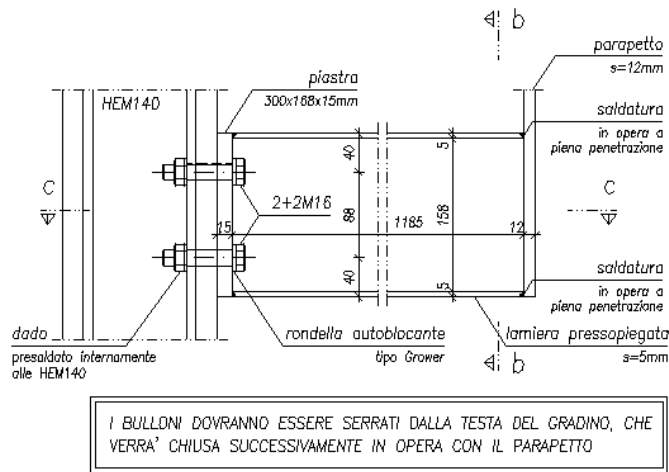
L'unione è progettata per lavorare ad attrito, i bulloni dovranno quindi essere precaricati, come indicato al 4.2.8.1.1 delle NTC.



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

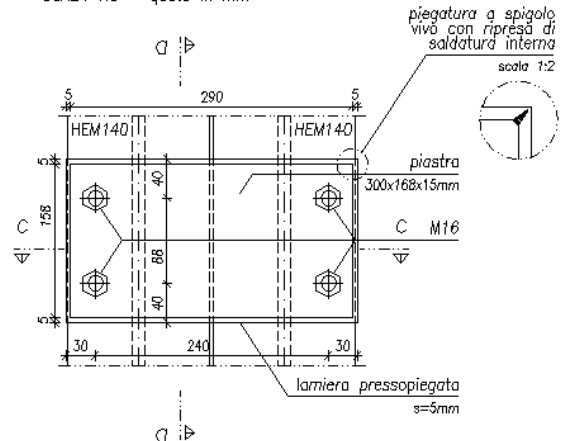
SEZIONE a-a

SCALA 1:5 – quote in mm



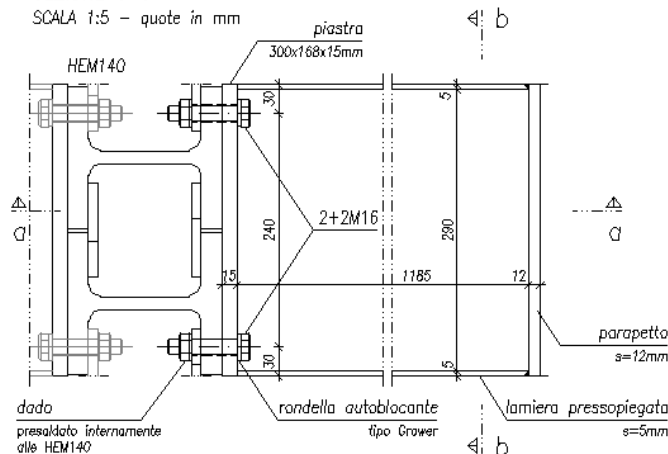
SEZIONE b-b

SCALA 1:5 – quote in mm



SEZIONE c-c

SCALA 1:5 – quote in mm



Le azioni che sollecitano il nodo derivano dalla verifica del gradino.

## 22.6.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato per le piastre è acciaio S 275 JR, mentre le due barre filettate sono di classe 8.8.

## 22.6.3 RESISTENZA

La forza di trazione sul bullone precaricato è quindi pari a:

$$F_{p,Cd} = 79.93 \text{ kN}$$

Considerando quattro bulloni precaricati e un coefficiente d'attrito pari a 0.3 si ha che il taglio massimo sopportabile è pari a:

$$F_{v,Rd} = 79'930 \times 4 \times 0.3 = 95.9 \text{ kN} > 3.83 \text{ kN}$$

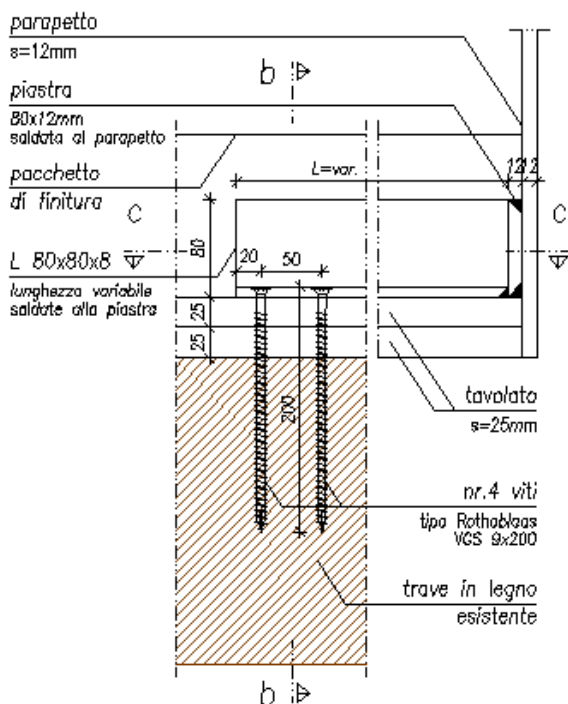
La verifica si ritiene pertanto soddisfatta.

## 22.7 Verifica collegamento parapetto piano primo

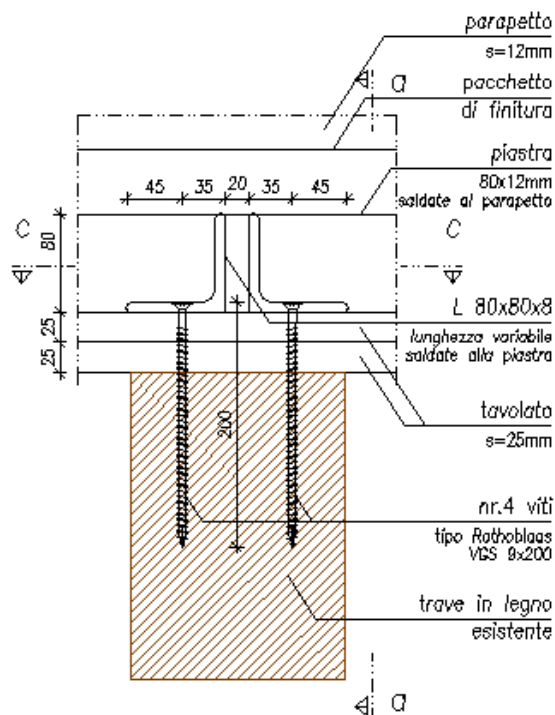
### 22.7.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento è eseguito utilizzando viti tipo Rothoblaas VGS 9x200, sollecitate a trazione e a taglio derivanti dai profili a L.

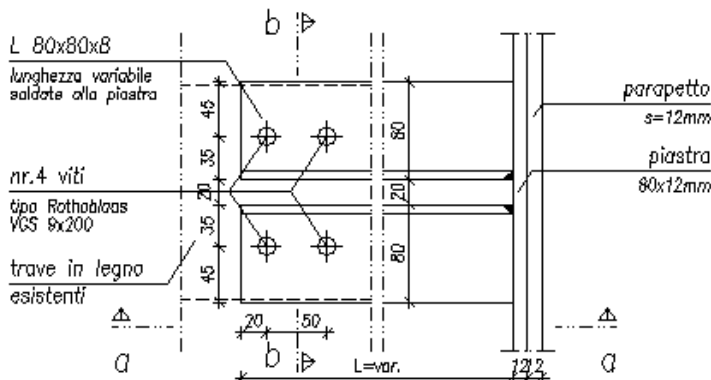
SEZIONE a-a  
 SCALA 1:5 – quote in mm



SEZIONE b-b  
 SCALA 1:5 – quote in mm



SEZIONE c-c  
 SCALA 1:5 – quote in mm



N.B.: PER LE LUNGHEZZE EFFETTIVE DEI PROFILI SI VEDA LA RELATIVA PIANTE DI PIANO PRIMO

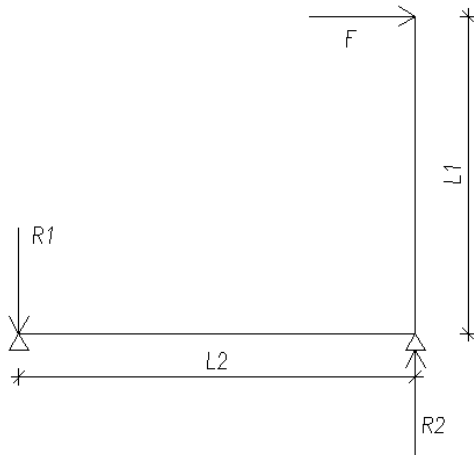
### 22.7.2 MATERIALI

Le viti sono composte da acciaio ad alta resistenza ( $f_y, k = 1000 \text{ N/mm}^2$ ).

### 22.7.3 RESISTENZA

Il coefficiente di sicurezza sul materiale è assunto pari a 1.5 mentre il coefficiente che tiene conto della durata del carico pari a 0.9.

La sollecitazione è determinata facendo riferimento allo schema riportato.



$$N = (F \cdot L_1 / L_2) / N_{profilo} = [(4.5 \cdot 1.6) \cdot 1.15 / 0.75] / 4 = 2.76 \text{ kN}$$

VERIFICA A ESTRAZIONE			
Coefficiente	k mod	<b>0.9</b>	
Coefficiente	gamma m	<b>1.5</b>	
Resistenza caratteristica	R ax,k	<b>18.19</b> kN	
Resistenza progetto	R ax,d	10.91 kN	
Numero viti per L	n	<b>2</b>	
Sollecitazione a trazione	T ed	2.76 kN	
Resistenza a trazione	T rd	21.83 kN	
Verifica		<b>13%</b>	VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO			
Resistenza caratteristica	R v,k	<b>3.4</b> kN	
Resistenza progetto	R ax,d	2.04 kN	
Sollecitazione a taglio	N ed	1.80 kN	
Resistenza taglio	N rd	4.08 kN	
Verifica		<b>44%</b>	VERIFICATO

La verifica può ritenersi soddisfatta.

## 23 INTERVENTO 16

### 23.1 Verifica setto centrale

#### 23.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il corpo principale delle rampe è costituito da 30 tubi quadri affiancati di dimensioni 60x6mm, di altezza massima pari a circa 9m. Lo schema statico è di ritti pendolari. Le azioni che gravano sull'elemento sono i pesi proprio dei tubi stessi e degli altri elementi ad esso connesse, nonché il carico accidentale dato dalla presenza della folla pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

#### 23.1.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### 23.1.3 RESISTENZA

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza del singolo profilo.

ANALISI DEI CARICHI TUBI QUADRI		
CONTRIBUTO TUBI		
Peso tubi	g1	<b>0.11</b> kN/m
Lunghezza tubi	L	<b>9.15</b> m
Numero tubi	n	<b>30.00</b>
Tubi		31.03 kN
CONTRIBUTO GRADINI		
Peso gradini	g1	<b>0.50</b> kN/m <sup>2</sup>
Lunghezze di influenza	L1	<b>0.30</b> m
	L2	<b>0.70</b> m
Numero gradini	n	<b>49.00</b>
Gradini	R grad	5.15 kN
CONTRIBUTO PIANEROTTOLI		
Peso pianerottolo	g1	<b>1.18</b> kN/m <sup>2</sup>
Lunghezze di influenza	L1	<b>1.46</b> m
	L2	<b>0.70</b> m
Numero pianerottoli	n	<b>6.00</b>
Gradini	R grad	7.24 kN
CONTRIBUTO ACCIDENTALE		
Carico accidentale	q	<b>5.00</b> kN/m <sup>2</sup>
Area complessiva	A	<b>16.42</b> m <sup>2</sup>
Gradini	R grad	82.11 kN
SFORZO NORMALE SUL SNGOLO TUBO		
Sforzo normale totale SLU	N tot	179.60 kN
Numero tubi	n	30.00
Sforzo normale singolo	N i	<b>5.99</b> kN

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		TUBO QUADRO 60x6mm	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	b =	60.0 mm	Dimensione della sezione
	h =	60.0 mm	Dimensione della sezione
	t =	6.0 mm	Spessore
	A =	1296.0 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W =	2.13E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente
	J =	6.38E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	6.00 kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento flettente
	V <sub>Ed</sub> =	0.00 kN	Sforzo di taglio
VERIFICHE	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra più esterna		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	4.63 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ <sub>V,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ <sub>td,Ed</sub> =	4.63 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.02	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - fibra baricentrica		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	4.63 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M
	τ <sub>V,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V
	σ <sub>td,Ed</sub> =	4.63 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.02	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta il calcolo della snellezza, dove è stata considerata come lunghezza d'inflexione la distanza tra una rampa e l'altra, che fungono da ritegno.

$$i = 22 \text{ mm}$$

$$I_0 = 2\,250 \text{ mm}^4$$

$$\lambda = 101 < 200 \text{ (limite per membrature principali)}$$

#### 23.1.4 STABILITÀ

Si riportano nel seguito le verifiche di stabilità del singolo profilo.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	TUBO QUADRO 60x6mm		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	$A_{sez} =$	1.30E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	$W =$	2.13E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente
	$J =$	6.38E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia
CARATT. GEOM. MEMBRATURA	$l_0 =$	2 250 mm	lunghezza libera d'inflessione
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	$E =$	210 000 MPa	Modulo elastico
	$\nu =$	0.3	Coefficiente di Poisson
	$G =$	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	$f_{y,k} =$	275 MPa	Resistenza caratteristica
	$\gamma_M =$	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	$f_{y,d} =$	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	$N_{Ed} =$	6.00 kN	Forza di compressione di calcolo
	$M_{Ed,max} =$	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo massimo
	$M_{Ed,min} =$	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo minimo
	$M_{Ed,m} =$	0.00 kNm	Momento medio
	si		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	$M_{eq,Ed} =$	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSIONALE	$N_{cr} =$	261.05 kN	carico critico euleriano
	$\alpha =$	0.21	fattore di imperfezione
	$\lambda_1 =$	1.17	snellezza flessionale adimensionale
	$\Phi =$	1.28	parametro di calcolo
	$\chi_{min} =$	0.55	fattore di instabilità flessionale
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSIONALE (METODO A)	$N_{b,Rd} =$	186.76 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	$M_{b,Rd} =$	5.44 kNm	Momento resistente di progetto
	$N_{Ed} / N_{b,Rd} =$	0.03	Rapporto di resistenza a compressione
	$M_{Ed} / M_{b,Rd} =$	0.00	Rapporto di resistenza a flessione
	VERIFICA C4.2.32	0.03	VERIFICATO

La verifica si ritiene soddisfatta.

## 23.2 Verifica colonne HEA 160

### 23.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le colonne laterali sono costituite da profili HEA160 di altezza massima pari a circa 7m, la cui funzione è quella di trasferire a terra le forze derivanti dai cosciali, lo schema statico è di ritto pendolare fissato alla base e in sommità alla struttura esistente.

### 23.2.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.2.3 RESISTENZA

La reazione vincolare massima del cosciale tipologico è pari a 20.5 KN, si veda a tal proposito il relativo paragrafo, mentre quella dell'ultimo cosciale è di 26 kN. Il peso proprio della trave è pari a 0.304 kN/m. Lo sforzo normale massimo è quindi pari a:

$$N_{max} = 2 \cdot 20.5 + 26 + 0.304 \cdot 7 = 70 \text{ kN}$$

Si riportano nel seguito le verifiche di resistenza.

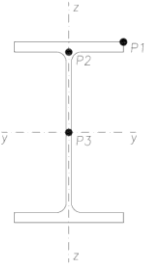
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>HEA 160</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	152 mm	Altezza della sezione
	b =	160 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	6.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	9.0 mm	Spessore delle flange
	A =	3.88E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	2.20E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	7.69E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	1.23E+05 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	1.67E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	6.16E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	8.74E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	3.14E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>70.00</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	18.04 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>18.04</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.07</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	18.04 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>18.04</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.07</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	18.04 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>18.04</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.07</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

### 23.2.4 STABILITÀ

Si riportano nel seguito le verifiche di stabilità.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		HEA 160	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	A <sub>sez</sub> =	3.88E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	2.20E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	7.69E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	J <sub>y</sub> =	1.67E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse forte
	J <sub>z</sub> =	6.16E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse debole
	J <sub>T</sub> =	8.74E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>0</sub> =	3.14E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MEMBRATURA	l <sub>0,y</sub> =	2 400 mm	lunghezza libera d'inflexione asse forte
	l <sub>0,z</sub> =	2 400 mm	lunghezza libera d'inflexione asse debole
	l <sub>cr</sub> =	2 400 mm	lunghezza libera di svergolamento
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	70.00 kN	Forza di compressione di calcolo
	M <sub>y,Ed,max</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo max, y
	M <sub>y,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, y
	M <sub>y,m</sub> =	0.00 kNm	Momento medio, y
	NO		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,y,Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo y
	M <sub>z,Ed,max</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo max, z
	M <sub>z,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, z
	M <sub>z,m</sub> =	0.00 kNm	Momento medio, z
	NO		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,z,Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo z
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSIONALE	N <sub>cr,y</sub> =	6019.94 kN	carico critico euleriano asse forte
	N <sub>cr,z</sub> =	2216.55 kN	carico critico euleriano asse debole
	α =	0.49	fattore di imperfezione
	λ̄ =	0.69	snellezza flessionale adimensionale
	Φ =	0.86	parametro di calcolo
	χ <sub>min</sub> =	0.73	fattore di instabilità flessionale
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSO-TORSIONALE	M* <sub>cr</sub> =	201.74 kNm	momento critico euleriano svergolamento*
	α <sub>LT</sub> =	0.34	fattore di imperfezione
	λ̄ <sub>LT</sub> =	0.55	snellezza flessotorsionale adimensionale
	Φ <sub>LT</sub> =	0.71	parametro di calcolo
	k <sub>c</sub> =	0.91	coefficiente correttivo momento flettente
	f =	0.96	fattore di distribuzione momento flettente
	χ <sub>LT</sub> =	0.90	fattore di instabilità flesso-torsionale
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSIONALE (METODO A)	N <sub>b,Rd</sub> =	740.31 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	56.95 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	19.50 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.09	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione z
	VERIFICA C4.2.32	0.09	VERIFICATO
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO-TORSIONALE (METODO A)	N <sub>b,Rd</sub> =	740.31 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	51.13 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	19.50 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.09	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione z
	VERIFICA C4.2.36	0.09	VERIFICATO

La verifica si ritiene soddisfatta.



## 23.3 Verifica cosciale tipologico

### 23.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I cosciali tipologici sono i primi sei, ovvero quelli che non interagiscono con la struttura esistente. Sono formati da un piatto avente sezione resistente pari a 160x15 mm, lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio sulle colonne con sbalzi laterali.

Su di esso gravano i pesi proprio del cosciale stesso, dei gradini e del pianerottolo e lo scarico derivante dal traverso. Nonché il carico accidentale derivante dalla presenza della folla pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

### 23.3.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.3.3 RESISTENZA

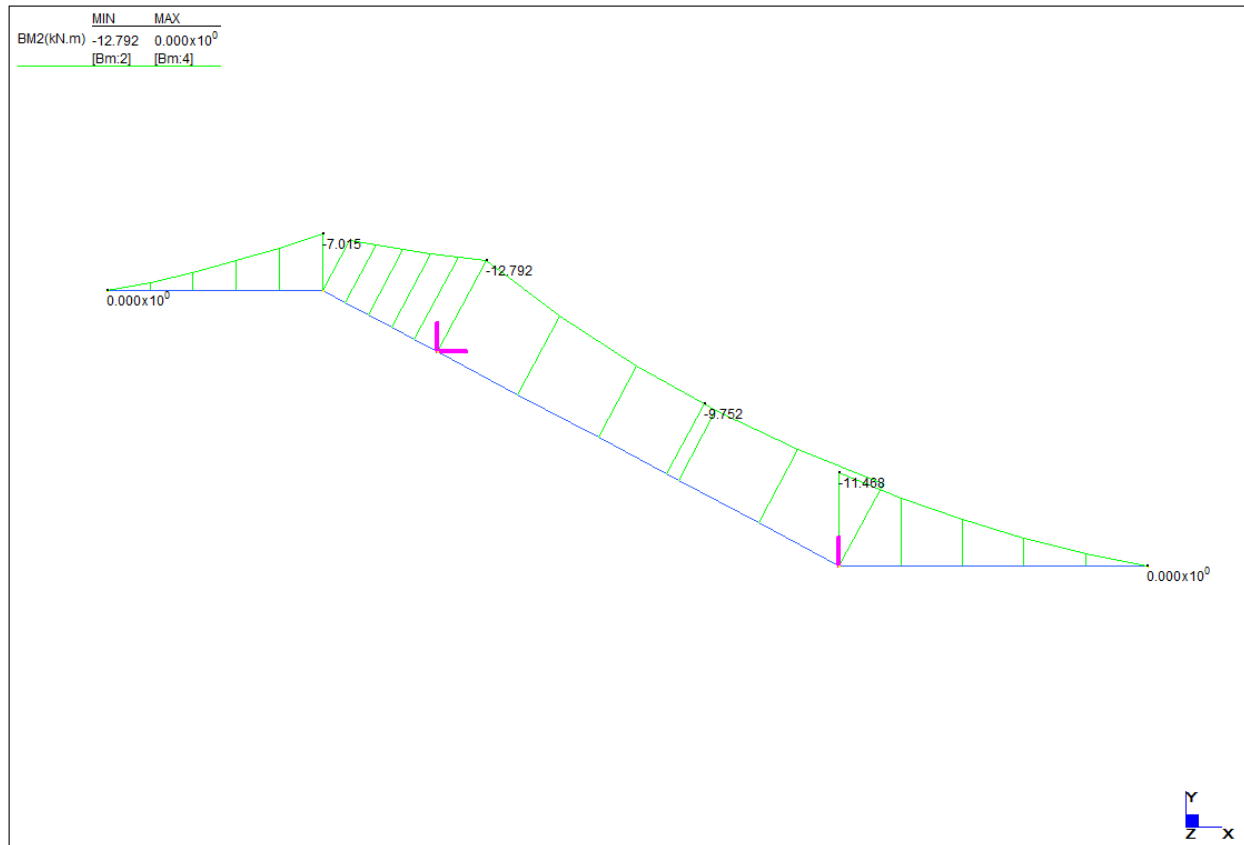
Viene eseguita un'analisi dei carichi gravanti sul cosciale.

ANALISI DEI CARICHI COSCIALE TIPOLOGICO			
CARICHI DISTRIBUITI			
Peso proprio cosciale	g1 cos	0.29	kN/m
Peso proprio scalini e pianerottolo	g1 s+p	0.60	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.70	m
	g1 s+p	0.42	kN/m
Accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.70	m
	q	3.50	kN/m
CARICHI CONCENTRATI DA TRAVERSO			
Peso proprio traverso	g1 tra	0.19	kN/m
	l	1.40	m
	G1 tra	0.26	kN
Peso proprio parapetto	g1 par	1.22	kN/m
	l	0.70	m
	G1 par	0.85	kN
Peso proprio pianerottolo	g1 pia	1.18	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.61	m
	l	0.70	m
	G1 pia	0.50	kN
Accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.61	m
	l	0.70	m
	Q	2.14	kN
Risultanti	R (G1)	1.62	kN
	R (Q)	2.14	kN

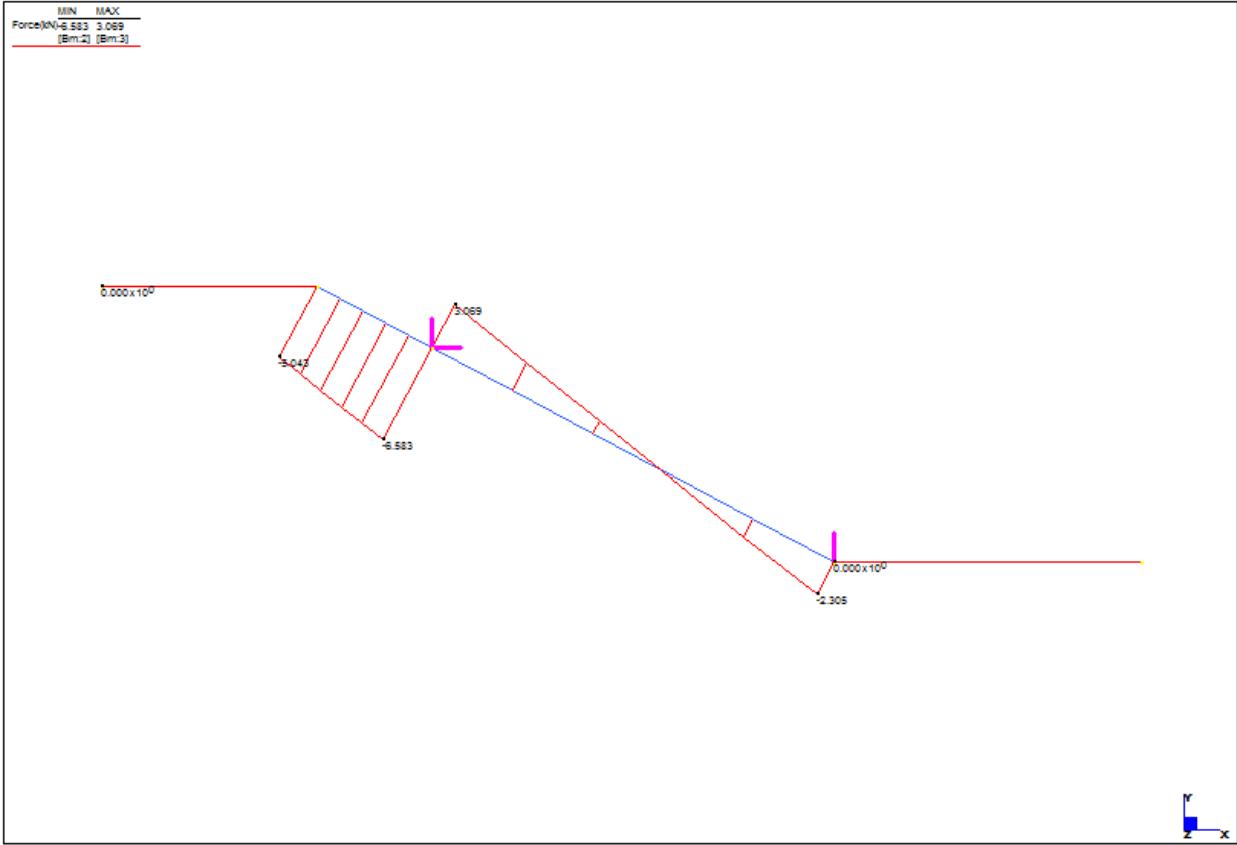
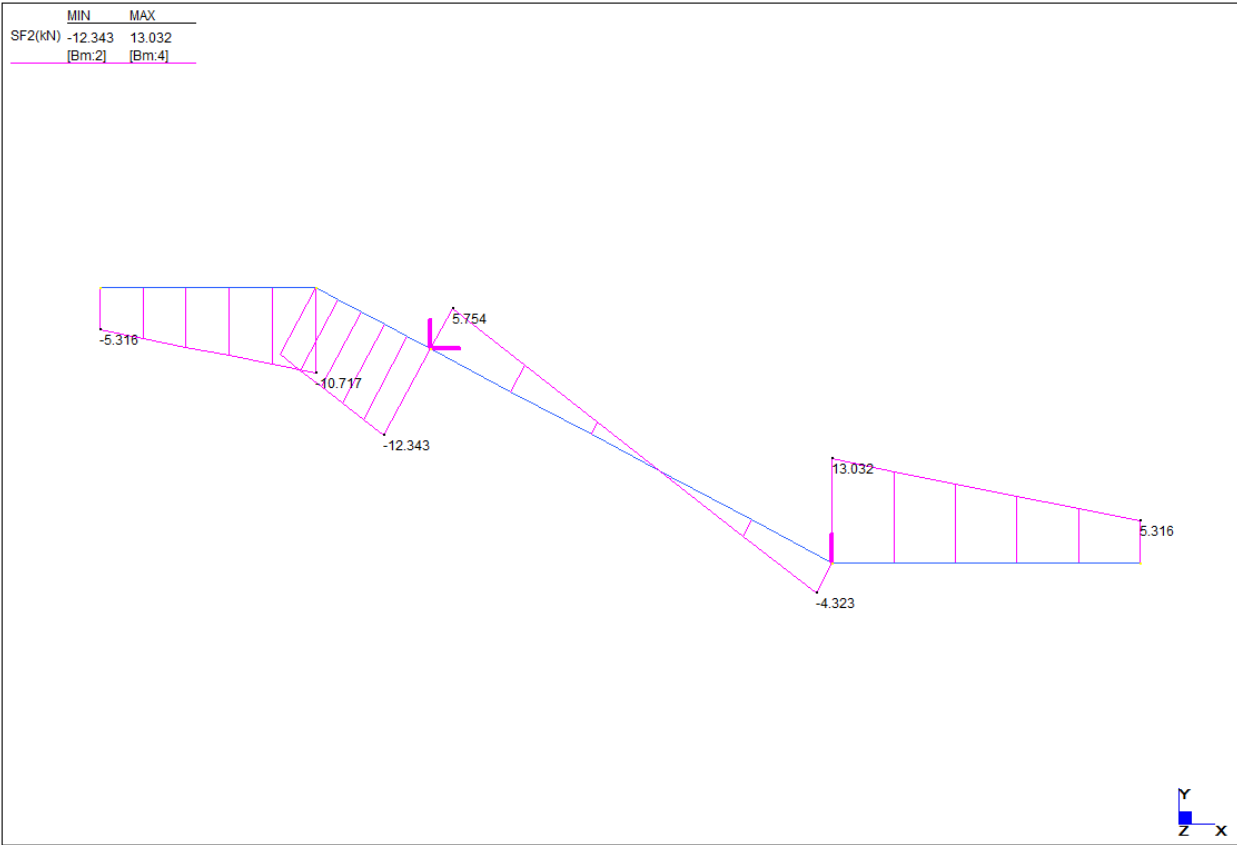
I carichi si suddividono in distribuiti, aventi una lunghezza di influenza pari a 70cm, e concentrati, che derivano dallo scarico del traverso sul parapetto, agenti ad entrambe le estremità.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Le sollecitazioni sono determinate con un modello ad elementi finiti. Il cosciale è modellato con un elemento beam in semplice appoggio, vincolato in corrispondenza delle colonne. Si riportano i diagrammi di momento, taglio e sforzo normale.



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



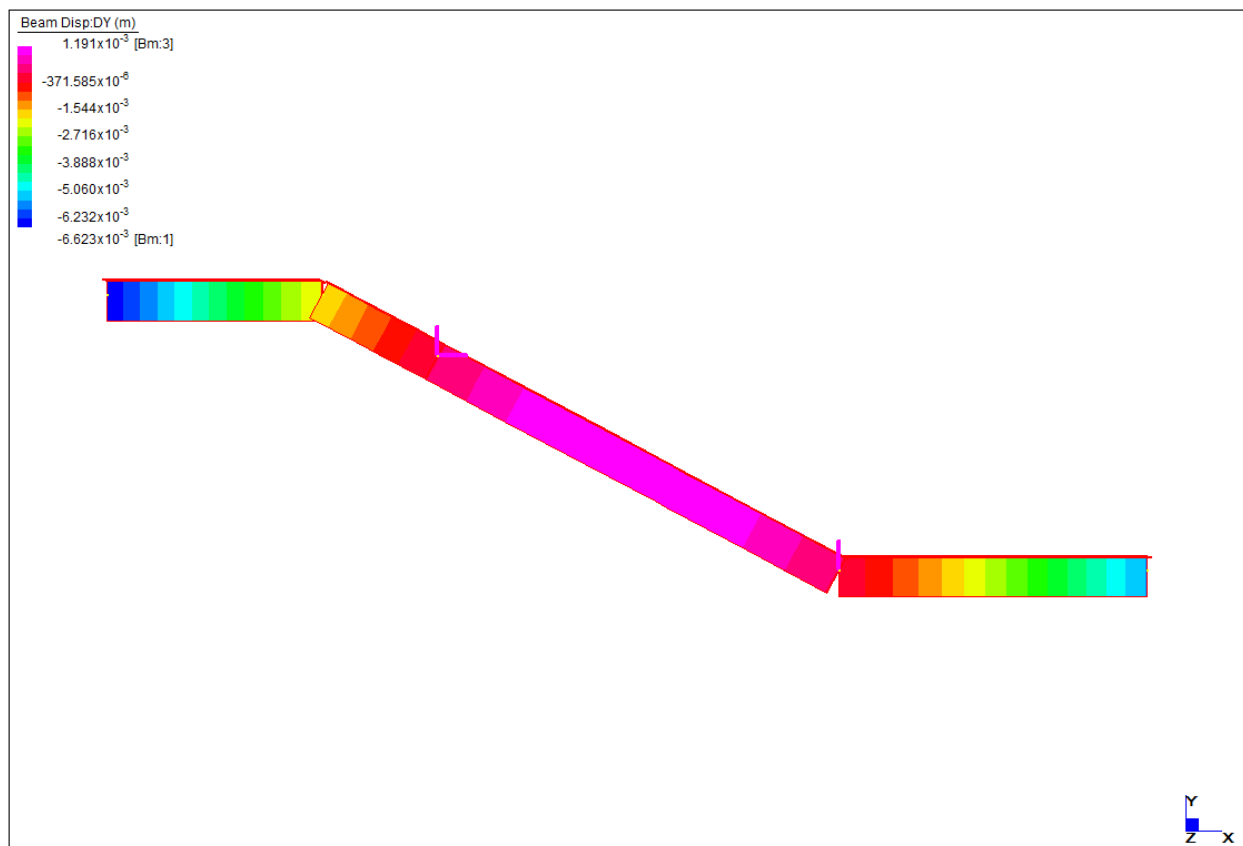
Si riporta successivamente la verifica della sezione, considerando a favore di sicurezza le massime sollecitazioni agenti sullo stesso punto.

SOLLECITAZIONI COSCIALE			
Momento SLU	M <sub>sd</sub>	12.80	KNm
Taglio SLU	V <sub>sd</sub>	13.00	KN
Sforzo normale	N <sub>sd</sub>	6.60	kN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	15	mm
Altezza	h	160	mm
Modulo di resistenza	W	64000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	σ	203	MPa
Tau (taglio)	τ	8	MPa
Tensione VM	σ	203	MPa
Verifica	0.78		

La verifica risulta soddisfatta.

#### 23.3.4 DEFORMABILITÀ

Per quanto riguarda la verifica agli SLE si ritiene corretto modellare anche un'aliquota della piattabanda superiore, in quanto la rigidezza offerta non è trascurabile, considerando quindi una sezione a T in cui l'ala superiore ha dimensioni di 300x4 mm, mentre l'anima 160x15 mm. L'abbassamento massimo ottenuto è pari a 6.6 mm.



Lo spostamento massimo è in corrispondenza dello sbalzo, per cui il limite a cui fare riferimento è pari a  $2L_{\text{sbalzo}}/250 = L_{\text{sbalzo}}/125 = 1350/125 = 10.8 \text{ mm}$ . La verifica risulta soddisfatta.

## 23.4 Verifica ultimo cosciale

### 23.4.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

L'ultimo cosciale poggia in un punto sulla trave ma nell'altro punto sul solaio di piano primo. Lo schema statico è quello di trave in semplice appoggio con singolo sbalzo laterale.

Su di esso gravano i pesi proprio del cosciale stesso, dei gradini e del pianerottolo e lo scarico derivante dal traverso. Nonché il carico accidentale derivante dalla presenza della folla pari a  $5 \text{ kN/m}^2$ .

### 23.4.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.4.3 RESISTENZA

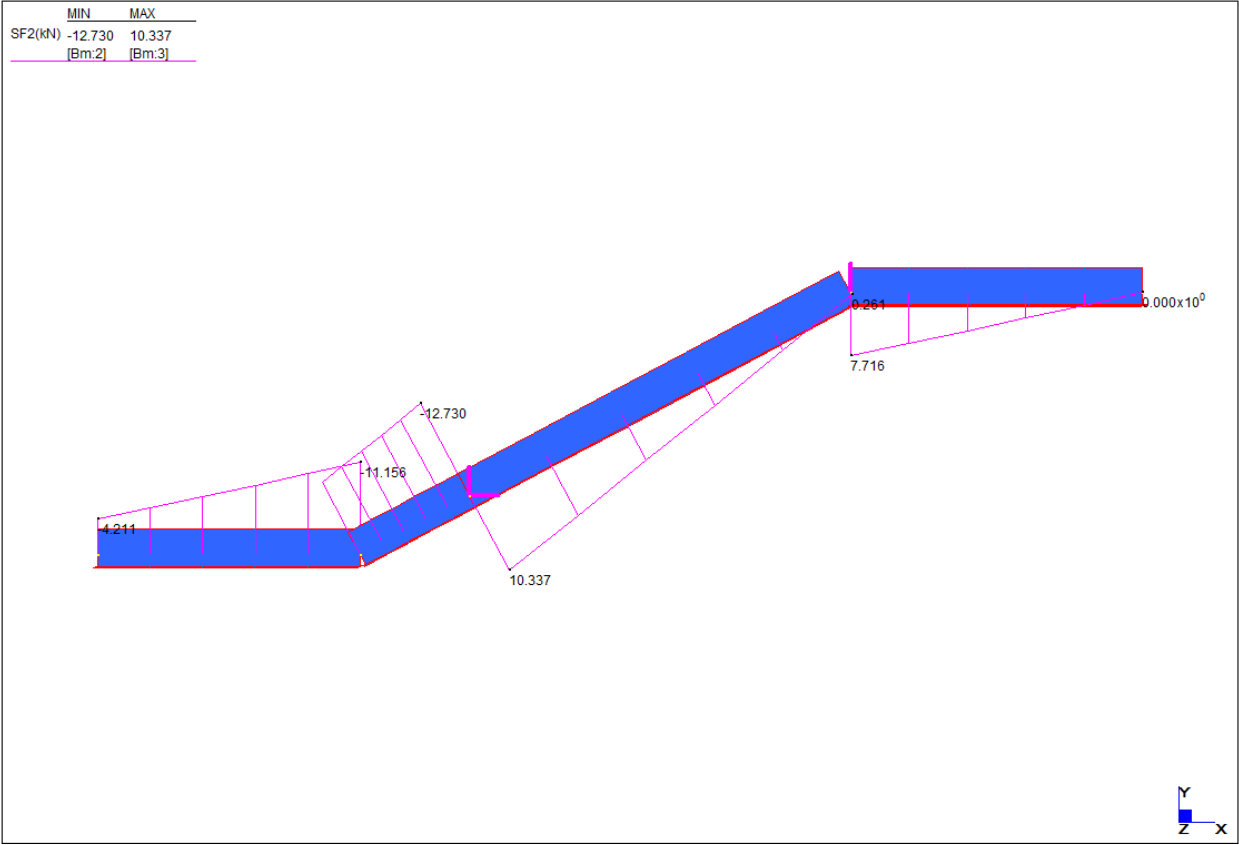
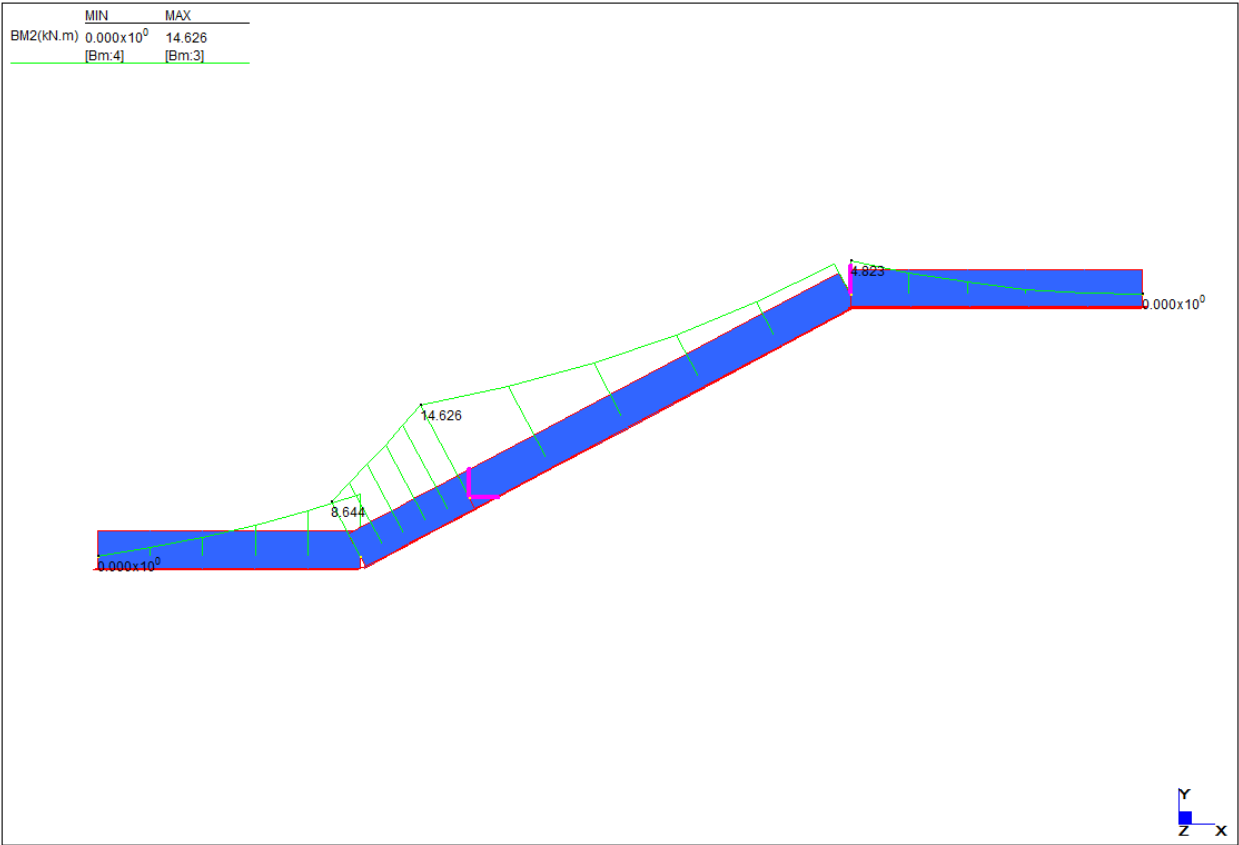
Viene eseguita un'analisi dei carichi gravanti sul cosciale.

ANALISI DEI CARICHI ULTIMO COSCIALE			
CARICHI DISTRIBUITI			
Peso proprio cosciale	g1 cos	<b>0.29</b>	kN/m
Peso proprio scalini e pianerottolo	g1 s+p	0.60	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.70	m
	g1 s+p	<b>0.42</b>	kN/m
Accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.70	m
	q	<b>3.50</b>	kN/m
CARICHI CONCENTRATI DA TRAVERSO			
Peso proprio traverso	g1 tra	0.19	kN/m
	l	1.40	m
	G1 tra	0.26	kN
Peso proprio pianerottolo	g1 pia	1.18	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.61	m
	l	0.70	m
	G1 pia	0.50	kN
Accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>
	i	0.61	m
	l	0.70	m
	Q	2.14	kN
Risultanti	R (G1)	<b>0.77</b>	kN
	R (Q)	<b>2.14</b>	kN

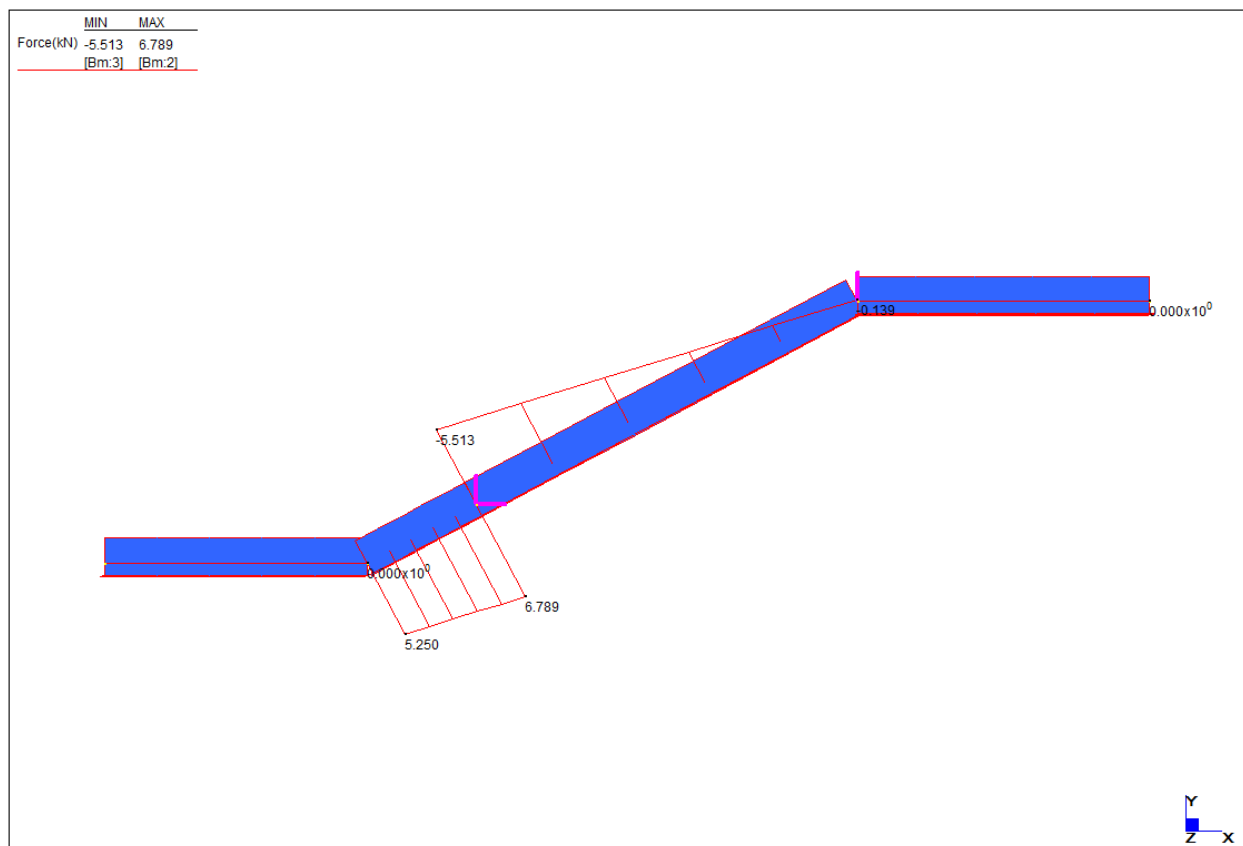
I carichi si suddividono in distribuiti, aventi una lunghezza di influenza pari a 70cm, e concentrati, che derivano dallo scarico del traverso sul parapetto, applicati ad una sola estremità.

Le sollecitazioni sono determinate con un modello ad elementi finiti. Il cosciale è modellato con un elemento beam in semplice appoggio, vincolato in corrispondenza delle colonne. Si riportano i diagrammi di momento, taglio e sforzo normale.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



Si riporta successivamente la verifica della sezione, considerando a favore di sicurezza le massime sollecitazioni agenti sullo stesso punto.

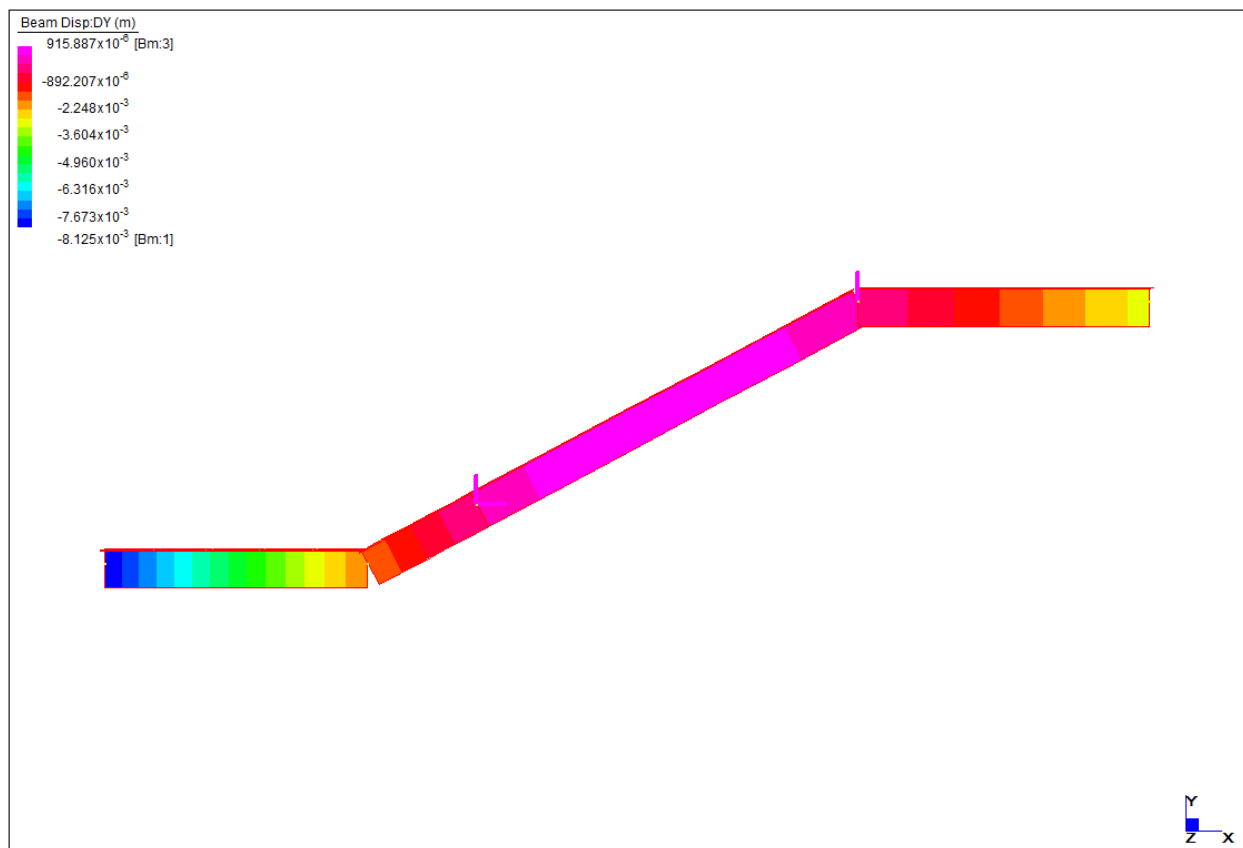
SOLLECITAZIONI COSCIALE			
Momento SLU	M,sd	14.60	KNm
Taglio SLU	V,sd	12.75	KN
Sforzo normale	N, sd	6.80	kN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	15	mm
Altezza	h	160	mm
Modulo di resistenza	W	64000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	σ	231	MPa
Tau (taglio)	τ	8	MPa
Tensione VM	σ	231	MPa
Verifica	0.88		

La verifica risulta soddisfatta.

#### 23.4.4 DEFORMABILITÀ

Per quanto riguarda la verifica agli SLE si ritiene corretto modellare anche un'aliquota della piattabanda superiore, in quanto la rigidezza offerta non è trascurabile, considerando quindi una sezione a T in cui l'ala superiore ha dimensioni di 300x4 mm, mentre l'anima 160x15 mm. L'abbassamento massimo ottenuto è pari a 8.1 mm.





Lo spostamento massimo è in corrispondenza dello sbalzo, per cui il limite a cui fare riferimento è pari a  $2L_{\text{sbalzo}}/250 = L_{\text{sbalzo}}/125 = 1600/125 = 12.8$  mm. La verifica risulta soddisfatta.

## 23.5 Verifica traverso

### 23.5.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il traverso è costituito da un piatto di dimensioni pari a 160x15 mm ed ha il compito di trasferire il carico derivante dal pianerottolo e il peso del parapetto ai cosciali, i quali ne costituiscono l'appoggio.

### 23.5.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.5.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica considerando lo schema statico di semplice appoggio.

SOLLECITAZIONI TRAVERSO			
Peso proprio pianerottolo	g1s	1.18	KN/mq
Peso proprio traverso	g1c	0.19	KN/m
Peso proprio parapetto	g1p	1.22	kN/m
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	0.61	m
Luce effettiva	L	2.80	m
Carico totale SLE /m ortogonale	qtot SLE	5.18	KN/m
Carico totale SLU /m ortogonale	qtot SLU	7.35	KN/m
Momento SLU	M <sub>sd</sub>	7.20	KNm
Taglio SLU	V <sub>sd</sub>	10.29	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	15	mm
Altezza	h	160	mm
Modulo di resistenza	W	64000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	σ	113	MPa
Tau (taglio)	τ	6	MPa
Tensione VM	σ	113	MPa
Verifica	0.43		

La verifica risulta soddisfatta.

#### 23.5.4 DEFORMABILITÀ

Si riporta la verifica agli SLE, considerando le azioni determinate precedentemente.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	5120000	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	3.86	mm
L/f	L/ 726		

La verifica risulta soddisfatta.

### 23.6 Verifica gradini e pianerottoli

#### 23.6.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I gradini sono costituiti da una lamiera presso piegata di spessore pari a 4 mm. L'elemento resistente è il piatto verticale che costituisce l'alzata, di altezza pari a 165 mm. Tra questi elementi quello più sollecitato è quello che divide il gradino e l'ultimo pianerottolo, visto il carico maggiore; per quest'ultimo si assume una lunghezza di influenza pari a 1.4m/2 e schema statico di trave su due appoggi.

Il pianerottolo è costituito da una lamiera di spessore pari a 15 mm che poggia prevalentemente sul traverso e sull'alzata del gradino precedentemente verificata, il suo schema statico è quindi quello di piastra appoggiata su due lati.

### 23.6.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.6.3 RESISTENZA GRADINO

Si riporta la verifica di resistenza del gradino.

SOLLECITAZIONI DA GRADINO			
Peso proprio	g1	0.50	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	5.50	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	8.15	KN/mq
Interasse	i	0.30	m
Luce	L	1.40	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	1.65	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	2.45	KN/m
Momento SLU	M,sd	0.60	KNm
Taglio SLU	V,sd	1.71	KN
SOLLECITAZIONI DA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	1.18	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	0.70	m
Luce	L	1.40	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	4.33	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	6.32	KN/m
Momento SLU	M,sd	1.55	KNm
Taglio SLU	V,sd	4.43	KN
SOLLECITAZIONI SU GRADINO PIU' SOLLECITATO			
Momento SLU	M,sd	2.15	KNm
Taglio SLU	V,sd	6.14	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	4	mm
Altezza	h	165	mm
Modulo di resistenza	W	18150	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	118	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	14	MPa
Tensione VM	$\sigma$	121	MPa
Verifica	46%		

La verifica risulta soddisfatta.

### 23.6.1 DEFORMABILITÀ GRADINO

Si riporta la verifica di deformabilità del gradino, considerando le sollecitazioni determinate in precedenza.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	1497375	mm <sup>4</sup>
Freccia gradini	f	1.25	mm
L/f	L/ 1124		

La verifica risulta soddisfatta.

### 23.6.2 RESISTENZA PIANEROTTOLO

La verifica viene condotta considerando lo schema statico di trave su due appoggi.

SOLLECITAZIONI PIASTRA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	1.18	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	1.00	m
Luce	L	1.40	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	6.18	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	9.03	KN/m
Momento SLU	M,sd	2.21	KNm
Taglio SLU	V,sd	6.32	KN
VERIFICA SLU			
Larghezza	b	1000	mm
Altezza	h	15	mm
Modulo di resistenza	W	37500	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	σ	59	MPa
Tau (taglio)	τ	1	MPa
Tensione VM	σ	59	MPa
Verifica	0.23		

La verifica risulta soddisfatta.

### 23.6.1 DEFORMABILITÀ PIANEROTTOLO

Considerando le sollecitazioni definite precedentemente.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	281250	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	5.23	mm
L/f	L/ 268		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

## 23.7 Verifica parapetto

### 23.7.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il parapetto è formato da una lamiera di spessore pari a 12 mm. La verifica viene eseguita considerando come sollecitazione il carico orizzontale distribuito  $H_k$  riferito agli ambienti di categoria C3 pari a 3 kN/m e come schema statico quello di mensola incastrata alla base.

### 23.7.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.7.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica a resistenza del parapetto.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	$H_k$	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	$h$	1.10	m
Interasse	$i$	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_q$	1.5	
Momento	$M_{sd}$	4.95	KNm
Taglio	$V_{sd}$	4.50	KN
Verifica parapetto			
Spessore	$s$	12	mm
Profondità	$l$	1000	mm
Modulo di resistenza	$W$	24000	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	$f_{yk}$	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	$f_{yd}$	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	206	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	206	MPa
Verifica		0.79	

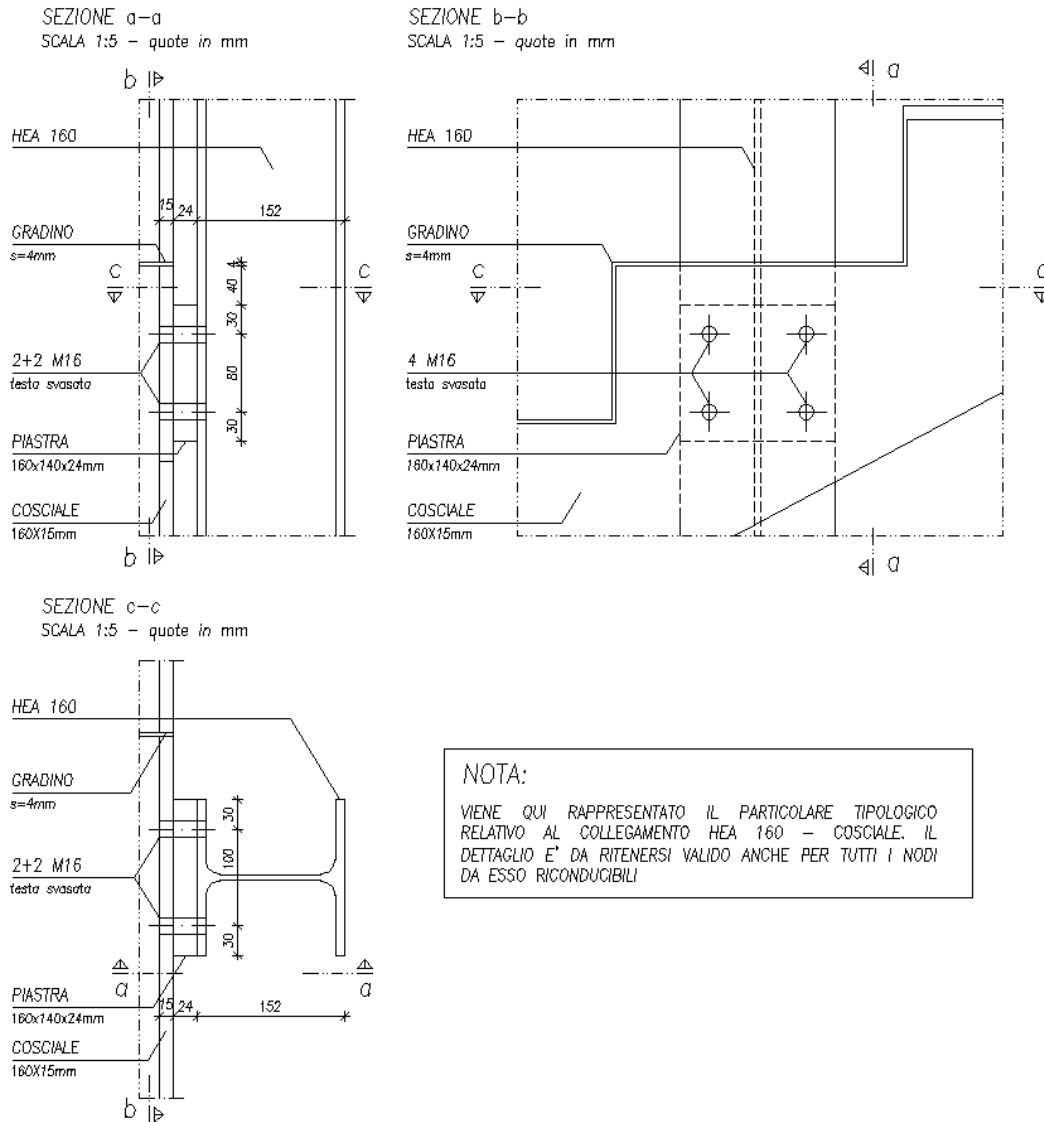
La verifica risulta soddisfatta.

## 23.8 Verifica collegamento cosciale – HEA160

### 23.8.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento tra il cosciale e l'HEA160 avviene mediante 4 bulloni M16. L'azione che sollecita il collegamento è la reazione proveniente dal cosciale, per la quale si considera la massima tra il cosciale tipologico e l'ultimo. Si riporta il dettaglio tipologico.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
**LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI**



### 23.8.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR e bulloni di classe 8.8.

### 23.8.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica a resistenza del collegamento.

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)				
DATI DI INPUT	M	16	diametro bullone	
	cl.	8.8	classe di resistenza vite	
	S	275	J	classe acciaio collegato
	t =	9	mm	spessore piastra
	n =	1	numero piani di taglio del bullone	
	e <sub>1</sub> =	25	mm	distanza dal bordo nella direzione del carico
	p <sub>1</sub> =	80	mm	interasse nella direzione del carico
	e <sub>2</sub> =	25	mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare
	p <sub>2</sub> =	100	mm	interasse nella direzione perpendicolare
membratura compressa o tesa esposta?				no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	157.00	mmq	area resistente del bullone
	d =	16.00	mm	diametro nominale gambo bullone
	d <sub>0</sub> =	17.00	mm	diametro nominale foro
	d <sub>m</sub> =	25.86	mm	diametro medio testa bullone
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1 min</sub> =	20.4	mm	e <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>1 min</sub> =	37.4	mm	p <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	e <sub>2 min</sub> =	20.4	mm	e <sub>2 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>2 min</sub> =	40.8	mm	p <sub>2 max</sub> = --- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800	MPa	tensione di rottura bullone
	γ <sub>M2</sub> =	1.25		coefficiente sicurezza
	f <sub>tk</sub> =	430	MPa	tensione di rottura piastra
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.42		parametro di distanza dal bordo perpendicolare
	α =	0.49		parametro di distanza dal bordo parallelo
	λ <sub>v</sub> =	0.6		fattore moltiplicativo resistenza a taglio
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v Ed</sub> =	6.50	kN	Forza di taglio sul singolo bullone
	F <sub>t Ed</sub> =	0.00	kN	Forza di trazione sul singolo bullone
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v Rd i</sub> =	60.29	kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio
	F <sub>v Rd</sub> =	60.29	kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone
	F <sub>b Rd</sub> =	58.71	kN	Resistenza a rifollamento del piatto
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t Rd</sub> =	90.43	kN	Resistenza a trazione del bullone
	B <sub>p Rd</sub> =	150.91	kN	Resistenza a punzonamento del piatto
VERIFICA UNIONE	F <sub>v TOT Rd</sub> =	58.71	kN	Resistenza complessiva a taglio
	F <sub>t TOT Rd</sub> =	90.43	kN	Resistenza complessiva a trazione
	VERIFICA 4.2.65	0.11	VERIFICATO	

La verifica risulta soddisfatta.

## 23.9 Verifica boccole ultimo pianerottolo

### 23.9.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

L'ultimo pianerottolo da un lato poggia su tre boccole di diametro esterno pari a 44mm, collegate alla struttura esistente mediante una barra filettata. È necessario verificare che esse riescano a sopportare il carico derivante dal pianerottolo.

### 23.9.2 MATERIALI

Le barre filettate sono in classe 8.8.

### 23.9.3 RESISTENZA

La lastra è appoggiata anche sugli altri lati, si suppone quindi un'area di influenza pari a 0.7x1.3m, essendo inoltre il carico agli SLU pari a 9.03 kN/m<sup>2</sup>, si ottiene una forza totale pari a 8.22 kN, ovvero 2.74 kN a boccola. Supponendo a favore di sicurezza una resistenza a taglio del singolo collegamento pari a 4 kN, si ritiene la verifica soddisfatta.

Tali caratteristiche di resistenza andranno confermate in fase di esecuzione mediante opportune prove di carico.

## 23.10 Verifica collegamento parapetto – cosciale

### 23.10.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il parapetto è collegato al cosciale mediante saldature. Il pannello costituente il parapetto viene forato in alcuni punti, questi fori sono successivamente il punto in cui si crea la saldatura con il cosciale il loro diametro è pari a 20 mm ve ne sono 2 ogni 30 cm.

### 23.10.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 23.10.3 RESISTENZA

L'area resistente della saldatura viene scelta come il minimo tra l'area del cerchio di base del cilindro e l'area laterale del cilindro, in questo caso la prima è inferiore alla seconda. Sia il momento che il taglio del pannello si traducono in una forza di trazione sulla saldatura. Si riporta successivamente la verifica.

VERIFICA SALDATURE UNIONE PARAPETTO - COSCIALE		
Passo saldature	p	300 mm
Numero saldature	n	2
Diametro saldature	Ø	20 mm
Spessore saldatura	s	12 mm
Braccio saldature	b	80 mm
Coefficiente Tab 4.2.XIV	β1	0.7
	β2	0.85
Acciaio	f <sub>yk</sub>	275 MPa
Sollecitazioni da parapetto	M <sub>max</sub>	1.49 kNm
	T <sub>max</sub>	1.35 kN
Area resistente	A	314.16 mm <sup>2</sup>
Trazione dovuta al taglio	Tr(T)	0.675 kN
Trazione dovuta al momento	Tr(M)	18.56 kN
Tensione ortogonale	σ (Tr)	61.23 Mpa
Verifica: β1 * f <sub>yk</sub>	192.5	VERIFICATO
Verifica: β2 * f <sub>yk</sub>	233.75	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

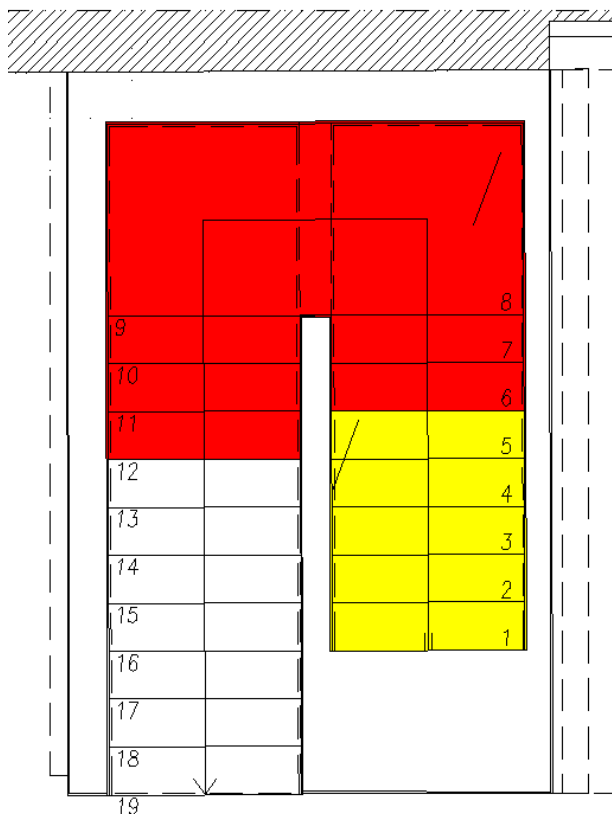


## 24 INTERVENTO 17

### 24.1 Verifica travi IPE 200

#### 24.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le travi IPE 200 vengono inserite parallelamente alle travi in legno costituenti il solaio del piano mezzanino in esame. La loro funzione è quella di sopportare il carico derivante dalla scala, senza far affidamento alla resistenza delle travi in legno esistenti. Due travi sono poste in corrispondenza del lato da 2.6 m del pannello nervato (successivamente TR1), ad esse viene richiesto di resistere alle sollecitazioni derivanti dalla zona rossa individuata nello schema sottostante, mentre un'altra trave è posta in corrispondenza dell'inizio della scala stessa (successivamente TR2), sulla quale gravano gli scarichi della zona individuata in colore giallo. L'ipotesi che le travi in legno non vengano ulteriormente sollecitate è veritiera in quanto le sollecitazioni derivanti dal pannello nervato si scaricheranno sulle travi in acciaio, essendo esse evidentemente più rigide delle travi in legno e potendo ritenere il pannello nervato infinitamente rigido nel proprio piano.



Lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata.

#### 24.1.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### 24.1.3 RESISTENZA

Viene eseguita un'analisi dei carichi per le due configurazioni.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

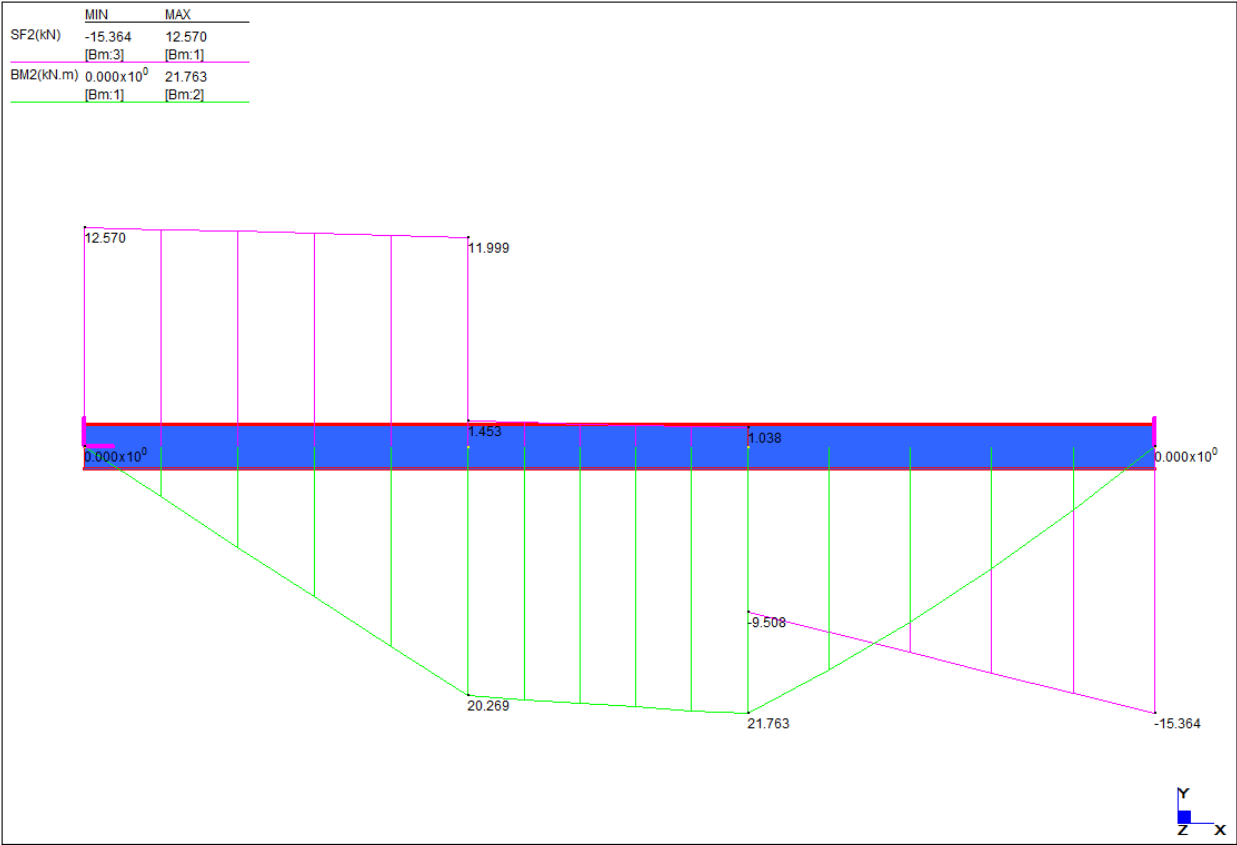
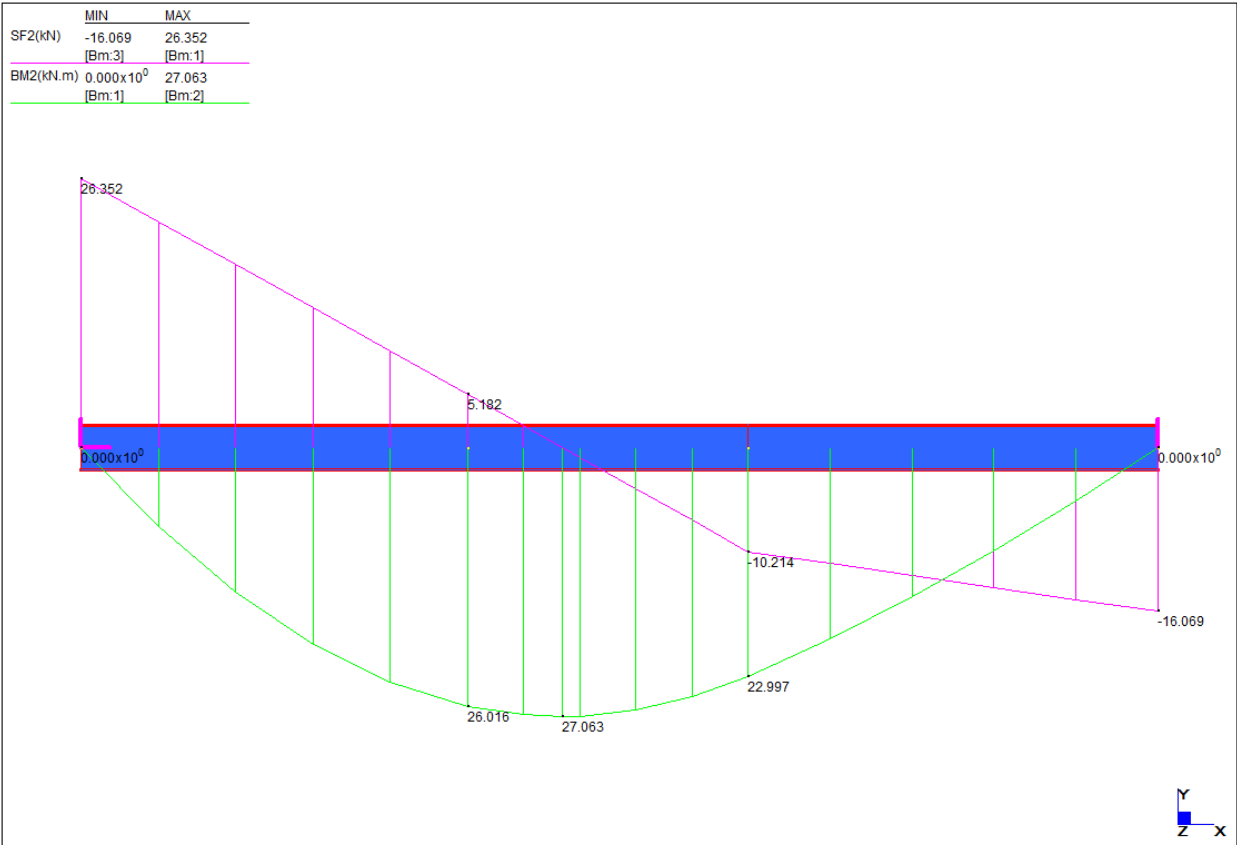
ANALISI DEI CARICHI SCALA INTERVENTO 17: ZONA PIANEROTTOLO					ANALISI DEI CARICHI SCALA INTERVENTO 17: ZONA PRIMI SCALINI				
<b>ELEMENTO</b>					<b>ELEMENTO</b>				
Peso proprio IPE200	g1	0.22	kN/m	Lineare	Peso proprio IPE200	g1	0.22	kN/m	Lineare
Tavolato	g2	0.10	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale	Tavolato	g2	0.10	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale
Gradini	g1	0.49	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale	Gradini	g1	0.49	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale
Pianerottolo	g1	1.18	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale	Pianerottolo	g1	1.18	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale
Pannello nervato	g1	0.63	kN/m <sup>2</sup>	Verticale	Pannello nervato	g1	0.63	kN/m <sup>2</sup>	Verticale
Cosciale	g1	0.29	kN/m	Lineare	Cosciale	g1	0.29	kN/m	Lineare
Parapetto	g1	1.22	kN/m	Lineare	Parapetto	g1	1.22	kN/m	Lineare
Carico accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale	Carico accidentale	q	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Orizzontale
<b>PESI ESISTENTI</b>					<b>PESI ESISTENTI</b>				
Larghezza di influenza	La inf	0.40	m		Larghezza di influenza	La inf	0.40	m	
Reazione carichi g1	R (g1)	0.22	kN/m		Reazione carichi g1	R (g1)	0.22	kN/m	
Reazione carichi g2	R (g2)	0.04	kN/m		Reazione carichi g2	R (g2)	0.04	kN/m	
Reazione carichi q	R (q)	2.00	kN/m	Solo su zona non coperta da scala	Reazione carichi q	R (q)	2.00	kN/m	Solo su zona non coperta da scala
<b>CONTRIBUTO GRADINI</b>					<b>CONTRIBUTO GRADINI</b>				
Dimensioni gradino	L	1.20	m		Dimensioni gradino	L	1.20	m	
	b	0.30	m			b	0.30	m	
Numero gradini	n	5.00			Numero gradini	n	5.00		
Scalini	g1 sca	0.89	kN		Scalini	g1 sca	0.89	kN	
<b>CONTRIBUTO PIANEROTTOLO</b>					<b>CONTRIBUTO PIANEROTTOLO</b>				
Dimensioni pianerottolo	L	2.60	m		Dimensioni pianerottolo	L	0.00	m	
	b	1.20	m			b	0.00	m	
Pianerottolo	g1 pia	3.67	kN		Pianerottolo	g1 pia	0.00	kN	
<b>CONTRIBUTO PANNELLO NERVATO</b>					<b>CONTRIBUTO PANNELLO NERVATO</b>				
Altezza	H	1.30	m		Altezza	H	0.43	m	
Lunghezza	L	4.90	m		Lunghezza	L	1.50	m	
Pannello	g1 p	4.00	kN		Pannello	g1 p	0.40	kN	
<b>CONTRIBUTO COSCIALI</b>					<b>CONTRIBUTO COSCIALI</b>				
Lunghezza totale	L	10.60	m		Lunghezza totale	L	3.00	m	
Cosciali	g1 cos	3.12	kN		Cosciali	g1 cos	0.88	kN	
<b>CONTRIBUTO PARAPETTO</b>					<b>CONTRIBUTO PARAPETTO</b>				
Lunghezza totale	L	8.20	m		Lunghezza totale	L	3.00	m	
Parapetto	g1 par	10.04	kN		Parapetto	g1 par	3.67	kN	
<b>CONTRIBUTO ACCIDENTALE SCALA</b>					<b>CONTRIBUTO ACCIDENTALE SCALA</b>				
Dimensioni rampa grande	L1	1.30	m		Dimensioni rampa grande	L1	0.00	m	
	L2	2.10	m			L2	0.00	m	
Dimensioni rampa piccola	L1	1.20	m		Dimensioni rampa piccola	L1	1.20	m	
	L2	1.80	m			L2	1.50	m	
Accidentale	q sca	24.45	kN		Accidentale	q sca	9.00	kN	
<b>CONTRIBUTO FINALE SCALA</b>					<b>CONTRIBUTO FINALE SCALA</b>				
Lunghezza di ripartizione	L rip	2.60	m		Numero appoggi	n	2.00		
Numero travi	n	2.00			Reazione carichi g1	R s (g1)	2.92	kN	
Reazione carichi g1	q s (g1)	4.18	kN/m	Solo su zona coperta da scala	Reazione carichi q	R s (q)	4.50	kN	
Reazione carichi q	q s (q)	4.70	kN/m	Solo su zona coperta da scala					

Per entrambi i casi si considerano il peso proprio della trave e del tavolato, nonché una porzione di carico accidentale esterno alla sagoma della scala, per il quale si considera una larghezza di influenza di 40 cm, pari al passo delle travi in legno.

Successivamente, per ognuna, si calcolano i pesi di tutte le parti che compongono la struttura e l'aliquota di carico accidentale. Per la TR1 il valore ottenuto è diviso per la lunghezza del lato corto del pannello nervato, 2.6 m, e diviso nuovamente per due, essendo appunto il numero di travi resistenti, ottenendo quindi dei carichi distribuiti; per la TR2, invece, il carico totale viene diviso per il numero di appoggi della scala, ovvero due, ottenendo carichi concentrati.

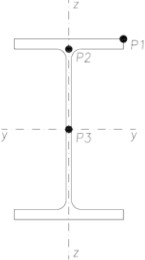
Si esegue ora un modello di entrambe le situazioni, in modo da determinare la situazione più gravosa. Le travi sono modellate con elementi beam e schema statico di semplice appoggio con lunghezza pari a 4.6 m. Si ottengono le seguenti sollecitazioni, rispettivamente per TR1 e TR2.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

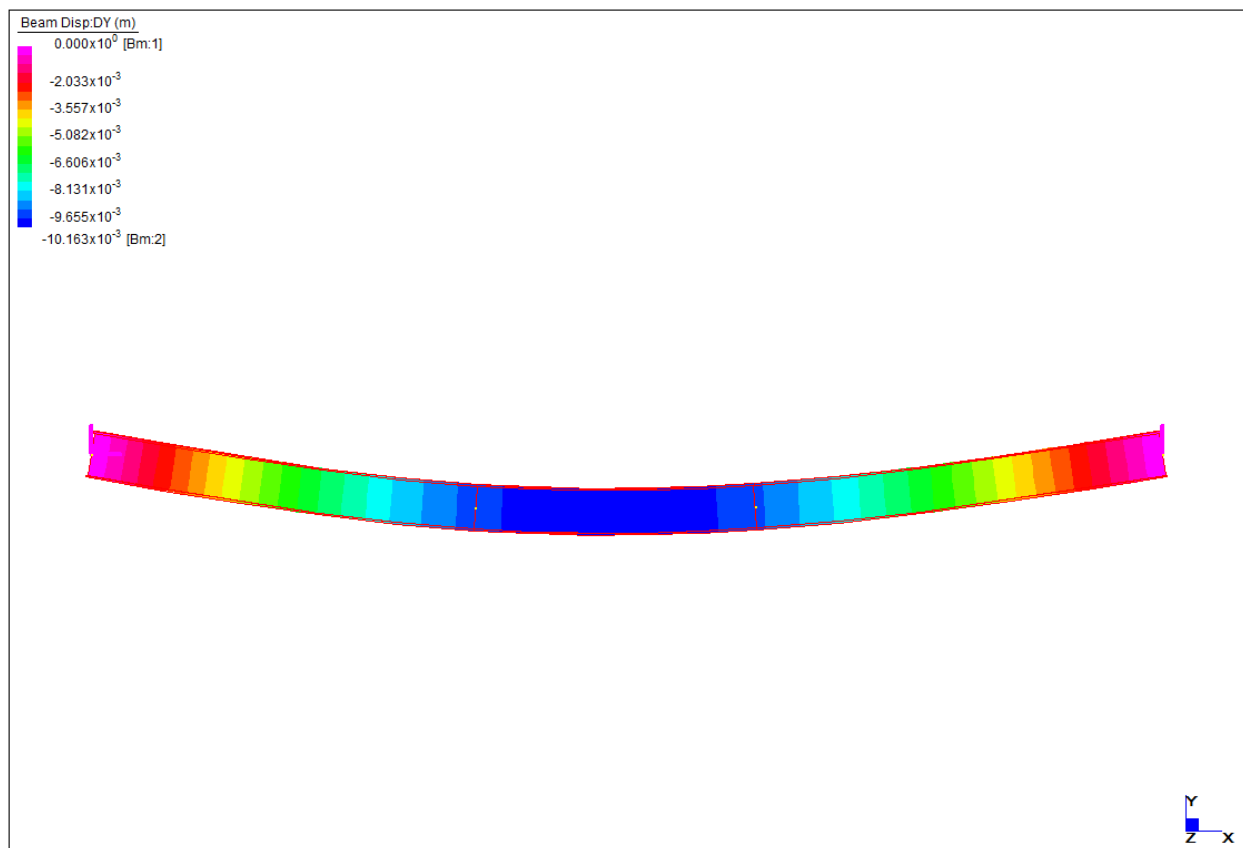
La situazione più sfavorevole è evidentemente la prima per la quale si riportano successivamente le verifiche SLU.

PROFILO ADOTTATO	IPE 200		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	200 mm	Altezza della sezione
	b =	100 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	5.6 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.5 mm	Spessore delle flange
	A =	2.85E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	1.94E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	2.85E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	1.10E+05 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	1.94E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.42E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>T</sub> =	5.17E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>ω</sub> =	1.30E+10 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	0.00 kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	27.10 kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	0.00 kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	26.40 kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima
	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	139.69 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	139.69 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.53	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	127.62 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	18.87 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	131.74 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.50	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	26.69 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	46.23 MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	0.18	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

#### 24.1.4 DEFORMABILITÀ

Si esegue inoltre per lo stesso caso la verifica SLE a deformabilità.



La deformazione massima pari a 10.16 mm è compatibile con il limite superiore imposto per i solai in generale di  $L/250$  pari a 18.4 mm.

## 24.2 Verifica cosciale

### 24.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I cosciali sono costituiti da piatti di spessore pari a 15mm e altezza minima pari a 160 mm. Per i cosciali non a ridosso del pannello nervato lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata, quelli più sollecitati sono quelli che sostengono la rampa più lunga, su cui gravano il peso proprio del cosciale stesso, dei gradini, dei pianerottoli e del parapetto, nonché il carico accidentale dato dalla folla di  $5 \text{ kN/m}^2$ .

### 24.2.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 24.2.3 VERIFICA DEI COSCIALI

Si riporta la verifica di resistenza del cosciale più sollecitato.

SOLLECITAZIONI COSCIALE			
Peso proprio scalini e pianerottolo	g1s	0.60	KN/mq
Peso proprio cosciale	g1c	0.19	KN/m
Peso proprio parapetto	g1p	1.22	kN/m
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	5.60	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	8.28	KN/mq
Interasse	i	0.60	m
Luce effettiva	L	4.10	m
Carico totale SLE /m ortogonale	qtot SLE	4.77	KN/m
Carico totale SLU /m ortogonale	qtot SLU	6.80	KN/m
Momento SLU	M,sd	14.30	KNm
Taglio SLU	V,sd	13.95	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	15	mm
Altezza	h	160	mm
Modulo di resistenza	W	64000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	223	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	9	MPa
Tensione VM	$\sigma$	224	MPa
Verifica	0.85		

La verifica risulta soddisfatta.

#### 24.2.4 DEFORMABILITÀ

Si riporta la verifica a deformabilità del cosciale più sollecitato, con le azioni determinate precedentemente.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	5120000	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	16.33	mm
L/f	L/ 251		

Per le verifiche a deformabilità si è considerato il limite di L/250 riferito alla categoria “Solai in generale” della Tabella 4.2.X delle NTC. La verifica risulta soddisfatta.

### 24.3 Verifica gradini e pianerottoli

#### 24.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I gradini sono costituiti da una lamiera presso piegata di spessore pari a 4 mm. L'elemento resistente è il piatto verticale che costituisce l'alzata, di altezza pari a 170 mm. Tra questi elementi quello più sollecitato è quello che divide il gradino e il pianerottolo, visto il carico maggiore; per quest'ultimo si assume una lunghezza di influenza pari a 1.2m/2 ed uno schema statico di semplice appoggio.

Il pianerottolo è costituito da una lamiera di spessore pari a 15 mm che poggia sui cosciali e sull'alzata del gradino precedentemente verificata, il suo schema statico è quindi quello di piastra appoggiata su quattro lati.

### 24.3.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 24.3.3 RESISTENZA GRADINO

Si riporta la verifica a resistenza del gradino.

SOLLECITAZIONI DA GRADINO			
Peso proprio	g1	0.50	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	5.50	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	8.15	KN/mq
Interasse	i	0.30	m
Luce	L	1.20	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	1.65	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	2.45	KN/m
Momento SLU	M,sd	0.44	KNm
Taglio SLU	V,sd	1.47	KN
SOLLECITAZIONI DA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	1.18	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	0.60	m
Luce	L	1.20	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	3.71	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	5.42	KN/m
Momento SLU	M,sd	0.98	KNm
Taglio SLU	V,sd	3.25	KN
SOLLECITAZIONI SU GRADINO PIU' SOLLECITATO			
Momento SLU	M,sd	1.42	KNm
Taglio SLU	V,sd	4.72	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	4	mm
Altezza	h	170	mm
Modulo di resistenza	W	19267	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	73	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	10	MPa
Tensione VM	$\sigma$	76	MPa
Verifica	29%		

La verifica risulta soddisfatta.

### 24.3.4 DEFORMABILITÀ GRADINO

Si riporta la verifica a deformabilità del gradino considerando le sollecitazioni determinate precedentemente.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	1637667	mm <sup>4</sup>
Freccia gradini	f	0.61	mm
L/f	L/ 1952		

La verifica risulta soddisfatta.

#### 24.3.5 RESISTENZA PIANEROTTOLO

La verifica viene condotta considerando comunque lo schema statico di trave su due appoggi.

SOLLECITAZIONI PIASTRA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	1.18	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	1.00	m
Luce	L	1.20	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	6.18	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	9.03	KN/m
Momento SLU	M,sd	1.63	KNm
Taglio SLU	V,sd	5.42	KN
VERIFICA SLU			
Larghezza	b	1000	mm
Altezza	h	15	mm
Modulo di resistenza	W	37500	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	σ	43	MPa
Tau (taglio)	τ	1	MPa
Tensione VM	σ	43	MPa
Verifica	0.17		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

#### 24.3.1 DEFORMABILITÀ PIANEROTTOLO

La verifica viene condotta considerando comunque lo schema statico di trave su due appoggi.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	281250	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	2.82	mm
L/f	L/ 425		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.



## 24.4 Parapetto sopra rampe

### 24.4.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I parapetti della scala sono formati da un piatto di spessore pari a 12 mm schematizzati come una mensola incastrata alla base. La verifica viene eseguita considerando come sollecitazione il carico orizzontale distribuito  $H_k$  riferito agli ambienti di categoria C3 pari a 3 kN/m e come schema statico quello di mensola incastrata alla base.

### 24.4.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 24.4.3 RESISTENZA PARAPETTO SCALA

Si riporta la verifica di resistenza.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	$H_k$	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	$h$	1.10	m
Interasse	$i$	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_a$	1.5	
Momento	$M_{sd}$	4.95	KNm
Taglio	$V_{sd}$	4.50	KN
Verifica parapetto			
Spessore	$s$	12	mm
Profondità	$l$	1000	mm
Modulo di resistenza	$W$	24000	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	$f_{yk}$	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	$f_{yd}$	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	206	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	206	MPa
Verifica		0.79	

La verifica risulta soddisfatta.

## 24.5 Parapetto piano primo

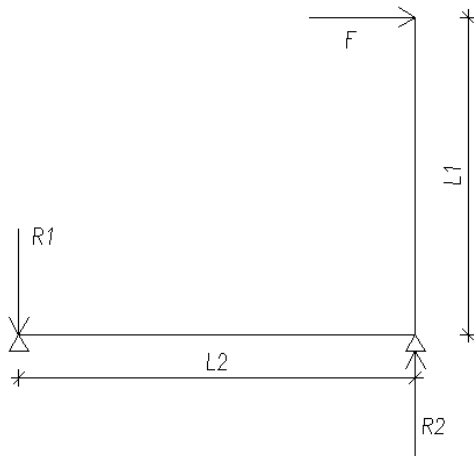
### 24.5.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il parapetto è formato da una lamiera di spessore pari a 12 mm. È necessario creare diversi elementi e non un elemento unico, affinché esso non abbia funzione strutturale.

La verifica viene eseguita considerando come sollecitazione il carico orizzontale distribuito  $H_k$  riferito agli ambienti di categoria C3 pari a 3 kN/m e come schema statico quello di mensola incastrata alla base.

A piano primo è necessario collegare un parapetto alla struttura esistente, formato da una lamiera di spessore 12mm. Inferiormente il parapetto è irrigidito da un'altra lamiera di 12mm posizionata lungo tutto il perimetro. A questo irrigidimento sono saldati dei profili ad L 80x80x8, i quali hanno il compito di dare stabilità al parapetto collegandosi alle travi in legno mediante viti. Lo schema statico del parapetto è, anche

in questo caso, quello di mensola incastrata alla base, mentre quello dei profili e di trave appoggiata con coppia concentrata ad un estremo.



#### 24.5.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### 24.5.3 RESISTENZA PARAPETTO

Si riporta la verifica di resistenza del parapetto.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	Hk	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	h	1.15	m
Interasse	i	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_a$	1.5	
Momento	M <sub>sd</sub>	5.18	KNm
Taglio	V <sub>sd</sub>	4.50	KN

Verifica parapetto			
Spessore	s	12	mm
Profondità	l	1000	mm
Modulo di resistenza	W	24000	mm <sup>3</sup>
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	216	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	216	MPa
Verifica		0.82	

La verifica risulta soddisfatta.

#### 24.5.4 RESISTENZA PROFILI A L

Le sollecitazioni che il parapetto trasferisce ai profili ad L dipende dal numero di profili stessi.

Si decide di ricreare dei moduli di parapetto aventi ognuno 4 profili ad L, posizionati in due coppie. Si ottiene che la lunghezza massima che tale modulo raggiunge è di 1.7m.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Sollecitazioni parapetto	F	4.50 kN/m
Altezza parapetto	h	1.15 m
Lunghezza spezzone parapetto	l	<b>1.7</b> m
Lunghezza profilo L	L	<b>0.75</b> m
Numero di assi per spessore	a	<b>2</b>
Numero profili per asse	p	<b>2</b>
Sollecitazioni massime su singolo L	M max	2.20 kNm
	T max	2.93 kN
	N max	1.91 kN

PROFILO ADOTTATO	<b>L80x80x8</b>		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	80 mm	Altezza della sezione
	b =	80 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	8.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	1.23E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	1.26E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	1.26E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	0.00E+00 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	7.23E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	7.23E+05 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	3.82E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>0</sub> =	8.85E+08 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>1.91</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>2.20</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>2.93</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima
	VERIFICA DI RESISTENZA CON σ <sub>max</sub>		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.56 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	174.83 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>176.39</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.67</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA CON τ <sub>max</sub>		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	1.56 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	97.41 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	10.39 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>Ed</sub> =	<b>100.59</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.38</b>	VERIFICATO

Si osserva come, con tale lunghezza, il profilo risulti verificato.

## 24.6 Verifica collegamento cosciale – pannello nervato

### 24.6.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

È necessario inoltre verificare il collegamento del cosciale con il pannello nervato, il quale crea l'appoggio del cosciale stesso. Il collegamento avviene forando il cosciale in alcuni punti, questi fori sono successivamente il punto in cui si crea la saldatura con il pannello nervato, il loro diametro è pari a 20 mm e ne è presente uno ogni 30 cm. Il collegamento deve essere in grado di trasferire le azioni derivanti dal cosciale al pannello.

### 24.6.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 24.6.3 RESISTENZA

Il taglio agente sulla singola saldatura è pari a  $13.95 \times 2/4 = 6.98$  kN, avendo due cosciali che scaricano su 4 saldature. Si riporta successivamente la verifica.

VERIFICA SALDATURE UNIONE COSCIALE-PANNELLO		
Passo saldature	p	300 mm
Numero saldature	n	4
Diametro saldature	Ø	20 mm
Spessore saldatura	s	15 mm
Coefficiente Tab 4.2.XIV	β1	0.7
	β2	0.85
Acciaio	f <sub>yk</sub>	275 MPa
Sollecitazioni da parapetto	T <sub>max</sub>	6.98 kN
Area resistente	A	314.16 mm <sup>2</sup>
Tensione tangenziale	τ	22.20 Mpa
Verifica: β1 * f <sub>yk</sub>	192.5	VERIFICATO
Verifica: β2 * f <sub>yk</sub>	233.75	VERIFICATO

I cosciali lungo il pannello non lavorano come trave appoggiata ma sono collegati allo stesso mediante saldatura. La verifica delle saldature in questa situazione si ritiene implicitamente soddisfatta.

## 24.7 Verifica collegamento parapetto – cosciale

### 24.7.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il parapetto è collegato al cosciale mediante delle saldature. Il pannello costituente il cosciale viene forato in alcuni punti, questi fori sono successivamente il punto in cui si crea la saldatura con il parapetto il loro diametro è pari a 20 mm e ne sono 2 ogni 30 cm. Il collegamento deve essere in grado di trasferire le azioni dal parapetto al cosciale.

### 24.7.2 MATERIALE

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 24.7.3 RESISTENZA

L'area resistente della saldatura viene scelta come il minimo tra l'area del cerchio di base del cilindro e l'area laterale del cilindro, in questo caso la prima è inferiore alla seconda. Sia il momento che il taglio del pannello si traducono in una forza di trazione sulla saldatura. Si riporta successivamente la verifica.

VERIFICA SALDATURE UNIONE PARAPETTO - COSCIALE		
Passo saldature	p	<b>300</b> mm
Numero saldature	n	<b>2</b>
Diametro saldature	Ø	<b>20</b> mm
Spessore saldatura	s	<b>12</b> mm
Braccio saldature	b	<b>80</b> mm
Coefficiente Tab 4.2.XIV	$\beta_1$	<b>0.7</b>
	$\beta_2$	<b>0.85</b>
Acciaio	f <sub>yk</sub>	<b>275</b> MPa
Sollecitazioni da parapetto	M <sub>max</sub>	1.49 kNm
	T <sub>max</sub>	1.35 kN
Area resistente	A	314.16 mm <sup>2</sup>
Trazione dovuta al taglio	Tr(T)	0.675 kN
Trazione dovuta al momento	Tr(M)	18.56 kN
Tensione ortogonale	$\sigma$ (Tr)	61.23 Mpa
Verifica: $\beta_1 * f_{yk}$	192.5	<b>VERIFICATO</b>
Verifica: $\beta_2 * f_{yk}$	233.75	<b>VERIFICATO</b>

La verifica risulta soddisfatta.

## 24.8 Verifica collegamento parapetto piano primo

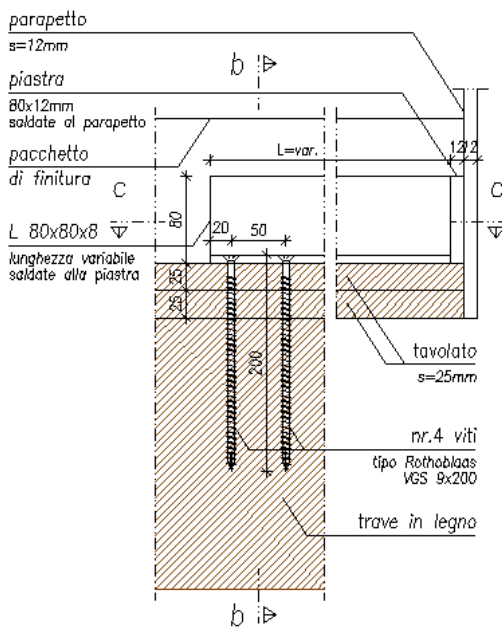
### 24.8.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento è eseguito utilizzando viti tipo Rothoblaas VGS 9x200, sollecitate a trazione e a taglio derivanti dai profili a L.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

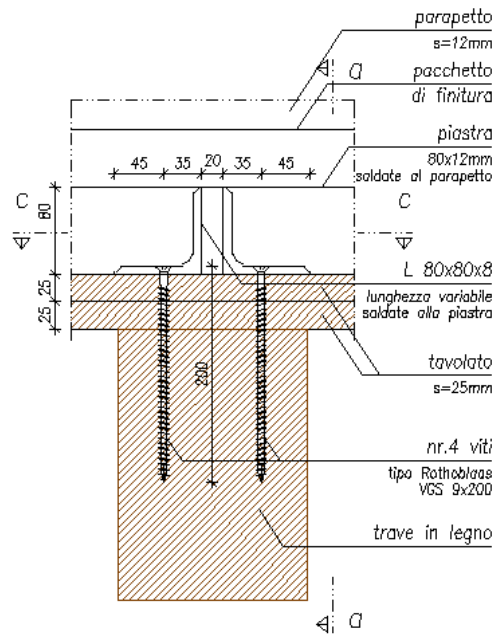
SEZIONE a-a

SCALA 1:5 – quote in mm



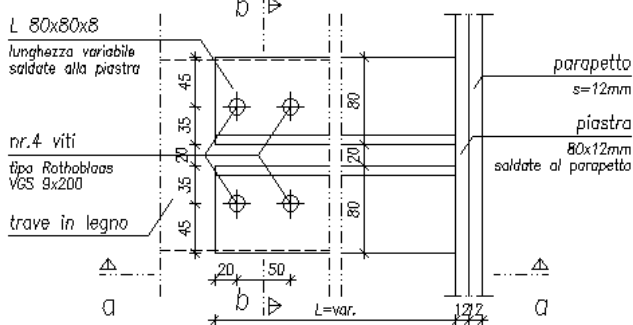
SEZIONE b-b

SCALA 1:5 – quote in mm



SEZIONE c-c

SCALA 1:5 – quote in mm



N.B.: PER LE LUNGHEZZE EFFETTIVE  
 DEI PROFILI SI VEDA LA RELATIVA  
 PIANTE DI PIANO PRIMO

## 24.8.2 MATERIALI

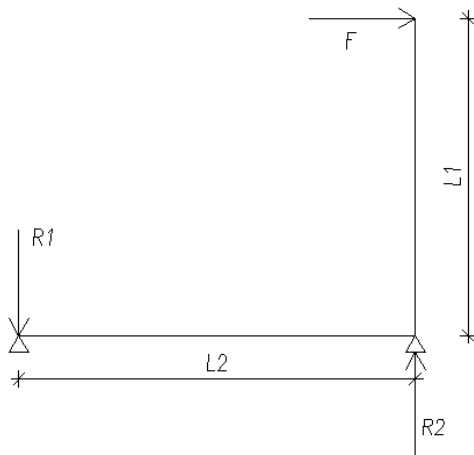
Le viti sono composte da acciaio ad alta resistenza ( $f_y, k = 1000 \text{ N/mm}^2$ ).

## 24.8.3 MATERIALE

Il coefficiente di sicurezza sul materiale è assunto pari a 1.5 mentre il coefficiente che tiene conto della durata del carico pari a 0.9.

La sollecitazione è determinata facendo riferimento allo schema statico riportato.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



$$N = (F \cdot L_1 / L_2) / N_{profilo} = [(4.5 \cdot 1.7) \cdot 1.15 / 0.75] / 4 = 2.93 \text{ kN}$$

VERIFICA A ESTRAZIONE		
Coefficiente	k mod	<b>0.9</b>
Coefficiente	gamma m	<b>1.5</b>
Resistenza caratteristica	R ax,k	<b>18.19</b> kN
Resistenza progetto	R ax,d	10.91 kN
Numero viti per L	n	<b>2</b>
Sollecitazione a trazione	T ed	2.93 kN
Resistenza a trazione	T rd	21.83 kN
Verifica		<b>13%</b> VERIFICATO

VERIFICA A TAGLIO		
Resistenza caratteristica	R v,k	<b>3.4</b> kN
Resistenza progetto	R ax,d	2.04 kN
Sollecitazione a taglio	N ed	1.91 kN
Resistenza taglio	N rd	4.08 kN
Verifica		<b>47%</b> VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

## 25 INTERVENTO 18

### 25.1 Verifica cosciali

#### 25.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I cosciali sono costituiti da piatti di spessore pari a 15mm e altezza minima pari a 150 mm. Lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata. L'elemento deve resistere ai pesi propri del cosciale stesso, del gradino e del pianerottolo, nonché al carico accidentale dato dalla folla pari a 5 kN/m<sup>2</sup>.

#### 25.1.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### 25.1.3 RESISTENZA

Si riportano successivamente le verifiche di resistenza del cosciale della seconda rampa, che presenta una lunghezza leggermente maggiore.

SOLLECITAZIONI COSCIALE			
Peso proprio scalini e pianerottolo	g1s	0.60	KN/mq
Peso proprio cosciale	g1c	0.18	KN/m
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	5.60	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	8.28	KN/mq
Interasse	i	0.53	m
Luce effettiva	L	4.2	m
Carico totale SLE /m ortogonale	qtot SLE	3.12	KN/m
Carico totale SLU /m ortogonale	qtot SLU	4.58	KN/m
Momento SLU	M,sd	10.09	KNm
Taglio SLU	V,sd	9.61	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	15	mm
Altezza	h	150	mm
Modulo di resistenza	W	56250	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	σ	179	MPa
Tau (taglio)	τ	6	MPa
Tensione VM	σ	180	MPa
Verifica	0.69		

La verifiche risultano soddisfatte.

#### 25.1.4 DEFORMABILITÀ

Si riportano le verifica a deformabilità considerando le azioni definite in precedenza.



VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	4218750	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	14.25	mm
L/f	L/ 295		

Per le verifiche a deformabilità si è considerato il limite di L/250 riferito alla categoria “Solai in generale” della Tabella 4.2.X delle NTC. La verifica risulta verificata.

## 25.2 Verifica gradini e pianerottoli

### 25.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

I gradini sono costituiti da una lamiera presso piegata di spessore pari a 4 mm. L'elemento resistente è il piatto verticale che costituisce l'alzata, di altezza pari a 170 mm. Tra questi elementi quello più sollecitato è quello che divide il gradino e il pianerottolo, visto il carico maggiore; per quest'ultimo si assume una lunghezza di influenza pari a  $1.02m/4$ , in quanto il pianerottolo è una piastra appoggiata su quattro lati.

Il pianerottolo è costituito da una lamiera di spessore pari a 15 mm che poggia su due cosciali, sulla piastra collegata al muro e sull'alzata del gradino precedentemente verificata, il suo schema statico è quindi quello di piastra appoggiata su quattro lati.

### 25.2.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 25.2.3 RESISTENZA GRADINO

Si riporta la verifica di resistenza.

SOLLECITAZIONI DA GRADINO			
Peso proprio	g1	0.50	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	5.50	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	8.15	KN/mq
Interasse	i	0.30	m
Luce	L	1.08	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	1.65	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	2.45	KN/m
Momento SLU	M,sd	0.36	KNm
Taglio SLU	V,sd	1.32	KN
SOLLECITAZIONI DA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	1.18	KN/mq
Carico permanente	g2	0.00	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	5.00	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	0.26	m
Luce	L	1.08	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	1.58	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	2.30	KN/m
Momento SLU	M,sd	0.34	KNm
Taglio SLU	V,sd	1.24	KN
SOLLECITAZIONI SU GRADINO PIU' SOLLECITATO			
Momento SLU	M,sd	0.69	KNm
Taglio SLU	V,sd	2.56	KN
VERIFICA SLU			
Spessore	b	4	mm
Altezza	h	170	mm
Modulo di resistenza	W	19267	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	36	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	6	MPa
Tensione VM	$\sigma$	37	MPa
Verifica	14%		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

#### 25.2.4 DEFORMABILITÀ GRADINO

Si riporta la verifica di deformabilità considerando le azioni definite in precedenza.

VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	1637667	mm <sup>4</sup>
Freccia gradini	f	0.40	mm
L/f	L/ 2678		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

#### 25.2.5 RESISTENZA PIANEROTTOLO

La verifica viene condotta considerando comunque lo schema statico di trave su due appoggi.

SOLLECITAZIONI PIASTRA PIANEROTTOLO			
Peso proprio	g1	<b>1.18</b>	KN/mq
Carico permanente	g2	<b>0.00</b>	KN/mq
Carico accidentale (cat. C2)	q	<b>5.00</b>	KN/mq
Carico totale SLE	qtot SLE	6.18	KN/mq
Carico totale SLU	qtot SLU	9.03	KN/mq
Interasse	i	<b>1.00</b>	m
Luce	L	<b>1.08</b>	m
Carico totale SLE /m	qtot SLE	<b>6.18</b>	KN/m
Carico totale SLU /m	qtot SLU	<b>9.03</b>	KN/m
Momento SLU	M,sd	1.32	KNm
Taglio SLU	V,sd	4.88	KN
VERIFICA SLU			
Larghezza	b	<b>1000</b>	mm
Altezza	h	<b>15</b>	mm
Modulo di resistenza	W	37500	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	<b>275</b>	MPa
Resistenza progetto acciaio	fyd	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	35	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	0	MPa
Tensione VM	$\sigma$	35	MPa
Verifica	0.13		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

### 25.2.6 DEFORMABILITÀ PIANEROTTOLO

La verifica viene condotta considerando le azioni definite precedentemente.

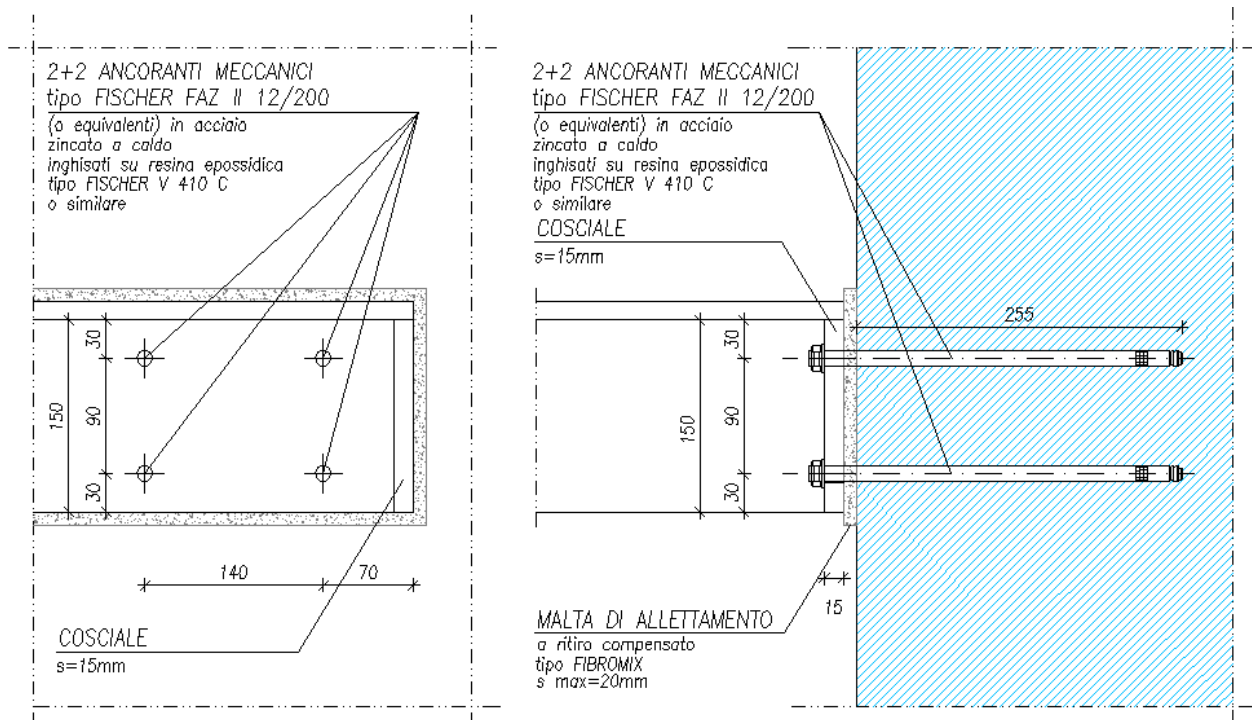
VERIFICA SLE			
Modulo elastico	E	210000	MPa
Momento d'inerzia	J	281250	mm <sup>4</sup>
Freccia pianerottolo	f	1.85	mm
L/f	L/ 583		

Come si può notare la verifica risulta soddisfatta.

## 25.3 Verifica collegamento cosciale – muro

### 25.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento del cosciale al muro avviene mediante una piastra di spessore pari a 15 mm, saldata al cosciale e collegata al muro mediante ancoraggi meccanici tipo Fisher FAZ II 12. Ogni cosciale scarica su quattro ancoraggi che risultano quindi sollecitati a taglio.



### 25.3.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato per le piastre è acciaio S 275 JR.

### 25.3.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica degli stessi considerando cautelativamente un valore di taglio resistente del singolo ancoraggio pari a 3 kN.

SOLLECITAZIONI ANCORAGGIO		
Taglio massimo cosciale	T	9.93 kN
Numero ancoraggi	n	4
Taglio sull'ancoraggio dovuto a T	V Ed	2.48 kN
RESISTENZA A TAGLIO		
Resistenza assunta	V Rd	3.00 kN
Verifica V ed/V Sd	VERIFICATO	83%

Il collegamento risulta verificato.

Tali caratteristiche di resistenza andranno confermate in fase di esecuzione mediante opportune prove di carico.

## **26 INTERVENTO 19**

### **26.1 Verifica colonne**

#### **26.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI**

Nel soppalco sono presenti due colonne HEA 100 che collegano il solaio di piano primo al primo livello della struttura e altre due, invece, che collegano il primo e il secondo livello. Le prime, dovendo sopportare un'area d'influenza maggiore, sono più sollecitate, per tale motivo si eseguiranno le verifiche solo per quest'ultime. Lo schema statico è di ritto pendolare. Il controventamento orizzontale alla struttura è garantito dalle murature perimetrali dell'edificio. Le azioni che sollecitano la colonna sono il peso proprio di tutti gli elementi soprastanti come lamiera grecata, travi principali e secondarie, nonché un carico che si assume pari a  $1.5 \text{ kN/m}^2$ , dato dalla somma dei carichi permanenti non strutturali e accidentale ( $g_2+q$ ).

#### **26.1.2 MATERIALI**

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

#### **26.1.3 RESISTENZA**

La colonna è sollecitata a solo sforzo normale, indotto dalla reazione vincolare della trave principale, pari a 17.54 kN, si veda a tal proposito il relativo paragrafo.

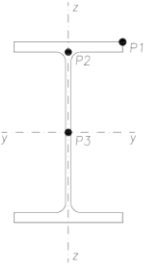
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>HEA 100</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	96 mm	Altezza della sezione
	b =	100 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	5.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	2.12E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	7.28E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	2.68E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	4.15E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	3.49E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.34E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	3.75E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	2.58E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>17.54</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	8.27 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>8.27</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.03</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	8.27 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>8.27</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.03</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	8.27 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>8.27</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.03</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

## 26.1.4 STABILITÀ

Si riporta la verifica di stabilità dello stesso profilo.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		HEA 100	
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	A <sub>sez</sub> =	2.12E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	7.28E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	2.68E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	J <sub>y</sub> =	3.49E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse forte
	J <sub>z</sub> =	1.34E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia asse debole
	J <sub>T</sub> =	3.75E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>0</sub> =	2.58E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE MEMBRATURA	I <sub>0,y</sub> =	3 200 mm	lunghezza libera d'inflexione asse forte
	I <sub>0,z</sub> =	3 200 mm	lunghezza libera d'inflexione asse debole
	I <sub>cr</sub> =	3 200 mm	lunghezza libera di svergolamento
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>m</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo
SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	17.54 kN	Forza di compressione di calcolo
	M <sub>y,Ed,max</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo max, y
	M <sub>y,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, y
	M <sub>y,m</sub> =	0.00 kNm	Momento medio, y
	si		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,y,Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo y
	M <sub>z,Ed,max</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo max, z
	M <sub>z,Ed,min</sub> =	0.00 kNm	Momento di estremità di modulo min, z
	M <sub>z,m</sub> =	0.00 kNm	Momento medio, z
	NO		Momento flettente variabile linearmente tra i valori di estremità e asta vincolata agli estremi
	M <sub>eq,z,Ed</sub> =	0.00 kNm	Momento equivalente di calcolo z
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSIONALE	N <sub>cr,y</sub> =	706.39 kN	carico critico euleriano asse forte
	N <sub>cr,z</sub> =	271.22 kN	carico critico euleriano asse debole
	α =	0.49	fattore di imperfezione
	λ =	1.47	snellezza flessionale adimensionale
	Φ =	1.88	parametro di calcolo
	χ <sub>min</sub> =	0.33	fattore di instabilità flessionale
PARAMETRI DI SNELLEZZA FLESSO-TORSIONALE	M* <sub>cr</sub> =	31.02 kNm	momento critico euleriano svergolamento*
	α <sub>LT</sub> =	0.34	fattore di imperfezione
	λ <sub>k,LT</sub> =	0.80	snellezza flessotorsionale adimensionale
	Φ <sub>LT</sub> =	0.93	parametro di calcolo
	k <sub>c</sub> =	0.91	coefficiente correttivo momento flettente
	f =	0.96	fattore di distribuzione momento flettente
	χ <sub>LT</sub> =	0.76	fattore di instabilità flesso-torsionale
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSIONALE (METODO A)	N <sub>b,Rd</sub> =	180.88 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	18.59 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	6.57 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.10	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione z
	VERIFICA C4.2.32	0.10	VERIFICATO
VERIFICA DI STABILITÀ FLESSO-TORSIONALE (METODO A)	N <sub>b,Rd</sub> =	180.88 kN	Sforzo normale resistente di progetto
	M <sub>b,y,Rd</sub> =	14.06 kNm	Momento resistente y di progetto
	M <sub>b,z,Rd</sub> =	6.57 kNm	Momento resistente z di progetto
	N <sub>Ed</sub> / N <sub>b,Rd</sub> =	0.10	Rapporto di resistenza a compressione
	M <sub>y,Ed</sub> / M <sub>b,y,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione y
	M <sub>z,Ed</sub> / M <sub>b,z,Rd</sub> =	0.00	Rapporto di resistenza a flessione z
	VERIFICA C4.2.36	0.10	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

## 26.2 Verifica travi principali

### 26.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Osservando i profili IPE 180 possono individuarsi tre situazioni:

- Trave al primo livello, lunghezza 6030 mm, schema statico di trave semplicemente appoggiata con sbalzo da un lato;
- Trave al primo livello, lunghezza 3472 mm, schema statico di trave semplicemente appoggiata con carico distribuito e concentrato proveniente dalla colonna in falso;
- Trave al secondo livello, lunghezza 1600 mm, schema statico di trave semplicemente.

È evidente come la situazione più sfavorevole sia la prima, per tale motivo si eseguono le verifiche solo di tale configurazione, considerando le rimanenti implicitamente verificate.

Le azioni sollecitanti derivano dal peso proprio degli elementi che scaricano sulla trave stessa e dal carico assunto pari a  $g_2+q=1.5 \text{ kN/m}^2$ .

### 26.2.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.2.3 RESISTENZA

Le travi IPE 180 in oggetto di verifica hanno schema statico di appoggio - appoggio con sbalzo da un lato. Si riporta nel seguito la verifica di resistenza dei profili, calcolando a favore di sicurezza il momento in campata come se non fosse presente lo sbalzo.

Si assume, per brevità e a favore di sicurezza, che la massima sollecitazione flettente e tagliante agiscano sulla stessa sezione.

TRAVI PRINCIPALI			
Peso proprio elementi strutturali	$g_1 \text{ k}$	0.30 kN/mq	
Peso proprio elementi portati	$g_2 \text{ k}$	0.00 kN/mq	
Carico accidentale	$q \text{ k}$	1.50 kN/mq	
Carico combinato agli SLU al $\text{m}^2$	$q \text{ SLU}$	2.64 kN/mq	
Lunghezza d'influenza	$i$	1.75 m	
Carico combinato agli SLU al m	$q \text{ SLU}$	4.62 kN/m	
		<b>Campata</b>	<b>Sbalzo</b>
Lunghezza di riferimento	$l$	4.9 m	1.2 m
Sollecitazioni	$M$	13.87 kNm	3.33 kNm
	$V$	11.32 kN	5.54 kN



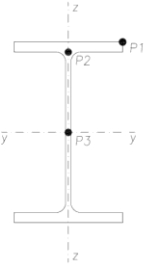
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>IPE 180</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	180 mm	Altezza della sezione
	b =	91 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	5.3 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	2.39E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	1.46E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	2.22E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	8.32E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	1.32E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.01E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	3.92E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	7.43E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>13.87</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>11.32</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	94.97 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>94.97</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.36</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	86.33 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	9.68 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>87.95</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.34</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	13.49 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>23.37</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.09</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

## 26.2.4 DEFORMABILITÀ

Si riporta nel seguito la verifica di deformabilità dei profili.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		IPE 180			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	180 mm	Altezza della sezione		
	b =	91 mm	Larghezza delle flange		
	t <sub>w</sub> =	5.3 mm	Spessore dell'anima		
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange		
	A =	2.39E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione		
	W <sub>y</sub> =	1.46E+05 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte		
	W <sub>z</sub> =	2.22E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole		
	S <sub>y</sub> =	8.32E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.		
	J <sub>y</sub> =	1.32E+07 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte		
	J <sub>z</sub> =	1.01E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole		
	J <sub>T</sub> =	3.92E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale		
	J <sub>oi</sub> =	7.43E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria		
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico		
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson		
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale		
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica		
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale		
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	L =	4.90 m	Luce di calcolo		
	L <sub>inf</sub> =	1.75 m	Larghezza di influenza		
CARICHI ELEMENTARI	G <sub>1</sub> =	0.30 kN/mq	Peso proprio strutturale		
	G <sub>2</sub> =	0.00 kN/mq	Sovraccarico permanente		
	Q =	1.50 kN/mq	Sovraccarico accidentale		
AZIONI DI PROGETTO	g <sub>1</sub> =	0.53 kN/m	Peso proprio strutturale		
	g <sub>2</sub> =	0.00 kN/m	Sovraccarico permanente		
	q =	2.63 kN/m	Sovraccarico accidentale		
SCHEMA STATICO	X	5/384	1	SEMPLICE APPOGGIO	
		1/192	1	TRAVE CONTINUA	
		1/8	2	TRAVE A SBALZO	
FRECCIE DI CALCOLO	δ <sub>c</sub> =	0.0 mm	Monta iniziale della trave		
	δ <sub>G1</sub> =	1.4 mm	Freccia per peso proprio strutturale		
	δ <sub>G2</sub> =	0.0 mm	Freccia per sovraccarico permanente		
	δ <sub>1</sub> =	1.4 mm	Freccia per carico permanente		
	δ <sub>2</sub> =	7.1 mm	Freccia per carico accidentale		
	δ <sub>tot</sub> =	8.5 mm	Freccia totale elastica		
	δ <sub>max</sub> =	8.5 mm	Freccia nello stato finale		
<hr/>					
	Elementi strutturali		L/δ <sub>max</sub>	L/δ <sub>2</sub>	
	Coperture in generale		200	250	
	Coperture praticabili		250	300	
X	Solai in generale		250	300	
	Solai o coperture che reggono materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili		250	350	
	Solai che supportano colonne		400	500	
	Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio		250		
<hr/>					
RAPPORTI DI DEFORMAZIONE	L/δ <sub>max</sub>	573	>	250	OK
	L/δ <sub>2</sub>	688	>	300	OK

La verifica risulta soddisfatta.

## 26.3 Verifica travi secondarie

### 26.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Le travi secondarie al primo livello del soppalco sono poste ad un interasse di 1.933 m ed hanno una lunghezza pari a 3.472 m, lo schema statico è di trave semplicemente appoggiata. Vi sono inoltre due travi HEA 100 anche al secondo livello, di lunghezza 2.886 m, che, essendo appunto più corte e con un interasse inferiore, non necessitano della relativa verifica.

Le azioni sollecitanti derivano dal peso proprio degli elementi che scaricano sulla trave stessa e dal carico assunto pari a  $g_2+q=1.5 \text{ kN/m}^2$ .

### 26.3.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.3.3 RESISTENZA

Si assume, per brevità e a favore di sicurezza, che la massima sollecitazione flettente e tagliante agiscano sulla stessa sezione.

Si assume cautelativamente un peso proprio  $g_1$  agente su di esse pari a  $0.3 \text{ kN/m}$ .

TRAVI SECONDARIE		
Peso proprio elementi strutturali	$g_1 \text{ k}$	<b>0.30</b> kN/mq
Peso proprio elementi portati	$g_2 \text{ k}$	<b>0.00</b> kN/mq
Carico accidentale	$q \text{ k}$	<b>1.50</b> kN/mq
Carico combinato agli SLU al $\text{m}^2$	$q \text{ SLU}$	2.64 kN/mq
Interasse travi secondarie	$i$	2 m
Carico combinato agli SLU al m	$q \text{ SLU}$	5.28 kN/m
Lunghezza travi secondarie	$l$	3.5 m

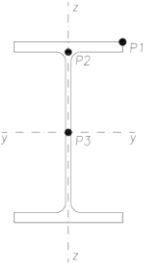
PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO	<b>HEA 100</b>
------------------	----------------

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	96 mm	Altezza della sezione
	b =	100 mm	Larghezza delle flange
	t <sub>w</sub> =	5.0 mm	Spessore dell'anima
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange
	A =	2.12E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione
	W <sub>y</sub> =	7.28E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte
	W <sub>z</sub> =	2.68E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole
	S <sub>y</sub> =	4.15E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.
	J <sub>y</sub> =	3.49E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte
	J <sub>z</sub> =	1.34E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole
	J <sub>t</sub> =	3.75E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale
	J <sub>oi</sub> =	2.58E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale
	f <sub>y,k</sub> =	<b>275</b> MPa	Resistenza caratteristica
	γ <sub>M</sub> =	<b>1.05</b>	Coefficiente di sicurezza del materiale
	f <sub>y,d</sub> =	<b>262</b> MPa	Resistenza di calcolo

SOLLECITAZIONI SEZIONE	N <sub>Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo assiale di calcolo
	M <sub>y,Ed</sub> =	<b>8.09</b> kNm	Momento flettente nel piano forte
	M <sub>z,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kNm	Momento flettente nel piano debole
	V <sub>y,Ed</sub> =	<b>0.00</b> kN	Sforzo di taglio parallelo alle ali
	V <sub>z,Ed</sub> =	<b>9.24</b> kN	Sforzo di taglio parallelo all'anima

	VERIFICA DI RESISTENZA - P1		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	111.06 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>111.06</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.42</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P2		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	92.66 MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	16.94 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>97.20</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.37</b>	VERIFICATO
	VERIFICA DI RESISTENZA - P3		
	σ <sub>N,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione normale dovuta a N
	σ <sub>M<sub>y</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>y</sub>
	σ <sub>M<sub>z</sub>,Ed</sub> =	<b>0.00</b> MPa	Tensione normale dovuta a M <sub>z</sub>
	τ <sub>V<sub>y</sub>,Ed</sub> =	0.00 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>y</sub>
	τ <sub>V<sub>z</sub>,Ed</sub> =	21.97 MPa	Tensione tangenziale dovuta a V <sub>z</sub>
	σ <sub>id,Ed</sub> =	<b>38.06</b> MPa	Tensione ideale di Von Mises
	VERIFICA 4.2.5	<b>0.15</b>	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

### 26.3.4 DEFORMABILITÀ

È necessario inoltre verificare le deformazioni agli SLE. Si riporta nel seguito la verifica di deformabilità dei profili.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

PROFILO ADOTTATO		HEA 100			
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE	h =	96 mm	Altezza della sezione		
	b =	100 mm	Larghezza delle flange		
	t <sub>w</sub> =	5.0 mm	Spessore dell'anima		
	t <sub>f</sub> =	8.0 mm	Spessore delle flange		
	A =	2.12E+03 mm <sup>2</sup>	Area della sezione		
	W <sub>y</sub> =	7.28E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse forte		
	W <sub>z</sub> =	2.68E+04 mm <sup>3</sup>	Modulo resistente asse debole		
	S <sub>y</sub> =	4.15E+04 mm <sup>3</sup>	Momento statico asse forte di mezza sez.		
	J <sub>y</sub> =	3.49E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano forte		
	J <sub>z</sub> =	1.34E+06 mm <sup>4</sup>	Momento d'inerzia nel piano debole		
	J <sub>T</sub> =	3.75E+04 mm <sup>4</sup>	Momento di inerzia torsionale		
	J <sub>ω</sub> =	2.58E+09 mm <sup>6</sup>	Momento di inerzia torsionale secondaria		
CARATTERISTICHE DEL MATERIALE	E =	210 000 MPa	Modulo elastico		
	ν =	0.3	Coefficiente di Poisson		
	G =	80 769 MPa	Modulo di elasticità trasversale		
	f <sub>y,k</sub> =	275 MPa	Resistenza caratteristica		
	γ <sub>M</sub> =	1.05	Coefficiente di sicurezza del materiale		
	f <sub>y,d</sub> =	262 MPa	Resistenza di calcolo		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVE	L =	3.50 m	Luce di calcolo		
	L <sub>inf</sub> =	2.00 m	Larghezza di influenza		
CARICHI ELEMENTARI	G <sub>1</sub> =	0.30 kN/mq	Peso proprio strutturale		
	G <sub>2</sub> =	0.00 kN/mq	Sovraccarico permanente		
	Q =	1.50 kN/mq	Sovraccarico accidentale		
AZIONI DI PROGETTO	g <sub>1</sub> =	0.60 kN/m	Peso proprio strutturale		
	g <sub>2</sub> =	0.00 kN/m	Sovraccarico permanente		
	q =	3.00 kN/m	Sovraccarico accidentale		
SCHEMA STATICO	X	5/384	1	SEMPLICE APPOGGIO	
		1/192	1	TRAVE CONTINUA	
		1/8	2	TRAVE A SBALZO	
FRECCIE DI CALCOLO	δ <sub>c</sub> =	0.0 mm	Monta iniziale della trave		
	δ <sub>G1</sub> =	1.6 mm	Freccia per peso proprio strutturale		
	δ <sub>G2</sub> =	0.0 mm	Freccia per sovraccarico permanente		
	δ <sub>1</sub> =	1.6 mm	Freccia per carico permanente		
	δ <sub>2</sub> =	8.0 mm	Freccia per carico accidentale		
	δ <sub>tot</sub> =	9.6 mm	Freccia totale elastica		
	δ <sub>max</sub> =	9.6 mm	Freccia nello stato finale		
<hr/>					
	Elementi strutturali		L/δ <sub>max</sub>	L/δ <sub>2</sub>	
	Coperture in generale		200	250	
	Coperture praticabili		250	300	
X	Solai in generale		250	300	
	Solai o coperture che reggono materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili		250	350	
	Solai che supportano colonne		400	500	
	Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio		250		
<hr/>					
RAPPORTI DI DEFORMAZIONE	L/δ <sub>max</sub>	365	>	250	OK
	L/δ <sub>2</sub>	438	>	300	OK

La verifica risulta soddisfatta.

## 26.4 Verifica lamiera grecata

### 26.4.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Si prevede di disporre una lamiera grecata tipo METECNO A55/P770 sp. 6/10mm che lavora su schema di semplice appoggio, oltre al peso proprio si considera agente anche un carico pari a  $g_2+q=1.5 \text{ kN/m}^2$ .

### 26.4.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.4.3 CARICO LIMITE


Si assume, a favore di sicurezza, che il sovraccarico massimo agente sull'orizzontamento sia pari a:

$$g_{2k} + q_k = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

Da cui un carico di progetto pari a 2.25 kN/m.

La luce massima della lamiera grecata è pari a: 1.93 m.

Di seguito si riporta la tabella contenente le luci massime consentite in funzione del sovraccarico agente per il solaio in oggetto.

S mm	SEZIONE LORDA					Larghezza efficace appoggio: 50 mm													
	Peso Kg/m <sup>2</sup>	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup> /m	W <sub>e,inf</sub> cm <sup>3</sup> /m	W <sub>e,sup</sub> cm <sup>3</sup> /m	W <sub>p</sub> cm <sup>3</sup> /m														
						l = m	1	1,25	1,5	1,75	2	2,25	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4
0,6	7,64	40,40	14,96	14,96	17,13	p = (daN/m <sup>2</sup> )	1000	800	555	405	310	230	165	120	90	70	55		
0,7	8,92	46,76	17,32	17,32	19,91		1000	1000	715	525	390	270	195	140	105	80	65	50	
0,8	10,19	53,69	19,88	19,88	22,97		1000	1000	875	640	450	315	225	165	125	95	75	60	
1,0	12,74	66,38	24,58	24,58	28,67		1000	1000	1000	870	580	400	290	215	160	125	95	75	60

Per una lamiera grecata di spessore 0.6mm e luce massima pari a 2.00 m il sovraccarico uniformemente distribuito consentito è pari a 3.1 kN/m<sup>2</sup>, superiore a quello di calcolo 2.25 kN/m<sup>2</sup>.

## 26.5 Verifica collegamento HEA 100 – muro

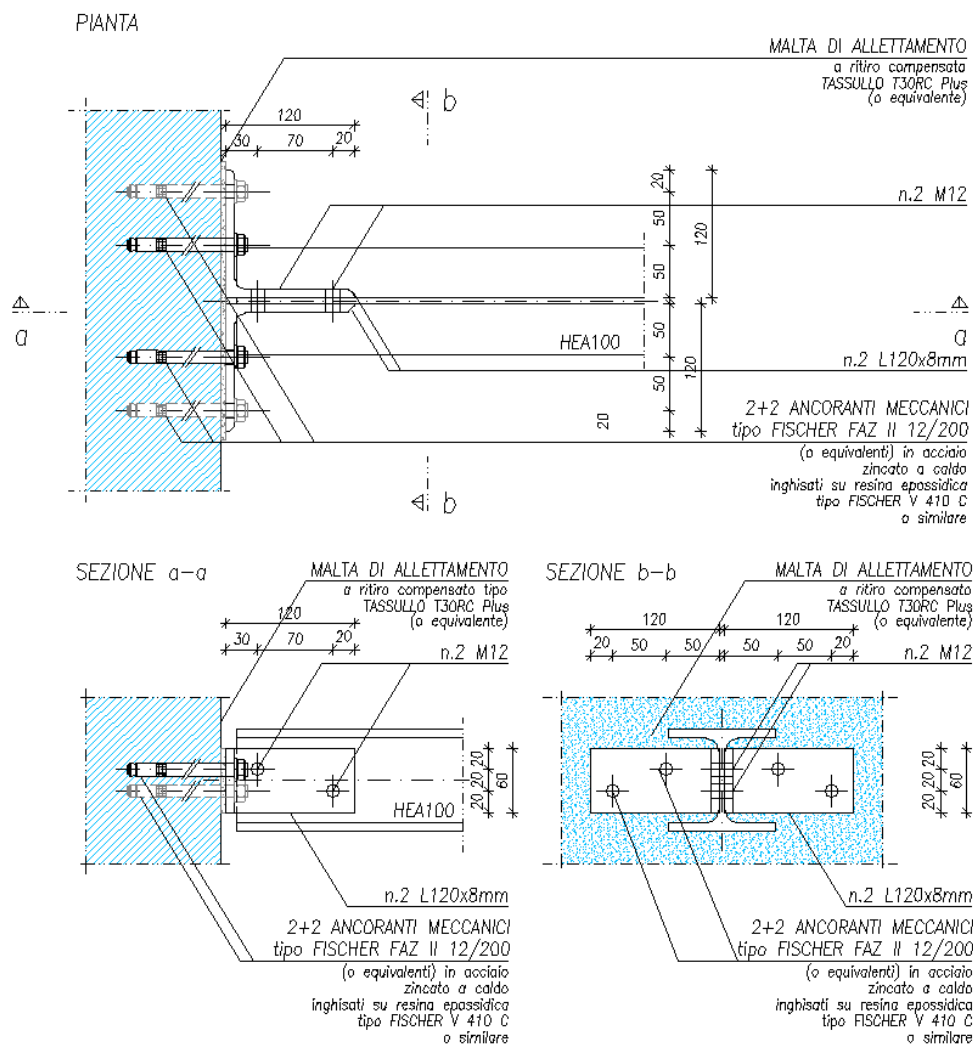
### 26.5.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento dell'HEA 100 al muro avviene collegando prima due profili ad L 120x80 alla trave stessa mediante due bulloni M12 cl. 8.8, successivamente ogni profilo ad L è collegato al muro mediante due ancoraggi meccanici tipo Fisher FAZ II 12.

Vengono verificati i bulloni e gli ancoraggi, ipotizzando che la cerniera si formi in corrispondenza del muro, in questa situazione sarà quindi necessario considerare un momento parassita, generato dall'eccentricità della sollecitazione tagliante della trave HEA 100, che genera un'ulteriore sollecitazione di taglio sui bulloni.

Il collegamento deve essere in grado di resistere alle sollecitazioni derivanti dalla colonna.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



## 26.5.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

## 26.5.3 RESISTENZA

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni.

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo HEA 100	T	9.24 kN
Eccentricità	e	75 mm
Numero bulloni	n	2
Braccio	b	53.8 mm
Momento parassita	M	0.693 kNm
Taglio sul bullone dovuto a T	Tb(T)	4.62 kN
Taglio sul bullone dovuto a M	Tb(M)	12.88 kN
Taglio sul bullone	Tb	17.50 kN

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)				
DATI DI INPUT	M	12	diametro bullone	
	cl.	8.8	classe di resistenza vite	
	S	275	J	classe acciaio collegato
	t =	5	mm	spessore piastra
	n =	2	numero piani di taglio del bullone	
	e <sub>1</sub> =	20	mm	distanza dal bordo nella direzione del carico
	p <sub>1</sub> =	50	mm	interasse nella direzione del carico
	e <sub>2</sub> =	50	mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare
p <sub>2</sub> =	50	mm	interasse nella direzione perpendicolare	
membratura compressa o tesa esposta?				no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00	mmq	area resistente del bullone
	d =	12.00	mm	diametro nominale gambo bullone
	d <sub>0</sub> =	13.00	mm	diametro nominale foro
	d <sub>m</sub> =	20.47	mm	diametro medio testa bullone
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1,min</sub> =	15.6	mm	e <sub>1,max</sub> = --- mm OK
	p <sub>1,min</sub> =	28.6	mm	p <sub>1,max</sub> = --- mm OK
	e <sub>2,min</sub> =	15.6	mm	e <sub>2,max</sub> = --- mm OK
	p <sub>2,min</sub> =	31.2	mm	p <sub>2,max</sub> = --- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800	MPa	tensione di rottura bullone
	γ <sub>M2</sub> =	1.25		coefficiente sicurezza
	f <sub>yk</sub> =	430	MPa	tensione di rottura piastra
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50		parametro di distanza dal bordo perpendicolare
	α =	0.51		parametro di distanza dal bordo parallelo
	β =	0.6		fattore moltiplicativo resistenza a taglio
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v,Ed</sub> =	17.50	kN	Forza di taglio sul singolo bullone
	F <sub>t,Ed</sub> =	0.00	kN	Forza di trazione sul singolo bullone
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v,Rd</sub> =	32.26	kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio
	F <sub>v,Rd</sub> =	64.51	kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone
	F <sub>td,Rd</sub> =	26.46	kN	Resistenza a rifollamento del piatto
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza a trazione del bullone
	B <sub>v,Rd</sub> =	66.37	kN	Resistenza a punzonamento del piatto
VERIFICA UNIONE	F <sub>v,TOT,Rd</sub> =	26.46	kN	Resistenza complessiva a taglio
	F <sub>t,TOT,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza complessiva a trazione
	VERIFICA 4.2.65	0.66		VERIFICATO

Come si può notare anche considerando il contributo aggiuntivo dovuto all'eccentricità l'unione risulta verificata.

Si riporta infine la verifica degli ancoraggi al muro. Si considera cautelativamente un valore di taglio resistente del singolo ancoraggio pari a 3 kN. Tali caratteristiche di resistenza andranno confermate in fase di esecuzione mediante opportune prove di carico.

SOLLECITAZIONI ANCORAGGIO			
Taglio massimo HEA 100	T	9.24	kN
Numero ancoraggi	n	4	
Taglio sull'ancoraggio dovuto a T	V Ed	2.31	kN
RESISTENZA A TAGLIO			
Resistenza assunto	V Rd	3.00	kN
Verifica V ed/V Sd	VERIFICATO	77%	

Anche l'ancoraggio risulta verificato.

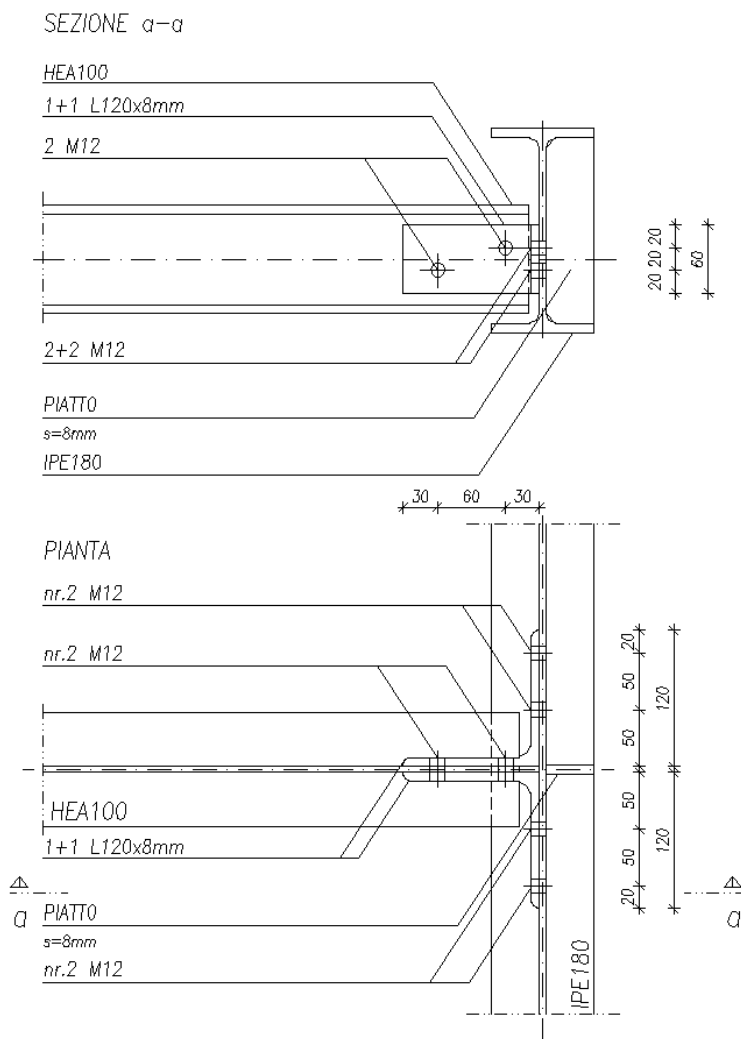
## 26.6 Verifica collegamento HEA 100 – IPE 180

### 26.6.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento dell'HEA 100 all'IPE 180 avviene collegando prima due profili ad L 120x80 alla trave stessa mediante due bulloni M12 cl. 8.8, successivamente ogni profilo ad L è collegato all'IPE 180 mediante quattro bulloni M12 cl. 8.8.



Vengono verificati i bulloni, ipotizzando che la cerniera si formi in corrispondenza dell'IPE 180, in questa situazione sarà quindi necessario considerare un momento parassita, generato dall'eccentricità della sollecitazione tagliante della trave HEA 100, che genera un'ulteriore sollecitazione di taglio sui bulloni.



### 26.6.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.6.3 RESISTENZA

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni che collegano gli L all'HEA 100.

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo HEA 100	T	9.24 kN
Eccentricità	e	75 mm
Numero bulloni	n	2
Braccio	b	53.8 mm
Momento parassita	M	0.693 kNm
Taglio sul bullone dovuto a T	Tb(T)	4.62 kN
Taglio sul bullone dovuto a M	Tb(M)	12.88 kN
Taglio sul bullone	Tb	17.50 kN

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)			
DATI DI INPUT	M	12	diametro bullone
	cl.	8.8	classe di resistenza vite
	S	275	J classe acciaio collegato
	t =	5 mm	spessore piastra
	n =	2	numero piani di taglio del bullone
	e <sub>1</sub> =	20 mm	distanza dal bordo nella direzione del carico
	p <sub>1</sub> =	50 mm	interasse nella direzione del carico
	e <sub>2</sub> =	50 mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare
	p <sub>2</sub> =	50 mm	interasse nella direzione perpendicolare
membratura compressa o tesa esposta?			no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00 mmq	area resistente del bullone
	d =	12.00 mm	diametro nominale gambo bullone
	d <sub>0</sub> =	13.00 mm	diametro nominale foro
	d <sub>m</sub> =	20.47 mm	diametro medio testa bullone
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1 min</sub> =	15.6 mm	e <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>1 min</sub> =	28.6 mm	p <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	e <sub>2 min</sub> =	15.6 mm	e <sub>2 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>2 min</sub> =	31.2 mm	p <sub>2 max</sub> = --- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800 MPa	tensione di rottura bullone
	γ <sub>M2</sub> =	1.25	coefficiente sicurezza
	f <sub>th</sub> =	430 MPa	tensione di rottura piastra
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50	parametro di distanza dal bordo perpendicolare
	α =	0.51	parametro di distanza dal bordo parallelo
	β =	0.6	fattore moltiplicativo resistenza a taglio
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v, Ed</sub> =	17.50 kN	Forza di taglio sul singolo bullone
	F <sub>t, Ed</sub> =	0.00 kN	Forza di trazione sul singolo bullone
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v, Rd</sub> =	32.26 kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio
	F <sub>v, Rd</sub> =	64.51 kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone
	F <sub>t, Rd</sub> =	26.46 kN	Resistenza a rifollamento del piatto
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t, Rd</sub> =	48.38 kN	Resistenza a trazione del bullone
	B <sub>v, Rd</sub> =	66.37 kN	Resistenza a punzonamento del piatto
VERIFICA UNIONE	F <sub>v, tot, Rd</sub> =	26.46 kN	Resistenza complessiva a taglio
	F <sub>t, tot, Rd</sub> =	48.38 kN	Resistenza complessiva a trazione
	VERIFICA 4.2.65	0.66	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni che collegano gli L all'IPE 180.

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo HEA 100	T	9.24 kN
Numero bulloni	n	4
Taglio sul bullone dovuto a T	Tb(T)	2.31 kN

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)			
DATI DI INPUT	M	12	diametro bullone
	cl.	8.8	classe di resistenza vite
	S	275	J classe acciaio collegato
	t =	5.3 mm	spessore piastra
	n =	1	numero piani di taglio del bullone
	e <sub>1</sub> =	20 mm	distanza dal bordo nella direzione del carico
	p <sub>1</sub> =	50 mm	interasse nella direzione del carico
	e <sub>2</sub> =	50 mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare
	p <sub>2</sub> =	50 mm	interasse nella direzione perpendicolare
membratura compressa o tesa esposta?			no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00 mmq	area resistente del bullone
	d =	12.00 mm	diametro nominale gambo bullone
	d <sub>0</sub> =	13.00 mm	diametro nominale foro
	d <sub>m</sub> =	20.47 mm	diametro medio testa bullone
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1,min</sub> =	15.6 mm	e <sub>1,max</sub> = --- mm OK
	p <sub>1,min</sub> =	28.6 mm	p <sub>1,max</sub> = --- mm OK
	e <sub>2,min</sub> =	15.6 mm	e <sub>2,max</sub> = --- mm OK
	p <sub>2,min</sub> =	31.2 mm	p <sub>2,max</sub> = --- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>tk</sub> =	800 MPa	tensione di rottura bullone
	γ <sub>M2</sub> =	1.25	coefficiente sicurezza
	f <sub>yk</sub> =	430 MPa	tensione di rottura piastra
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50	parametro di distanza dal bordo perpendicolare
	α =	0.51	parametro di distanza dal bordo parallelo
	β =	0.6	fattore moltiplicativo resistenza a taglio
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v,Ed</sub> =	2.31 kN	Forza di taglio sul singolo bullone
	F <sub>t,Ed</sub> =	0.00 kN	Forza di trazione sul singolo bullone
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v,Rd</sub> =	32.26 kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio
	F <sub>v,Rd</sub> =	32.26 kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone
	F <sub>t,Rd</sub> =	28.05 kN	Resistenza a rifollamento del piatto
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t,Rd</sub> =	48.38 kN	Resistenza a trazione del bullone
	B <sub>v,Rd</sub> =	70.35 kN	Resistenza a punzonamento del piatto
VERIFICA UNIONE	F <sub>v,tot,Rd</sub> =	28.05 kN	Resistenza complessiva a taglio
	F <sub>t,tot,Rd</sub> =	48.38 kN	Resistenza complessiva a trazione
	VERIFICA 4.2.65	0.08	VERIFICATO

La verifica risulta soddisfatta.

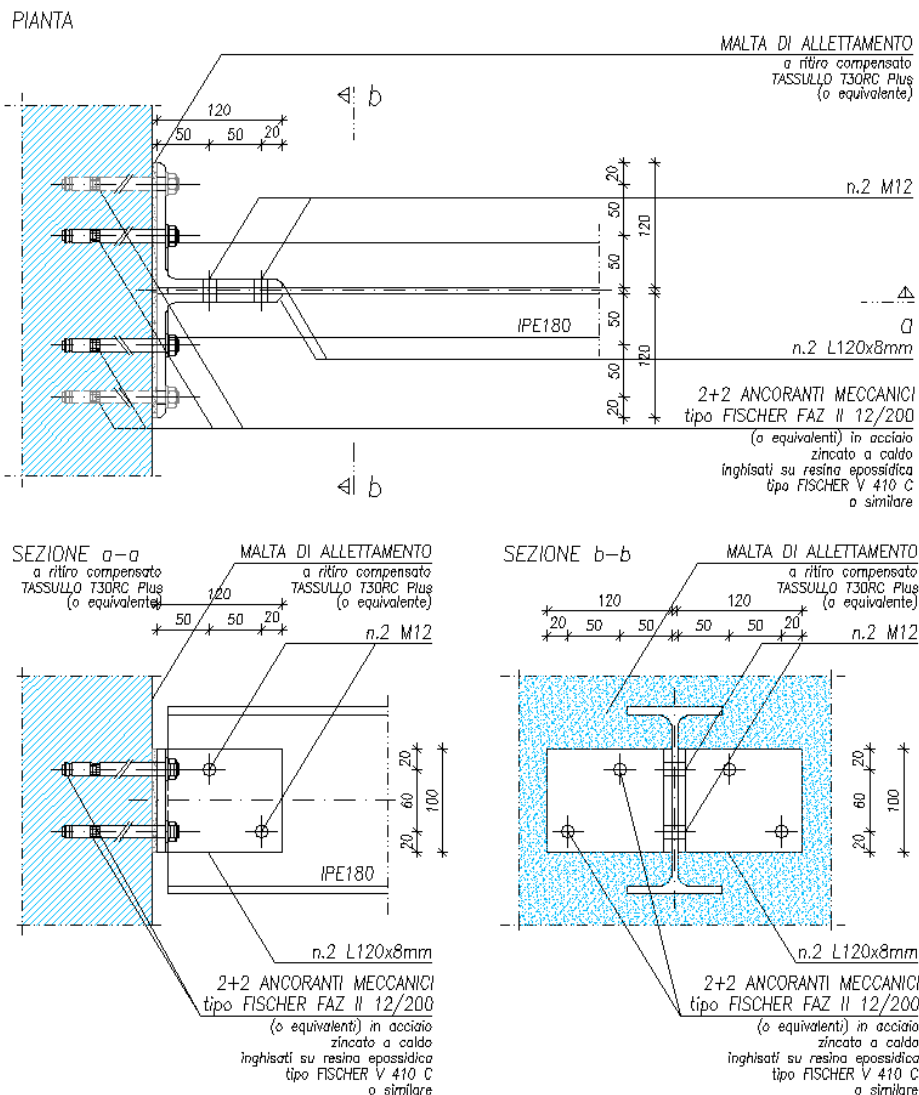
## 26.7 Verifica collegamento IPE 180 – muro

### 26.7.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento dell'IPE 180 al muro avviene collegando prima due profili ad L 120x80 alla trave stessa mediante due bulloni M12 cl. 8.8, successivamente ogni profilo ad L è collegato al muro mediante due ancoraggi meccanici tipo Fisher FAZ II 12.

Vengono verificati i bulloni e gli ancoraggi, ipotizzando che la cerniera si formi in corrispondenza del muro, in questa situazione sarà quindi necessario considerare un momento parassita, generato dall'eccentricità della sollecitazione tagliante della trave IPE 180, che genera un'ulteriore sollecitazione di taglio sui bulloni.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



### 26.7.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.7.3 RESISTENZA

Le verifiche fanno riferimento alla trave verificata in precedenza in quanto provoca sollecitazioni maggiori sull'ancoraggio.

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni.

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo IPE180	T	<b>11.32</b> kN
Eccentricità	e	<b>75</b> mm
Numero bulloni	n	<b>2</b>
Braccio	b	<b>78</b> mm
Momento parassita	M	0.849 kNm
Taglio sul bullone dovuto a T	Tb(T)	5.66 kN
Taglio sul bullone dovuto a M	Tb(M)	10.88 kN
Taglio sul bullone	Tb	16.54 kN

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)							
DATI DI INPUT	M	12	diametro bullone				
	cl.	8.8	classe di resistenza vite				
	S	275	J	classe acciaio collegato			
	t =	5.3	mm	spessore piastra			
	n =	2	numero piani di taglio del bullone				
	e <sub>1</sub> =	20	mm	distanza dal bordo nella direzione del carico			
	p <sub>1</sub> =	60	mm	interasse nella direzione del carico			
	e <sub>2</sub> =	40	mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare			
	p <sub>2</sub> =	50	mm	interasse nella direzione perpendicolare			
membratura compressa o tesa esposta?					no		
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00	mmq	area resistente del bullone			
	d =	12.00	mm	diametro nominale gambo bullone			
	d <sub>0</sub> =	13.00	mm	diametro nominale foro			
	d <sub>m</sub> =	20.47	mm	diametro medio testa bullone			
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1,min</sub> =	15.6	mm	e <sub>1,max</sub> =	---	mm	OK
	p <sub>1,min</sub> =	28.6	mm	p <sub>1,max</sub> =	---	mm	OK
	e <sub>2,min</sub> =	15.6	mm	e <sub>2,max</sub> =	---	mm	OK
	p <sub>2,min</sub> =	31.2	mm	p <sub>2,max</sub> =	---	mm	OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800	MPa	tensione di rottura bullone			
	γ <sub>M2</sub> =	1.25		coefficiente sicurezza			
	f <sub>yk</sub> =	430	MPa	tensione di rottura piastra			
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50		parametro di distanza dal bordo perpendicolare			
	α =	0.51		parametro di distanza dal bordo parallelo			
	β =	0.6		fattore moltiplicativo resistenza a taglio			
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>td,Ed</sub> =	16.54	kN	Forza di taglio sul singolo bullone			
	F <sub>td,Ed</sub> =	0.00	kN	Forza di trazione sul singolo bullone			
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>td,Rd</sub> =	32.26	kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio			
	F <sub>td,Rd</sub> =	64.51	kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone			
	F <sub>td,Rd</sub> =	28.05	kN	Resistenza a rifollamento del piatto			
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>td,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza a trazione del bullone			
	B <sub>td,Rd</sub> =	70.35	kN	Resistenza a punzonamento del piatto			
VERIFICA UNIONE	F <sub>td,TOT,Rd</sub> =	28.05	kN	Resistenza complessiva a taglio			
	F <sub>td,TOT,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza complessiva a trazione			
	VERIFICA 4.2.65	0.59		VERIFICATO			

Come si può notare anche considerando il contributo aggiuntivo dovuto all'eccentricità l'unione risulta verificata.

Si riporta infine la verifica degli ancoraggi al muro. Si considera cautelativamente un valore di taglio resistente del singolo ancoraggio pari a 3 kN. Tali caratteristiche di resistenza andranno confermate in fase di esecuzione mediante opportune prove di carico.

SOLLECITAZIONI ANCORAGGIO			
Taglio massimo IPE 180	T	11.32	kN
Numero ancoraggi	n	4	
Taglio sull'ancoraggio dovuto a T	V Ed	2.83	kN
RESISTENZA A TAGLIO			
Resistenza assunta	V Rd	3.00	kN
Verifica V ed/V Sd	VERIFICATO	94%	

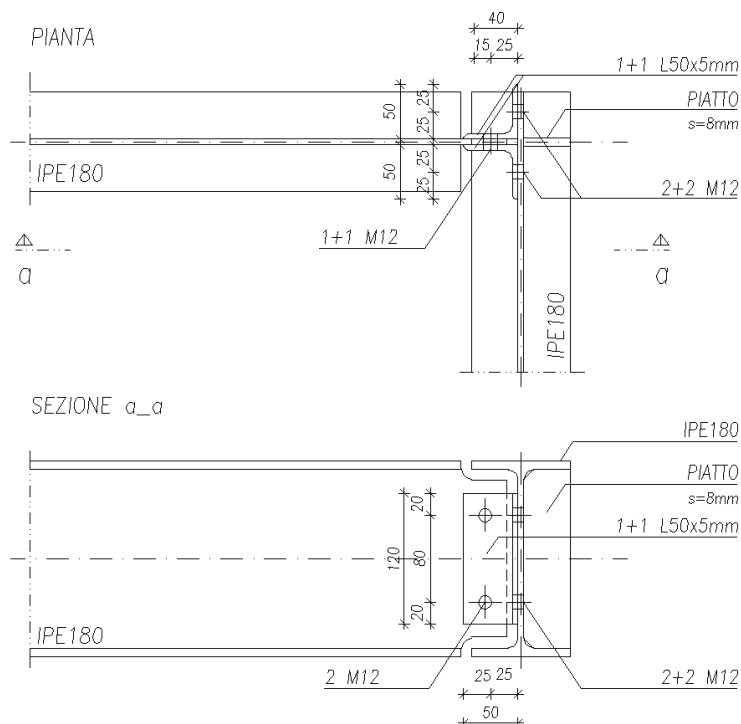
Anche l'ancoraggio risulta verificato.

## 26.8 Verifica collegamento IPE 180 – IPE 180

### 26.8.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento tra le due IPE 180 avviene collegando prima due profili ad L 120x80 all'IPE 180 più corta mediante due bulloni M12 cl. 8.8, successivamente ogni profilo ad L è collegato all'IPE 180 più lunga mediante quattro bulloni M12 cl. 8.8.

Vengono verificati i bulloni, ipotizzando che la cerniera si formi sul collegamento non oggetto di verifica, sarà quindi necessario considerare un momento parassita, generato dall'eccentricità della sollecitazione tagliante della trave IPE 180 più corta, che genera un'ulteriore sollecitazione di taglio sui bulloni.



### 26.8.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 26.8.3 RESISTENZA

La sollecitazione agente sull'unione viene calcolata considerando il contributo dato dal primo e dal secondo livello.

Al primo livello si ha una trave di lunghezza 3.5 m ed area di influenza pari a circa 1 m. Il contributo per il calcolo dell'unione è dato dalla reazione vincolare della trave considerata in semplice appoggio.

CONTRIBUTO PRIMO LIVELLO		
Peso proprio elementi struttura	g1 k	0.30 kN/mq
Peso proprio elementi portati	g2 k	0.00 kN/mq
Carico accidentale	q k	1.50 kN/mq
Carico combinato agli SLU al m <sup>2</sup>	q SLU	2.64 kN/mq
Lunghezza di influenza	i	1 m
Carico combinato agli SLU al m	q SLU	2.64 kN/m
Lunghezza trave	l	3.5 m
Razione vincolare	V	4.62 kN

Al secondo livello, invece, si ha una trave di lunghezza circa pari a 1.8 m e area di influenza pari a 1.5 m. Lo scarico sulla colonna HEA 100, pari a 3.564 kN, viene calcolato considerando la trave al secondo livello semplicemente appoggiata. Il contributo per il calcolo dell'unione dovrà essere ulteriormente dimezzato in quanto la colonna scarica a metà della trave al primo livello.

CONTRIBUTO SECONDO LIVELLO		
Peso proprio elementi struttura	$g_1$ k	<b>0.30</b> kN/mq
Peso proprio elementi portati	$g_2$ k	<b>0.00</b> kN/mq
Carico accidentale	$q$ k	<b>1.50</b> kN/mq
Carico combinato agli SLU al $m^2$	$q$ SLU	2.64 kN/mq
Lunghezza di influenza	$i$	1.5 m
Carico combinato agli SLU al m	$q$ SLU	3.96 kN/m
Lunghezza trave	$l$	1.8 m
Razione vincolare	$V$	3.564 kN

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni che collegano gli L all'IPE 180 più corta. In questa situazione il momento parassita genera un taglio ulteriore sui bulloni.

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo IPE180	$T$	<b>6.402</b> kN
Eccentricità	$e$	<b>25</b> mm
Numero bulloni	$n$	<b>2</b>
Braccio	$b$	<b>80</b> mm
Momento parassita	$M$	0.16005 kNm
Taglio sul bullone dovuto a $T$	$T_b(T)$	3.201 kN
Taglio sul bullone dovuto a $M$	$T_b(M)$	2.00 kN
Taglio sul bullone	$T_b$	3.77 kN

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)				
DATI DI INPUT	M	12	diametro bullone	
	cl.	8.8	classe di resistenza vite	
	S	275	J	classe acciaio collegato
	t =	5.3	mm	spessore piastra
	n =	2	numero piani di taglio del bullone	
	e <sub>1</sub> =	20	mm	distanza dal bordo nella direzione del carico
	p <sub>1</sub> =	80	mm	interasse nella direzione del carico
	e <sub>2</sub> =	25	mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare
	p <sub>2</sub> =	50	mm	interasse nella direzione perpendicolare
membratura compressa o tesa esposta?				no
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00	mmq	area resistente del bullone
	d =	12.00	mm	diametro nominale gambo bullone
	d <sub>0</sub> =	13.00	mm	diametro nominale foro
	d <sub>m</sub> =	20.47	mm	diametro medio testa bullone
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1 min</sub> =	15.6	mm	e <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>1 min</sub> =	28.6	mm	p <sub>1 max</sub> = --- mm OK
	e <sub>2 min</sub> =	15.6	mm	e <sub>2 max</sub> = --- mm OK
	p <sub>2 min</sub> =	31.2	mm	p <sub>2 max</sub> = --- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800	MPa	tensione di rottura bullone
	γ <sub>M2</sub> =	1.25	coefficiente sicurezza	
	f <sub>th</sub> =	430	MPa	tensione di rottura piastra
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50	parametro di distanza dal bordo perpendicolare	
	α =	0.51	parametro di distanza dal bordo parallelo	
	λ <sub>ex</sub> =	0.6	fattore moltiplicativo resistenza a taglio	
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v,Ed</sub> =	3.77	kN	Forza di taglio sul singolo bullone
	F <sub>t,Ed</sub> =	0.00	kN	Forza di trazione sul singolo bullone
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v,Rd,i</sub> =	32.26	kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio
	F <sub>v,Rd</sub> =	64.51	kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone
	F <sub>p,Rd</sub> =	28.05	kN	Resistenza a rifollamento del piatto
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza a trazione del bullone
	B <sub>p,Rd</sub> =	70.35	kN	Resistenza a punzonamento del piatto
VERIFICA UNIONE	F <sub>v,TOT,Rd</sub> =	28.05	kN	Resistenza complessiva a taglio
	F <sub>t,TOT,Rd</sub> =	48.38	kN	Resistenza complessiva a trazione
	VERIFICA 4.2.65	0.13	VERIFICATO	

Si riporta successivamente la verifica dei bulloni che collegano gli L all'IPE 180 più lunga. In questa situazione il momento parassita genera una trazione sui bulloni.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

SOLLECITAZIONI BULLONE		
Taglio massimo IPE180	T	<b>6.402</b> kN
Eccentricità	e	<b>25</b> mm
Numero bulloni	n	<b>4</b>
Braccio	b	<b>80</b> mm
Momento parassita	M	0.16005 kNm
Taglio sul bullone dovuto a T	Tb(T)	1.60 kN
Traz sul bullone dovuta a M	Nb(M)	1.00 kN

VERIFICA UNIONI BULLONATE (D.M. 14/01/2008 § 4.2.8.1)				
DATI DI INPUT	M	<b>12</b>	diametro bullone	
	cl.	<b>8.8</b>	classe di resistenza vite	
	S	<b>275</b> J	classe acciaio collegato	
	t =	<b>5.3</b> mm	spessore piastra	
	n =	<b>1</b>	numero piani di taglio del bullone	
	e <sub>1</sub> =	<b>20</b> mm	distanza dal bordo nella direzione del carico	
	p <sub>1</sub> =	<b>80</b> mm	interasse nella direzione del carico	
	e <sub>2</sub> =	<b>25</b> mm	distanza dal bordo nella direzione perpendicolare	
	p <sub>2</sub> =	<b>50</b> mm	interasse nella direzione perpendicolare	
membratura compressa o tesa esposta?				<b>no</b>
CARATTERISTICHE GEOMETRICHE	A <sub>res</sub> =	84.00 mmq	area resistente del bullone	
	d =	12.00 mm	diametro nominale gambo bullone	
	d <sub>n</sub> =	13.00 mm	diametro nominale foro	
	d <sub>es</sub> =	20.47 mm	diametro medio testa bullone	
VERIFICA GEOMETRIA (tab. 4.2.XIII NTC; prosp. 3.3 EC3)	e <sub>1 min</sub> =	<b>15.6</b> mm	e <sub>1 max</sub> =	--- mm OK
	p <sub>1 min</sub> =	<b>28.6</b> mm	p <sub>1 max</sub> =	--- mm OK
	e <sub>2 min</sub> =	<b>15.6</b> mm	e <sub>2 max</sub> =	--- mm OK
	p <sub>2 min</sub> =	<b>31.2</b> mm	p <sub>2 max</sub> =	--- mm OK
CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	f <sub>th</sub> =	800 MPa	tensione di rottura bullone	
	γ <sub>M2</sub> =	<b>1.25</b>	coefficiente sicurezza	
	f <sub>th</sub> =	430 MPa	tensione di rottura piastra	
PARAMETRI DI CALCOLO	k =	2.50	parametro di distanza dal bordo perpendicolare	
	α =	0.51	parametro di distanza dal bordo parallelo	
	β =	0.6	fattore moltiplicativo resistenza a taglio	
SOLLECITAZIONI SUL BULLONE	F <sub>v Ed</sub> =	<b>1.60</b> kN	Forza di taglio sul singolo bullone	
	F <sub>t Ed</sub> =	<b>1.00</b> kN	Forza di trazione sul singolo bullone	
RESISTENZE DI CALCOLO A TAGLIO	F <sub>v Rd</sub> =	<b>32.26</b> kN	Resistenza a taglio del singolo piano di taglio	
	F <sub>v Rd</sub> =	<b>32.26</b> kN	Resistenza a taglio complessiva del bullone	
	F <sub>p Rd</sub> =	<b>28.05</b> kN	Resistenza a rifollamento del piatto	
RESISTENZE DI CALCOLO A TRAZIONE	F <sub>t Rd</sub> =	<b>48.38</b> kN	Resistenza a trazione del bullone	
	B <sub>p Rd</sub> =	<b>70.35</b> kN	Resistenza a punzonamento del piatto	
VERIFICA UNIONE	F <sub>v tot Rd</sub> =	<b>28.05</b> kN	Resistenza complessiva a taglio	
	F <sub>t tot Rd</sub> =	<b>48.38</b> kN	Resistenza complessiva a trazione	
	VERIFICA 4.2.65	<b>0.07</b>	VERIFICATO	

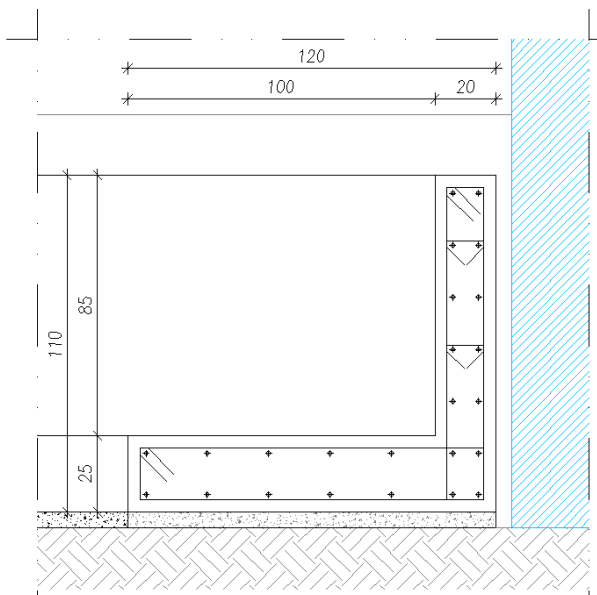


## 27 INTERVENTO 20

### 27.1 Verifica muro di sostegno

#### 27.1.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il muretto laterale della rampa ha forma ad L, come visibile in figura.



Successivamente si verifica il lato verticale, considerando lo schema statico di mensola incastrata sollecitata dal carico orizzontale della folla posizionato sul parapetto in acciaio e dalla spinta del riempimento.

#### 27.1.2 MATERIALI

Il muretto è realizzato in calcestruzzo C25/30.

#### 27.1.3 RESISTENZA

Si procede verificando a flessione e a taglio la sezione di spessore 20 cm, considerando una profondità di 1m.

Calcolo sollecitazioni muretti			
Forza distribuita orizzontale	Hk	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	h	2.10	m
Peso specifico riempimento	$\gamma$	20	kN/m <sup>3</sup>
Coeff. Spinta a riposo	k0	0.5	
Altezza riempimento	hr	0.85	m
Interasse	i	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_0$	1.5	
Momento	M,sd	10.47	KNm
Taglio	V,sd	8.11	KN

Il momento resistente della sezione, considerando una profondità di 1m, è pari a 36.05 kNm.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
 LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI

Verifica C.A. S.L.U. - File: TOR+001 Verifica muretti-180831-NB

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

Titolo : Verifica a flessione muretti

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	5.65	4
2	5.65	16

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

Sollecitazioni  
 S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub> 200 000 N/mm² f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8 ?  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

M<sub>xRd</sub> 36.05 kNm

σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub> 14.98 ‰  
 d 16 cm  
 x 3.029 x/d 0.1893  
 δ 0.7

La verifica a flessione è soddisfatta.

Il taglio resistente, senza considerare l'armatura trasversale, è pari a 79.20 kN.

VERIFICA A TAGLIO AGLI S.L.U. (D.M. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3.1)			
Caratteristiche del Calcestruzzo	$R_{ct}$	30	MPa
	$f_{ct}$	25	MPa
	$f_{ctm}$	2.56	MPa
	$f_{ctk}$	1.80	MPa
	$\gamma_m$	1.50	
	$f_{ctd}$	14.17	MPa
	$f_{ctrd}$	1.20	MPa
Caratteristiche dell'Acciaio B450C	$f_{yk}$	450	MPa
	$\gamma_m$	1.15	MPa
	$f_{yrd}$	391	MPa
Dimensioni della sezione	$b_w$	1000	mm
	$h$	200	mm
Copriferro	$c$	40	mm
Altezza utile della sezione	$d$	160	mm
Barre longitudinali opportunamente ancorate al di là dell'ipotetica fessura per taglio - barre tese sulla sezione	$\phi_{lt}$	0	mm
	$n_1$	0	
	$\phi_{l2}$	0	mm
	$n_2$	0	
	$A_{st}$	0	mm <sup>2</sup>
Staffe trasversali a 90°	$n_{braccia}$	0	
	passo	0	mm
	$\phi_s$	0	mm
	$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>
Barre piegate a 45°	$n_{braccia}$	0	
	passo	0	mm
	$\phi_s$	0	mm
	$A_{sw}$	0	mm <sup>2</sup>
Parametri intermedi	$k$	2.00	
	$\rho_l$	0.00E+00	
	$N_{Ed}$	0	kN
	$\sigma_{cm}$	0	MPa
	$v_{min}$	0.49	MPa
	$\alpha_r$	1	
	$f'_{ctd}$	7.08	MPa
	$\alpha$	0.00	rad
	$\theta$	0.79	rad
ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI			
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Ed}$	79.20	kN
ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI A TAGLIO			
Verifica del conglomerato	$V_{Rcd}$	0.00	kN
Verifica dell'armatura trasversale d'anima	$V_{Rsd}$	0.00	kN
TAGLIO RESISTENTE	$V_{Ed}$	0.00	kN

La verifica risulta soddisfatta.

## 27.2 Verifica parapetto

### 27.2.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il parapetto è costituito da una lastra d'acciaio di spessore pari a 12 mm, giuntata ogni 200 cm. Lo schema statico su cui lavora il parapetto è di mensola incastrata alla base. L'azione sollecitante è la componente orizzontale del carico da folla pari a 3.00 kN/m.

### 27.2.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 27.2.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica di resistenza del parapetto.

Calcolo sollecitazioni parapetto			
Forza distribuita orizzontale	Hk	3.00	KN/m
Altezza punto di applicazione	h	1.20	m
Interasse	i	1.00	m
Coefficiente azioni	$\gamma_a$	1.5	
Momento	M,sd	5.40	KNm
Taglio	V,sd	4.50	KN
Verifica parapetto			
Spessore	s	12	mm
Profondità	l	1000	mm
Modulo di resistenza	W	24000	mmc
Resistenza caratteristica acciaio	f <sub>yk</sub>	275	MPa
Resistenza progetto acciaio	f <sub>yd</sub>	262	MPa
Sigma (momento)	$\sigma$	225	MPa
Tau (taglio)	$\tau$	1	MPa
Tensione VM	$\sigma$	225	MPa
Verifica		0.86	

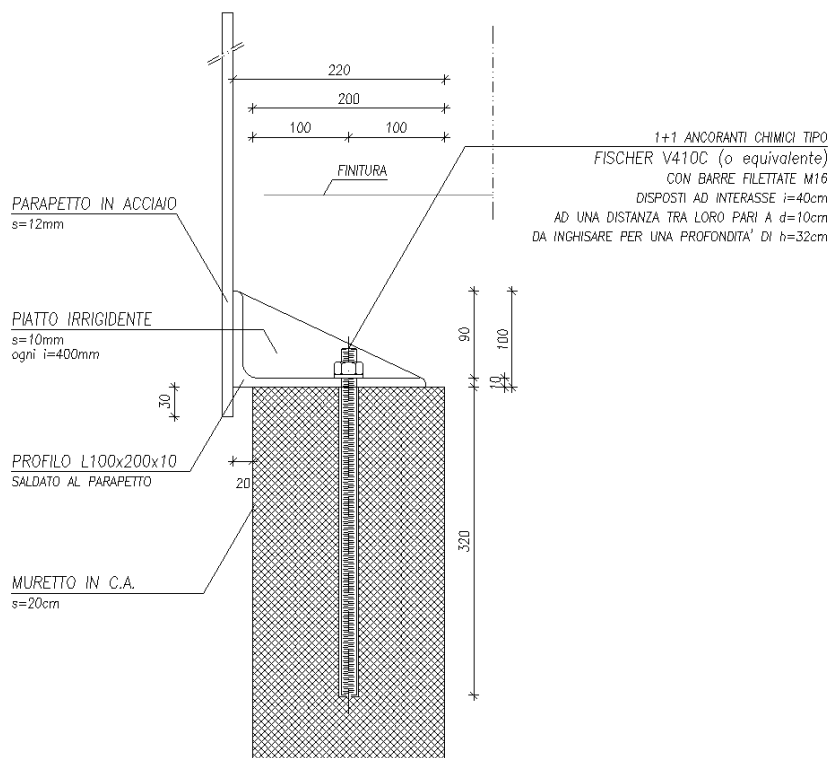
La verifica risulta soddisfatta.

## 27.3 Verifica collegamento parapetto muretto

### 27.3.1 AZIONI E SCHEMI STATICI

Il collegamento del parapetto al muretto è eseguito saldando un profilo a L 100x200x10 al parapetto stesso e successivamente collegandolo al muretto mediante due ancoranti chimici M16, disponendone due ogni 40 cm. Gli ancoraggi sono quindi sollecitati a taglio e trazione.

PROGETTO PER LA RIQUALIFICAZIONE URBANA DI BELLUNO CAPOLUOGO, DENOMINATO PROGETTO BELLUNO, DA PERIFERIA DEL VENETO A CAPOLUOGO DELLE DOLOMITI  
LOTTO IV – SALONE DEI GESUITI



### 27.3.2 MATERIALI

Il materiale utilizzato è acciaio S 275 JR.

### 27.3.3 RESISTENZA

Si riporta la verifica a resistenza degli ancoraggi.

CONDIZIONI DI ANCORAGGIO		
Calcestruzzo	<b>non fessurato</b>	<b>C25/30</b>
Spessore supporto	$h \text{ [mm]} =$	1100
Interasse X	$s1 \text{ [mm]} =$	100
Interasse Y	$s2 \text{ [mm]} =$	-
Distanza dal bordo X	$c1 \text{ [mm]} =$	120
Distanza dal bordo Y	$c2 \text{ [mm]} =$	80
Direzione azione di taglio	$\alpha \text{ [}^\circ\text{]} =$	0
<b>Azione di trazione di progetto (ancorante più sollecitato)</b>	<b><math>Nb \text{ [kN]} =</math></b>	<b>9.00</b>
<b>Azione di taglio di progetto (ancorante più sollecitato)</b>	<b><math>Vb \text{ [kN]} =</math></b>	<b>0.9</b>
<b>Ancorante</b>		<b>FIS A M16</b>
Profondità di ancoraggio efficace	$hef \text{ [mm]} =$	320
Spessore del supporto minimo	$h_{min} \text{ [mm]} =$	356
Interasse minimo	$s_{min} \text{ [mm]} =$	65
Interasse critico rottura per formazione cono di calcestruzzo	$scr,N \text{ [mm]} =$	960
Interasse critico rottura per fessurazione	$scr,sp \text{ [mm]} =$	1446
Distanza dal bordo minima	$c_{min} \text{ [mm]} =$	65
Distanza dal bordo critica per formazione cono di calcestruzzo	$ccr,N \text{ [mm]} =$	480
Distanza dal bordo critica per fessurazione	$ccr,sp \text{ [mm]} =$	723

VERIFICA A TRAZIONE				VERIFICA A TAGLIO			
<b>Rottura dell'acciaio</b>				<b>Rottura dell'acciaio</b>			
Resistenza di progetto di base	$N_{Rd,s}$	84.0	kN	Resistenza di progetto di base	$V_{Rd,s}$	50.4	kN
<b>Rottura per sfilamento (pull-out)</b>				<b>Rottura per estrazione con leva (pry-out)</b>			
Resistenza di progetto di base	$N^0_{Rd,p}$	89.4	kN	Resistenza di progetto di base (rottura per formazione del cono di calcestruzzo)	$N^0_{Rd,cp}(c)$	192.7	kN
Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,p}$	1.05	Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,c}$	1.10
$N_{Rd,p} = N^0_{Rd,p} * f_{b,p} = 10.98$ kN				Interasse s1 [mm] =	100	$f_{s1}$	0.55
<b>Rottura per formazione del cono di calcestruzzo</b>				Interasse s2 [mm] =	-	$f_{s2}$	-
Resistenza di progetto di base	$N^0_{Rd,c}$	160.6	kN	Distanza dal bordo c1 [mm] =	120	$f_{c1}$	0.48
Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,c}$	1.10	Distanza dal bordo c2 [mm] =	80	$f_{c2}$	0.44
Interasse s1 [mm] =	100	$f_{s1}$	0.55	Profondità di ancoraggio hef [mm] =	320	k	2.0
Interasse s2 [mm] =	-	$f_{s2}$	-	$V_{Rd,cp}(c) = N^0_{Rd,cp}(c) * f_{b,c} * f_{s1} * f_{s2} * k = 49.39$ kN			
Distanza dal bordo c1 [mm] =	120	$f_{c1}$	0.48	Resistenza di progetto di base (rottura per sfilamento/pull-out)	$N^0_{Rd,cp}(p)$	107.2	kN
Distanza dal bordo c2 [mm] =	80	$f_{c2}$	0.44	Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,p}$	1.05
$N_{Rd,c} = N^0_{Rd,c} * f_{b,c} * f_{s1} * f_{s2} = 20.58$ kN				Profondità di ancoraggio hef [mm] =	320	k	2.0
<b>Rottura per fessurazione</b>				$V_{Rd,cp}(p) = N^0_{Rd,cp}(p) * f_{b,p} * k = 26.34$ kN			
Resistenza di progetto di base	$N^0_{Rd,c}$	160.6	kN	<b>Rottura del bordo di calcestruzzo</b>			
Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,c}$	1.10	Resistenza di progetto di base	$V^0_{Rd,c}$	12.0	kN
Interasse s1 [mm] =	100	$f_{s1,sp}$	0.53	Resistenza del calcestruzzo	C25/30	$f_{b,c}$	1.10
Interasse s2 [mm] =	-	$f_{s2,sp}$	-	Direzione azione di taglio [°] =	0	$f_{a,v}$	1.00
Distanza dal bordo c1 [mm] =	120	$f_{c1,sp}$	0.44	Distanza dal bordo [mm] =	120	$f_{sc,v}$	1.60
Distanza dal bordo c2 [mm] =	80	$f_{c2,sp}$	0.41	Distanza dal bordo [mm] =	80	$f_{sc,v}$	0.97
Spessore del supporto h [mm] =	1100	$f_h$	1.48	$V_{Rd,c} = V^0_{Rd,c} * f_{b,c} * f_{a,v} * f_{sc,v} = 12.71$ kN			
$N_{Rd,sp} = N^0_{Rd,c} * f_{b,c} * f_{s1,sp} * f_{s2,sp} * f_h = 24.75$ kN				<b>Resistenza di progetto a taglio minima:</b>			
<b>Resistenza di progetto a trazione minima:</b>				$V_{Rd} = \min \{V_{Rd,s}; V_{Rd,cp}(c); V_{Rd,cp}(p)\} = 12.71$ kN			
$N_{Rd} = \min \{N_{Rd,s}; N_{Rd,p}; N_{Rd,c}; N_{Rd,sp}\} = 10.98$ kN				<b>VERIFICA A TAGLIO</b>			
VERIFICA A TRAZIONE	$N_b < N_{Rd}$	VERIFICATO		$V_b < V_{Rd}$	VERIFICATO		

VERIFICA A TRAZIONE E TAGLIO COMBINATI		
VERIFICA A TRAZIONE E TAGLIO COMBINATI	$N_b/N_{Rd} + V_b/V_{Rd} < 1,2$	VERIFICATO

Le verifiche risultano soddisfatte

## **28 INTERVENTO 21**

L'intervento prevede l'apertura di un varco sul muro di recinzione lato parco. Si prevede di consolidare i due lembi liberi del muro mediante l'installazione di un elemento in carpenteria metallica da inghisare sulla muratura perimetrale e sulla struttura di fondazione.

## **29 RISULTANZE**

Le verifiche effettuate consentono di concludere che le opere così progettate rispondono ai requisiti di sicurezza imposti dalla normativa italiana vigente.

Il progettista delle strutture

ing. Luca Boaretto