



# POLITECNICO DI MILANO

## Area Tecnico Edilizia

P.zza Leonardo da Vinci, 32 - 20133 M I L A N O

PHONE: +39 02 2399.1    [www.polimi.it](http://www.polimi.it)

Edificio N°:                      Ed 24 - via Golgi, 40 (MI)  
Ed 3 - p.zza Leonardo da Vinci, 32 - (MI)

Struttura:  
EDIFICIO 24 - DEIB  
EDIFICIO 3 - GINO CASSINIS

Oggetto:  
cod.lav. 02\_2014  
Lavori di realizzazione nuove scale esterne  
di sicurezza e adeguamento normativo VVF  
EDIFICIO 24 - DEIB - I LOTTO  
EDIFICIO 3 - GINO CASSINIS - II LOTTO

### PROGETTO ESECUTIVO OPERE STRUTTURALI

Responsabile del Procedimento:

Responsabile del Progetto (Progettista):

Progettista Opere Civili:

Progettista Opere Strutturali:

Progettista Impianti Elettrici:

Coordinatore Sicurezza fase Progettazione:

ing. Gianluca Noto - A.T.E.

arch. Barbara Vai - A.T.E.

arch. Barbara Vai - A.T.E.

ing. Maurizio Colombo -  
Studio Brambilla e Colombo Associati

p.i. Ettore Gallina - A.T.E.

arch. Luca Colacicco - A.T.E.

Titolo Tavola	Categoria Tavola
Relazione di Calcolo Strutturale	Elaborato Generale

Codice Tavola					SCALA:	PLOTTAGGIO: 1=1	FORMATO: A4				
PROGR.					NOME FILE: 02_2014_13_Relazione tecnica di calcolo.doc						
NUM					NOTE:						
REV											
1	3	P	E	D	O	S	.013.0	01			
3											
2											
1	REVISIONE							27 ott. 14	M.C.	B.V.	G.N.
0	EMISSIONE							10 ott. 14	M.C.	B.V.	G.N.
REV.	DESCRIZIONE							DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

## **POLITECNICO DI MILANO**

### **REALIZZAZIONE NUOVA SCALA DI SICUREZZA**

#### **EDIFICIO 24**

**SOMMARIO**

1	Relazione Generale – I LOTTO .....	4
1.1	Generalità .....	4
1.2	Descrizione della struttura .....	4
1.2.1	Fondazioni.....	4
1.2.2	Elevazione .....	4
1.2.3	Rampe e pianerottoli.....	4
2	Normativa di Riferimento .....	5
3	Classificazione della Struttura .....	6
4	MATERIALI E TERRENI .....	6
4.1	Materiali .....	6
4.1.1	Calcestruzzi per fondazioni .....	6
4.1.2	Acciai in tondo per opere in c.a. ....	7
4.1.3	Acciai per profili metallici.....	7
4.1.4	Acciai per piatti e piastre.....	7
4.1.5	Bulloneria corrente .....	7
4.2	Terreni in sito .....	7
5	RELAZIONE DI CALCOLO .....	8
5.1	Modellazione e Analisi della Struttura .....	8
5.1.1	Analisi della Struttura .....	9
5.2	Carichi Statici di Progetto .....	9
5.2.1	Sovraccarichi permanenti .....	9
5.2.2	Sovraccarichi accidentali.....	9
5.2.3	Azione del vento.....	9
5.3	Combinazioni di Carico.....	10
5.3.1	Combinazioni statiche .....	10
5.3.2	Combinazioni sismiche .....	10
5.4	Verifiche degli Elementi Strutturali.....	11
5.4.1	Verifica delle sollecitazioni del terreno di fondazione.....	11
5.4.2	Verifiche di resistenza fondazione - Combinazione SLU.....	12
5.4.3	Verifiche deformazioni in esercizio per combinazioni SLD.....	12
5.4.4	Verifiche di resistenza pilastri - Combinazione SLU e SLV .....	13
5.4.5	Verifiche tubi orizzontali portalati - Combinazione SLU.....	14
5.4.6	Verifiche cosciali - Combinazione SLU .....	15
5.4.7	Verifiche profili passerella UPN240 - Combinazione SLU .....	15
5.5	Allegati .....	16
	Allegato 1 – Verifica Fondazioni .....	17
	Allegato 2 – Verifica Deformabilità – SLD.....	22
	Allegato 3 – Verifica Pilastri .....	24
	Allegato 4 – Verifica Tubi orizzontali, Cosciali e Passerella.....	30
6	Relazione Generale – II LOTTO .....	40
6.1	Generalità .....	40

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

6.2	Descrizione della struttura .....	40
6.2.1	Fondazioni.....	40
6.2.2	Elevazione.....	41
6.2.3	Rampe e pianerottoli.....	41
7	Normativa di Riferimento .....	41
8	Classificazione della Struttura .....	42
9	MATERIALI E TERRENI .....	43
9.1	Materiali .....	43
9.1.1	Calcestruzzi per fondazioni .....	43
9.1.2	Acciai in tondo per opere in c.a. ....	43
9.1.3	Acciai per profili metallici.....	43
9.1.4	Acciai per piatti e piastre.....	43
9.1.5	Bulloneria corrente .....	43
9.2	Terreni in sito .....	43
10	RELAZIONE DI CALCOLO.....	45
10.1	Modellazione e Analisi della Struttura .....	45
10.1.1	Analisi della Struttura.....	47
10.2	Carichi Statici di Progetto .....	47
10.2.1	Sovraccarichi permanenti .....	47
10.2.2	Sovraccarichi accidentali.....	47
10.2.3	Azione del vento.....	48
10.3	Combinazioni di Carico.....	48
10.3.1	Combinazioni statiche .....	48
10.3.2	Combinazioni sismiche .....	48
10.4	Verifiche degli Elementi Strutturali.....	49
10.4.1	Verifica delle sollecitazioni del terreno di fondazione .....	49
10.4.2	Verifiche di resistenza fondazione - Combinazione SLU .....	50
10.4.3	Verifiche deformazioni in esercizio per combinazioni SLD.....	51
10.4.4	Verifiche di resistenza pilastri - Combinazione SLU e SLV .....	51
10.4.5	Verifiche Tubi Mensole - Combinazione SLU .....	53
10.4.6	Verifiche cosciali - Combinazione SLU .....	55
10.5	Allegati .....	56
	Allegato 1 – Verifica Fondazioni .....	57
	Allegato 2 – Verifica Deformabilità – SLD.....	62
	Allegato 3 – Verifica Pilastri .....	65
	Allegato 4 – Verifica Tubi orizzontali, Cosciali.....	76
11	Descrizione Intervento .....	90
12	Normativa e Metodo di Calcolo.....	91
13	Materiali Impiegati.....	91
14	RELAZIONE DI CALCOLO.....	92
14.1	Analisi dei Carichi .....	92
14.2	Verifica Profili .....	92
14.3	Allegati .....	92

# 1 RELAZIONE GENERALE – I LOTTO

## 1.1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione è la realizzazione di una nuova scala di sicurezza a servizio dell'Edificio 24 del Campus Leonardo del Politecnico di Milano.

In particolare lo sviluppo in elevazione è stato posizionato a circa 5.0 metri di distanza dall'edificio. La scala è collegata a questo tramite passerelle aeree che permettono l'esodo in caso di pericolo dai piani primo, secondo e terzo. Per quanto riguarda il piano rialzato, la via di fuga è assicurata da una scala in c.a. esistente.

La struttura principale è in acciaio, composta da due portali collegati da controventi che permettono l'assorbimento sia dei carichi gravitazionali che di quelli orizzontali, all'interno dei quali si snodano rampe e pianerottoli.

## 1.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Si riporta di seguito una breve descrizione degli elementi principali della struttura in oggetto. Si rimanda agli elaborati grafici per una completa presa visione dei dettagli.

### 1.2.1 Fondazioni

Le fondazioni sono composte da un'unica platea di spessore pari a 50cm e dimensioni in pianta pari a 4.32x4.59m, posta su un letto di calcestruzzo magro di altezza pari a 10cm.

La quota di imposta è a -1.61m (-1.70m dal piano campagna, identificato con quota altimetrica pari a +0.09m).

In corrispondenza dei pilastri portanti sono inoltre previsti dei dadi in c.a. di dimensioni 80x80cm e altezza pari a 104cm, che permettono di portare il dettaglio di incastro tra acciaio e c.a. in prossimità del piano campagna, rendendolo quindi facilmente ispezionabile ed evitando la degradazione del materiale del pilastro stesso. La scelta della quota di imposta deriva dalla necessità di non fondare superficialmente la struttura portante.

Lo scavo necessario per il getto delle fondazioni aderisce sul lato est ad un edificio esistente (Edificio 23) ed al muro della rampa per disabili nei lati sud e ovest, come riportato nelle tavole progettuali. Questo non comporta tuttavia problematiche di tipo statico ai manufatti esistenti, che pertanto non necessitano rinforzi.

### 1.2.2 Elevazione

Come già anticipato la struttura in elevazione è costituita da due portali principali. Questi sono composti da pilastri realizzati con profili tubolari di diametro esterno pari a 330mm e spessore 10mm, collegati ad ogni pianerottolo e in sommità da tubolari di diametro esterno pari a 267mm e spessore 10mm. In corrispondenza delle rampe sono poi presenti controventi, sempre composti da tubolari con diametro esterno pari a 121mm e spessore 8mm, collegati ai pilastri tramite perni.

I due portali sono poi collegati fra loro da tubolari, anch'essi di diametro esterno pari a 121mm e spessore 8mm, che insistono sui tubolari orizzontali precedentemente descritti tramite perni.

### 1.2.3 Rampe e pianerottoli

La struttura portante di rampe e pianerottoli è composta da profili UPN240. Questi sono posti a distanza di 1.20m, larghezza netta della scala in progetto, e sono poggiati ad ogni piano sui

**Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

tubolari orizzontali dei portali. In particolare le rampe sono poste all'interno del rettangolo ideale disegnato dai pilastri, mentre i pianerottoli escono a sbalzo.

Ai cuscini sono imbullonati i gradini grigliati, con piatti principali di dimensioni pari a 30x3mm.

Il parapetto, saldato ai profili UPN240, ha struttura principale in acciaio con montanti composti da tubi quadri di dimensioni 60x60mm e spessore 5mm, vincolati in sommità da un tubo quadro, anch'esso di sezione 60x60mm, ma con spessore pari a 4mm.

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa tecnica di riferimento per il dimensionamento e la verifica delle strutture è la seguente:

- **D.M. 14-01-2008** "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare** Ministero Infrastrutture e Trasporti **02-02-2009 n°617** "Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"

Per quanto non espressamente specificato nelle norme, in accordo col Cap. 12 del D.M. stesso, si è fatto riferimento ad altri documenti tecnici di comprovata validità, in particolare:

- **Eurocodici strutturali** pubblicati dal CEN con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali
- **Bollettino ufficiale Regione Lombardia** Serie ordinaria n.29 del 16 Luglio 2014.
- **Norme UNI EN** armonizzate

### 3 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

Ai fini della definizione dell'azione sismica, la struttura in oggetto viene classificata come segue:

- **TIPO 2** (Opere ordinarie) → Vita Nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- **CLASSE II** (Normali affollamenti) → Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.0$

Risulta quindi un **periodo di riferimento** per l'azione sismica pari a:  **$V_R = 50$  anni**

La struttura è situata nel **Comune di Milano**.

In base alla classificazione successiva all'Ordinanza P.C.M. 20-03-2003 n°3274, recepita dalla Regione Lombardia con D.G.R. 07-11-2003 n°14964, il sito di costruzione dell'opera è classificato in **zona 4 (sismicità molto bassa)**.

Facendo riferimento alla classificazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia che stabilisce i valori di pericolosità sismica del territorio nazionale a seguito della Ordinanza P.C.M. 28-04-2006 n°3519, cui fa riferimento il D.M. 14-01-2008, si può procedere alla definizione dei parametri dell'azione sismica di progetto nel modo seguente.

Con riferimento al sito e in relazione ad una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R} = 10\%$  (corrispondente allo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**), si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche di progetto finalizzate alle verifiche ultime di resistenza:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito:  **$a_g/g = 0.0547$**
- Fattore di amplificazione dello spettro:  $F_0 = 2.64$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante:  $T^*_C = 0.28$

Considerando una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R} = 63\%$  propria dello **Stato Limite di Danno - SLD**, si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche per le verifiche di deformabilità in esercizio:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito:  **$a_g/g = 0.026$**
- Fattore di amplificazione dello spettro:  $F_0 = 2.56$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante:  $T^*_C = 0.19$

Anche in base alla classificazione più recente, il sito è caratterizzato quindi da una **sismicità molto bassa**.

## 4 MATERIALI E TERRENI

### 4.1 MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

#### 4.1.1 Calcestruzzi per fondazioni

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5:**

- Classe di resistenza: **C 25/30** ( $R'_{ck} 300$ )

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

- |                            |                 |
|----------------------------|-----------------|
| ▪ Classe di esposizione:   | <b>XC 2</b>     |
| ▪ Consistenza al getto:    | <b>S3</b>       |
| ▪ Diametro massimo inerti: | <b>20-22 mm</b> |

**4.1.2 Acciai in fondo per opere in c.a.**

- |  |               |          |
|--|---------------|----------|
| ▪ Barre ad aderenza migliorata - acciaio | <b>B 450C</b> | (FeB44k) |
| ▪ Reti elettrosaldate - acciaio tipo     | <b>B 450C</b> | (FeB44k) |

**4.1.3 Acciai per profili metallici**

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 235</b> | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

**4.1.4 Acciai per piatti e piastre**

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 235</b> | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

**4.1.5 Bulloneria corrente**

- |                                    |            |
|------------------------------------|------------|
| ▪ Viti ad alta resistenza - classe | <b>8.8</b> |
| ▪ Dadi ad alta resistenza - classe | <b>8</b>   |

**4.2 TERRENI IN SITO**

Non essendo stata effettuata la misura diretta della propagazione delle onde di taglio, ai fini della definizione dell'azione sismica si classifica il terreno sulla base dei risultati delle prove penetrometriche. La classificazione sismica del sottosuolo è la seguente:

- |                                   |          |   |
|-----------------------------------|----------|---|
| ▪ <b>Categoria di sottosuolo:</b> | <b>C</b> | (terreni a grana grossa mediamente addensati) |
| ▪ Condizioni Topografiche:        | T1       | (Superficie pianeggiante)                     |

In funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche viene definito il **Coefficiente di Suolo S** che amplifica gli spettri di risposta sismici (par. 3.2.3.2.1), a priori variabile se si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) in condizioni ultime o se si considera lo Stato Limite di Danno (SLD) in esercizio.

**Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**

- |  |          |   |             |                                     |
|--|----------|---|-------------|-------------------------------------|
| ▪ Coefficiente amplificazione Topografica:           | $S_T$    | = | 1.00        | (Tab. 3.2.VI)                       |
| ▪ Coefficiente Categoria Sottosuolo:                 | $C_C$    | = | 1.60        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: | $T_C$    | = | 0.45        | $(C_C \cdot T^*_{C1})$              |
| ▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:         | $S_S$    | = | 1.50        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ <b>Coefficiente di Suolo SLV:</b>                  | <b>S</b> | = | <b>1.50</b> | <b><math>(S_S \cdot S_T)</math></b> |

**Stato Limite di Danno - SLD**

- |  |          |   |             |                                     |
|--|----------|---|-------------|-------------------------------------|
| ▪ Coefficiente amplificazione Topografica:           | $S_T$    | = | 1.00        | (Tab. 3.2.VI)                       |
| ▪ Coefficiente Categoria Sottosuolo:                 | $C_C$    | = | 1.82        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: | $T_C$    | = | 0.345       | $(C_C \cdot T^*_{C1})$              |
| ▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:         | $S_S$    | = | 1.50        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ <b>Coefficiente di Suolo SLD:</b>                  | <b>S</b> | = | <b>1.50</b> | <b><math>(S_S \cdot S_T)</math></b> |



## 5 RELAZIONE DI CALCOLO

### 5.1 MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

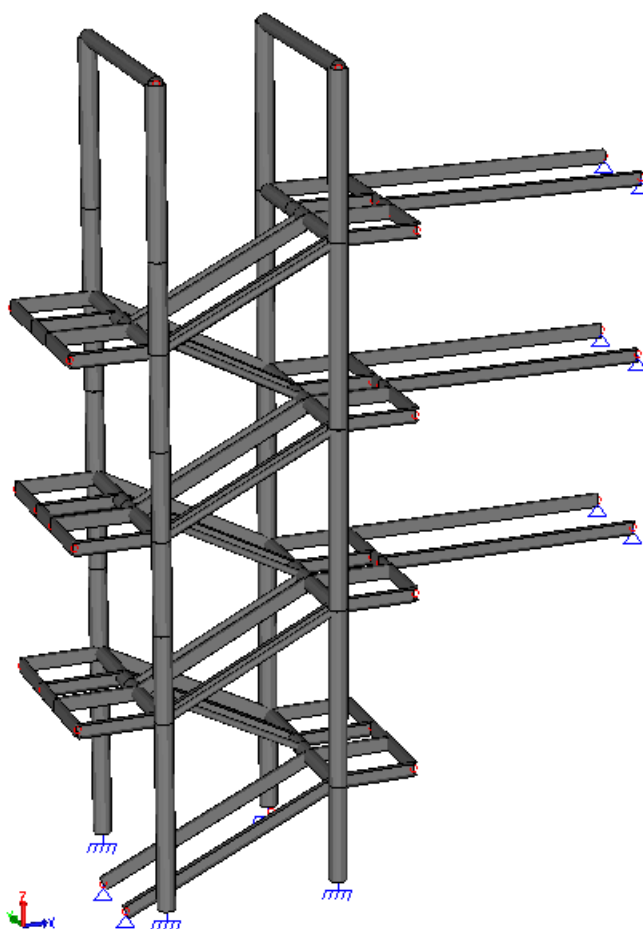
Per la valutazione delle azioni orizzontali dovute al sisma e in generale per l'analisi globale della struttura in oggetto, è stato costruito un modello tridimensionale a EF con il software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Il modello è stato impostato ponendo lo zero a livello dell'incastro tra pilastri in acciaio e fondazione, considerando quindi gli effetti dell'azione sismica a partire da tale quota.

Tutti gli elementi, pilastri, controventi e cosciali, sono stati modellati tramite elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli alla base sono stati modellati come incastri, mentre i collegamenti delle passerelle all'edificio 24 esistente sono stati modellati tramite cerniere sferiche, in quanto non sarebbe corretto conferire a questi rigidità flessionale.

Si riporta di seguito una immagine rappresentativa del modello a EF utilizzato.



### 5.1.1 Analisi della Struttura

Per la valutazione delle azioni sismiche è stata utilizzata l'analisi lineare dinamica, in quanto la struttura in esame risulta piuttosto complicata per poter fare affidamento sull'analisi statica equivalente. Il valore di struttura utilizzato è stato calcolato secondo quanto descritto nel paragrafo 7.3.1 delle NTC2008:

Per edifici non regolari in elevazione:  $q = 0.8 \cdot q_0$

Dove  $q_0 = 4$

Risulta quindi un **Fattore di Struttura:**  $q = 3.2$  (0.8 · 4)

Nell'analisi modale sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Coefficiente di smorzamento: 5 %
- Eccentricità accidentale: 5 %

La combinazione dei modi di vibrare della struttura è stata effettuata con una combinazione quadratica completa (CQC).

Il periodo principale della struttura ricavato dall'analisi dinamica è pari a  $T_1 = 0.48$  sec e corrisponde al primo modo di vibrazione in direzione Y, direzione coincidente a quella dei portali. Nell'analisi sono stati considerati 80 modi di vibrare che coinvolgono complessivamente l'88% e l'89% della massa sismica della struttura rispettivamente in direzione X e Y (minimo da normativa 85%).

## 5.2 CARICHI STATICI DI PROGETTO

Di seguito vengono riportati i carichi statici agenti sulla struttura considerati nelle analisi. Ai fini dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico, i carichi riportati sono da intendersi come caratteristici.

### 5.2.1 Sovraccarichi permanenti

- **Rampe e pianerottoli**

Carico permanente – escluso p. proprio = 150 kg/mq

### 5.2.2 Sovraccarichi accidentali

- **Scale Comuni**

Cat. C2 – Ambienti suscettibili di affollamento = 400 kg/mq

Per l'azione accidentale del vento, si veda il paragrafo successivo.

Il carico accidentale dovuto alla neve non è stato invece considerato in quanto sicuramente minore del carico accidentale per ambienti suscettibili di affollamento.

### 5.2.3 Azione del vento

I parametri utilizzati per il calcolo dell'azione del vento sono i seguenti:

- Velocità di riferimento:  $v_b = 25$  m/s
- Categoria di esposizione: V (Classe di rugosità A)
- Coefficiente di forma:  $C_p = 1.2$
- Coefficiente dinamico:  $C_d = 1.0$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei valori di pressione del vento relativi a ognuna delle altezze dei pianerottoli della scala. All'interno del modello, infatti, il carico da vento è stato considerato come carico concentrato applicato ai pilastri in corrispondenza di ogni pianerottolo.

H [m]	2.4	4.05	5.7	7.35	9	10.65	12.3
ce	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	1.48	1.50
p [Kg/mq]	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	70.0	71.0

## 5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state applicate alla struttura combinazioni di carico allo stato limite ultimo e di esercizio.

### 5.3.1 Combinazioni statiche

Le combinazioni di carico SLU e SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura (par. 2.5.3). I carichi accidentali vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di combinazione, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura. Allo SLU le azioni caratteristiche vengono incrementate con l'applicazione dei coefficienti di amplificazione definiti al par. 2.6.1.

In sede di dimensionamento vengono valutate tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Le **combinazioni di carico statiche** applicate globalmente alla struttura sono le seguenti.

#### 1 combinazione di carico allo Stato limite Ultimo:

- Combinazione n° 2 - SLU statica

#### 1 combinazione di carico allo Stato limite di Esercizio:

- Combinazione n° 3 - SLE Rara

### 5.3.2 Combinazioni sismiche

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Per il calcolo del sistema di forze orizzontali, sono state considerate le masse e la combinazione delle azione sismiche con i carichi gravitazionali come specificato al par. 3.2.4.

La componente verticale dell'azione sismica non viene presa in considerazione, non ricadendo la struttura nella casistica del par. 7.2.1. Come previsto dalla norma al par. 7.3.5, il sistema di forze sismiche orizzontali viene applicato alla struttura secondo la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

applicando quindi l'azione sismica in una delle due direzioni principali ortogonali della struttura X e Y combinata con il 30% dell'azione nell'altra direzione, con rotazione dei versi e dei coefficienti moltiplicativi.

Il codice di calcolo esegue in automatico l'involuppo con segno delle varie componenti di sollecitazione e rende possibile raggruppare gli effetti dinamici in un'unica combinazione di carico:

Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

**1 Combinazione di Carico Sismica allo Stato Limite Ultimo:**

- Combinazione n° 1 - Dinamica SLV Sisma

**1 Combinazione di Carico Sismica allo Stato Limite di Esercizio:**

- Combinazione n° 6 - SLD Sisma

**5.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI**

Le procedure di verifica utilizzate seguono il **metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi e di esercizio**.

La **verifica** nei riguardi degli **SLU di resistenza e di stabilità** è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

**R<sub>d</sub>** è il **valore di progetto della resistenza** dell'elemento considerato, calcolato assumendo le resistenze ultime dei materiali strutturali.

**E<sub>d</sub>** è il **valore di progetto della sollecitazione**, calcolato amplificando le azioni caratteristiche per ricondursi a condizioni di carico ultime.

La **verifica** di sicurezza nei confronti dello **SLE** si esprime controllando aspetti di funzionalità quali la **deformazione** delle membrature, gli **spostamenti** e le deformazioni dei collegamenti, applicando le sollecitazioni indotte dalle azioni caratteristiche.

Si attesta che tutte le **verifiche degli elementi strutturali** sono **positive** con adeguato margine di sicurezza.

Si attesta inoltre che nel dimensionamento degli elementi strutturali sono state rispettate le **prescrizioni normative** in termini di limitazioni geometriche e caratteristiche dei collegamenti, limitatamente agli edifici in zona sismica in classe di **duttilità bassa**.

**5.4.1 Verifica delle sollecitazioni del terreno di fondazione**

Per la fondazione a platea, dalla relazione geotecnica cui si rimanda, è stata desunta una portata di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU) pari a:

$$\sigma_T (SLU) = 2.26 \text{ kg/cm}^2$$

La modellazione geotecnica ha permesso di individuare la pressione sollecitante massima come riportato nella relazione geotecnica.

$$\sigma_{T \text{ MAX}} = 0.65 \text{ kg/cm}^2 < 2.26 \text{ kg/cm}^2$$

**La verifica risulta soddisfatta.**

### 5.4.2 Verifiche di resistenza fondazione - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza a flessione della platea di fondazione. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

In questa sede ci si sofferma sulla verifica della striscia di fondazione che collega i pilastri P2 e P4 per il momento  $M_{xx}$  e della striscia che collega i pilastri P3 e P4 per il momento  $M_{yy}$ . In particolare si riporta la verifica per una sezione di larghezza unitaria in corrispondenza della zona di mezzera tra i pilastri e una in corrispondenza dei pilastri stessi.

La sezione di verifica risulta per entrambi i casi di dimensione 100x50cm.

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE - CAMPATA – dir. Y

Armatura long. superiore:  $4\Phi 16$  (copriferro 3.5cm)

Armatura long. inferiore:  $4\Phi 16$  (copriferro 3.5cm)

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = - 5747 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = -14448 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.40 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE - APPOGGIO – dir. X

Armatura long. superiore:  $4\Phi 16$  (copriferro 3.5cm)

Armatura long. inferiore:  $4\Phi 16$  (copriferro 3.5cm)

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 6615 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 14448 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.46 < 1$

Campo di rottura della sezione: 2

### 5.4.3 Verifiche deformazioni in esercizio per combinazioni SLD

In allegato sono riportati i drift di interpiano (tra due pianerottoli consecutivi) ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico sismiche in esercizio allo Stato Limite di Danno.

Il limite di deformazione di interpiano indicato dalla normativa per colonne in acciaio componenti edifici multipiano (Tab. 4.2.XI) è pari a 1/300 dell'altezza di interpiano, corrispondente a

$$d_r / h < 3 \text{ ‰}$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore

$h$  è l'altezza tra due pianerottoli consecutivi

Come riportato in allegato, la deformazione massima si ottiene per tutti e quattro i pilastri a livello del primo pianerottolo. Il valore massimo è pari a:

$$d_r / h = 0.65 \text{ ‰} < 3 \text{ ‰}$$

La verifica risulta soddisfatta.

#### 5.4.4 Verifiche di resistenza pilastri - Combinazione SLU e SLV

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza a presso-flessione dei pilastri per la combinazione di carico SLU. Le verifiche di seguito riportate sono quelle relative alla sezione corrispondente al secondo pianerottolo, in quanto più gravosa.

In particolare si riportano le verifiche del Pilastro P4, maggiormente sollecitato.

Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

##### ▪ **PILASTRO P4 – SECONDO PIANEROTTOLO – Combinazione SLU**

###### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed} = 12470 \text{ kg}$

Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{y-Ed} = 2710 \text{ kg}\cdot\text{m}$

###### CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 33 < 50$

Azione assiale resistente:  $N_{Rd} = 224998 \text{ kg}$

Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd} = 22926 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd} = 0.12 < 1$

##### ▪ **PILASTRO P4 – SECONDO PIANEROTTOLO – Combinazione SLV**

###### VERIFICA DI RESISTENZA (SLV) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed} = 9943 \text{ kg}$

Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{y-Ed} = 1431 \text{ kg}\cdot\text{m}$

###### CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 33 < 50$

Azione assiale resistente:  $N_{Rd} = 224998 \text{ kg}$

Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd} = 22926 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd} = 0.06 < 1$

### 5.4.5 Verifiche tubi orizzontali portalì - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza e deformabilità dei tubi  $\Phi 267$  componenti i portalì.

Ad ogni piano gli elementi in oggetto sono sollecitati da una forza concentrata in corrispondenza dell'appoggio di ognuno dei quattro cosciali convergenti al pianerottolo.

I tubolari maggiormente sollecitati sono quelli in corrispondenza della passerella di sbarco. Si riporta quindi in questa sede la verifica di tali elementi. La combinazione considerata per la verifica di resistenza è quella SLU in quanto più gravosa.

Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

La luce di calcolo è pari a 3.5m e la sezione pari a  $\Phi_{est}=267\text{mm}$ , spessore 10mm.

#### CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 267$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 26.7 < 50$

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) AGLI APPOGGI

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 4817 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 14790 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.33 < 1$

#### VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\delta_{MAX} = 0.09 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $\delta_{MAX} / L = 1/3889 < 1 / 300$

#### VERIFICA CONNESSIONE (SLU) AGLI APPOGGI

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

Azione assiale sollecitante:

$$N_{BULLONE\ 7} = 6142 \text{ Kg}$$

Azione assiale resistente del bullone:

$$F_{t,Rd} = 11059 \text{ Kg}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $N_{BULLONE\ 7} / F_{t,Rd} = 0.56 < 1$

### 5.4.6 Verifiche cosciali - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza e deformabilità dei cosciali UPN240. Questi sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. La combinazione considerata per la verifica di resistenza è quella SLU in quanto più gravosa.

Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

L'influenza del carico è pari a 0.60m. I carichi considerati sono i seguenti:

$p_{PP+PERM}$	=	130 Kg/ml	
$p_{ACC}$	=	240 Kg/ml	
$p_{TOT,SLE}$	=	370 Kg/ml	
$p_{TOT,SLU}$	=	555 Kg/ml	(370 · 1.5)

#### CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe UPN240 a flessione:

**CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon$  = 1.00

Coefficiente per anima inflessa:  $h / t_w / \varepsilon$  = 25.3 < 72

Coefficiente per ala compressa:  $b / t_f / \varepsilon$  = 6.5 < 10

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) AGLI APPOGGI

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 585 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 8012 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.07 < 1$

#### VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) - SBALZO

Freccia all'estremità dello sbalzo:

$$\delta_{MAX} = 0.13 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $\delta_{MAX} / L = 1/1154 < 1 / 300$

### 5.4.7 Verifiche profili passerella UPN240 - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza e deformabilità dei profili UPN240 che compongono la struttura portante delle passerelle di sbarco. Questi sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. La combinazione considerata per la verifica di resistenza è quella SLU in quanto più gravosa. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

L'influenza del carico è pari a 0.65m e la luce di calcolo pari a  $L=6.47\text{m}$ . I carichi considerati sono i seguenti:

$p_{PP+PERM}$	=	137.5 Kg/ml
$p_{ACC}$	=	260 Kg/ml
$p_{TOT,SLE}$	=	397.5 Kg/ml



Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

$$p_{TOT,slu} = 596.3 \text{ Kg/ml} \quad (397.5 \cdot 1.5)$$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe UPN240 a flessione:

**CLASSE 1**

Acciaio S 235:

$$\text{Coefficiente } \varepsilon = 1.00$$

Coefficiente per anima inflessa:

$$h / t_w / \varepsilon = 25.3 < 72$$

Coefficiente per ala compressa:

$$b / t_f / \varepsilon = 6.5 < 10$$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) IN MEZZERIA

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 2930 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{CRd} = 8012 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**

$$M_{Ed} / M_{CRd} = 0.37 < 1$$

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) IN MEZZERIA

Freccia in mezzeria:

$$\delta_{MAX} = 1.18 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**

$$\delta_{MAX} / L = 1/548 < 1 / 300$$

**5.5 ALLEGATI**

- **ALLEGATO 1** – Verifica Fondazioni
- **ALLEGATO 2** – Verifica Deformabilità – SLD
- **ALLEGATO 3** – Verifica Pilastri
- **ALLEGATO 4** – Verifica Tubi orizzontali, Cosciali e Passerella

**Lavori di realizzazione**

**Nuove scale esterne di sicurezza**

**E adeguamento normativo VVF**

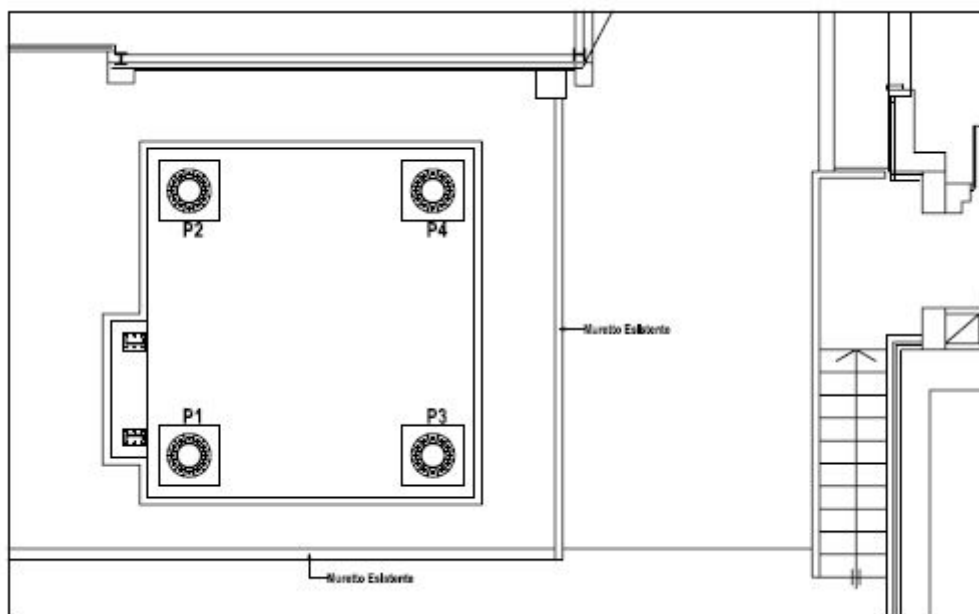
## **ALLEGATO 1 – VERIFICA FONDAZIONI**

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

Si riportano di seguito i risultati in termini di momenti che si sviluppano all'interno della fondazione stessa, considerando i carichi allo stato limite ultimo.

I calcoli sono stati effettuati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

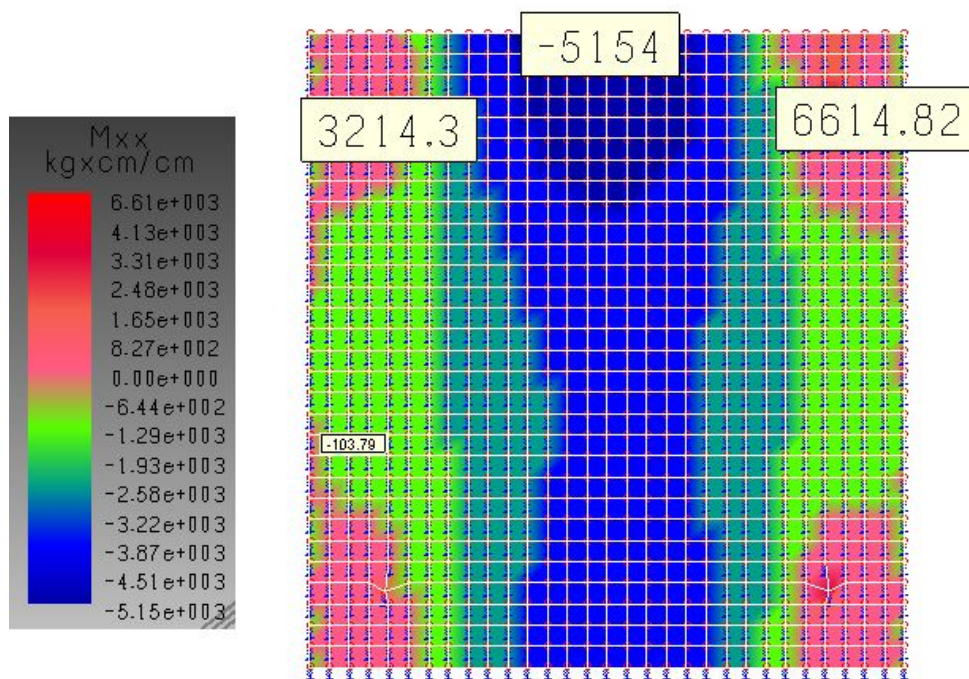
Si riportano per completezza i carichi caratteristici ricavati alla base dei pilastri, identificati come P1,P2,P3,P4, come rappresentato nella figura sottostante:



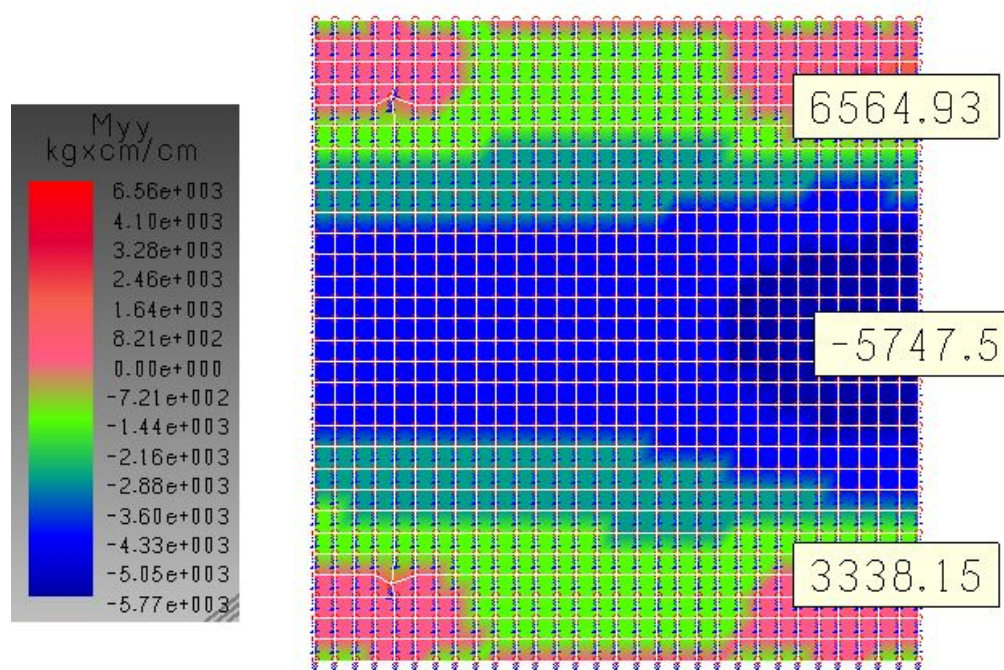
I carichi caratteristici alla base di pilastri sono i seguenti:

P <sub>P1</sub>	=	7452 Kg
P <sub>P2</sub>	=	9604 Kg
P <sub>P3</sub>	=	11880 Kg
P <sub>P4</sub>	=	16850 Kg

I valori dei momenti sollecitanti in direzione X secondo la Combinazione SLU sono i seguenti:



I valori dei momenti sollecitanti in direzione y secondo la Combinazione SLU sono i seguenti:



Come si nota dalle immagini precedenti, la zona maggiormente sollecitata è la striscia di fondazione che collega i pilastri P2 e P4 per il momento  $M_{xx}$  e della striscia che collega i pilastri

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

P3 e P4 per il momento  $M_{yy}$ . In particolare si riporta la verifica per una sezione di larghezza unitaria in corrispondenza della zona di mezzera tra i pilastri e una in corrispondenza dei pilastri stessi.

La sezione di verifica risulta per entrambi i casi di dimensione 100x50cm.

Le verifiche sezionali sono state effettuate con il programma di calcolo "Verifiche Sezioni" Versione 2012 SP1 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

SEZIONE IN CAMPATA –  $M_{yy}$ **AMV s.r.l.****Via San Lorenzo, 106****Tel. 0481/779903****34077 Ronchi dei Legionari (GO)****INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO**

```
=====
Nome archivio di lavoro      : Fondazione
Intestazione del lavoro     : Fondazione
Unità misura Forza          : kg
Unità misura Lunghezza      : cm
Tensioni                     : kg/cm²
Diametro armature           : mm
Area                         : mm²
=====
```

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.

Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Coordinate vertici

z'	y'
-50.00	-25.00
-50.00	25.00
50.00	25.00
50.00	-25.00

Risultati:

z'g (baricentro) = 0.00  
y'g (baricentro) = 0.00  
Angolo principale = 0.0

Area = 5000.00

Parametri di calcolo

Normativa: NTC-2008

Versione: 14 Gennaio 2008

Rck = 300 fyk = 4580 fykp = 16300

Sollecitazioni agenti

Sforzo normale N = 0.000  
Momento flettente Mz = -574700.000  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo

Sforzo normale N = -0.457  
Momento flettente Mz = -1430951.271  
Momento flettente My = 0.017

Indice di resistenza s.l.u: 0.40

Campo di rottura della sezione: 2

SEZIONE DI APPOGGIO –  $M_{xx}$ **AMV s.r.l.****Via San Lorenzo, 106****Tel. 0481/779903****34077 Ronchi dei Legionari (GO)**

## Lavori di realizzazione

## 13\_Relazione tecnica di calcolo

## Nuove scale esterne di sicurezza

## E adeguamento normativo VVF

## =====

## =====

## =====

Nome archivio di lavoro : Fondazione  
Intestazione del lavoro : Fondazione  
Unità misura Forza : kg  
Unità misura Lunghezza : cm  
Tensioni : kg/cm<sup>2</sup>  
Diametro armature : mm  
Area : mm<sup>2</sup>

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.

Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Contorno (Cls)

Coordinate vertici

z'	y'
-50.00	-25.00
-50.00	25.00
50.00	25.00
50.00	-25.00

Risultati:

z'g (baricentro) = 0.00

y'g (baricentro) = 0.00

Angolo principale = 0.0

Area = 5000.00

Parametri di calcolo

Normativa: NTC-2008

Versione: 14 Gennaio 2008

Rck = 300 fyk = 4580 fykp = 16300

Sollecitazioni agenti

Sforzo normale N = 0.000

Momento flettente Mz = 661500.000

Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo

Sforzo normale N = -0.456

Momento flettente Mz = 1430951.254

Momento flettente My = -1.298

Indice di resistenza s.l.u: 0.46

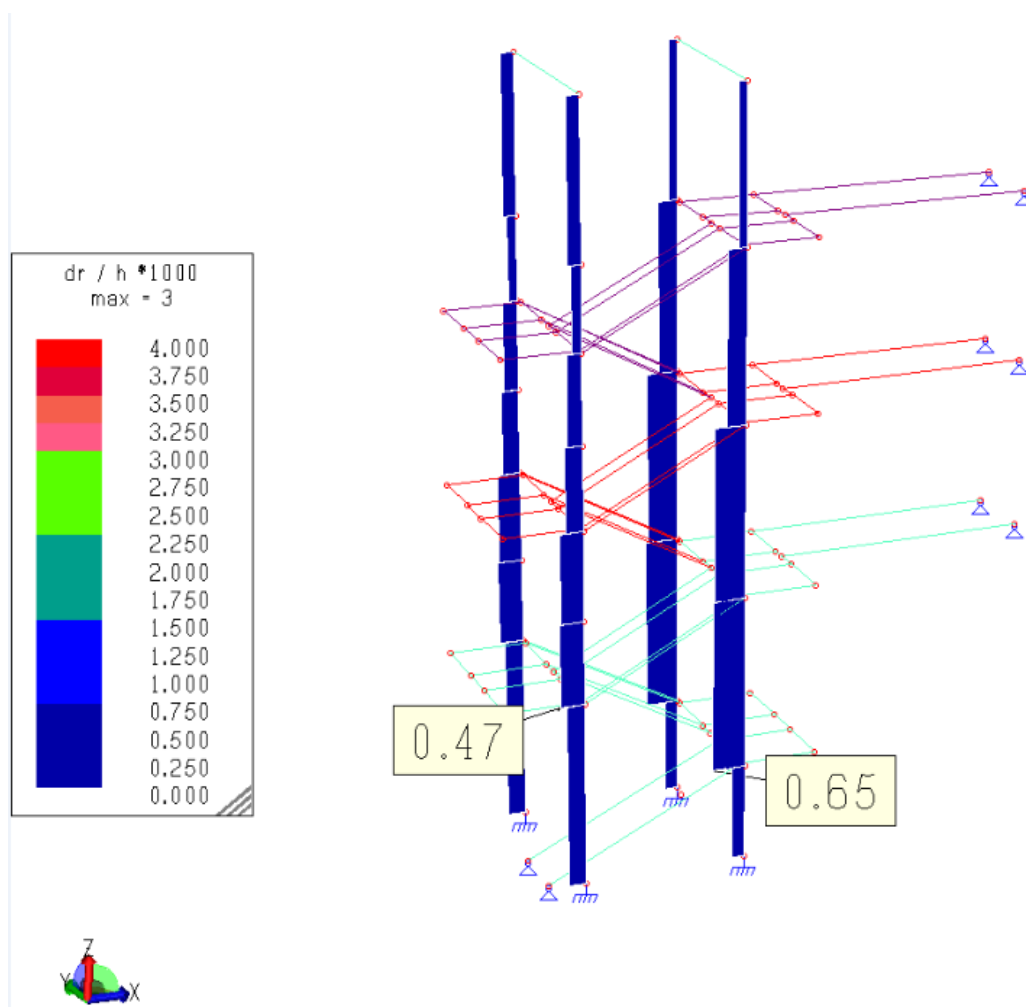
Campo di rottura della sezione: 2

## **ALLEGATO 2 – VERIFICA DEFORMABILITÀ – SLD**

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Il Software permette di visualizzare graficamente il drift di interpiano dei pilastri sollecitati dal sisma SLD. In particolare il diagramma presenta il valore di spostamento rapportato all'altezza di interpiano.



Come si nota il valore di spostamento massimo rapportato all'altezza di interpiano si ottiene per il pilastro P4 a livello del primo pianerottolo e vale **0.65%.**



**Lavori di realizzazione**

**Nuove scale esterne di sicurezza**

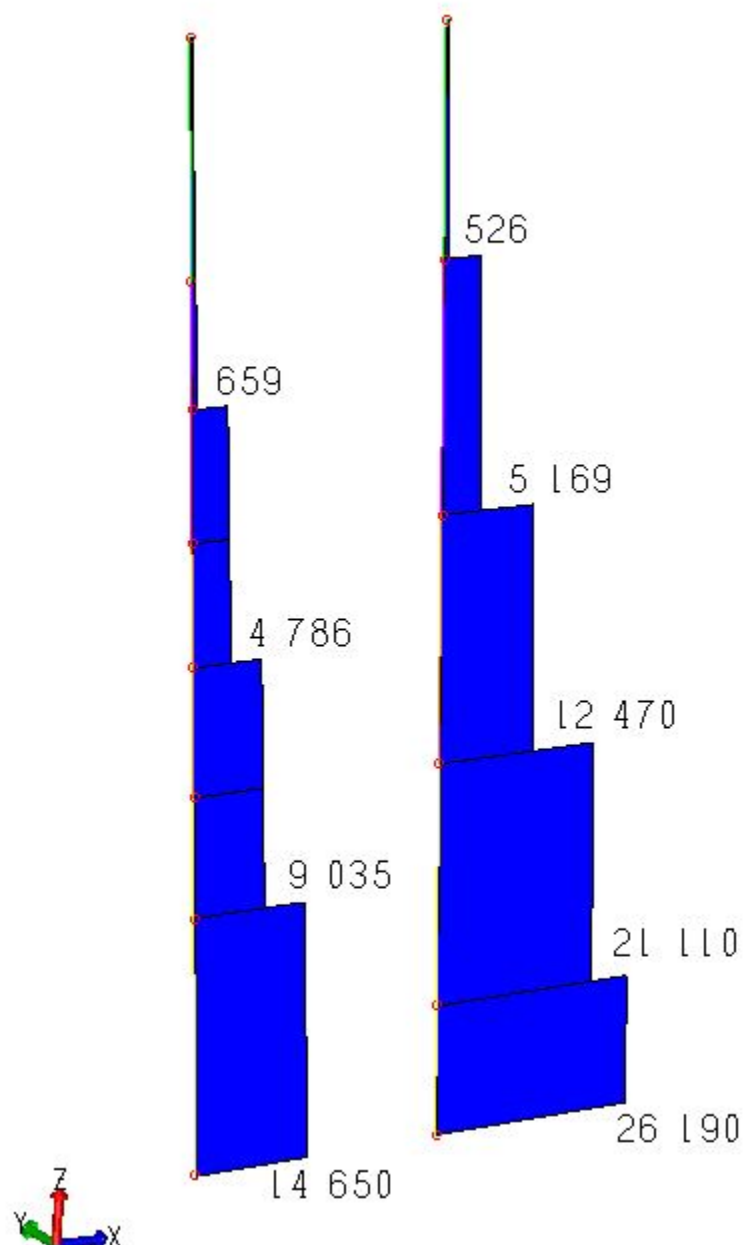
**E adeguamento normativo VVF**

## **ALLEGATO 3 – VERIFICA PILASTRI**

Si riportano di seguito i valori ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia) per quanto riguardano le sollecitazioni che si sviluppano nei pilastri a seguito dei carichi applicati secondo le combinazioni SLU e SLV.

In particolare vengono riportati azioni assiali e momenti flettenti sollecitanti i pilastri P2 e P4, in quanto risultano quelli maggiormente sollecitati.

#### AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLU (Kg)

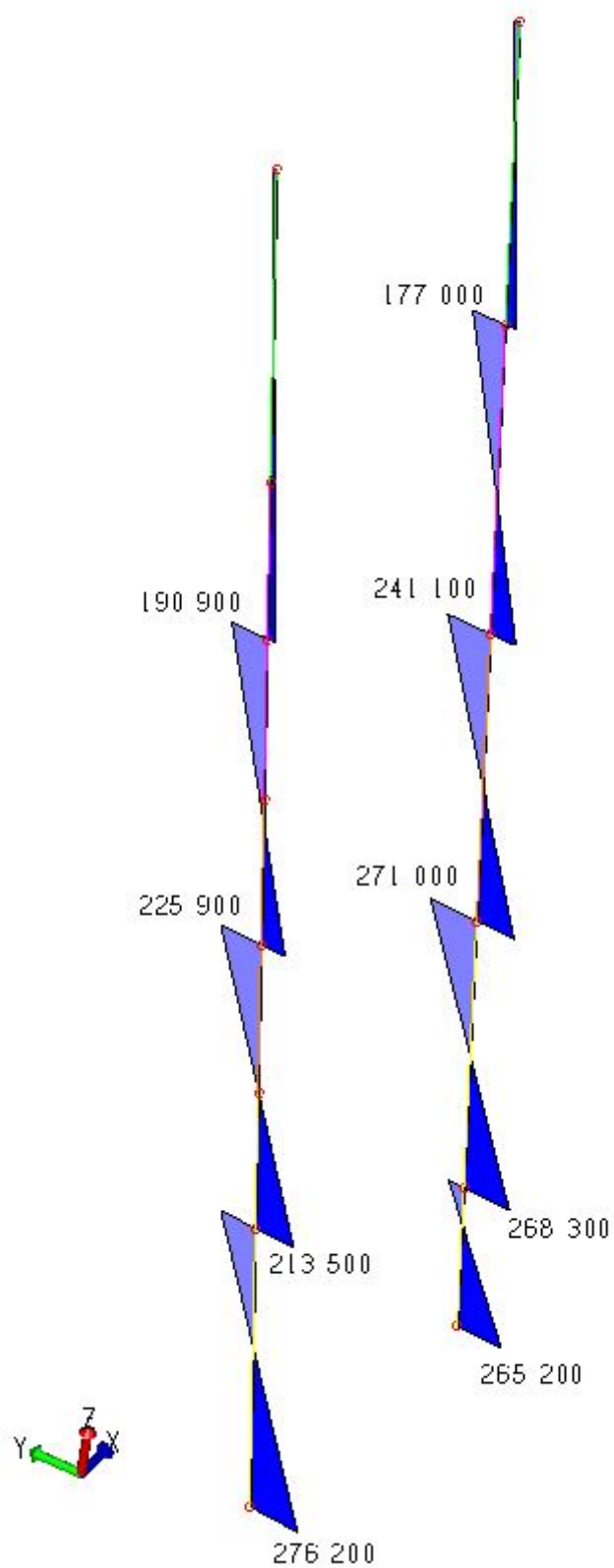


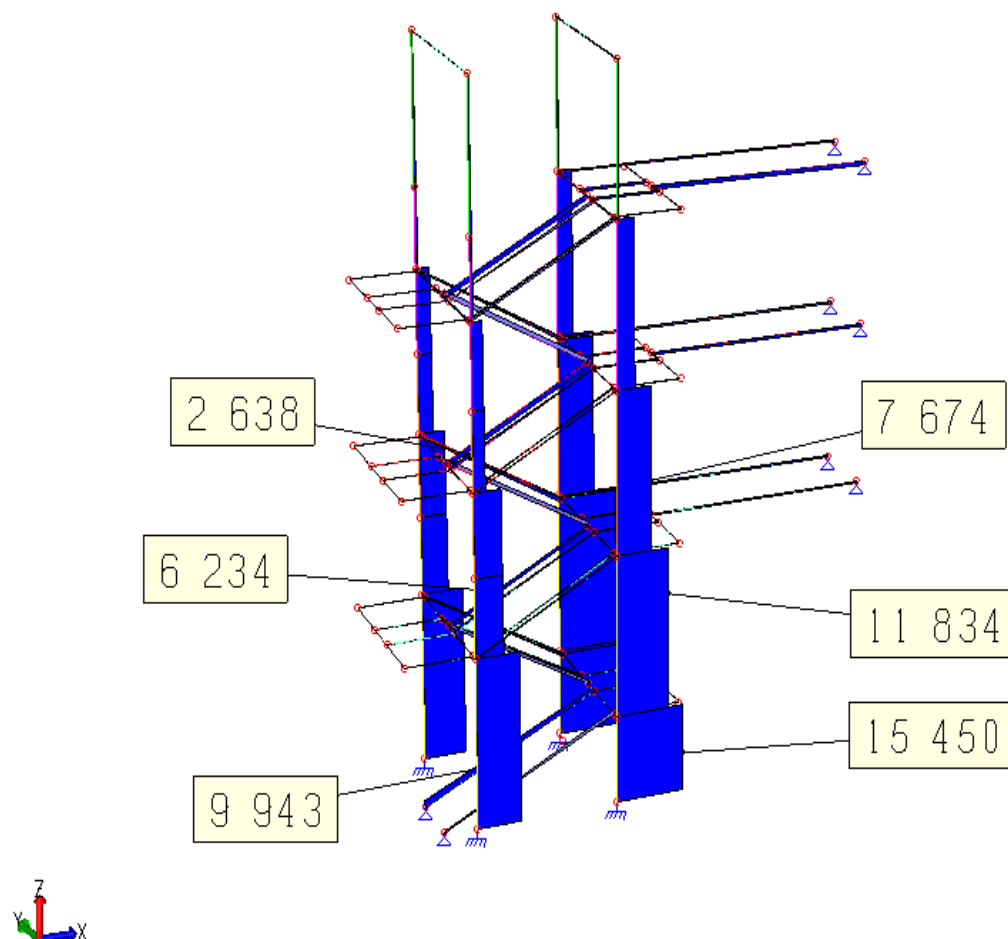
Lavori di realizzazione

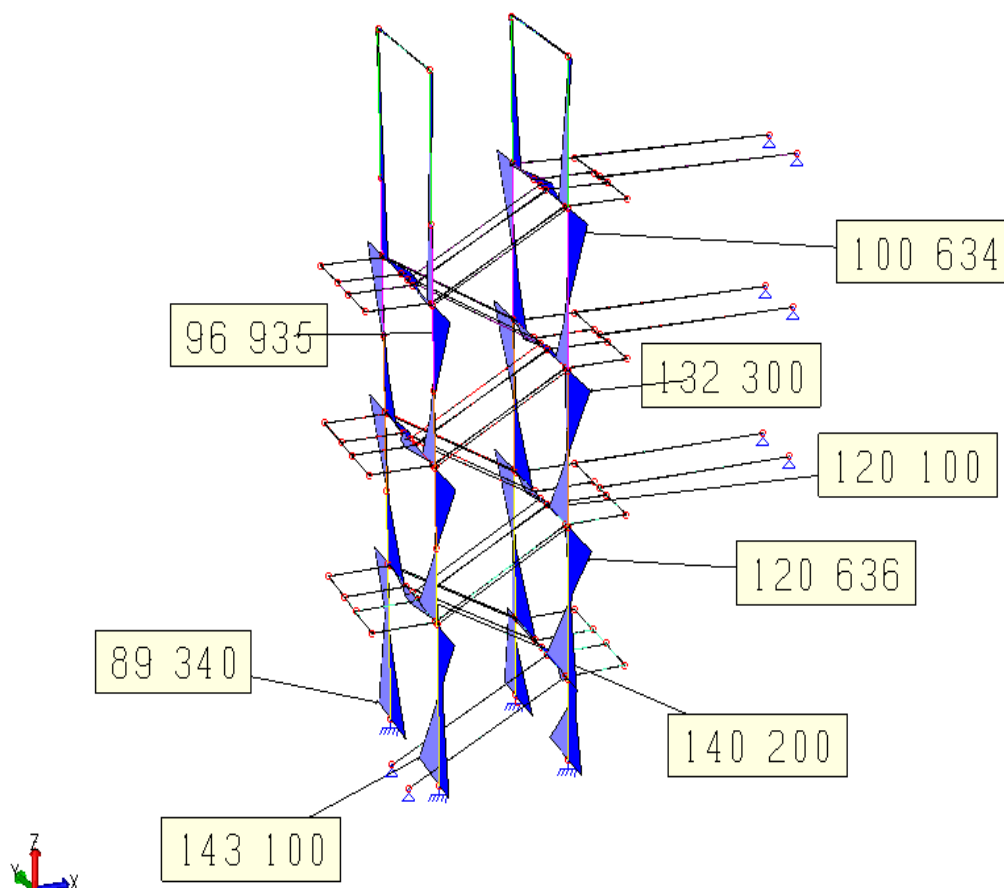
13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kgcm)

AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLV (Kg)



Sia per quanto riguarda la combinazione di carico SLU che per quella SLV, i valori più critici corrispondono al pilastro P4, in particolare in corrispondenza del secondo pianerottolo, in quanto è in questo punto che si registra il momento sollecitante maggiore.

E' proprio qui che viene riportata quindi la verifica sezionale per entrambe le combinazioni.

La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$  e spessore 10mm.

Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLU

Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - PROFILI TUB. TONDI																											
Elemento: Pilastro P4 - Comb. SLU																											
<table><tr><td>Φ<sub>est</sub> [mm]</td><td>t [mm]</td><td>Acciaio</td></tr><tr><td>330</td><td>10</td><td>S235</td></tr></table>			Φ <sub>est</sub> [mm]	t [mm]	Acciaio	330	10	S235	<table><tr><td colspan="2">N progetto (SLU)</td></tr><tr><td>Ned [kg]</td><td>12,470</td></tr></table>		N progetto (SLU)		Ned [kg]	12,470	<table><tr><td colspan="2">M progetto (SLU)</td></tr><tr><td>Med yy [kg m]</td><td>2,710</td></tr></table>			M progetto (SLU)		Med yy [kg m]	2,710						
Φ <sub>est</sub> [mm]	t [mm]	Acciaio																									
330	10	S235																									
N progetto (SLU)																											
Ned [kg]	12,470																										
M progetto (SLU)																											
Med yy [kg m]	2,710																										
<table><tr><td colspan="2">Caratteristiche geometriche profilo</td></tr><tr><td>Area - A</td><td>100.5 [cm^2]</td></tr><tr><td>Modulo plastico-Wply</td><td>1,024.3 [cm^3]</td></tr><tr><td>Modulo elastico-Wely</td><td>780.6 [cm^3]</td></tr></table>					Caratteristiche geometriche profilo		Area - A	100.5 [cm^2]	Modulo plastico-Wply	1,024.3 [cm^3]	Modulo elastico-Wely	780.6 [cm^3]	<table><tr><td>fyk [kg/cmq]</td><td>Coeff n</td></tr><tr><td>2,350</td><td>0.06</td></tr></table>		fyk [kg/cmq]	Coeff n	2,350	0.06	<table><tr><td colspan="2">N Resistente</td></tr><tr><td>Npl,Rd [kg]</td><td>224,998</td></tr></table>			N Resistente		Npl,Rd [kg]	224,998		
Caratteristiche geometriche profilo																											
Area - A	100.5 [cm^2]																										
Modulo plastico-Wply	1,024.3 [cm^3]																										
Modulo elastico-Wely	780.6 [cm^3]																										
fyk [kg/cmq]	Coeff n																										
2,350	0.06																										
N Resistente																											
Npl,Rd [kg]	224,998																										
					<table><tr><td colspan="2">M Resistente elastico</td><td colspan="2">M Resistente plastico</td></tr><tr><td>Mel,Rd yy [kg m]</td><td>17,471</td><td>Mpl,Rd yy [kg m]</td><td>22,926</td></tr></table>		M Resistente elastico		M Resistente plastico		Mel,Rd yy [kg m]	17,471	Mpl,Rd yy [kg m]	22,926													
M Resistente elastico		M Resistente plastico																									
Mel,Rd yy [kg m]	17,471	Mpl,Rd yy [kg m]	22,926																								
<table><tr><td>CLASSE</td></tr><tr><td>1</td></tr></table>		CLASSE	1	<table><tr><td colspan="2">M Res. plastico (ridotto per N)</td></tr><tr><td>Mn,Rd yy [kg m]</td><td>22,926</td></tr></table>			M Res. plastico (ridotto per N)		Mn,Rd yy [kg m]	22,926	<table><tr><td>MEd / Mn,Rd</td><td>0.12</td></tr><tr><td colspan="2">&lt; 1 VERIFICATO</td></tr></table>			MEd / Mn,Rd	0.12	< 1 VERIFICATO											
CLASSE																											
1																											
M Res. plastico (ridotto per N)																											
Mn,Rd yy [kg m]	22,926																										
MEd / Mn,Rd	0.12																										
< 1 VERIFICATO																											

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLV

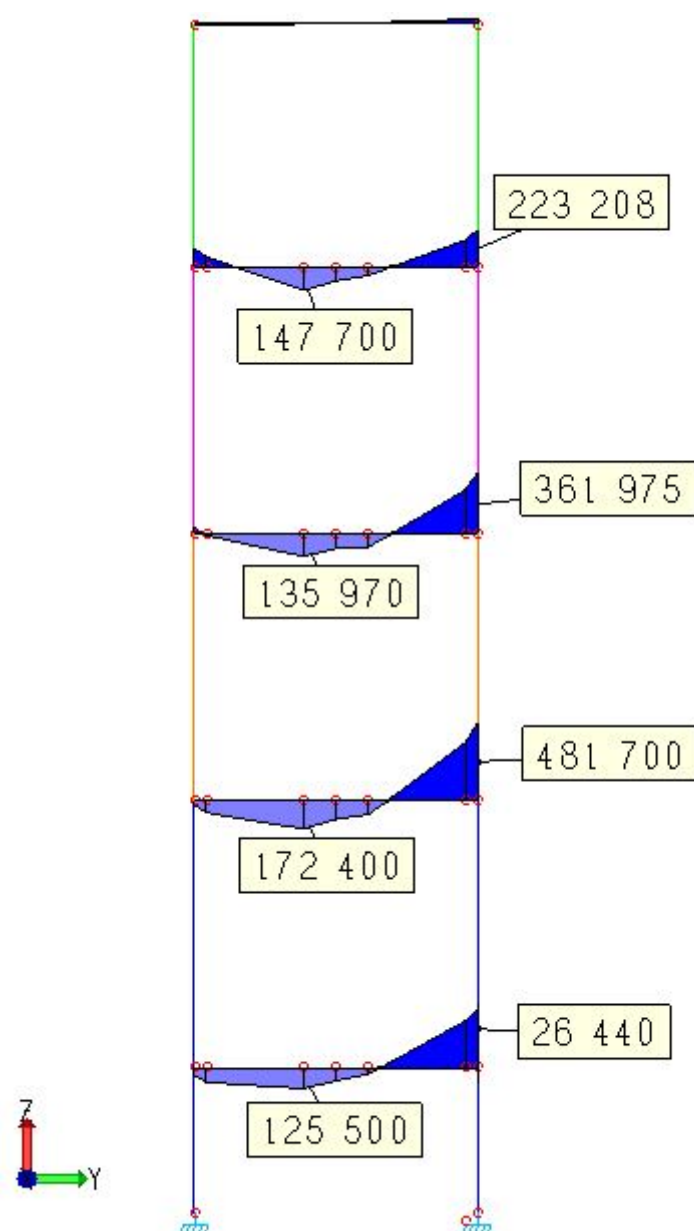
Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - <u>PROFILI TUB. TONDI</u>													
Elemento:                   Pilastro P - Comb. SLV													
<b>Φ<sub>est</sub> [mm]</b>			<b>t [mm]</b>			<b>Acciaio</b>		<b>N progetto (SLU)</b>		<b>M progetto (SLU)</b>			
330			10			S235		N <sub>ed</sub> [kg]		Med <sub>yy</sub> [kg m]			
								9.943		1.431			
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>						<b>f<sub>yk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b>		<b>Coeff n</b>		<b>N Resistente</b>			
Area - A		100,5 [cm <sup>2</sup> ]				2.350		0,04		N <sub>pl,Rd</sub> [kg]			
Modulo plastico-W <sub>p</sub> l <sub>y</sub>		1.024,3 [cm <sup>3</sup> ]								224.998			
Modulo elastico-W <sub>e</sub> l <sub>y</sub>		780,6 [cm <sup>3</sup> ]											
										<b>M Resistente elastico</b>		<b>M Resistente plastico</b>	
						M <sub>el,Rd yy</sub> [kg m]		17.471		M <sub>pl,Rd yy</sub> [kg m]			
										22.926			
1,00                   33,0                   50                   70                   90,0													
<b>CLASSE</b>			<b>M Res. plastico (ridotto per N)</b>					<b>MEd / Mn,Rd</b>			<b>0,06</b>		
1			Mn,Rd <sub>yy</sub> [kg m]					22.926			< 1 VERIFICATO		

## **ALLEGATO 4 – VERIFICA TUBI ORIZZONTALI, COSCIALI E PASSERELLA**

**VERIFICA TUBI ORIZZONTALI**

Si riportano di seguito i valori ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia) per quanto riguarda le sollecitazioni che si sviluppano nei tubi orizzontali dei portali a seguito dei carichi applicati secondo la combinazione SLU, in quanto identificata come più gravosa.

In particolare vengono riportati i risultati ottenuti sul portale composto dai pilastri P3 e P4. Su questi gravano infatti le tre passerelle di sbarco e di conseguenza risultano più sollecitate.

MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kgcm)

Come si vede dall'immagine riportata il valore massimo del momento flettente si trova all'appoggio del secondo pianerottolo, in corrispondenza del pilastro P4 e vale **M = 4817 Kgm.**



Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

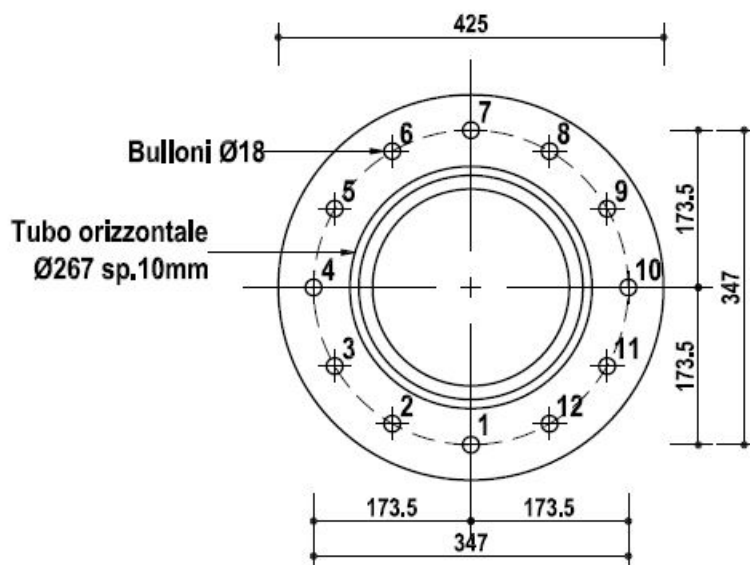
E' proprio per questo valore che viene riportata la verifica sezionale per la combinazione SLU.

La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 267\text{mm}$  e spessore 10mm.

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse generico - PROFILI GENERICI					
Elemento: Tubo orizzontale portale					
Descrizione profilo		Acciaio		M progetto (SLU)	
Tubolare $\Phi 267$ , sp.10mm		S235		Med [kg m]	4,817
		fyk [kg/cm <sup>2</sup> ] ftk [kg/cm <sup>2</sup> ]			
		2,350 3,600			
Caratteristiche geometriche profilo		Fori per bullonature		Verifica foratura delle ali	
Modulo plastico-Wpl	660.8 [cm <sup>3</sup> ]	Singolo	n°	0,9 * Af,net * ftk / $\gamma M_2$ [kg]	
Modulo elastico-Wel	500.1 [cm <sup>3</sup> ]	elem.d'ala		Af * fyk / $\gamma M_0$ [kg]	
A el. ala lorda - Af	[cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [mm]	t [mm]		
A el. ala netta - Af,net	[cm <sup>2</sup> ]				
CLASSE		M Resistente flessione retta		MEd / Mc,Rd	
1		Mc,Rd [kg m]		0.33	
		14,790		< 1 VERIFICATO	

## VERIFICA CONNESSIONI - COMBINAZIONE SLU

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). I bulloni utilizzati sono 12  $\Phi 18$  e sono disposti secondo lo schema che segue:



La massima resistenza di calcolo a trazione del bullone si calcola come

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 11059 \text{ Kg}$$

Dove

$f_{tb}$	(Resistenza a Rottura del bullone)	=	8000 Kg/cm <sup>2</sup>
$A_{res}$	(Area resistente del bullone)	=	1.92 cm <sup>2</sup>
$\gamma_{M2}$	(Coefficiente di sicurezza)	=	1.25

L'azione assiale massima, corrispondente al bullone n.7, è stata calcolata a partire dal momento sollecitante massimo.

## Lavori di realizzazione

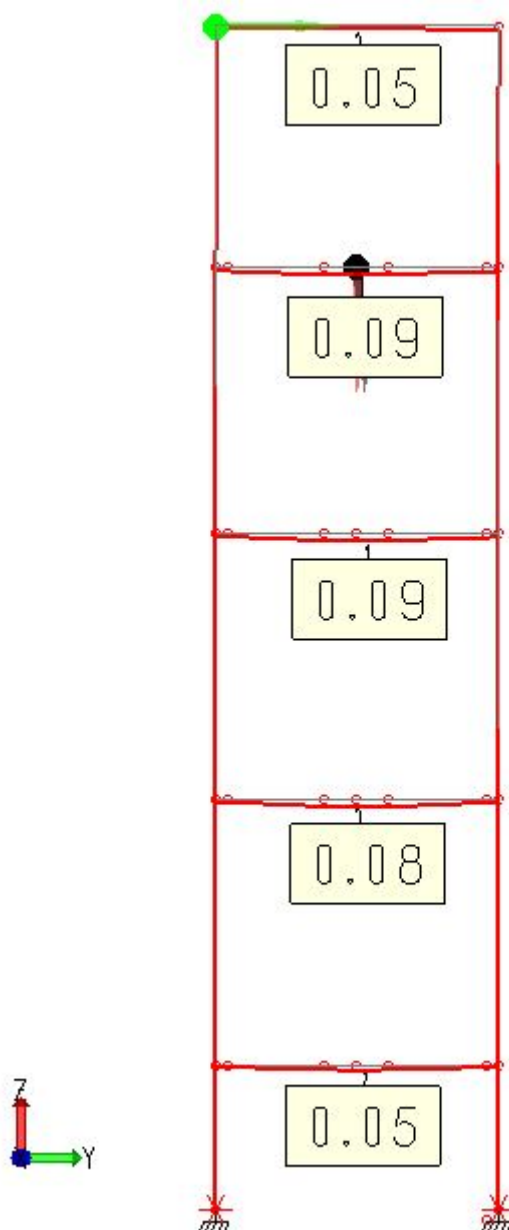
## 13\_Relazione tecnica di calcolo

## Nuove scale esterne di sicurezza

## E adeguamento normativo VVF

$M_{max}$	(Momento sollecitante)	=	4817	Kgm	
$J_{bulloni}$	(Momento di inerzia)	=	3455	cm <sup>4</sup>	
$d_{max}$	(Massima distanza dal baricentro)	=	17.35	cm	
$\sigma_{max,t}$	(Massimo sforzo di trazione)	=	2418	Kg/cm <sup>2</sup>	(481700 / 3455 · 17.35)

<b>N<sub>BULLONE 7</sub></b>	=	<b>6142 Kg</b>	(2418 · 2.54)
<b>I<sub>R</sub></b>	=	<b>0.56</b>	(6142/11059)

DEFORMAZIONI – COMBINAZIONE SLE (cm)

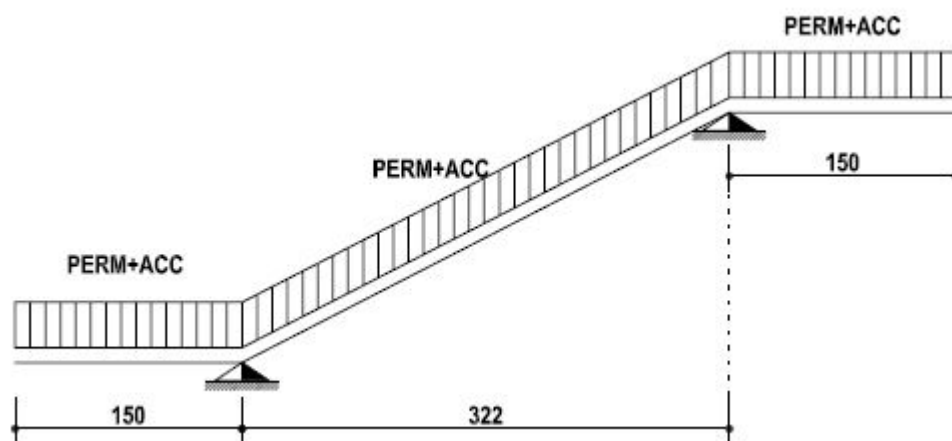
Come si vede dall'immagine riportata il valore massimo di deformazione si trova in campata, in corrispondenza del terzo e quarto pianerottolo e vale **def = 0.09 cm**.

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF****VERIFICA COSCIALI**

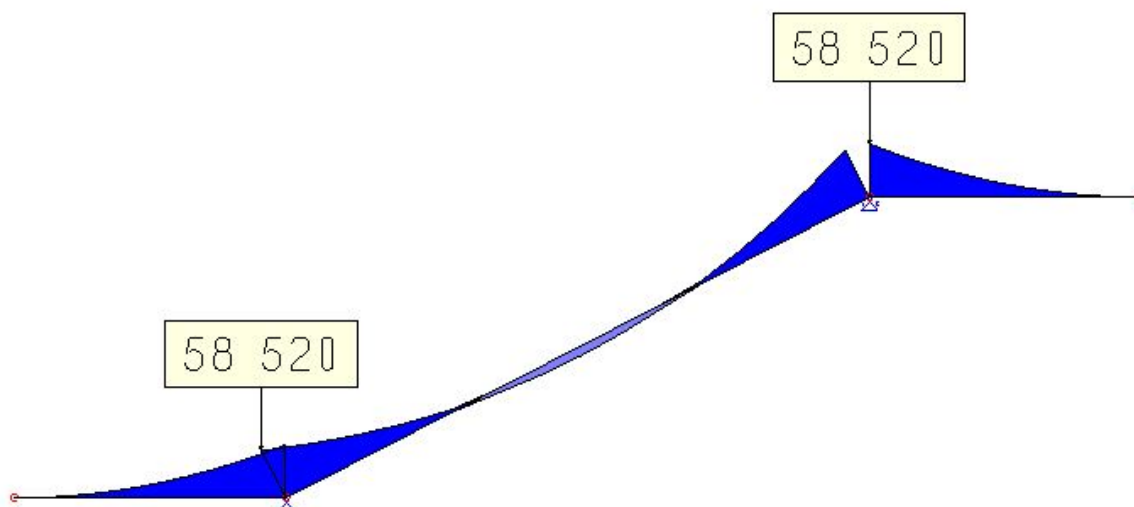
I cosciali sono composti da profili UPN240. Sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. L'influenza del carico è pari a 0.60m, metà della larghezza di rampa. I carichi applicati sono i seguenti:

$p_{PP+PERM}$	=	130 Kg/ml	$(40+150 \cdot 0.6)$
$p_{ACC}$	=	240 Kg/ml	$(400 \cdot 0.6)$
$p_{TOT,SLE}$	=	370 Kg/ml	$(240+130)$
$p_{TOT,SLU}$	=	555 Kg/ml	$(370 \cdot 1.5)$

Come imposto dalla normativa, sono state considerate tutte le combinazioni di carico possibili. In particolare per la verifica di resistenza il momento massimo si registra a seguito dell'applicazione dell'intero carico su tutta la lunghezza, secondo la combinazione SLU, come rappresentato nella figura sottostante.



I valori dei momenti sollecitanti sono stati calcolati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati (Kgcm)



Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

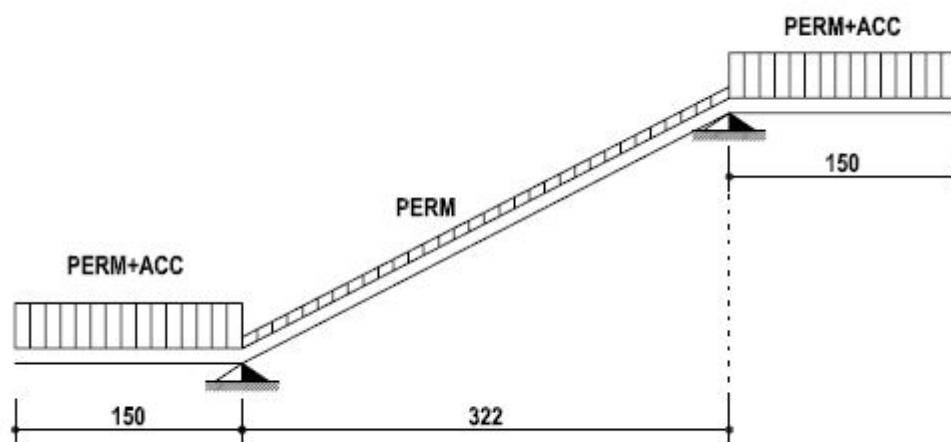
Il valore massimo si ottiene agli appoggi e vale **M = 585Kgm**.

Si riporta di seguito la verifica sezionale proprio per il valore del momento massimo calcolato.

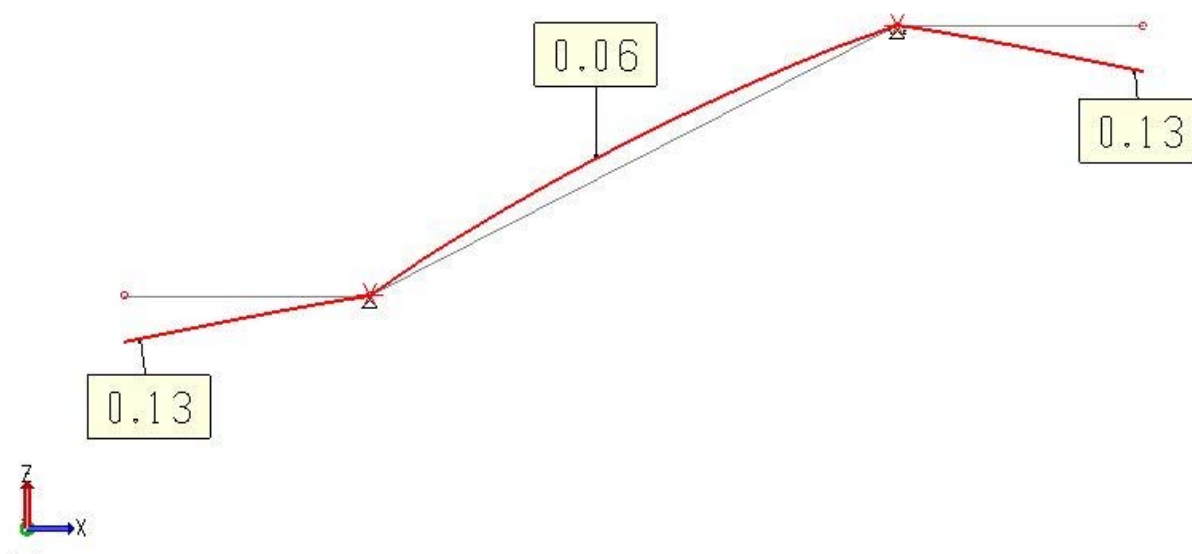
Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse forte y-y - PROFILI A DOPPIO T e a U									
Elemento: VERIFICA COSCIALE UPN240									
Profilo		Acciaio		fyk [kg/cmq]		ftk [kg/cmq]		M progetto (SLU)	
UPN240		S235		2,350		3,600		Med yy [kg m]	585
Caratteristiche geometriche profilo				Fori per bullonature			Verifica foratura delle ali		
Modulo plastico-Wply	358.0	[cm^3]		Sull'ala (solo una)	n°		0,9*Af,net*ftk/γM2 [kg]		
Modulo elastico-Wely	300.0	[cm^3]			Φ [mm]		Af * fyk / γM0 [kg]		
Larghezza - b	85.0	[mm]							
Spessore ali - tf	13.0	[mm]							
A ala lorda - Af	11.1	[cm^2]							
A ala netta - Af,net	11.1	[cm^2]							
CLASSE		M Resistente flessione retta				MEd / Mc,Rd		0.07	
1		Mc,Rd yy [kg m]				8,012		< 1 VERIFICATO	

Per la verifica di deformabilità, invece, i valori maggiori si registrano a seguito dell'applicazione del carico accidentale solamente sugli sbalzi, come rappresentato nella figura sottostante.

I carichi considerati sono in questo caso quelli caratteristici.



I valori delle deformazioni sono state calcolate tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati(cm):



La deformazione massima si ottiene agli estremi degli sbalzi e vale **def=0.13cm**.

## Lavori di realizzazione

## 13\_Relazione tecnica di calcolo

## Nuove scale esterne di sicurezza

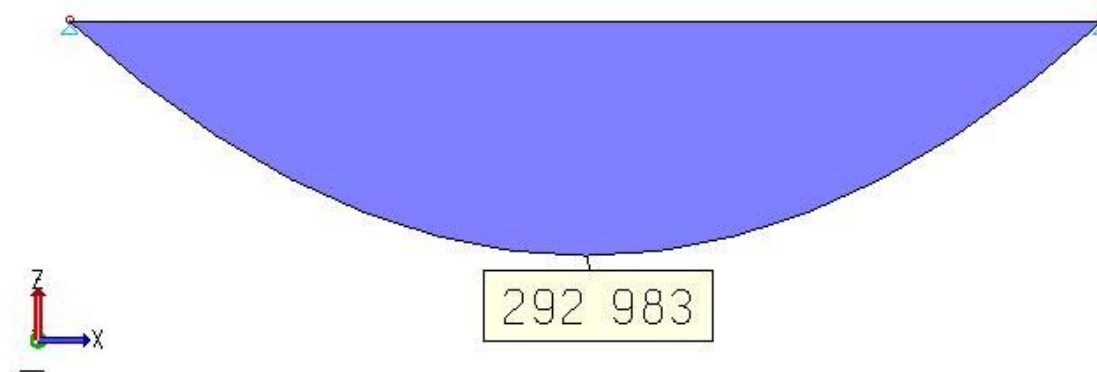
## E adeguamento normativo VVF

## VERIFICA PASSERELLA

Le passerelle di sbarco sono composte da profili UPN240. Sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. L'influenza del carico è pari a 0.65m. I carichi applicati sono i seguenti:

$P_{PP+PERM}$	=	137.5 Kg/ml	$(40+150 \cdot 0.65)$
$P_{ACC}$	=	260 Kg/ml	$(400 \cdot 0.65)$
$P_{TOT,SLE}$	=	397.5 Kg/ml	$(260+137.5)$
$P_{TOT,slu}$	=	596.3 Kg/ml	$(397.5 \cdot 1.5)$

I valori dei momenti sollecitanti imposti secondo la combinazione SLU sono stati calcolati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati (Kgcm)



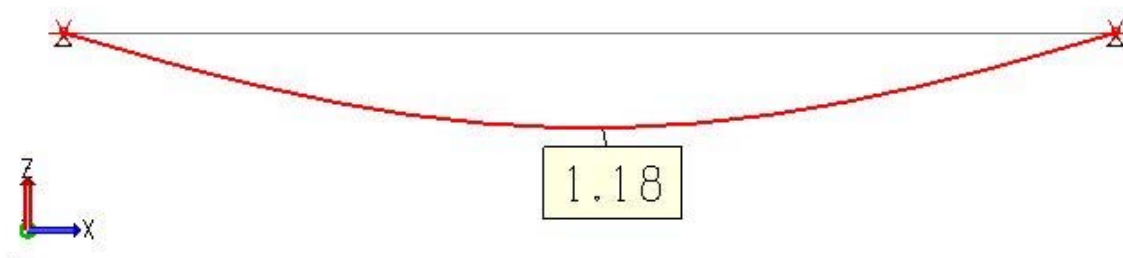
Il valore massimo si registra in mezzzeria ed è pari a **M = 2930 Kgm.**

Si riporta di seguito la verifica sezionale proprio per il valore del momento massimo calcolato.

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse forte y-y - PROFILI A DOPPIO T e a U					
Elemento: VERIFICA PASSERELLA UPN240					
Profilo UPN240		Acciaio S235		fyk [kg/cmq] 2,350	
				ftk [kg/cmq] 3,600	
Caratteristiche geometriche profilo				M progetto (SLU)	
Modulo plastico-Wply		358.0 [cm^3]		Med yy [kg m]	
Modulo elastico-Wely		300.0 [cm^3]		2,930	
Larghezza - b		85.0 [mm]		Verifica foratura delle ali	
Spessore ali - tf		13.0 [mm]		0,9*Af,net*ftk/γM2 [kg]	
A ala lorda - Af		11.1 [cm^2]		Af * fyk / γM0 [kg]	
A ala netta - Af,net		11.1 [cm^2]			
CLASSE		M Resistente flessione retta		MEd / Mc,Rd	
1		Mc,Rd yy [kg m]		0,37	
		8,012		< 1 VERIFICATO	

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

I valori delle deformazioni secondo la combinazione SLE sono stati calcolati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati(cm):



Il valore massimo si registra in mezzeria ed è pari a **def = 1.18 cm.**

## **POLITECNICO DI MILANO**

### **REALIZZAZIONE NUOVE SCALE DI SICUREZZA**

#### **EDIFICIO 3**



## 6 RELAZIONE GENERALE – II LOTTO

### 6.1 GENERALITÀ

Oggetto della presente relazione è la realizzazione di quattro scale di sicurezza a servizio dell'Edificio 3 del Campus Leonardo del Politecnico di Milano.

In particolare una di queste si trova adiacente alla facciata del lato est dell'edificio e permette l'esodo in caso di pericolo dal piano primo e secondo (denominata scala area esterna est e in questa relazione indicata come "Scala Alta"); le altre tre presentano la medesima struttura e si trovano su tre angoli della corte interna dell'edificio, servendo il solo piano primo (due dal lato est del cortile interno e una al lato ovest del cortile, denominate nel presente documento "Scale Basse").

La struttura principale è in acciaio, composta da due pilastri principali, controventati tra loro tramite un traliccio e agganciati alla facciata dell'edificio esistente per contrastare forze e deformazioni nella direzione perpendicolare a questo. Intorno ai pilastri si sviluppano rampe e pianerottoli, sostenuti da mensole tubolari incastrate ai pilastri stessi.

### 6.2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Si riporta di seguito una breve descrizione degli elementi principali della struttura in oggetto. Si rimanda agli elaborati grafici per una completa presa visione dei dettagli.

#### 6.2.1 Fondazioni

– **SCALA ALTA**

Le fondazioni sono composte da due plinti quadrati, uno per pilastro, di dimensione pari a 2.40m e spessore 60cm, collegati centralmente da una trave di sezione pari a 70x60cm. Nella zona in cui si appoggia la prima rampa viene inoltre prevista una ulteriore trave di sezione 60x70cm. Plinti e travi poggiano su un letto di calcestruzzo magro di spessore 10cm.

La quota di imposta è a -4.98m (-1.30m dal piano campagna, identificato con quota altimetrica pari a -3.68m).

– **SCALE BASSE**

Le fondazioni sono composte da due plinti quadrati, uno per pilastro, di dimensione pari a 1.30m e spessore 50cm, collegati centralmente da una trave di sezione pari a 50x50cm. Nella zona in cui si appoggia la prima rampa viene inoltre prevista una ulteriore trave di sezione 60x50cm. Plinti e travi poggiano su un letto di calcestruzzo magro di spessore 10cm.

La quota di imposta è a -1.70m dal piano campagna, identificato con quota altimetrica pari a +0.00m. considerando le analisi geologiche e geotecniche svolte sul terreno, si è deciso di prevedere una quota di imposta inferiore rispetto a quanto ipotizzato inizialmente.

In entrambi i casi in corrispondenza dei pilastri portanti e dell'appoggio della prima rampa sono previsti dei dadi in c.a. di dimensioni 80x80cm e altezza pari rispettivamente a 54cm e 104 cm, che permettono di portare il dettaglio di incastro tra acciaio e c.a. in prossimità del piano campagna, rendendolo quindi facilmente ispezionabile ed evitando la degradazione del

materiale del pilastro stesso. La scelta della quota di imposta deriva dalla necessità di non fondare superficialmente la struttura portante.

## 6.2.2 Elevazione

La struttura in elevazione è costituita da due pilastri principali realizzati con profili tubolari di diametro esterno pari a 330mm e spessore 10mm, collegati tra loro da tubi di controvento disposti a traliccio di diametro esterno pari a 121mm e spessore 8mm. In corrispondenza di ogni pianerottolo sono presenti delle mensole che sostengono i cosciali saldate ai pilastri principali, di diametro esterno pari a 229mm e spessore 8mm e diametro esterno 267mm e spessore 14.2mm rispettivamente per scala bassa e scala alta.

## 6.2.3 Rampe e pianerottoli

### – SCALA ALTA

La struttura portante di rampe e pianerottoli è composta da profili UPN300. Questi sono posti a distanza di 1.80m, larghezza netta della scala in progetto, e sono poggiati ad ogni piano sulle mensole precedentemente citate. Ai cosciali sono imbullonati i gradini grigliati, con piatti principali di dimensioni pari a 40x3mm e interasse 17mm.

### – SCALE BASSE

La struttura portante di rampe e pianerottoli è composta da profili UPN220. Questi sono posti a distanza di 1.20m, larghezza netta della scala in progetto, e sono poggiati ad ogni piano sulle mensole saldate ai pilastri. Ai cosciali sono imbullonati i gradini grigliati, con piatti principali di dimensioni pari a 30x3mm e interasse 30mm.

Per entrambe le scale il parapetto, saldato ai cosciali, ha struttura principale in acciaio con montanti composti da tubi quadri di dimensioni 60x60mm e spessore 5mm, vincolati in sommità da un tubo quadro, anch'esso di sezione 60x60mm, ma con spessore pari a 4mm.

# 7 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa tecnica di riferimento per il dimensionamento e la verifica delle strutture è la seguente:

- **D.M. 14-01-2008** "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare** Ministero Infrastrutture e Trasporti **02-02-2009 n°617** "Istruzioni per l'Applicazione delle Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"

Per quanto non espressamente specificato nelle norme, in accordo col Cap. 12 del D.M. stesso, si è fatto riferimento ad altri documenti tecnici di comprovata validità, in particolare:

- **Eurocodici strutturali** pubblicati dal CEN con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali
- **Bollettino ufficiale Regione Lombardia** Serie ordinaria n.29 del 16 Luglio 2014.
- **Norme UNI EN** armonizzate

## 8 CLASSIFICAZIONE DELLA STRUTTURA

Ai fini della definizione dell'azione sismica, le strutture in oggetto vengono classificate come segue:

- **TIPO 2** (Opere ordinarie) → Vita Nominale:  $V_N \geq 50$  anni
- **CLASSE II** (Normali affollamenti) → Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.0$

Risulta quindi un **periodo di riferimento** per l'azione sismica pari a:  **$V_R = 50$  anni**

Le strutture sono situate nel **Comune di Milano**.

In base alla classificazione del Bollettino Ufficiale Regione Lombardia serie ordinaria n.29 del 16 luglio 2014 il sito di costruzione dell'opera è classificato in **zona 3**.

Facendo riferimento alla classificazione dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia che stabilisce i valori di pericolosità sismica del territorio nazionale a seguito della Ordinanza P.C.M. 28-04-2006 n°3519 considerando infine le indicazioni del Bollettino Ufficiale Regionale, si può procedere alla definizione dei parametri dell'azione sismica di progetto nel modo seguente.

Con riferimento al sito e in relazione ad una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R} = 10\%$  (corrispondente allo **Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV**), si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche di progetto finalizzate alle verifiche ultime di resistenza:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito:  **$a_g/g = 0.0547$**
- Fattore di amplificazione dello spettro:  $F_0 = 2.64$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante:  $T^*_C = 0.28$

Considerando una probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_R} = 63\%$  propria dello **Stato Limite di Danno - SLD**, si ottengono i seguenti parametri per la determinazione delle azioni sismiche per le verifiche di deformabilità in esercizio:

- Accelerazione orizzontale massima attesa in sito:  **$a_g/g = 0.026$**
- Fattore di amplificazione dello spettro:  $F_0 = 2.56$
- Periodo inizio tratto spettro a velocità costante:  $T^*_C = 0.19$

## 9 MATERIALI E TERRENI

### 9.1 MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

#### 9.1.1 Calcestruzzi per fondazioni

Si impiegano calcestruzzi confezionati con cemento **R32.5**:

- |                            |                 |            |
|----------------------------|-----------------|------------|
| ▪ Classe di resistenza:    | <b>C 25/30</b>  | (R'ck 300) |
| ▪ Classe di esposizione:   | <b>XC 2</b>     |            |
| ▪ Consistenza al getto:    | <b>S3</b>       |            |
| ▪ Diametro massimo inerti: | <b>20-22 mm</b> |            |

#### 9.1.2 Acciai in fondo per opere in c.a.

- |  |               |          |
|--|---------------|----------|
| ▪ Barre ad aderenza migliorata - acciaio | <b>B 450C</b> | (FeB44k) |
| ▪ Reti elettrosaldate - acciaio tipo     | <b>B 450C</b> | (FeB44k) |

#### 9.1.3 Acciai per profili metallici

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 235</b> | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

#### 9.1.4 Acciai per piatti e piastre

- |                |              |         |
|----------------|--------------|---------|
| ▪ Acciaio tipo | <b>S 235</b> | (Fe360) |
|----------------|--------------|---------|

#### 9.1.5 Bulloneria corrente

- |                                    |            |
|------------------------------------|------------|
| ▪ Viti ad alta resistenza - classe | <b>8.8</b> |
| ▪ Dadi ad alta resistenza - classe | <b>8</b>   |

### 9.2 TERRENI IN SITO

Non essendo stata effettuata la misura diretta della propagazione delle onde di taglio, ai fini della definizione dell'azione sismica si classifica il terreno sulla base dei risultati delle prove penetrometriche. La classificazione sismica del sottosuolo è la seguente:

- |                                   |           |   |
|-----------------------------------|-----------|---|
| ▪ <b>Categoria di sottosuolo:</b> | <b>C</b>  | (terreni a grana grossa mediamente addensati) |
| ▪ Condizioni Topografiche:        | <b>T1</b> | (Superficie pianeggiante)                     |

In funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche viene definito il **Coefficiente di Suolo S** che amplifica gli spettri di risposta sismici (par. 3.2.3.2.1), a priori variabile se si considera lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) in condizioni ultime o se si considera lo Stato Limite di Danno (SLD) in esercizio.

#### Stato Limite di Salvaguardia della Vita - SLV

- |  |          |   |             |                                     |
|--|----------|---|-------------|-------------------------------------|
| ▪ Coefficiente amplificazione Topografica:           | $S_T$    | = | 1.00        | (Tab. 3.2.VI)                       |
| ▪ Coefficiente Categoria Sottosuolo:                 | $C_C$    | = | 1.60        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ Periodo inizio tratto spettro a velocità costante: | $T_C$    | = | 0.45        | ( $C_C \cdot T^*_{C1}$ )            |
| ▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:         | $S_S$    | = | 1.50        | (Tab. 3.2.V)                        |
| ▪ <b>Coefficiente di Suolo SLV:</b>                  | <b>S</b> | = | <b>1.50</b> | <b>(<math>S_S \cdot S_T</math>)</b> |

**Stato Limite di Danno - SLD**

▪ Coefficiente amplificazione Topografica:	$S_T$	=	1.00	(Tab. 3.2.VI)
▪ Coefficiente Categoria Sottosuolo:	$C_C$	=	1.82	(Tab. 3.2.V)
▪ Periodo inizio tratto spettro a velocità costante:	$T_C$	=	0.345	( $C_C \cdot T^*_C$ )
▪ Coefficiente amplificazione Stratigrafica:	$S_S$	=	1.50	(Tab. 3.2.V)
▪ <b>Coefficiente di Suolo SLD:</b>	<b><math>S</math></b>	=	<b>1.50</b>	<b>(<math>S_S \cdot S_T</math>)</b>

## 10 RELAZIONE DI CALCOLO

### 10.1 MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

Per la valutazione delle azioni orizzontali dovute al sisma e in generale per l'analisi globale delle strutture in oggetto, sono stati costruiti due modelli tridimensionali a EF con il software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

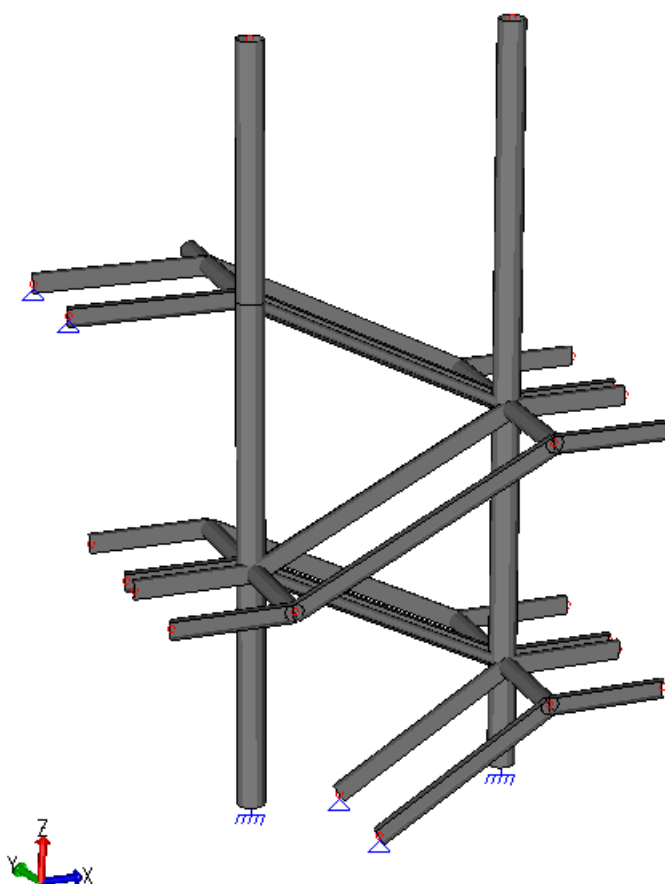
Il modello è stato impostato ponendo lo zero a livello dell'incastro tra pilastri in acciaio e fondazione, considerando quindi gli effetti dell'azione sismica a partire da tale quota.

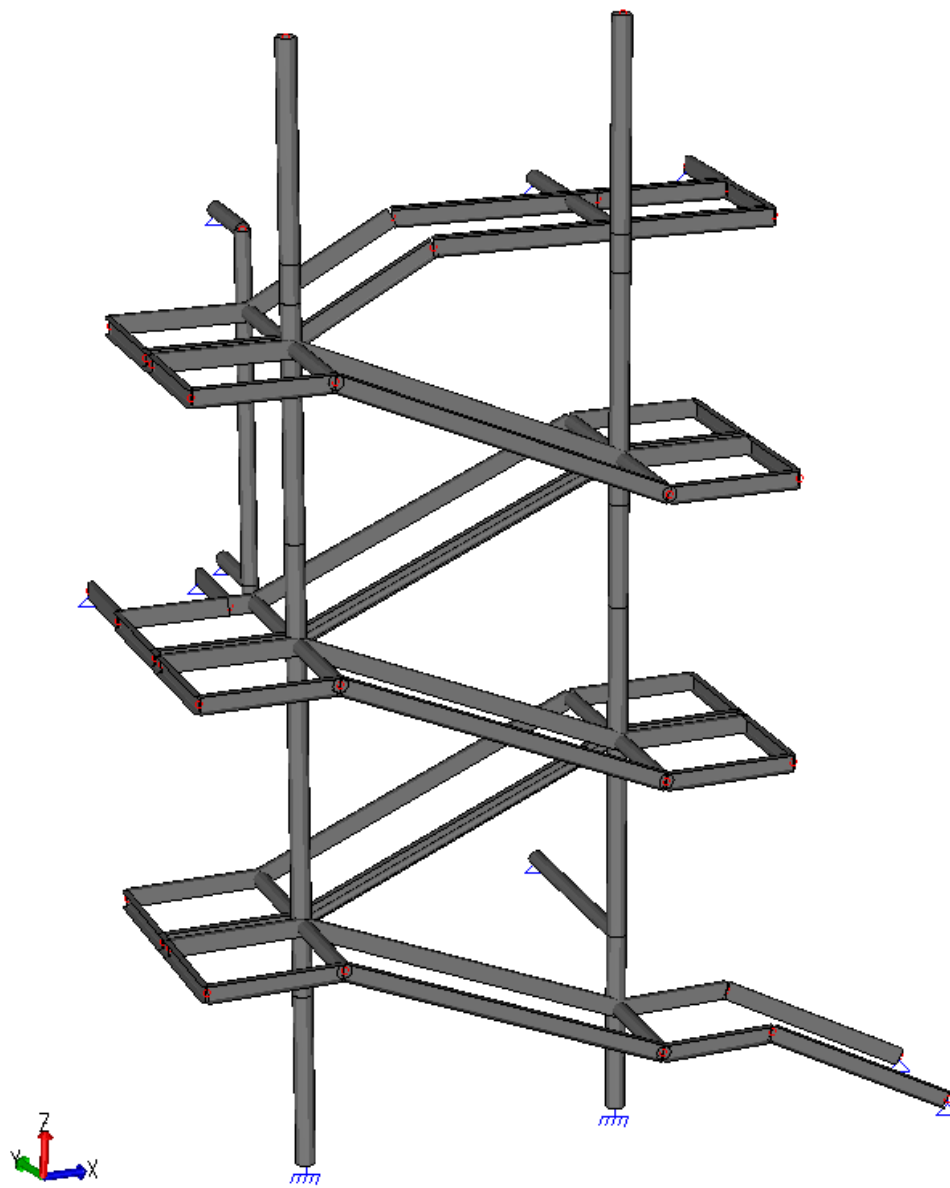
Tutti gli elementi, pilastri, controventi e cosciali, sono stati modellati tramite elementi monodimensionali di tipo "beam".

I vincoli alla base sono stati modellati come incastri, mentre i collegamenti all'edificio 3 esistente sono stati modellati tramite cerniere sferiche, in quanto non sarebbe corretto conferire a questi rigidità flessionale.

Si riporta di seguito una immagine rappresentativa dei modelli a EF utilizzati.

#### SCALE BASSE





### 10.1.1 Analisi della Struttura

Per la valutazione delle azioni sismiche è stata utilizzata l'analisi lineare dinamica, in quanto le strutture in esame risultano piuttosto complicate per poter fare affidamento sull'analisi statica equivalente. Il valore di struttura utilizzato è stato calcolato secondo quanto descritto nel paragrafo 7.3.1 delle NTC2008:

Per edifici non regolari in elevazione:  $q = 0.8 \cdot q_0$

Dove  $q_0 = 4$

Risulta quindi un **Fattore di Struttura:**  $q = 3.2$  (0.8 · 4)

Nell'analisi modale sono stati utilizzati i seguenti parametri:

- Coefficiente di smorzamento: 5 %
- Eccentricità accidentale: 5 %

La combinazione dei modi di vibrare della struttura è stata effettuata con una combinazione quadratica completa (CQC).

– **SCALA ALTA**

Il periodo principale della struttura ricavato dall'analisi dinamica è pari a  $T_1 = 0.49$  sec e corrisponde al primo modo di vibrazione in direzione y, direzione perpendicolare all'allineamento dei pilastri. Nell'analisi sono stati considerati 80 modi di vibrare che coinvolgono complessivamente il 97% e l'90% della massa sismica della struttura rispettivamente in direzione X e Y (minimo da normativa 85%).

– **SCALE BASSE**

Il periodo principale della struttura ricavato dall'analisi dinamica è pari a  $T_1 = 0.36$  sec e corrisponde al primo modo di vibrazione in direzione Y, direzione perpendicolare all'allineamento dei pilastri. Nell'analisi sono stati considerati 50 modi di vibrare che coinvolgono complessivamente il 93% e il 94% della massa sismica della struttura rispettivamente in direzione X e Y (minimo da normativa 85%).

## 10.2 CARICHI STATICI DI PROGETTO

Di seguito vengono riportati i carichi statici agenti sulla struttura considerati nelle analisi. Ai fini dell'applicazione dei coefficienti parziali di sicurezza nelle combinazioni di carico, i carichi riportati sono da intendersi come caratteristici.

### 10.2.1 Sovraccarichi permanenti

▪ **Rampe e pianerottoli**

Carico permanente – escluso p. proprio = 150 kg/mq

### 10.2.2 Sovraccarichi accidentali

▪ **Scale Comuni**

Cat. C2 – Ambienti suscettibili di affollamento = 400 kg/mq

Per l'azione accidentale del vento, si veda il paragrafo successivo.

Il carico accidentale dovuto alla neve non è stato invece considerato in quanto sicuramente minore del carico accidentale per ambienti suscettibili di affollamento.



### 10.2.3 Azione del vento

I parametri utilizzati per il calcolo dell'azione del vento sono i seguenti:

- Velocità di riferimento:  $v_b = 25 \text{ m/s}$
- Categoria di esposizione:  $V$  (Classe di rugosità A)
- Coefficiente di forma:  $C_p = 1.2$
- Coefficiente dinamico:  $C_d = 1.0$

Si riporta di seguito una tabella riassuntiva dei valori di pressione del vento relativi a ognuna delle altezze dei pianerottoli della scala. All'interno del modello, infatti, il carico da vento è stato considerato come carico concentrato applicato ai pilastri in corrispondenza di ogni pianerottolo.

<b>SCALA ALTA</b>	H [m]	1.95	4.95	7.45	10	12.4	14.9	16.25
	ce	1.48	1.48	1.48	1.48	1.50	1.63	1.69
	p [Kg/mq]	70.0	70.0	70.0	70.0	71.0	77.0	80.0
<b>SCALA BASSA</b>	H [m]	1.31	2.94	4.57	6.2			
	ce	1.48	1.48	1.48	1.48			
	p [Kg/mq]	70.0	70.0	70.0	70.0			

### 10.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state applicate alla struttura combinazioni di carico allo stato limite ultimo e di esercizio.

#### 10.3.1 Combinazioni statiche

Le combinazioni di carico SLU e SLE statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura (par. 2.5.3). I carichi accidentali vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di combinazione, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura. Allo SLU le azioni caratteristiche vengono incrementate con l'applicazione dei coefficienti di amplificazione definiti al par. 2.6.1.

In sede di dimensionamento vengono valutate tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti.

Le **combinazioni di carico statiche** applicate globalmente alla struttura sono le seguenti.

#### 1 combinazione di carico allo Stato limite Ultimo:

- Combinazione n° 2 - SLU statica

#### 1 combinazione di carico allo Stato limite di Esercizio:

- Combinazione n° 3 - SLE Rara

#### 10.3.2 Combinazioni sismiche

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Per il calcolo del sistema di forze orizzontali, sono state considerate le masse e la combinazione delle azioni sismiche con i carichi gravitazionali come specificato al par. 3.2.4.

La componente verticale dell'azione sismica non viene presa in considerazione, non ricadendo la struttura nella casistica del par. 7.2.1. Come previsto dalla norma al par. 7.3.5, il sistema di forze sismiche orizzontali viene applicato alla struttura secondo la seguente espressione:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

applicando quindi l'azione sismica in una delle due direzioni principali ortogonali della struttura X e Y combinata con il 30% dell'azione nell'altra direzione, con rotazione dei versi e dei coefficienti moltiplicativi.

Il codice di calcolo esegue in automatico l'involuppo con segno delle varie componenti di sollecitazione e rende possibile raggruppare gli effetti dinamici in un'unica combinazione di carico:

#### 1 Combinazione di Carico Sismica allo Stato Limite Ultimo:

- Combinazione n° 1 - Dinamica SLV Sisma

#### 1 Combinazione di Carico Sismica allo Stato Limite di Esercizio:

- Combinazione n° 6 - SLD Sisma

## 10.4 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Le procedure di verifica utilizzate seguono il **metodo semiprobabilistico degli stati limite ultimi e di esercizio**.

La **verifica** nei riguardi degli **SLU di resistenza e di stabilità** è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

**R<sub>d</sub>** è il **valore di progetto della resistenza** dell'elemento considerato, calcolato assumendo le resistenze ultime dei materiali strutturali.

**E<sub>d</sub>** è il **valore di progetto della sollecitazione**, calcolato amplificando le azioni caratteristiche per ricondursi a condizioni di carico ultime.

La **verifica** di sicurezza nei confronti dello **SLE** si esprime controllando aspetti di funzionalità quali la **deformazione** delle membrature, gli **spostamenti** e le deformazioni dei collegamenti, applicando le sollecitazioni indotte dalle azioni caratteristiche.

Si attesta che tutte le **verifiche degli elementi strutturali** sono **positive** con adeguato margine di sicurezza.

Si attesta inoltre che nel dimensionamento degli elementi strutturali sono state rispettate le **prescrizioni normative** in termini di limitazioni geometriche e caratteristiche dei collegamenti, limitatamente agli edifici in zona sismica in classe di **ductilità bassa**.

### 10.4.1 Verifica delle sollecitazioni del terreno di fondazione

Per la fondazione a plinto, dalla relazione geotecnica cui si rimanda, è stata desunta una portata di sicurezza allo Stato Limite Ultimo (SLU) pari a:

– **SCALA ALTA:**

$$\sigma_T \text{ (SLU)} = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

– **SCALA BASSA:**

$$\sigma_T \text{ (SLU)} = 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

In allegato è riportato il calcolo delle tensioni sul terreno in condizioni ultime. Gli sforzi massimi si ottengono in corrispondenza dei pilastri e valgono

– **SCALA ALTA**

$$\sigma_{T \text{ MAX}} = 1.06 \text{ kg/cm}^2 < 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

– **SCALA BASSA**

$$\sigma_{T \text{ MAX}} = 0.70 \text{ kg/cm}^2 < 1.59 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

**10.4.2 Verifiche di resistenza fondazione - Combinazione SLU**

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza dei plinti di fondazione delle scale. I valori da verificare si ricavano valutando lo sforzo presente sul terreno nella condizione di carico relativa alla combinazione SLU e ricavando il momento massimo in corrispondenza dei pilastri. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

**10.4.2.1 Scala Alta**

La sezione di verifica risulta pari a 100x60cm.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE - APPOGGIO

Armatura long. superiore:  $\Phi 12/20$  (copriferro 3.5cm)

Armatura long. inferiore:  $4\Phi 16$  (copriferro 3.5cm)

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 7560 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 37576 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.49 < 1$

**10.4.2.2 Scala Bassa**

La sezione di verifica risulta pari a 100x50cm.

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A FLESSIONE - APPOGGIO

Armatura long. superiore:  $7\Phi 12$  (copriferro 3.5cm)

Armatura long. inferiore:  $7\Phi 12$  (copriferro 3.5cm)

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 2953 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{Rd} = 14220 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{Ed} / M_{Rd} = 0.21 < 1$

### 10.4.3 Verifiche deformazioni in esercizio per combinazioni SLD

In allegato sono riportati i drift di interpiano (tra due pianerottoli consecutivi) ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico sismiche in esercizio allo Stato Limite di Danno.

Il limite di deformazione di interpiano indicato dalla normativa per colonne in acciaio componenti edifici multipiano (Tab. 4.2.XI) è pari a 1/300 dell'altezza di interpiano, corrispondente a

$$d_r / h < 3 \text{ ‰}$$

dove:

$d_r$  è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore

$h$  è l'altezza tra due pianerottoli consecutivi

– **SCALA ALTA**

La deformazione massima si ottiene per il pilastro P2 oltre il terzo pianerotto ed è pari a:

$$d_r / h (P1) = 0.90 \text{ ‰} < 3 \text{ ‰}$$

La verifica risulta soddisfatta.

– **SCALA BASSA**

In questo caso la deformazione massima si ottiene per entrambi i pilastri nella zona oltre l'ultimo pianerottolo ed è pari a:

$$d_r / h (P2) = 0.87 \text{ ‰} < 3 \text{ ‰}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### 10.4.4 Verifiche di resistenza pilastri - Combinazione SLU e SLV

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza a presso-flessione dei pilastri per la combinazione di carico SLU.

#### 10.4.4.1 Scala Alta

Le verifiche di seguito riportate sono quelle relative alla sezione corrispondente al primo pianerottolo, in quanto più gravosa. In particolare si riportano le verifiche del Pilastro P2, maggiormente sollecitato. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

▪ **PILASTRO P2 – PRIMO PIANEROTTOLO – Combinazione SLU**

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed} = 38371 \text{ kg}$

Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{Y-Ed} = 5663 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 33 < 50$

Azione assiale resistente:  $N_{Rd}$  = 224998 kg  
 Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd}$  = 22664 kg·m  
**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd}$  = **0.25** < 1

▪ **PILASTRO P2 – PRIMO PIANEROTTOLO – Combinazione SLV**

VERIFICA DI RESISTENZA (SLV) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed}$  = 26455 kg  
 Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{y-Ed}$  = 2643 kg·m

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**  
 Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon$  = 1.00  
 Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2$  = 33 < 50

Azione assiale resistente:  $N_{Rd}$  = 224998 kg  
 Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd}$  = 22926 kg·m  
**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd}$  = **0.12** < 1

#### 10.4.4.2 Scala Bassa

Le verifiche di seguito riportate sono quelle relative alla sezione corrispondente all'incastro di base per quanto riguarda la combinazione SLU e a livello del primo pianerottolo per quanto riguarda la combinazione SLV. In particolare si riportano le verifiche del Pilastro P2, maggiormente sollecitato. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

▪ **PILASTRO P2 – INCASTRO DI BASE – Combinazione SLU**

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed}$  = 13540 kg  
 Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{y-Ed}$  = 1633 kg·m

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**  
 Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon$  = 1.00  
 Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2$  = 33 < 50

Azione assiale resistente:  $N_{Rd}$  = 224998 kg  
 Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd}$  = 22926 kg·m  
**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd}$  = **0.07** < 1

▪ **PILASTRO P1 – PRIMO PIANEROTTOLO – Combinazione SLV**

VERIFICA DI RESISTENZA (SLV) A PRESSO-FLESSIONE

Sezione:  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$ , sp.10mm

Azione assiale sollecitante:  $N_{Ed} = 1667 \text{ kg}$

Momento flettente in Y sollecitante:  $M_{y-Ed} = 376 \text{ kg}\cdot\text{m}$

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 330$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 33 < 50$

Azione assiale resistente:  $N_{Rd} = 224998 \text{ kg}$

Momento flettente in Z resistente:  $M_{Ny-Rd} = 22926 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**La verifica risulta soddisfatta:  $M_{y-Ed} / M_{Ny-Rd} = 0.02 < 1$**

### 10.4.5 Verifiche Tubi Mensole - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza e deformabilità dei tubi  $\Phi 267$  costituenti le mensole di appoggio per i cosciali.

Ad ogni piano gli elementi in oggetto sono sollecitati da una forza concentrata in corrispondenza dell'appoggio di ognuno dei due cosciali convergenti al lato considerato del pianerottolo. La combinazione considerata per la verifica di resistenza è quella SLU in quanto più gravosa.

Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

#### 10.4.5.1 Scala Alta

La luce di calcolo è pari a 2.17m e la sezione pari a  $\Phi_{est}=267\text{mm}$ , spessore 14.2mm.

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 267$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 18.8 < 50$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) ALL'INCASTRO

Momento flettente sollecitante:

$M_{Ed} = 10070 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Momento flettente resistente della sezione:

$M_{cRd} = 20332 \text{ kg}\cdot\text{m}$

**La verifica risulta soddisfatta:  $M_{Ed} / M_{cRd} = 0.50 < 1$**

VERIFICA CONNESSIONE (SLU) ALL'INCASTRO:

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

Azione assiale sollecitante:

$$N_{\text{BULLONE 7}} = 13488 \text{ Kg}$$

Azione assiale resistente del bullone:

$$F_{t,Rd} = 20333 \text{ Kg}$$

**La verifica risulta soddisfatta:  $N_{\text{BULLONE 7}} / F_{t,Rd} = 0.66 < 1$**

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) ALLO SBALZO

Freccia ALLO SBALZO:

$$\delta_{\text{MAX}} = 0.54 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:  $\delta_{\text{MAX}} / L = 1/402 < 1 / 250$**

**10.4.5.2 Scala Bassa**

La luce di calcolo è pari a 1.55m e la sezione pari a  $\Phi_{\text{est}}=229\text{mm}$ , spessore 8.0mm.

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe Tubolare  $\Phi 229$  a flessione: **CLASSE 1**

Acciaio S 235: Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$

Coefficiente per parti compresse:  $d / t / \varepsilon^2 = 28.6 < 50$

VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) ALL'INCASTRO

Momento flettente sollecitante:

$$M_{\text{Ed}} = 3026 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{\text{cRd}} = 8749 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:  $M_{\text{Ed}} / M_{\text{cRd}} = 0.35 < 1$**

VERIFICA CONNESSIONE (SLU) ALL'INCASTRO

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

Azione assiale sollecitante:

$$N_{\text{BULLONE 7}} = 4318 \text{ Kg}$$

Azione assiale resistente del bullone:

$$F_{t,Rd} = 11059 \text{ Kg}$$

**La verifica risulta soddisfatta:  $N_{\text{BULLONE 7}} / F_{t,Rd} = 0.39 < 1$**

Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) ALLO SBALZO

Freccia ALLO SBALZO:

$$\delta_{MAX} = 0.21 \text{ cm}$$

$$\text{La verifica risulta soddisfatta: } \delta_{MAX} / L = 1/738 < 1 / 250$$

### 10.4.6 Verifiche cosciali - Combinazione SLU

In questo paragrafo vengono riportati i risultati delle verifiche di resistenza e deformabilità dei cosciali. Questi sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. La combinazione considerata per la verifica di resistenza è quella SLU in quanto più gravosa.

#### 10.4.6.1 Scala Alta

I profili utilizzati per i cosciali della scala alta sono UPN300. Si riportano di seguito verifiche effettuate. Il cosciale maggiormente sollecitato, che viene quindi preso in considerazione a titolo di esempio, è quello su cui gravano i carichi del pianerottolo di sbarco, oltre che quelli della rampa, sempre presenti. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

#### CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe UPN300 a flessione:

**CLASSE 1**

Acciaio S 235:

$$\text{Coefficiente } \varepsilon = 1.00$$

Coefficiente per anima inflessa:

$$h / t_w / \varepsilon = 30 < 72$$

Coefficiente per ala compressa:

$$b / t_f / \varepsilon = 6.25 < 10$$

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) AGLI APPOGGI

Momento flettente sollecitante:

$$M_{Ed} = 3537 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento flettente resistente della sezione:

$$M_{cRd} = 14145 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**

$$M_{Ed} / M_{cRd} = 0.25 < 1$$

#### VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) - SBALZO

Freccia allo sbalzo con pianerottolo di sbarco:

$$\delta_{MAX} = 0.85 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**

$$\delta_{MAX} / L = 1/270 < 1 / 250$$

Freccia allo sbalzo senza pianerottolo di sbarco (situazione generale):

$$\delta_{MAX} = 0.51 \text{ cm}$$

**La verifica risulta soddisfatta:**

$$\delta_{MAX} / L = 1/449 < 1 / 250$$



**10.4.6.2 Scala Bassa**

I profili utilizzati per i cosciali della scala bassa sono UPN220. Si riportano di seguito le verifiche effettuate. Si rimanda agli allegati per ulteriori dettagli.

CLASSIFICAZIONE PER FLESSIONE DEL PROFILO

Classe UPN220 a flessione:

**CLASSE 1**

Acciaio S 235:

Coefficiente  $\varepsilon = 1.00$ 

Coefficiente per anima inflessa:

 $h / t_w / \varepsilon = 24.4 < 72$ 

Coefficiente per ala compressa:

 $b / t_f / \varepsilon = 6.4 < 10$ VERIFICA DI RESISTENZA (SLU) AGLI APPOGGI

Momento flettente sollecitante:

 $M_{Ed} = 580 \text{ kg}\cdot\text{m}$ 

Momento flettente resistente della sezione:

 $M_{cRd} = 6535 \text{ kg}\cdot\text{m}$ **La verifica risulta soddisfatta:** **$M_{Ed} / M_{cRd} = 0.09 < 1$** VERIFICA DI DEFORMABILITÀ (SLE RARA) - SBALZO

Freccia allo sbalzo:

 $\delta_{MAX} = 0.19 \text{ cm}$ **La verifica risulta soddisfatta:** **$\delta_{MAX} / L = 1/816 < 1 / 250$** **10.5 ALLEGATI**

- **ALLEGATO 1** – Verifica Fondazioni
- **ALLEGATO 2** – Verifica Deformabilità – SLD
- **ALLEGATO 3** – Verifica Pilastri
- **ALLEGATO 4** – Verifica Tubi orizzontali, Cosciali

**Lavori di realizzazione**

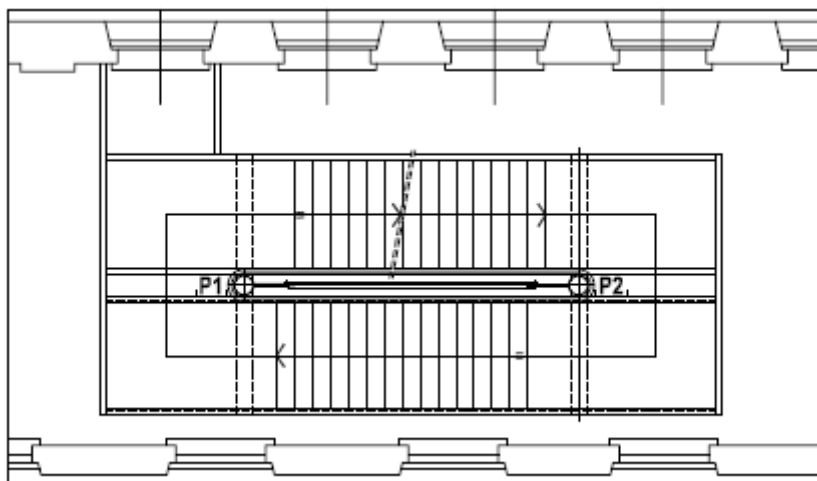
**Nuove scale esterne di sicurezza**

**E adeguamento normativo VVF**

## **ALLEGATO 1 – VERIFICA FONDAZIONI**

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF****SCALA ALTA**

Si riportano per completezza i carichi caratteristici ricavati alla base dei pilastri dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia), identificati come P1 e P2 come rappresentato nella figura sottostante:



I carichi caratteristici alla base di pilastri sono i seguenti:

$$P_{P1} = 37350 \text{ Kg}$$

$$P_{P2} = 34990 \text{ Kg}$$

I carichi alla base per la combinazione SLU sono i seguenti:

$$P_{P1} = 56200 \text{ Kg}$$

$$P_{P2} = 46620 \text{ Kg}$$

Per la valutazione dello sforzo allo Stato Limite Ultimo risultante sul terreno si prende in considerazione il carico del pilastro P1, essendo il maggiore. A questo si aggiunge il peso della fondazione e del magrone. Il plinto ha dimensioni pari a 2.40mX2.40m con impronta sul terreno pari a 2.60X2.60m. In corrispondenza dei pilastri sono poi presenti dadi di sezione 0.8mx0.8m e altezza 1.04 m.

$$P_{\text{fondazione, SLE}} = 11994 \text{ Kg} \quad ((2.4 \cdot 2.4 \cdot 0.6 + 0.8 \cdot 0.8 \cdot 1.04 + 2.6 \cdot 2.6 \cdot 0.1) \cdot 2500)$$

$$P_{\text{fondazione, SLU}} = 15592 \text{ Kg} \quad (11994 \cdot 1.3)$$

$$P_{\text{tot, SLU}} = 71792 \text{ Kg} \quad (15592 + 56200)$$

$$\sigma_{t, \text{SLU}} = 1.06 \text{ Kg/cm}^2 \quad (70752 / (2.6 \cdot 2.6))$$

Dalla relazione geologica si attesta che il carico limite è:

$$q_{\text{limite, SLU}} = 2.37 \text{ Kg/cm}^2$$

Di conseguenza:

$$F_s = 2.23$$

Inoltre il valore del cedimento desunto dalla relazione geologica, allo Stato Limite di Esercizio, è pari 6,52 mm, valore ritenuto accettabile.

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

Per quanto riguarda la verifica di resistenza in combinazione SLU della sezione in corrispondenza del pilastro, il calcolo del momento sollecitante è stato valutato considerando il carico relativo al pilastro P1, oltre che il carico della fondazione stessa.

$P_{fondazione,SLU}$	=	15592 Kg	(11194 · 1.3)
$P_{tot,SLU}$	=	71792 Kg	(15592 + 56200)
$\sigma_{t,SLU}$	=	<b>1.06 Kg/cm<sup>2</sup></b>	(71792 / (2.6 · 2.6))
$M_{Ed,SLU}$	=	<b>18316 Kgm</b>	(10600 · 1.2 <sup>2</sup> /2 · 2.4)

La verifica sezionale è stata effettuata con il programma di calcolo "Verifiche Sezioni" Versione 2012 SP1 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

**AMV s.r.l.**

**Via San Lorenzo, 106      Tel. 0481/779903**  
**34077 Ronchi dei Legionari (GO)**

**INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO**

```
=====
Nome archivio di lavoro      : Fondazione
Intestazione del lavoro     : fondazione ED3 scala alta
Unità misura Forza          : kg
Unità misura Lunghezza     : cm
```

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.

Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

Contorno (Cls)

Coordinate vertici

z'	y'
-120.00	-30.00
-120.00	30.00
120.00	30.00
120.00	-30.00

Risultati:

z'g (baricentro) = 0.00  
y'g (baricentro) = 0.00  
Angolo principale = 0.0

Area = 14400.00

Parametri di calcolo

Normativa: NTC-2008

Versione: 14 Gennaio 2008

Rck = 300 fyk = 4580 fykp = 16300

Sollecitazioni agenti

Sforzo normale N = 0.000  
**Momento flettente Mz = 1831600.000**  
Momento flettente My = 0.000

Sollecitazioni resistenti di calcolo

Sforzo normale N = 2.211  
**Momento flettente Mz = 3757556.292**  
Momento flettente My = 0.000

**Indice di resistenza s.l.u.: 0.49**

Campo di rottura della sezione: 2

Lavori di realizzazione

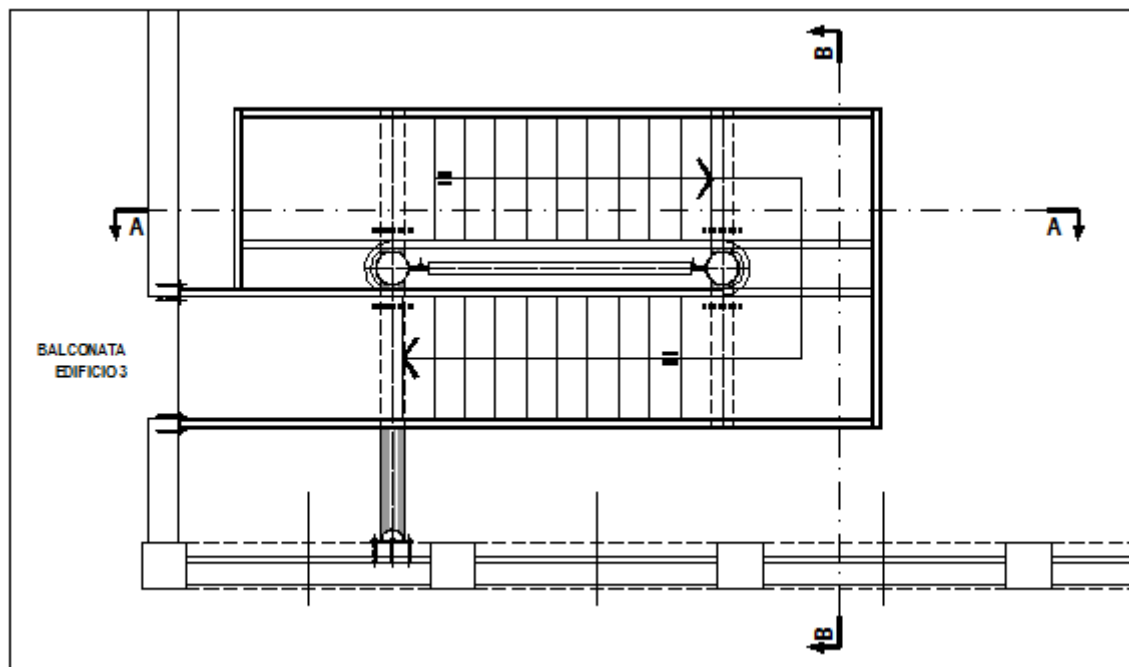
13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

**SCALA BASSA**

Si riportano per completezza i carichi caratteristici ricavati alla base dei pilastri dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia), identificati come P1 e P2 come rappresentato nella figura sottostante:



I carichi caratteristici alla base di pilastri sono i seguenti:

$$P_{P1} = 6828 \text{ Kg}$$

$$P_{P2} = 10030 \text{ Kg}$$

I carichi alla base per la combinazione SLU sono i seguenti:

$$P_{P1} = 9609 \text{ Kg}$$

$$P_{P2} = 13540 \text{ Kg}$$

Per la valutazione dello sforzo allo Stato Limite Ultimo risultante sul terreno si prende in considerazione il carico del pilastro P2, essendo il maggiore.

A questo si aggiunge il peso della fondazione e del magrone. Il plinto ha dimensioni pari a 1.50mX1.50m con impronta sul terreno pari a 1.70X1.70m. In corrispondenza dei pilastri sono poi presenti dadi di sezione 0.8mx0.8m e altezza 0.54m.

$$P_{\text{fondazione, SLE}} = 5199 \text{ Kg} \quad ((1.5 \cdot 1.5 \cdot 0.5 + 0.8 \cdot 0.8 \cdot 1.04 + 1.7 \cdot 1.7 \cdot 0.1) \cdot 2500)$$

$$P_{\text{fondazione, SLU}} = 6758 \text{ Kg} \quad (5199 \cdot 1.3)$$

$$P_{\text{tot, SLU}} = 20298 \text{ Kg} \quad (13540 + 6758)$$

$$\sigma_{t, \text{SLU}} = 0.70 \text{ Kg/cm}^2 \quad (20298 / (1.7 \cdot 1.7))$$

Dalla relazione geologica si attesta che il carico limite è:

$$q_{\text{limite, SLU}} = 1.59 \text{ Kg/cm}^2$$

Di conseguenza:

$$Fs = 2.27$$

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

In questo caso il valore del cedimento al centro della fondazione risulta pari a 31.25 mm. Questo valore è stato calcolato considerando una quota di imposta pari a 1.10. Alla luce dei cedimenti ottenuti si è deciso di abbassare di 50 cm la quota di imposta. In questo modo si garantisce il contenimento del valore del cedimento.

Per quanto riguarda la verifica di resistenza in combinazione SLU della sezione in corrispondenza del pilastro, il calcolo del momento sollecitante è stato valutato considerando il carico relativo al pilastro P2, oltre che il carico della fondazione stessa.

$P_{fondazione,SLU}$	=	6758 Kg	(5199 · 1.3)
$P_{tot,SLU}$	=	20298 Kg	(13540 + 6758)
$\sigma_{t,SLU}$	=	<b>0.70 Kg/cm<sup>2</sup></b>	(20298 / (1.7 · 1.7))
$M_{Ed,SLU}$	=	<b>2953 Kgm</b>	(7000 · 0.75 <sup>2</sup> /2 · 1.5)

La verifica sezionale è stata effettuata con il programma di calcolo "Verifiche Sezioni" Versione 2012 SP1 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

AMV s.r.l.  
Via San Lorenzo, 106 Tel. 0481/779903  
34077 Ronchi dei Legionari (GO)

**INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DEL LAVORO**

```
=====
Nome archivio di lavoro      : fondazione
Intestazione del lavoro     : fondazione ed 3 scala bassa
Unità misura Forza          : kg
Unità misura Lunghezza     : cm
```

I vertici in input sono riportati in senso orario per il contorno esterno e antiorario per le cavità.

Il primo vertice è quello più in basso, a sinistra.

```
Contorno (Cls)
Coordinate vertici
  z'      y'
-75.00   -25.00
-75.00    25.00
 75.00    25.00
 75.00   -25.00
```

```
Risultati:
z'g (baricentro) = 0.00
y'g (baricentro) = 0.00
Angolo principale = 0.0
```

Area = 7500.00

```
Parametri di calcolo
Normativa: NTC-2008
Versione: 14 Gennaio 2008
Rck = 300 fyk = 4580 fykp = 16300
```

```
Sollecitazioni agenti
Sforzo normale N = 0.000
Momento flettente Mz = 295300.000
Momento flettente My = 0.000
```

```
Sollecitazioni resistenti di calcolo
Sforzo normale N = 0.372
Momento flettente Mz = 1422011.683
Momento flettente My = -3.059
```

**Indice di resistenza s.l.u.: 0.21**

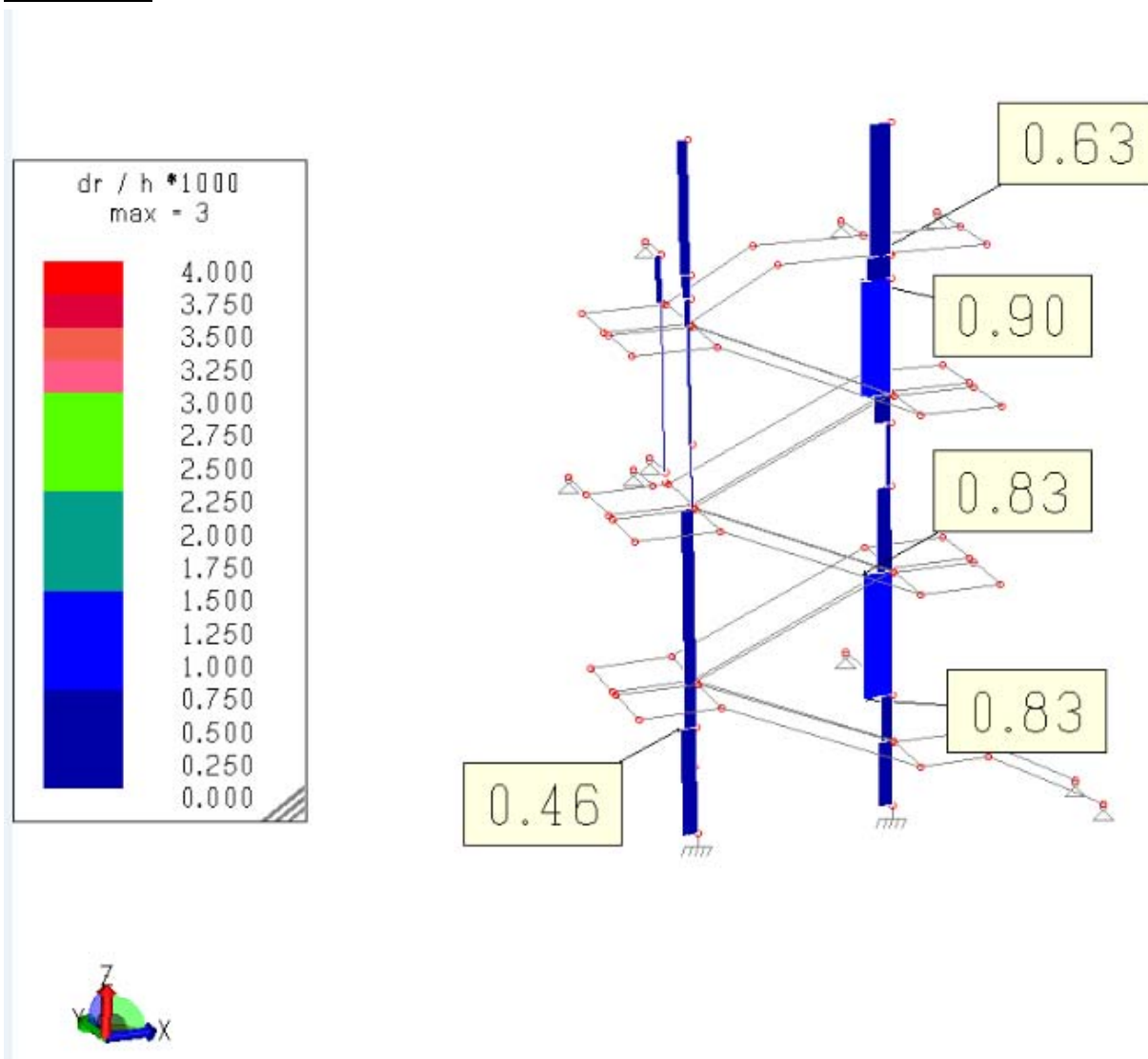
Campo di rottura della sezione: 2

## **ALLEGATO 2 – VERIFICA DEFORMABILITÀ – SLD**

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

Si riportano di seguito i risultati ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia).

Il Software permette di visualizzare graficamente il drift di interpiano dei pilastri sollecitati dal sisma SLD. In particolare il diagramma presenta il valore di spostamento rapportato all'altezza di interpiano.

**SCALA ALTA**

Come si nota il valore di spostamento massimo rapportato all'altezza di interpiano si ottiene per il pilastro P2 oltre il terzo pianerottolo e vale **0.90 %**.

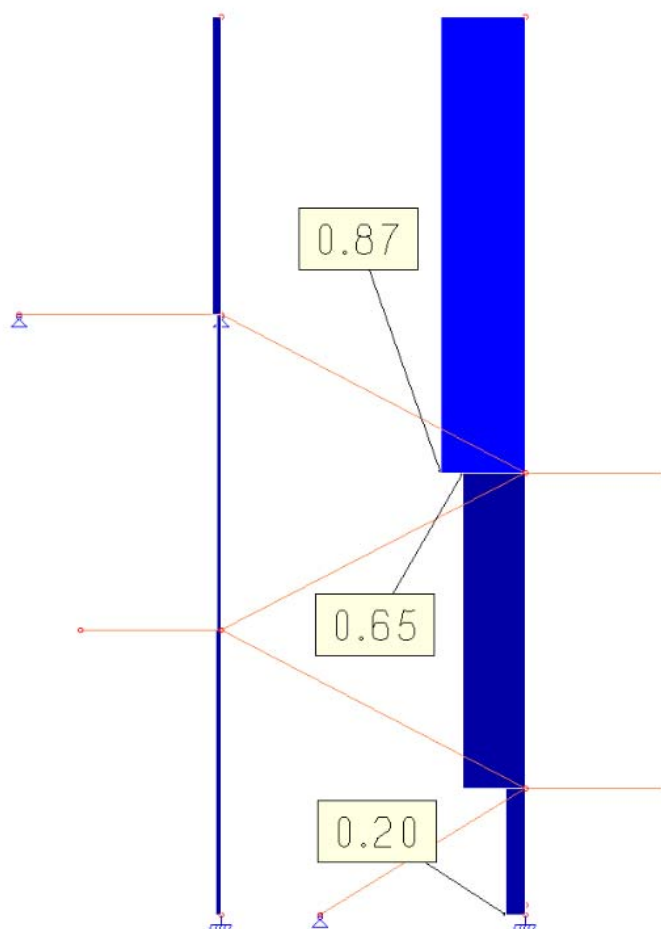
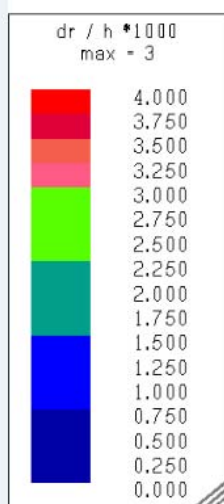


Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

**SCALA BASSA**

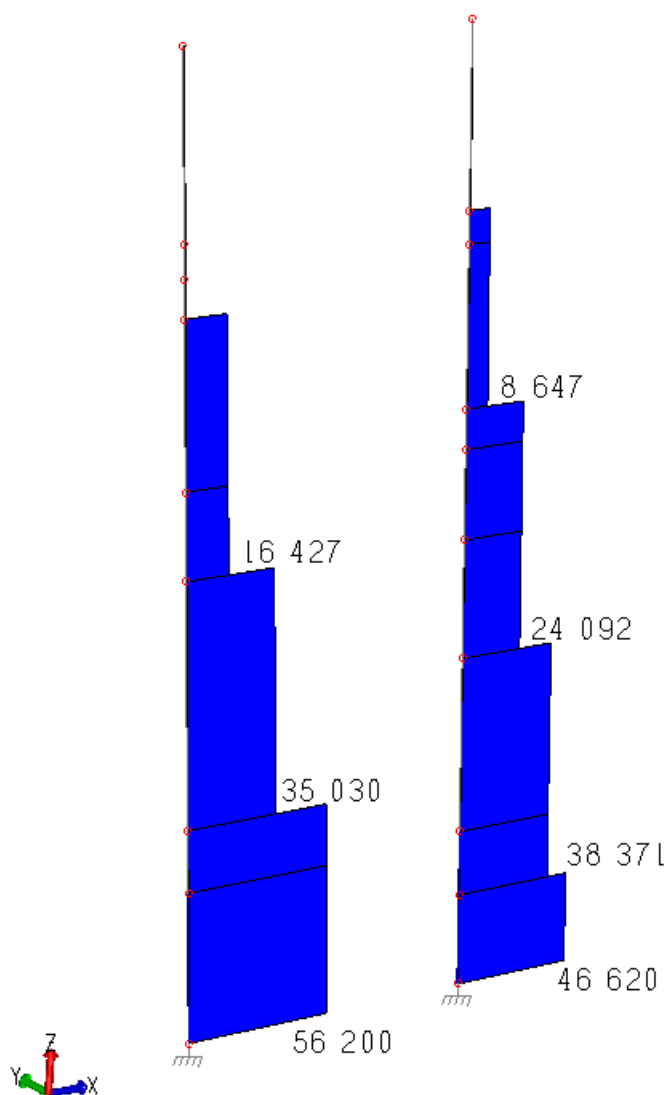
Come si nota il valore di spostamento massimo rapportato all'altezza di interpiano si ottiene per il pilastro P2 oltre l'ultimo pianerottolo e vale **0.87‰**.

## **ALLEGATO 3 – VERIFICA PILASTRI**

Si riportano di seguito i valori ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia) per quanto riguardano le sollecitazioni che si sviluppano nei pilastri a seguito dei carichi applicati secondo le combinazioni SLU e SLV.

### SCALA ALTA

#### AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLU (Kg)

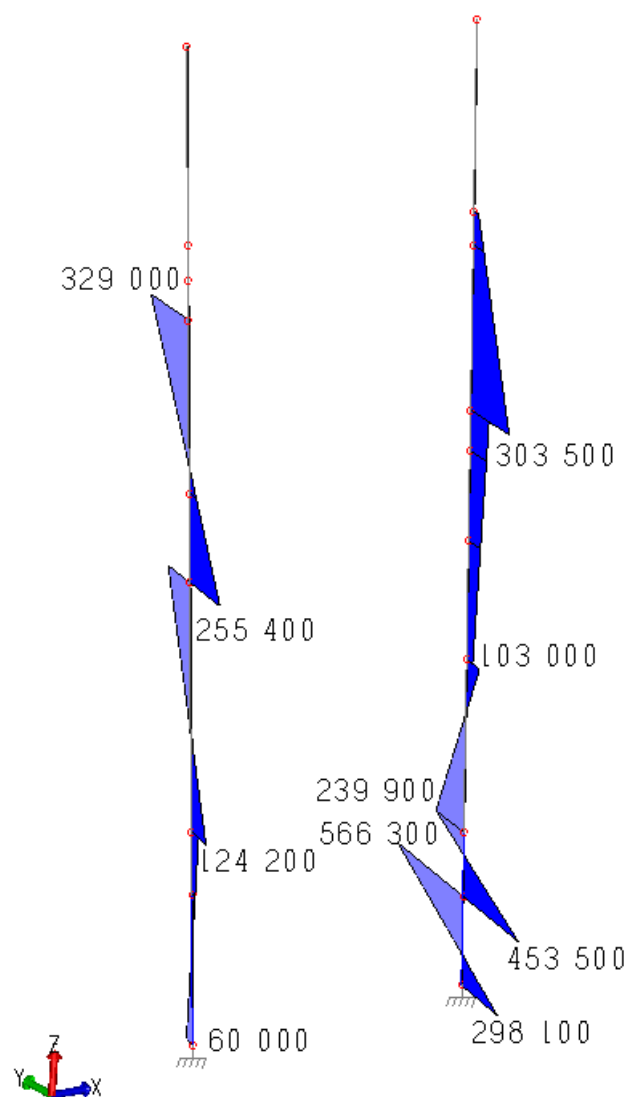


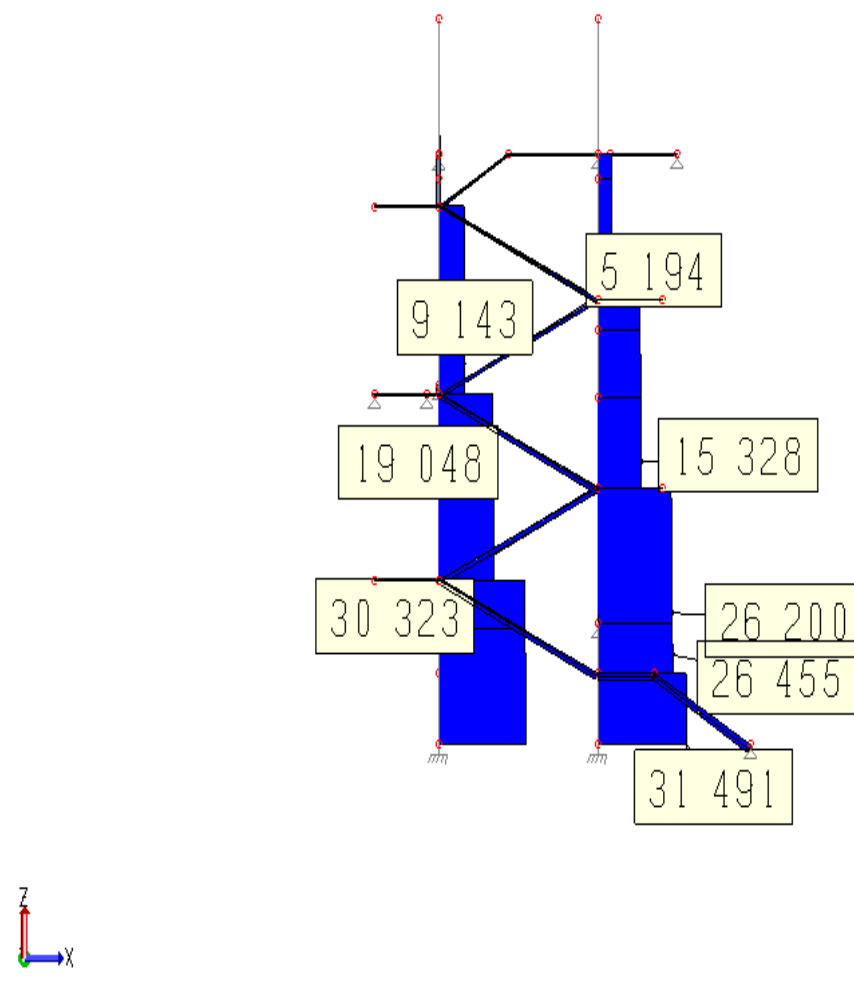
Lavori di realizzazione

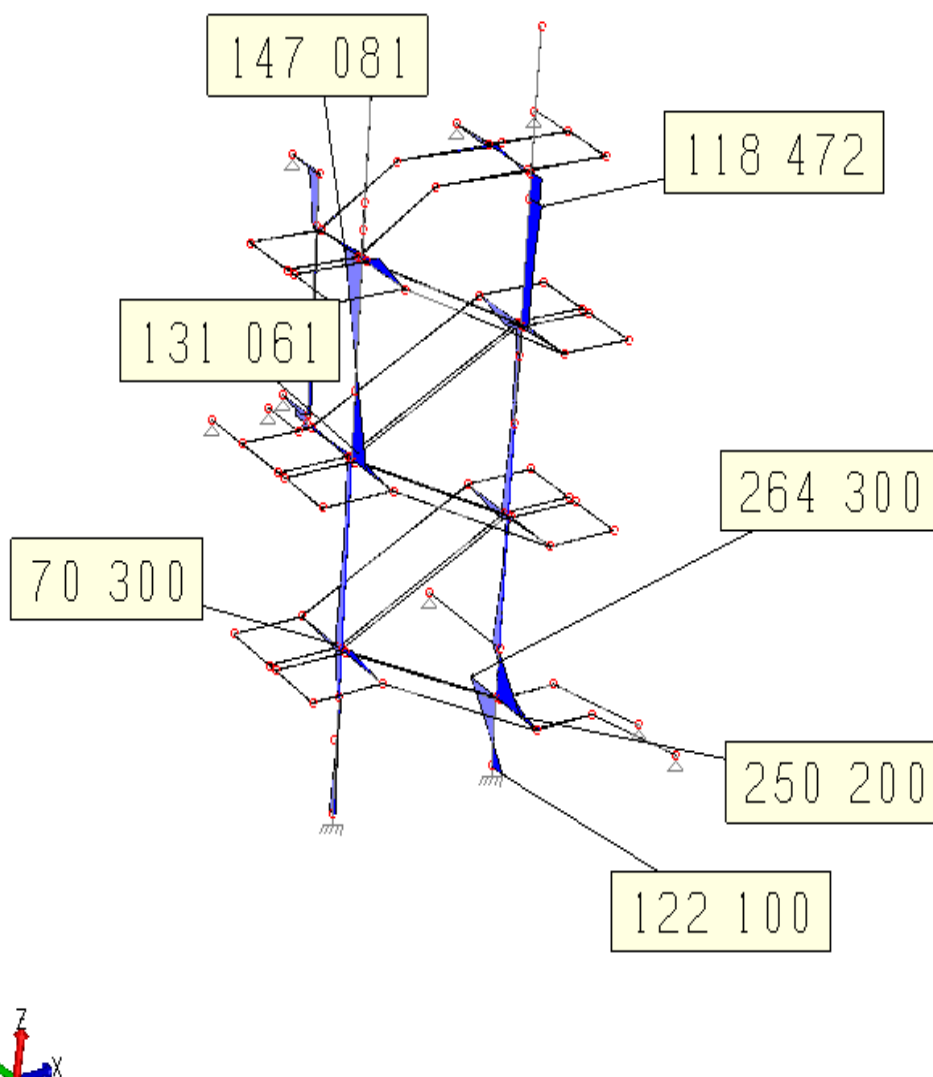
13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kgcm)

AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLV (Kg)MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLV (Kgcm)



Sia per quanto riguarda la combinazione di carico SLU che per quella SLV, i valori più critici corrispondono al pilastro P2, in particolare in corrispondenza del primo pianerottolo, in quanto è in questo punto che si registra il momento sollecitante maggiore.

E' proprio qui che viene riportata quindi la verifica sezionale per entrambe le combinazioni.

La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$  e spessore 10mm.

Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLU

Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - <u>PROFILI TUB. TONDI</u>											
Elemento: SCALA ALTA - Pilastro P2 - Comb. SLU											
<b>Φ<sub>est</sub> [mm]</b>			<b>t [mm]</b>		<b>Acciaio</b>		<b>N progetto (SLU)</b>		<b>M progetto (SLU)</b>		
330			10		S235		Ned [kg]		Med yy [kg m]		
							38,371		5,663		
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>					<b>fyk [kg/cmq]</b>		<b>Coeff n</b>		<b>N Resistente</b>		
Area - A		100.5 [cm^2]			2,350		0.17		Npl,Rd [kg]		
Modulo plastico-Wply		1,024.3 [cm^3]							224,998		
Modulo elastico-Wely		780.6 [cm^3]									
					<b>M Resistente elastico</b>			<b>M Resistente plastico</b>			
					Mel,Rd yy [kg m]			17,471		Mpl,Rd yy [kg m]	
										22,926	
<b>CLASSE</b>			<b>M Res. plastico (ridotto per N)</b>				<b>MEd / Mn,Rd</b>			<b>0.25</b>	
1			Mn,Rd yy [kg m]				22,664			< 1 VERIFICATO	

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLV

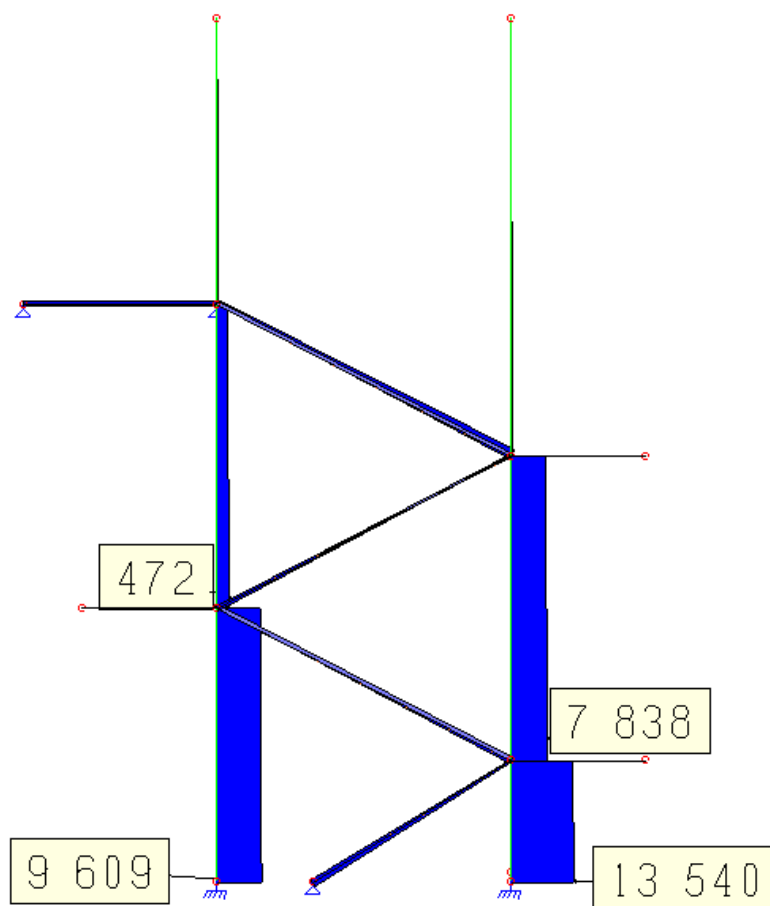
Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - <u>PROFILI TUB. TONDI</u>									
Elemento: SCALA ALTA - Pilastro P2 - Comb. SLV									
$\Phi_{est}$ [mm]	$t$ [mm]	Acciaio	N progetto (SLU)			M progetto (SLU)			
330	10	S235	Ned [kg]	26.455		Med yy [kg m]		2.643	
Caratteristiche geometriche profilo			fyk [kg/cm <sup>q</sup> ]		Coeff n		N Resistente		
Area - A		100,5 [cm <sup>2</sup> ]	2.350		0,12		Npl,Rd [kg]		224.998
Modulo plastico-Wply		1.024,3 [cm <sup>3</sup> ]							
Modulo elastico-Wely		780,6 [cm <sup>3</sup> ]							
			M Resistente elastico			M Resistente plastico			
			Mel,Rd yy [kg m]		17.471	Mpl,Rd yy [kg m]		22.926	
1,00	33,0	50	70	90,0					
CLASSE			M Res. plastico (ridotto per N)			MEd / Mn,Rd			
1			Mn,Rd yy [kg m]		22.926	0,12			
						< 1 VERIFICATO			

Lavori di realizzazione

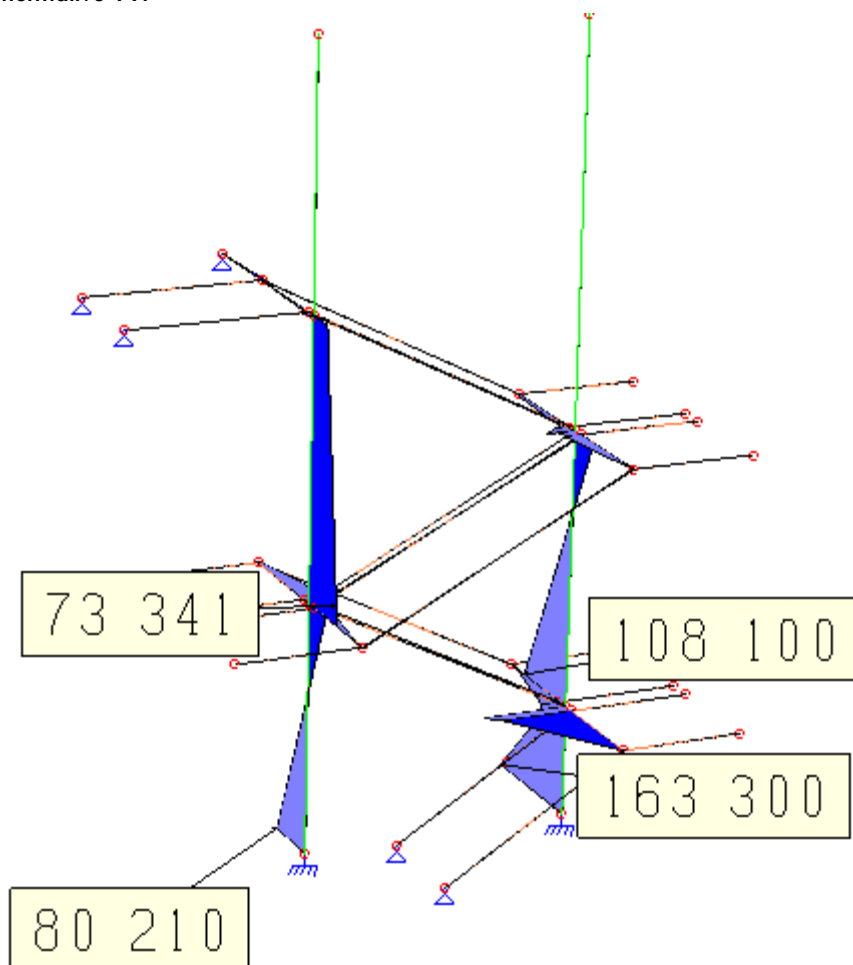
13\_Relazione tecnica di calcolo

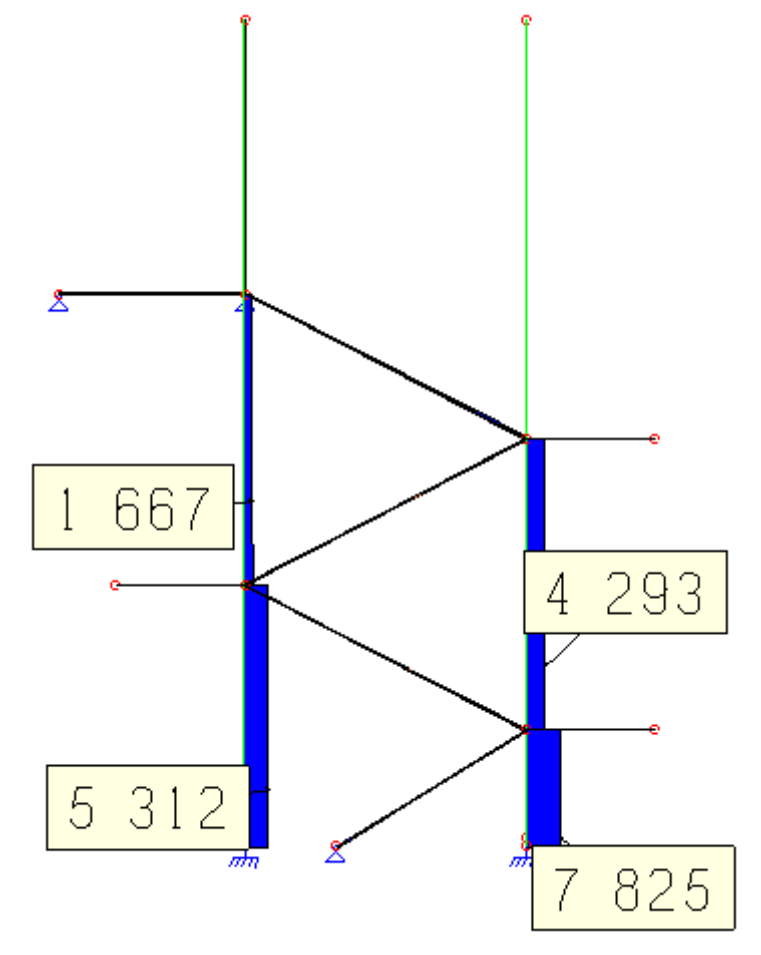
Nuove scale esterne di sicurezza

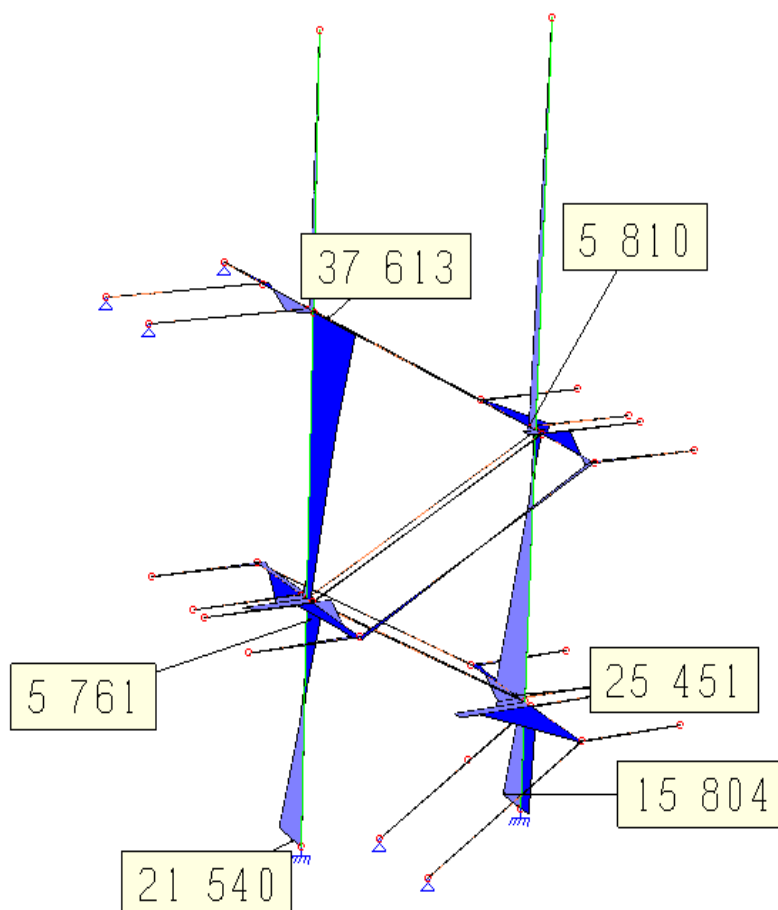
E adeguamento normativo VVF

**SCALA BASSA**AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLU (Kg)MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kgcm)





AZIONI ASSIALI – COMBINAZIONE SLV (Kg)

MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLV (Kgcm)

Per quanto riguarda la combinazione di carico SLU, i valori più critici corrispondono al pilastro P2, in particolare in corrispondenza dell'incastro alla base, in quanto è in questo punto che si registra il momento sollecitante maggiore. Per quella SLV la situazione di sollecitazione massima si ricava all'altezza del primo pianerottolo, sempre per il pilastro P2.

Si riporta di seguito la verifica sezionale per le zone precedentemente identificate.

La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 330\text{mm}$  e spessore 10mm.

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLU

Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - <u>PROFILI TUB. TONDI</u>													
Elemento: SCALA BASSA - Pilastro P2 - Comb. SLU													
<b>Φ<sub>est</sub> [mm]</b>			<b>t [mm]</b>			<b>Acciaio</b>		<b>N progetto (SLU)</b>		<b>M progetto (SLU)</b>			
330			10			S235		N <sub>ed</sub> [kg]		Med <sub>yy</sub> [kg m]			
								13.540		1.633			
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>						<b>f<sub>yk</sub> [kg/cm<sup>q</sup>]</b>		<b>Coeff n</b>		<b>N Resistente</b>			
Area - A			100,5 [cm <sup>2</sup> ]			2.350		0,06		N <sub>pl,Rd</sub> [kg]			
Modulo plastico-W <sub>p</sub> ly			1.024,3 [cm <sup>3</sup> ]							224.998			
Modulo elastico-W <sub>e</sub> ly			780,6 [cm <sup>3</sup> ]										
										<b>M Resistente elastico</b>		<b>M Resistente plastico</b>	
						M <sub>el,Rd yy</sub> [kg m]		17.471		M <sub>pl,Rd yy</sub> [kg m]			
										22.926			
1,00      33,0      50      70      90,0													
<b>CLASSE</b>			<b>M Res. plastico (ridotto per N)</b>					<b>MEd / Mn,Rd</b>			<b>0,07</b>		
1			Mn,Rd yy [kg m]					22.926			<b>&lt; 1 VERIFICATO</b>		

## VERIFICA SEZIONALE COMBINAZIONE SLV

Verifica di res. per PRESSO-FLESSIONE SEMPLICE - <u>PROFILI TUB. TONDI</u>													
Elemento: SCALA BASSA - Pilastro P1 - Comb. SLV													
<b>Φ<sub>est</sub> [mm]</b>			<b>t [mm]</b>			<b>Acciaio</b>		<b>N progetto (SLU)</b>		<b>M progetto (SLU)</b>			
330			10			S235		N <sub>ed</sub> [kg]		Med <sub>yy</sub> [kg m]			
								1.667		376			
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>						<b>f<sub>yk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b>		<b>Coeff n</b>		<b>N Resistente</b>			
Area - A			100,5 [cm <sup>2</sup> ]			2.350		0,01		N <sub>pl,Rd</sub> [kg]			
Modulo plastico-W <sub>p</sub> l <sub>y</sub>			1.024,3 [cm <sup>3</sup> ]							224.998			
Modulo elastico-W <sub>e</sub> l <sub>y</sub>			780,6 [cm <sup>3</sup> ]										
										<b>M Resistente elastico</b>		<b>M Resistente plastico</b>	
						M <sub>el,Rd yy</sub> [kg m]		17.471		M <sub>pl,Rd yy</sub> [kg m]			
										22.926			
1,00      33,0      50      70      90,0													
<b>CLASSE</b>			<b>M Res. plastico (ridotto per N)</b>					<b>MEd / Mn,Rd</b>			<b>0,02</b>		
1			Mn,Rd <sub>yy</sub> [kg m]					22.926			<b>&lt; 1 VERIFICATO</b>		

**Lavori di realizzazione**

**Nuove scale esterne di sicurezza**

**E adeguamento normativo VVF**

## **ALLEGATO 4 – VERIFICA TUBI ORIZZONTALI, COSCIALI**

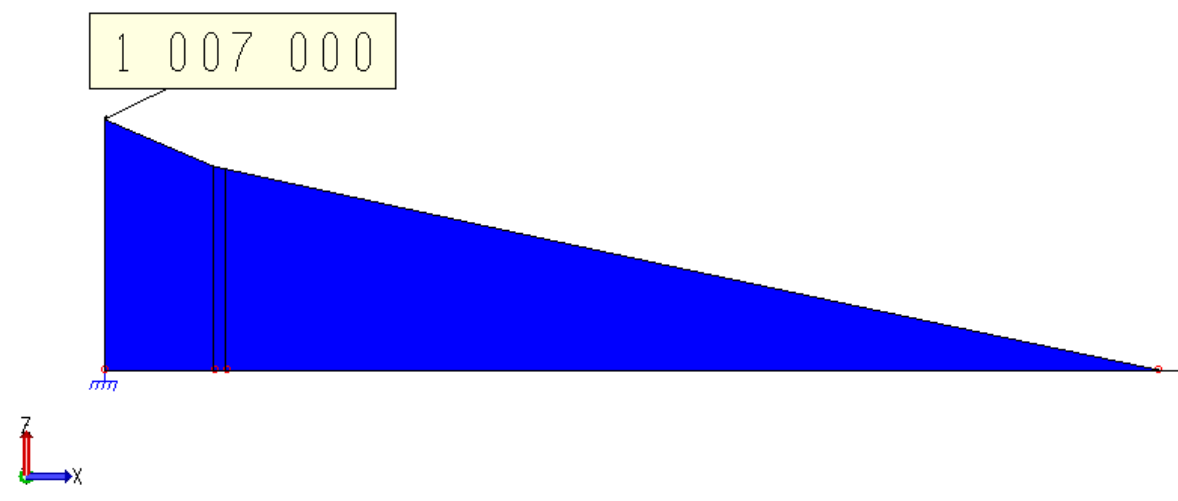
**VERIFICA TUBI MENSOLE**

Si riportano di seguito i valori ottenuti dal Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia) per quanto riguarda le sollecitazioni che si sviluppano nelle mensole a seguito dei carichi applicati secondo la combinazione SLU, in quanto identificata come più gravosa.

**SCALA ALTA**

Le mensole sono sollecitate da due carichi concentrati corrispondenti all'appoggio dei cosciali di rampe e pianerottoli. Ogni cosciale ha influenza pari a 0.9m e lunghezza complessiva pari a circa 10.8m. Il valore dei carichi concentrati è il seguente:

$P_{PERMANENTE,SLE}$	=	729 Kg	$(150 \cdot 0.9 \cdot 10.8 / 2)$
$P_{ACCIDENTALE,SLE}$	=	1944 Kg	$(400 \cdot 0.9 \cdot 10.8 / 2)$
$P_{PP,PROFILO,SLE}$	=	250 Kg	$(46.2 \cdot 10.8 / 2)$
$P_{TOT,SLE}$	=	<b>2923 Kg</b>	
$P_{TOT,SLU}$	=	<b>4189 Kg</b>	$(729 \cdot 1.3 + 1944 \cdot 1.5 + 250 \cdot 1.3)$

**MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kacm)**

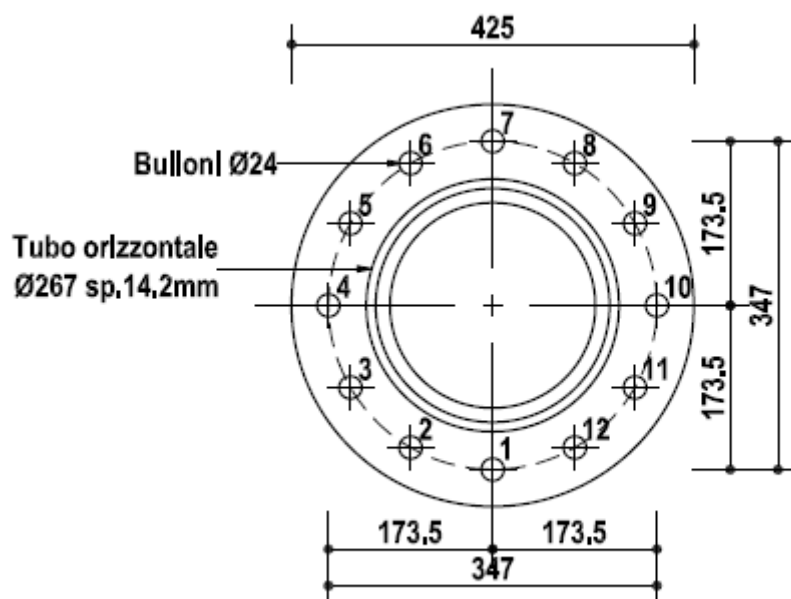
Come si vede dall'immagine riportata il valore massimo del momento flettente si trova all'incastro, e vale **M = 10070 Kgm**.

E' proprio per questo valore che viene riportata la verifica sezionale per la combinazione SLU. La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 267\text{mm}$  e spessore 14.2mm.

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse generico - PROFILI GENERICI					
Elemento: Tubo Mensola - Scala Alta					
Descrizione profilo		Acciaio	fyk [kg/cm <sup>2</sup> ] ftk [kg/cm <sup>2</sup> ]		M progetto (SLU)
Tubolare Ø267, sp.14.2mm		S235	2,350 3,600		Med [kg m] 10,070
Caratteristiche geometriche profilo			Fori per bullonature		Verifica foratura delle ali
Modulo plastico-Wpl	908.5	[cm <sup>3</sup> ]	Singolo	n°	0,9 * Af,net * ftk / γM2 [kg]
Modulo elastico-Wel	677.0	[cm <sup>3</sup> ]	elem.d'ala		Af * fyk / γM0 [kg]
A el. ala lorda - Af		[cm <sup>2</sup> ]	Φ [mm]	t [mm]	
A el. ala netta - Af,net		[cm <sup>2</sup> ]			
CLASSE	M Resistente flessione retta		MEd / Mc,Rd		0.50
1	Mc,Rd [kg m] 20,332		< 1 VERIFICATO		

## VERIFICA CONNESSIONI - COMBINAZIONE SLU

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). I bulloni utilizzati sono 12 Ø24 e sono disposti secondo lo schema che segue:



La massima resistenza di calcolo a trazione del bullone si calcola come

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 20333 \text{ Kg}$$

Dove

$f_{tb}$	(Resistenza a Rottura del bullone)	=	8000 Kg/cm <sup>2</sup>
$A_{res}$	(Area resistente del bullone)	=	3.53 cm <sup>2</sup>
$\gamma_{M2}$	(Coefficiente di sicurezza)	=	1.25

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF**

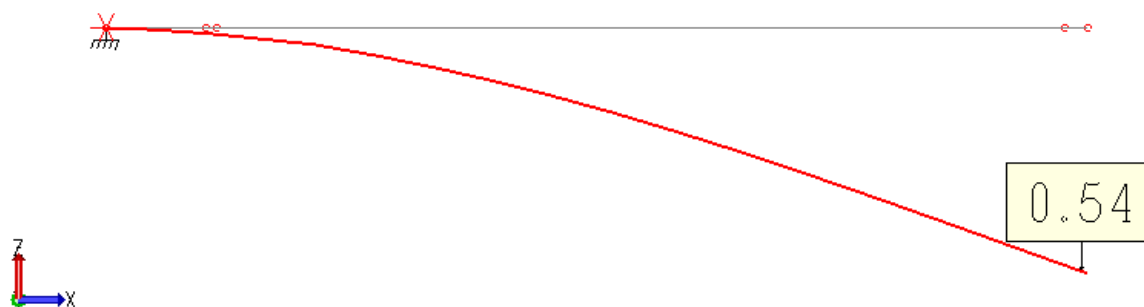
L'azione assiale massima, corrispondente al bullone n.7, è stata calcolata a partire dal momento sollecitante massimo.

$M_{max}$	(Momento sollecitante)	=	10070	Kgm
$J_{bulloni}$	(Momento di inerzia)	=	5856	cm <sup>4</sup>
$d_{max}$	(Massima distanza dal baricentro)	=	17.35	cm
$\sigma_{max,t}$	(Massimo sforzo di trazione)	=	2984	Kg/cm <sup>2</sup> (107000 / 5856 · 17.35)

<b>N<sub>BULLONE 7</sub></b>	<b>=</b>	<b>13488 Kg</b>	(2984 · 4.52)
<b>I<sub>R</sub></b>	<b>=</b>	<b>0.66</b>	(13488 / 20333)

**DEFORMAZIONI – COMBINAZIONE SLE (cm)**

Di seguito si riportano i risultati (cm) dei valori delle deformazioni:



Il valore massimo si registra in mezzeria ed è pari a  $def = 0.54$  cm.

**SCALA BASSA**

Le mensole sono sollecitate da due carichi concentrati corrispondenti all'appoggio dei cosciali di rampe e pianerottoli. Ogni cosciale ha influenza pari a 0.6m e lunghezza complessiva pari a circa 6.6m. Il valore dei carichi concentrati è il seguente:

$P_{PERMANENTE,SLE}$	=	297 Kg	(150 · 0.6 · 6.6 / 2)
$P_{ACCIDENTALE,SLE}$	=	792 Kg	(400 · 0.6 · 6.6 / 2)
$P_{PP\ PROFILO,SLE}$	=	98 Kg	(29.4 · 6.66 / 2)
<b><math>P_{TOT,SLE}</math></b>	<b>=</b>	<b>1187 Kg</b>	
<b><math>P_{TOT,SLU}</math></b>	<b>=</b>	<b>1702 Kg</b>	(297 · 1.3 + 792 · 1.5 + 98 · 1.3)



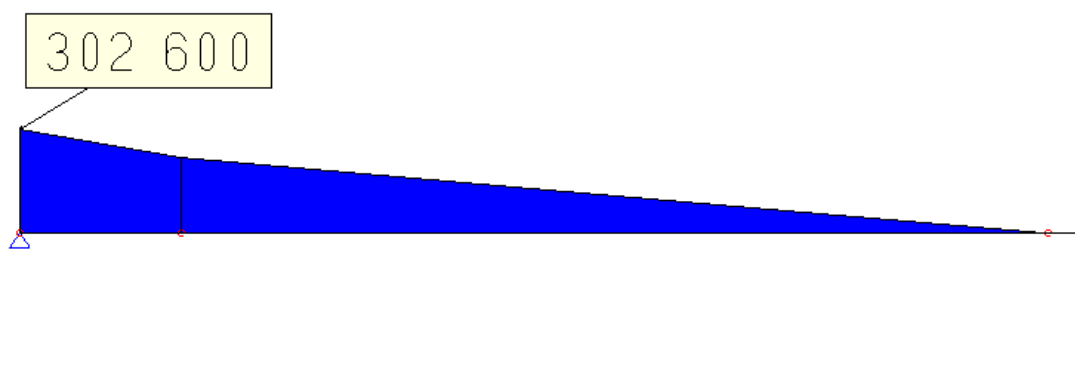
Lavori di realizzazione

13\_Relazione tecnica di calcolo

Nuove scale esterne di sicurezza

E adeguamento normativo VVF

MOMENTI FLETTENTI – COMBINAZIONE SLU (Kgcm)



Come si vede dall'immagine riportata il valore massimo del momento flettente si trova incastro, e vale  **$M = 3026 \text{ Kgm}$** .

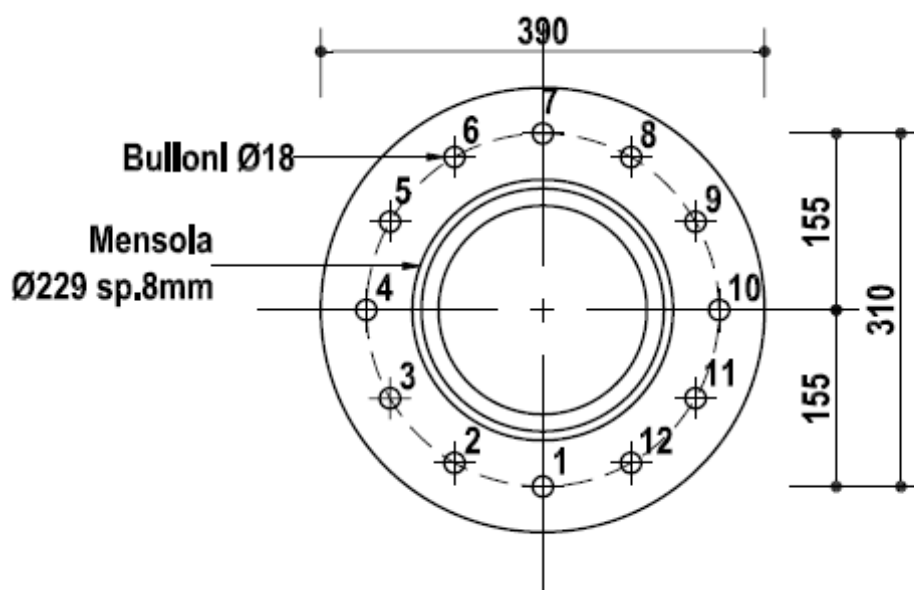
E' proprio per questo valore che viene riportata la verifica sezionale per la combinazione SLU.

La sezione di verifica è un tubolare con  $\Phi_{est} = 267\text{mm}$  e spessore 14.2mm.

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse generico - PROFILI GENERICI					
Elemento: Tubo Mensola - Scala Bassa					
Descrizione profilo		Acciaio		M progetto (SLU)	
Tubolare $\Phi 229$ , sp.8mm		S235		Med [kg m]	3,026
		fyk [kg/cm <sup>2</sup> ] ftk [kg/cm <sup>2</sup> ]			
		2,350 3,600			
Caratteristiche geometriche profilo		Fori per bullonature		Verifica foratura delle ali	
Modulo plastico-Wpl	390.9 [cm <sup>3</sup> ]	Singolo	n°	0,9*Af,net*ftk/ $\gamma M2$ [kg]	
Modulo elastico-Wel	296.5 [cm <sup>3</sup> ]	elem.d'ala		Af * fyk / $\gamma M0$ [kg]	
A el. ala lorda - Af	[cm <sup>2</sup> ]	$\Phi$ [mm]	t [mm]		
A el. ala netta - Af,net	[cm <sup>2</sup> ]				
CLASSE		M Resistente flessione retta		MEd / Mc,Rd	
1		Mc,Rd [kg m]		0.35	
		8,749		< 1 VERIFICATO	

#### VERIFICA CONNESSIONI - COMBINAZIONE SLU

Per la verifica della connessione agli appoggi, si procede valutando l'azione assiale massima agente sui bulloni di collegamento e si confronta questa con la massima resistenza di calcolo a trazione del bullone stesso, valutata secondo quanto specificato in normativa (NTC2008 Par. 4.2.8.1.1). I bulloni utilizzati sono 12  $\Phi 18$  e sono disposti secondo lo schema che segue:



La massima resistenza di calcolo a trazione del bullone si calcola come

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 11059 \text{ Kg}$$

Dove

$f_{tb}$	(Resistenza a Rottura del bullone)	=	8000 Kg/cm <sup>2</sup>
$A_{res}$	(Area resistente del bullone)	=	1.92 cm <sup>2</sup>
$\gamma_{M2}$	(Coefficiente di sicurezza)	=	1.25

L'azione assiale massima, corrispondente al bullone n.7, è stata calcolata a partire dal momento sollecitante massimo.

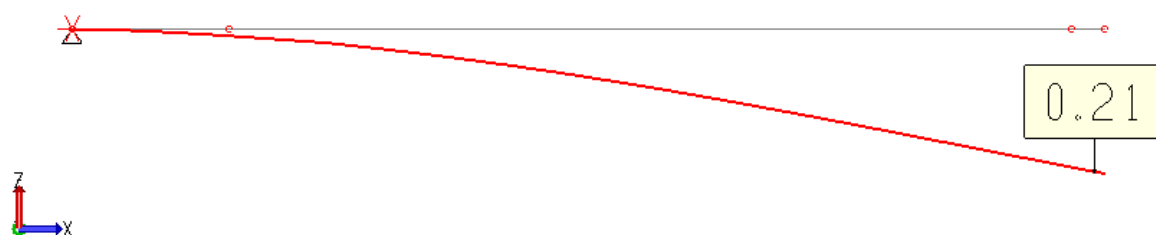
$M_{max}$	(Momento sollecitante)	=	3026	Kgm
$J_{bulloni}$	(Momento di inerzia)	=	2759	cm <sup>4</sup>
$d_{max}$	(Massima distanza dal baricentro)	=	15.5	cm
$\sigma_{max,t}$	(Massimo sforzo di trazione)	=	1700	Kg/cm <sup>2</sup> (302600 / 2759 · 15.5)

$$N_{BULLONE\ 7} = 4318 \text{ Kg} \quad (1700 \cdot 2.54)$$

$$I_r = 0.39 \quad (4318/11059)$$

#### DEFORMAZIONI – COMBINAZIONE SLE (cm)

Di seguito si riportano i risultati (cm) dei valori delle deformazioni:



Il valore massimo si registra in mezzeria ed è pari a  $\text{def} = 0.21 \text{ cm}$ .

**VERIFICA COSCIALI****SCALA ALTA**

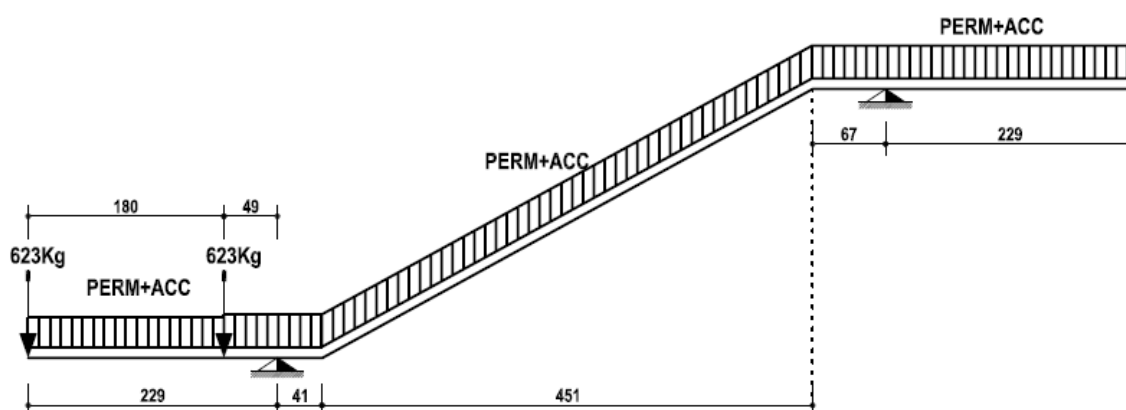
I cosciali sono composti da profili UPN300. Sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza, oltre che ad un carico concentrato, a causa della presenza dei pianerottoli di sbarco. L'influenza del carico è pari a 0.90m, metà della larghezza di rampa. I carichi applicati sono i seguenti (nella zona in cui è presente il pianerottolo di sbarco non è stato considerato il carico del parapetto, in quanto non presente):

$P_{PP+PERM}$	=	182 Kg/ml	$(46.2+150 \cdot 0.9)$
$P_{ACC}$	=	360 Kg/ml	$(400 \cdot 0.9)$
$P_{TOT,SLE}$	=	542 Kg/ml	$(360+182)$
$P_{TOT,slu}$	=	813 Kg/ml	$(542 \cdot 1.5)$

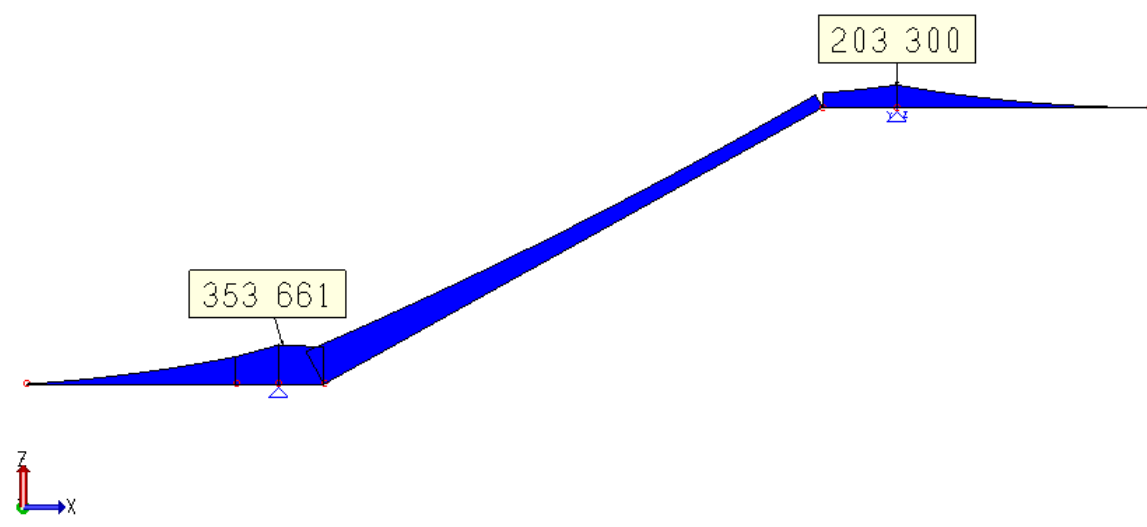
Il carico concentrato dovuto ai pianerottoli di sbarco (1.53mx1.8m) è pari a:

$P_{SLE}$	=	415 Kg	$((150+400) \cdot 1.53/2 \cdot 1.8/2 + 46.2 \cdot 1.53/2)$
$P_{SLU}$	=	623 Kg	$(415 \cdot 1.5)$

Come imposto dalla normativa, sono state considerate tutte le combinazioni di carico possibili. In particolare per la verifica di resistenza il momento massimo si registra a seguito dell'applicazione dell'intero carico su tutta la lunghezza, secondo la combinazione SLU, come rappresentato nella figura sottostante.



I valori dei momenti sollecitanti sono stati calcolati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati(Kgcm)



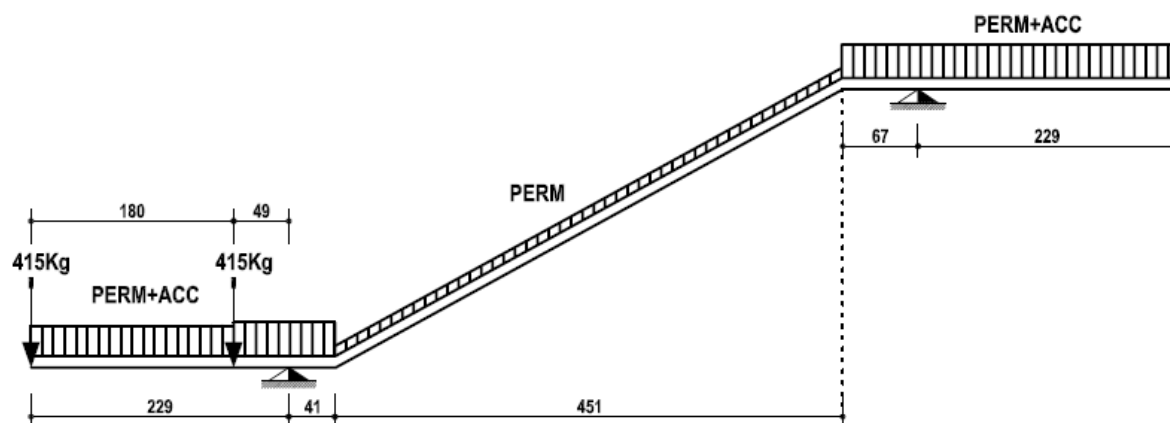
Il valore massimo si ottiene all'appoggio della zona in cui è presente il pianerottolo di sbarco e vale **M = 3537 Kgm.**

Si riporta di seguito la verifica sezionale proprio per il valore del momento massimo calcolato.

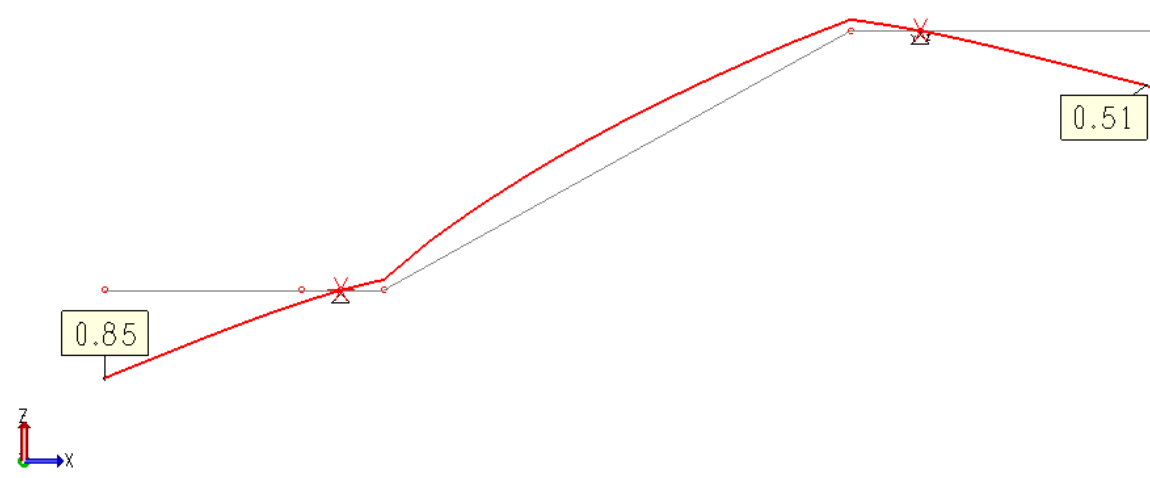
Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse forte y-y - PROFILI A DOPPIO T e a U									
Elemento: VERIFICA COSCIALE UPN300									
Profilo UPN300		Acciaio S235		fyk [kg/cmq] ftk [kg/cmq] 2,350 3,600		M progetto (SLU) Med yy [kg m] 3,537			
Caratteristiche geometriche profilo						Fori per bullonature		Verifica foratura delle ali	
Modulo plastico-Wply		632.0 [cm^3]		Sull'ala (solo una)		n°		0,9*Af,net*ftk/γM2 [kg]	
Modulo elastico-Wely		535.0 [cm^3]				Φ [mm]		Af * fyk / γM0 [kg]	
Larghezza - b		100.0 [mm]							
Spessore ali - tf		16.0 [mm]							
A ala lorda - Af		16.0 [cm^2]							
A ala netta - Af,net		16.0 [cm^2]							
CLASSE 1		M Resistente flessione retta Mc,Rd yy [kg m] 14,145				MEd / Mc,Rd 0.25 < 1 VERIFICATO			

Per la verifica di deformabilità, invece, i valori maggiori si registrano a seguito dell'applicazione del carico accidentale solamente sugli sbalzi, come rappresentato nella figura sottostante.

I carichi considerati sono in questo caso quelli caratteristici.



I valori delle deformazioni sono state calcolate tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati(cm):



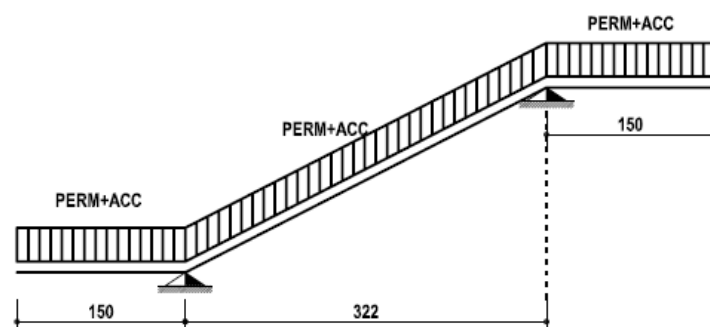
La deformazione massima si ottiene all'estremo dello sbalzo in cui è presente il pianerottolo di sbarco e vale **def=0.85cm**. Questa situazione tuttavia accade solamente per il cosciale qui considerato, in quanto in tutti gli altri, non essendoci la presenza del pianerottolo di sbarco, la situazione è assimilabile a quella rappresentata da una deformata pari a **0.51cm**, come rappresentato nella figura.

**Lavori di realizzazione****13\_Relazione tecnica di calcolo****Nuove scale esterne di sicurezza****E adeguamento normativo VVF****SCALA BASSA**

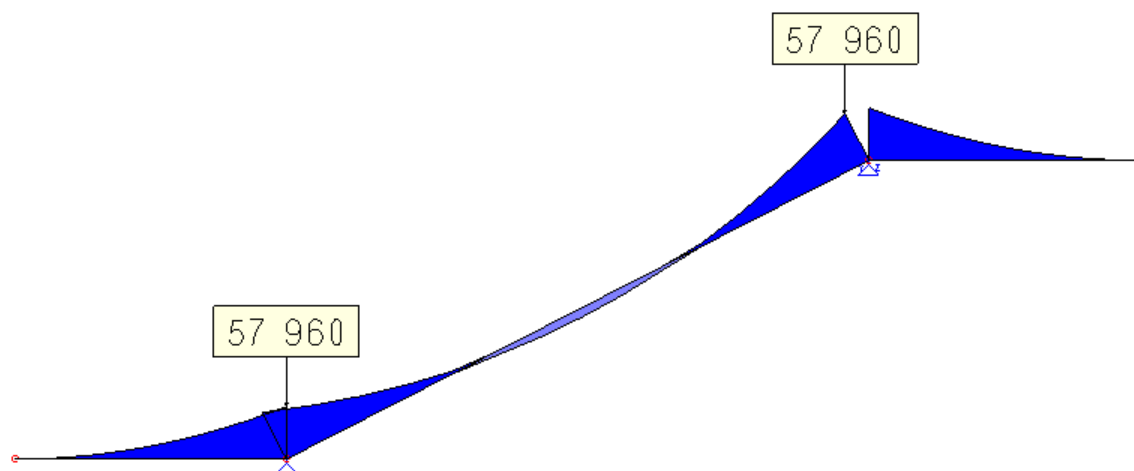
I cosciali sono composti da profili UPN220 e sono soggetti ad un carico distribuito su tutta la loro lunghezza. L'influenza del carico è pari a 0.60m, metà della larghezza di rampa. I carichi applicati sono i seguenti:

$p_{PP+PERM}$	=	120 Kg/ml	$(29.4+150 \cdot 0.6)$
$p_{ACC}$	=	240 Kg/ml	$(400 \cdot 0.6)$
$p_{TOT,SLE}$	=	360 Kg/ml	$(240+120)$
$p_{TOT,slu}$	=	540 Kg/ml	$(360 \cdot 1.5)$

Come imposto dalla normativa, sono state considerate tutte le combinazioni di carico possibili. In particolare per la verifica di resistenza il momento massimo si registra a seguito dell'applicazione dell'intero carico su tutta la lunghezza, secondo la combinazione SLU, come rappresentato nella figura sottostante.



I valori dei momenti sollecitanti sono stati calcolati tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati (Kgcm)



## Lavori di realizzazione

## 13\_Relazione tecnica di calcolo

## Nuove scale esterne di sicurezza

## E adeguamento normativo VVF

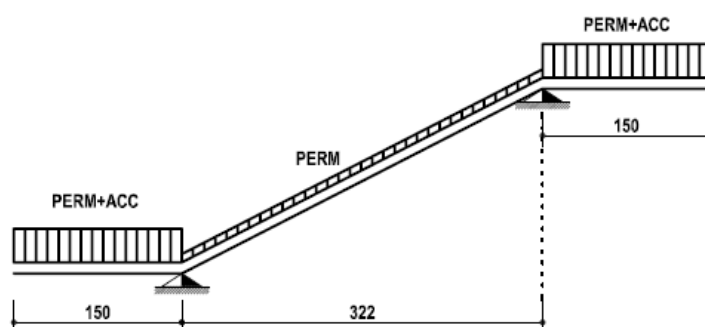
Il valore massimo si ottiene all'appoggio della zona in cui è presente il pianerottolo di sbarco e vale **M = 580 Kgm**.

Si riporta di seguito la verifica sezionale proprio per il valore del momento massimo calcolato.

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse forte y-y - PROFILI A DOPPIO T e a U									
Elemento: VERIFICA COSCIALE UPN220									
Profilo UPN220		Acciaio S235		fyk [kg/cmq] 2,350		ftk [kg/cmq] 3,600		M progetto (SLU) Med yy [kg m] 580	
Caratteristiche geometriche profilo				Fori per bullonature		Verifica foratura delle ali			
Modulo plastico-Wply		292.0 [cm^3]		Sull'ala (solo una)		n°		0,9*Af,net*ftk/γM2 [kg]	
Modulo elastico-Wely		245.0 [cm^3]							
Larghezza - b		80.0 [mm]				Φ [mm]		Af * fyk / γM0 [kg]	
Spessore ali - tf		12.5 [mm]							
A ala lorda - Af		10.0 [cm^2]							
A ala netta - Af,net		10.0 [cm^2]							
CLASSE		M Resistente flessione retta				MEd / Mc,Rd			
1		Mc,Rd yy [kg m] 6,535				0.09			
						< 1 VERIFICATO			

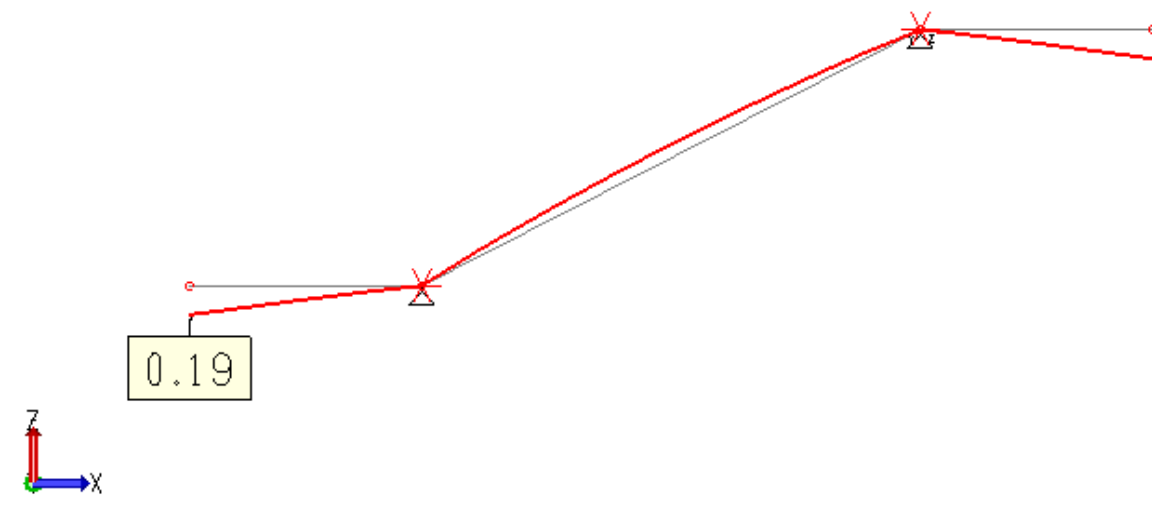
Per la verifica di deformabilità, invece, i valori maggiori si registrano a seguito dell'applicazione del carico accidentale solamente sugli sbalzi, come rappresentato nella figura sottostante.

I carichi considerati sono in questo caso quelli caratteristici.



I valori delle deformazioni sono state calcolate tramite il Software di calcolo Mastersap Top 2013 SP0.2 dello Studio Software AMV di Ronchi dei Legionari (Gorizia). Di seguito si riportano i risultati(cm):





La deformazione massima si ottiene all'estremo dello sbalzo e vale **def=0.19cm**.

*Milano, 18.09.2014*

## **POLITECNICO DI MILANO**

### **EDIFICIO 3:**

### **VERIFICA MURATURE PER NUOVI PANNELLI**

### **E SBARCO DI ACCESSO PER SCALA AREA ESTERNA EST**

## 11 DESCRIZIONE INTERVENTO

L'opera in oggetto consiste nella realizzazione di un'apertura nella pannellatura di facciata dell'ultimo piano dell'edificio 3 funzionale al collegamento di piano con la scala di emergenza e nella verifica della portata delle mutature a seguito dell'inserimento della nuova pannellatura di facciata.

- **Nuovo Voltino**

L'apertura nella pannellatura viene realizzata formando un voltino con profili UPN160 al piano di sbarco della scala alta realizzata all'edificio 3. Il voltino è necessario per il progetto della porta antincendio che viene realizzata al secondo piano dell'edificio 3 come sbarco della scala di emergenza.

I profili in acciaio vanno a realizzare un telaio su cui si appoggia la pannellatura esistente di facciata; l'interdistanza tra i due montanti in corrispondenza dei pialtri è di circa 2,80 m, mentre l'altezza dell'apertura è di circa 2,60 m (le misure definitive saranno da verificare in funzione della porta da installare).

- **Nuove Pannellature**

Le nuove pannellature vengono realizzate in lastre precoibentate del peso unitario di circa 15.0kg/mq (v. scheda tecnica lastre), cui deve considerarsi aggiunta l'intelaiatura metallica, valutata in 10.0kg/mq; pertanto il carico totale da considerare è pari 25.0kg/mq.

La nuova pannellatura è realizzata in aderenza all'esistente, e supportata da un telaio di profili metallici di piccola dimensione, dimensionato dal relativo installatore; i montanti verticali dividono in tre parti la luce tra i pialtri esistenti. L'altezza massima pannellata è pari a circa 6.0m.

La struttura di copertura portante è costituita da telai in acciaio costituenti un arco a tre cerniere, cui sono affidate le azioni verticali di copertura (manto di copertura e neve), anche le azioni orizzontali da vento.

Le nuove pannellature non alterano in alcun modo lo schema statico della struttura, ed in particolare non introducono nuove azioni orizzontali; infatti le azioni da vento rimangono invariate.

Per quanto riguarda l'aumento dei carichi verticali, questo è del tutto trascurabile rispetto all'esistente.

Si rileva infatti che il massimo carico verticale è pari a 150kg/ml (25x6).

**Senza entrare nel dettaglio dei carichi esistenti, si può affermare che tale valore rappresenta circa lo 0.5% del carico totale esistente e pertanto è assolutamente trascurabile.**

**Pertanto non sono necessarie ulteriori verifiche strutturali.**

## 12 NORMATIVA E METODO DI CALCOLO

In base ai disposti del D.M. 14.01.2008 l'opera si classifica come segue:

- **Tipo di costruzione** (art. 2.4.1):
  - Tipo 2: Opere Ordinarie
- **Classe d'uso:** (art. 2.4.2):
  - Classe 2: Normali affollamenti

Riguardo ai disposti di cui al cap.8 del DM14.01.2008, si rileva inoltre che:

- Non è necessaria la valutazione della sicurezza dell'edificio in quanto non si ricorre in alcuna delle circostanze indicate al par. 8.3; in particolare, le opere in oggetto non comportano variazioni significative dei carichi verticali e non modificano il comportamento strutturale dell'edificio.
- Le opere possono catalogarsi come indicato al cap. 8.4.3: "Riparazione o Intervento Locale", per le quali non è richiesto il collaudo statico.

Il quadro normativo di riferimento è quindi il seguente:

- **Legge 05.11.1971 n° 1086:** " Norme per la disciplina delle opere in conglomerato ....."
  - Legge quadro di riferimento
- **D.M. 14.01.2008:** "Nuove norme Tecniche per le Costruzioni"
  - Riferimento per i materiali, i prodotti, le azioni ed il collaudo statico
- **D.M. 11.03.1988:** "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce...."
  - Riferimento per le Opere ed i Sistemi Geotecnici
- **Bollettino ufficiale Regione Lombardia** Serie ordinaria n.29 del 16 Luglio 2014.
- Norme UNI EN armonizzate

Si fa inoltre riferimento, anche se non espressamente citate, alle circolari esplicative dei decreti ministeriali attuativi di cui sopra.

## 13 MATERIALI IMPIEGATI

Per la realizzazione delle opere di cui sopra si prescrive l'impiego dei seguenti materiali.

- **Acciai Per Profili Metallici e Piastre:**
  - Acciaio laminato a caldo in qualità : **S235** (Fe360)

## 14 RELAZIONE DI CALCOLO

### 14.1 ANALISI DEI CARICHI

Le verifiche a seguire sono condotte sulla base della seguente analisi dei carichi:

- Peso proprio profilo UPN160: 18.5 kg/ml
- Permanenti: 35 kg/mq
  - (valore che comprende pacchetto esistente tamponamento nuovo e lastra in gesso)
- Vento: 100 kg/mq

### 14.2 VERIFICA PROFILI

Le verifiche sono riportate in allegato, cui si rimanda per una completa visione e che si riassumono nel seguito:

- **TRAVI VOLTINO UPN160:**

#### VERIFICA DI RESISTENZA (SLU)

Lunghezza voltino:	2,80 m	
Influenza trave azione verticale:	2,60 m	
Influenza trave azione orizzontale:	1,30 m	
Carico totale verticale distribuito:	142 kg/m	$[18,5 \cdot 1,3 + 35 \cdot 2,6 \cdot 1,3]$
Carico totale orizzontale distribuito:	195 kg/m	$[100 \cdot 1,3 \cdot 1,5]$

Momento sollecitante:	$M_{EdZ}$	= 139 kgm
	$M_{EdY}$	= 191 kgm

Momento resistente della sezione:	$M_{plRdZ}$	= 788 kgm
	$M_{plRdY}$	= 3089 kgm

**La verifica risulta soddisfatta:**  $M_{EdZ} / M_{plRdZ} + M_{EdY} / M_{plRdY} = 0,24 < 1$

### 14.3 ALLEGATI

- All.1: Verifiche profili

**ALLEGATO 1: VERIFICA PROFILI**

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse debole z-z - PROFILI A DOPPIO T e a U					
Elemento: VERIFICA VOLTINO CARICHI VERTICALI					
<b>Profilo</b> <b>UPN160</b>	<b>Acciaio</b> <b>S235</b>	<b>f<sub>yk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b> 2.350	<b>f<sub>tk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b> 3.600	<b>M progetto (SLU)</b> <b>Med zz [kg m]</b> <b>139</b>	
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>		<b>Fori per bullonature</b>		<b>Verifica foratura delle ali</b>	
Modulo plastico-W <sub>plz</sub>	35,2 [cm <sup>3</sup> ]	Su metà di entrambe le ali	n°	0,9*Af <sub>net</sub> *f <sub>tk</sub> /γM <sub>2</sub> [kg]	
Modulo elastico-W <sub>elz</sub>	18,2 [cm <sup>3</sup> ]			Af * f <sub>yk</sub> / γM <sub>0</sub> [kg]	
Larghezza - b	65,0 [mm]		Φ [mm]		
Spessore ali - t <sub>f</sub>	10,5 [mm]				
A ala lorda - Af	6,8 [cm <sup>2</sup> ]				
A ala netta - Af <sub>net</sub>	6,8 [cm <sup>2</sup> ]				
1,00	6,2	1			
<b>CLASSE</b> <b>1</b>	<b>M Resistente flessione retta</b>		<b>MEd / Mc,Rd</b> <b>0,18</b>		
	<b>Mc,Rd zz [kg m]</b> <b>788</b>		<b>&lt; 1 VERIFICATO</b>		

Verifica di resistenza per FLESSIONE SEMPLICE asse forte y-y - PROFILI A DOPPIO T e a U					
Elemento: VERIFICA VOLTINO AZIONE DEL VENTO					
<b>Profilo</b> <b>UPN160</b>	<b>Acciaio</b> <b>S235</b>	<b>f<sub>yk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b> 2.350	<b>f<sub>tk</sub> [kg/cm<sup>2</sup>]</b> 3.600	<b>M progetto (SLU)</b> <b>Med yy [kg m]</b> <b>191</b>	
<b>Caratteristiche geometriche profilo</b>		<b>Fori per bullonature</b>		<b>Verifica foratura delle ali</b>	
Modulo plastico-W <sub>ply</sub>	138,0 [cm <sup>3</sup> ]	Sull'ala (solo una)	n°	0,9*Af <sub>net</sub> *f <sub>tk</sub> /γM <sub>2</sub> [kg]	
Modulo elastico-W <sub>ely</sub>	116,0 [cm <sup>3</sup> ]			Af * f <sub>yk</sub> / γM <sub>0</sub> [kg]	
Larghezza - b	65,0 [mm]		Φ [mm]		
Spessore ali - t <sub>f</sub>	10,5 [mm]				
A ala lorda - Af	6,8 [cm <sup>2</sup> ]				
A ala netta - Af <sub>net</sub>	6,8 [cm <sup>2</sup> ]				
1,00	15,3	1	0,2		
<b>CLASSE</b> <b>1</b>	<b>M Resistente flessione retta</b>		<b>MEd / Mc,Rd</b> <b>0,06</b>		
	<b>Mc,Rd yy [kg m]</b> <b>3.089</b>		<b>&lt; 1 VERIFICATO</b>		