

---

**COMUNE DI FRANCAVILLA AL MARE (CH)**

**PROGETTO ESECUTIVO  
DI UNA SCALA ESTERNA PER CONNESSIONE VERTICALE**



**PROGETTISTI  
2V&2M**

**COMMITTENTE  
Dr. Ing. Gianmaria Di  
Lorenzo**

**MATERIALI**

- ◆ Acciaio S275J0
- ◆ Bulloni classe 8.8
- ◆ Dadi classe 8

Università degli Studi "G. d'Annunzio" Chieti – Pescara  
Facoltà di Architettura  
Corso di Strutture in acciaio  
Prof. Ing. Gianmaria Di Lorenzo  
a.a. 2008/2009



<b>1. PREMESSA</b> .....	<b>1</b>
<b>2. SISTEMA STRUTTURALE</b> .....	<b>5</b>
2.1. GENERALITÀ.....	5
2.2. DESCRIZIONE DEL SISTEMA STRUTTURALE.....	6
<b>3. METODOLOGIA PER LA MISURA DELLA SICUREZZA, NORMATIVE DI RIFERIMENTO E VITA NOMINALE</b> .....	<b>7</b>
3.1. FILOSOFIE DI MISURA DELLA SICUREZZA .....	7
3.2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	8
3.3. VITA NOMINALE, CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO .....	9
3.3.1. <i>Vita nominale</i> .....	9
3.3.2. <i>Classi d'uso</i> .....	9
3.3.3. <i>Periodo di riferimento</i> .....	10
<b>4. MODELLAZIONE STRUTTURALE</b> .....	<b>11</b>
4.1. GENERALITÀ.....	11
4.2. MODELLO GEOMETRICO .....	11
<b>FIG. 3 _ SEZIONE OHS 273X10</b> .....	<b>12</b>
<b>FIG. 4 _ SEZIONE L (100X40X5)</b> .....	<b>13</b>
<b>FIG. 5 _ SEZIONE RETTANGOLARE 100X10X10</b> .....	<b>13</b>
4.4. MODELLO DELLE AZIONI.....	17
4.4.1. <i>Condizioni elementari di carico</i> .....	17
4.4.2. <i>Modellazione dei carichi permanenti</i> .....	17
4.4.3. <i>Modellazione dei carichi di esercizio</i> .....	18
4.4.4. <i>Modellazione delle azioni sulla ringhiera</i> .....	19
4.4.5. <i>Modellazione delle azioni del vento</i> .....	20
4.4.6. <i>Configurazione carichi di esercizio e combinazioni di carico</i> .....	24
<b>5. ANALISI STRUTTURALE</b> .....	<b>26</b>
5.1. GENERALITÀ.....	26
5.1.1. <i>Tipi di analisi e finalità</i> .....	26
5.1.2. <i>Origini e caratteristiche dei codici di calcolo</i> .....	27
5.2. LIVELLO 0 – ANALISI SEMPLIFICATE.....	28
5.2.1. <i>Dimensionamento del ramo</i> .....	28
5.3. LIVELLO 1 – ANALISI GLOBALE .....	33
5.3.1. <i>Tipo di analisi svolta</i> .....	33
5.3.2. <i>Stato di sollecitazione nella struttura</i> .....	33
5.3.3. <i>Stato di sollecitazione nel gradino</i> .....	34
5.3.5. <i>Stato di vibrazione nella struttura</i> .....	35
5.3.6. <i>Stato di deformazione nella struttura</i> .....	36
5.3.7. <i>Analisi di Buckling</i> .....	37
<b>6. CONTROLLO</b> .....	<b>38</b>
6.1. GENERALITÀ.....	38
6.2. VERIFICHE ALLO SLU DELLE MEMBRATURE .....	38
6.3. VERIFICHE ALLO SLU DEL COLLEGAMENTO BULLONATO .....	43
6.4. VERIFICHE ALLO SLU DEL COLLEGAMENTO SALDATO A CORDONI D'ANGOLO.....	46
6.5.2. <i>Verifica della piastra di base</i> .....	48
6.5.3. <i>Verifica allo sfilamento delle barre</i> .....	50
6.6. VERIFICHE ALLO SLE .....	51
6.6.1. <i>Generalità</i> .....	51
6.6.2. <i>Controllo globale</i> .....	52
6.6.3. <i>Controllo locale</i> .....	53
<b>FIG. 25 _ TASSI DI LAVORO DELLA STRUTTURA SLU</b> .....	<b>54</b>
<b>FIG. 26 _ TASSI DI LAVORO DELLA STRUTTURA SLE</b> .....	<b>54</b>

<b>7. COMPUTO METRICO ESTIMATIVO</b> .....	56
7.1 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	59

<b>8.CONCLUSIONI</b> .....	<b>61</b>
----------------------------	-----------

## **1. PREMESSA**

La presente relazione è relativa al progetto esecutivo di una scala elicoidale esterna localizzata a Francavilla al mare (CH) in Viale Alcione, 279.

Si tratta di un sistema strutturale in carpenteria metallica la cui destinazione d'uso è la connessione verticale esterna di appartamenti situati nell'edificio residenziale di cui sopra.

Nei paragrafi successivi si riportano le analisi e le verifiche di sicurezza dei principali componenti del sistema strutturale in esame, in accordo con le normative vigenti nonché con i principi della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni.

## **2. SISTEMA STRUTTURALE**

### **2.1. Generalità**

La metodologia di studio dei sistemi strutturali è basata su un approccio sistemico che prevede cinque fasi operative:

- *Identificazione* (costruzioni esistenti) o *concezione* (costruzioni in progetto).

L'identificazione è il processo conoscitivo che permette di individuare, mediante appropriata metodologia d'indagine, il sistema strutturale di un dato sistema costruzione.

La concezione è quel processo che, preassegnato un sistema strutturale, permette di definirne la tecnologia costruttiva, la tipologia strutturale e una dimensione di primo tentativo agli elementi costituenti la struttura stessa.

- *Modellazione strutturale.*

La modellazione strutturale è il processo che prevede una schematizzazione di tipo fisico-matematica del sistema strutturale che viene dunque scomposto in un modello geometrico, un modello meccanico e un modello delle azioni.

- *Analisi strutturale.*

L'analisi strutturale è il processo mediante il quale viene calcolata la risposta del sistema strutturale, precedentemente modellato, in termini di sollecitazioni e deformazioni.

In base alla risposta che si vuole calcolare è possibile eseguire analisi di I, II o III livello nonché analisi di livello 0.

- *Controllo teorico.*

Il controllo è il processo attraverso il quale viene verificata che la risposta del sistema strutturale è compatibile con determinati limiti prestazionali. I metodi utilizzati per il controllo possono essere basati su un approccio deterministico, semiprobabilistico o probabilistico.

- *Sintesi.*

La sintesi si traduce nella elaborazione del progetto esecutivo delle strutture mediante apposite relazioni (di calcolo, sui materiali e specialistiche) e opportuni grafici esecutivi.

L'*input* di questo approccio sistemico è costituito dal sistema strutturale stesso che rappresenta la parte portante del manufatto, ovvero l'organismo a cui è relegata la funzione di assorbimento e trasferimento al terreno di fondazione delle azioni di carattere antropico e/o ambientale cui esso è soggetto durante la sua vita di progetto.

L'*output* è costituito dalla realizzazione e dal controllo sperimentale del sistema strutturale progettato.

## 2.2. Descrizione del sistema strutturale

Nel caso in oggetto la metodologia di studio dei sistemi strutturali prevede come primo step la *concezione*, ossia la definizione della tipologia strutturale e della tecnologia costruttiva nonché l'assegnazione di dimensioni di primo tentativo agli elementi costituenti il sistema stesso.

La scelta tipologica del corpo scala elicoidale è basata su determinati requisiti strutturali, quali ad esempio l'adozione di uno schema ad albero, al fine di rispondere in modo ottimale alle azioni di carattere antropico e/o ambientale cui il sistema strutturale è soggetto durante la sua vita di progetto.

La scelta tecnologica è invece basata su requisiti architettonici, quali il ridotto ingombro planimetrico e la necessità di avere un elemento strutturale indipendente di elevato pregio estetico, funzionale e sostenibile nello stesso tempo. Gli elementi costituenti il sistema strutturale, infatti, sono elementi prefabbricati in acciaio facilmente montabili e smontabili in modo da garantire una certa rapidità di montaggio.

La scelta tecnologica si basa anche su requisiti geometrici, relativi cioè alle dimensioni globali e locali del corpo scala:

- il *sottosistema portante verticale* è costituito da un profilo circolare cavo OHS 273x10 in acciaio S275J0 alto 7,00 metri;
- il *sottosistema portante orizzontale* è costituito da due profili ad L accoppiati *back to back* in acciaio S275J0 ottenuti per composizione saldata e tali da realizzare una sezione a geometria variabile 2L var (100x40x5 – 70x460x5);
- il *sottosistema portante di fondazione* è costituito da un plinto piramidale in calcestruzzo di classe 20/25;
- il *collegamento colonna-trave* avviene mediante un fazzoletto d'attesa 100x100x10 in acciaio S275J0 saldato al sottosistema portante verticale tramite due cordoni d'angolo triangolari aventi la sezione di gola di 5 mm;
- il *collegamento colonna-fondazione* avviene mediante una piastra circolare 430x20 in acciaio S275J0 irrigidita da 12 costole e ancorata al plinto in cls tramite 12 tirafondi M16 di classe 8.8 e di lunghezza pari a 1,00 metro.

.....



Fig. 1 \_Disegno architettonico

### 3. METODOLOGIA PER LA MISURA DELLA SICUREZZA, NORMATIVE DI RIFERIMENTO E VITA NOMINALE

#### 3.1. Filosofie di misura della sicurezza

La valutazione del grado di sicurezza della struttura metallica oggetto della presente relazione è condotta attraverso il *Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite*. Tale metodologia, nonostante le sue semplificazioni rispetto ad un criterio puramente probabilistico, costituisce indubbiamente un migliore approccio nella stima della sicurezza strutturale rispetto al classico metodo alle tensioni ammissibili. Gli stati limite sono raggruppabili nelle seguenti categorie:

- *Stati Limite Ultimi*

Stato di superamento oltre il quale a seguito di crolli parziali o globali, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, è possibile compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

- *Stati Limite di Esercizio*

Stato di superamento oltre il quale a seguito di eccessi di deformazioni e/o vibrazioni etc è compromessa la funzionalità dell'opera.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

Per ognuno di essi il metodo consiste essenzialmente nel controllare che la risposta del sistema strutturale, prodotta dalle azioni di progetto  $F_d$ , in termini di sollecitazioni o deformazioni sia compatibile con i corrispondenti valori limite:

<b>SLU</b>	$S_d \leq R_d$
<b>SLE</b>	$D_d \leq D_{lim}$

Tab. 1 \_ Confronto domanda-capacità ai differenti stati limite

### 3.2. Normative di riferimento

Le principali norme di progetto, conformi a livello nazionale ed europeo, utilizzate per il dimensionamento e le verifiche di sicurezza della struttura in oggetto sono:

- Legge n.1086 del 5/11/1971:  
*Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- Eurocodice 2 (EN 1992-1-1):  
*Progettazione delle strutture in calcestruzzo –Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- Eurocodice 3 (EN 1993-1-8):  
*Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.*
- D.M. LL.PP. 14/01/08 :  
*Norme tecniche per le costruzioni.*

Occorre infine precisare che per la modellazione delle azioni è stato applicato il nuovo decreto ministeriale del 14/01/08, rispettando dunque la nuova nomenclatura e i nuovi coefficienti di sicurezza.

### 3.3. Vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento

#### 3.3.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel D.M. LL.PP. 14/01/08 sono prescritti i seguenti valori:

TIPO	DESCRIZIONE	Vita Nominale $V_N$ (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere in fase costruttiva	10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale	$\geq 50$
3	Opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di rilevante importanza	$\geq 100$

Tab. 2 \_ Vita nominale  $V_N$  per diversi tipi di opere (by D.M. 14/01/08)

Nel caso in oggetto si considera una vita nominale  $V_N = 50$  anni.

#### 3.3.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

- *Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- *Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- *Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- *Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento

sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Ai fini applicativi inerenti il progetto si considera la *Classe II*.

### 3.3.3. Periodo di riferimento

La normativa vigente prescrive un periodo di riferimento  $V_R$  valutato come il prodotto tra la vita nominale  $V_N$  della struttura e un coefficiente riferito alla classe d'uso della struttura  $C_U$ .

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tab. 3 \_ Valori del coefficiente d'uso  $C_U$  (by D.M. 14/01/08)

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

Il periodo di riferimento inerente il progetto è assunto pari a 50 anni.

## 4. MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 4.1. Generalità

Al fine di garantire una corretta concezione e progettazione strutturale è necessario, innanzitutto, ricercare un modello matematico atto a rappresentare il sistema fisico reale e a simularne il comportamento entro definite condizioni al contorno. Nella progettazione strutturale è in particolare possibile adottare un metodo d'identificazione secondo il quale è possibile scomporre il sistema strutturale globale in tre sottosistemi:

- *Modello geometrico;*
- *Modello meccanico;*
- *Modello delle azioni.*

### 4.2. Modello geometrico

Il *modello geometrico* ha come finalità quella di descrivere la geometria del sistema strutturale nel suo stato iniziale, attraverso un'adeguata scelta tipologica degli elementi che lo compongono, definendo, inoltre, i vincoli interni ed esterni che ne limitano lo spostamento globale.

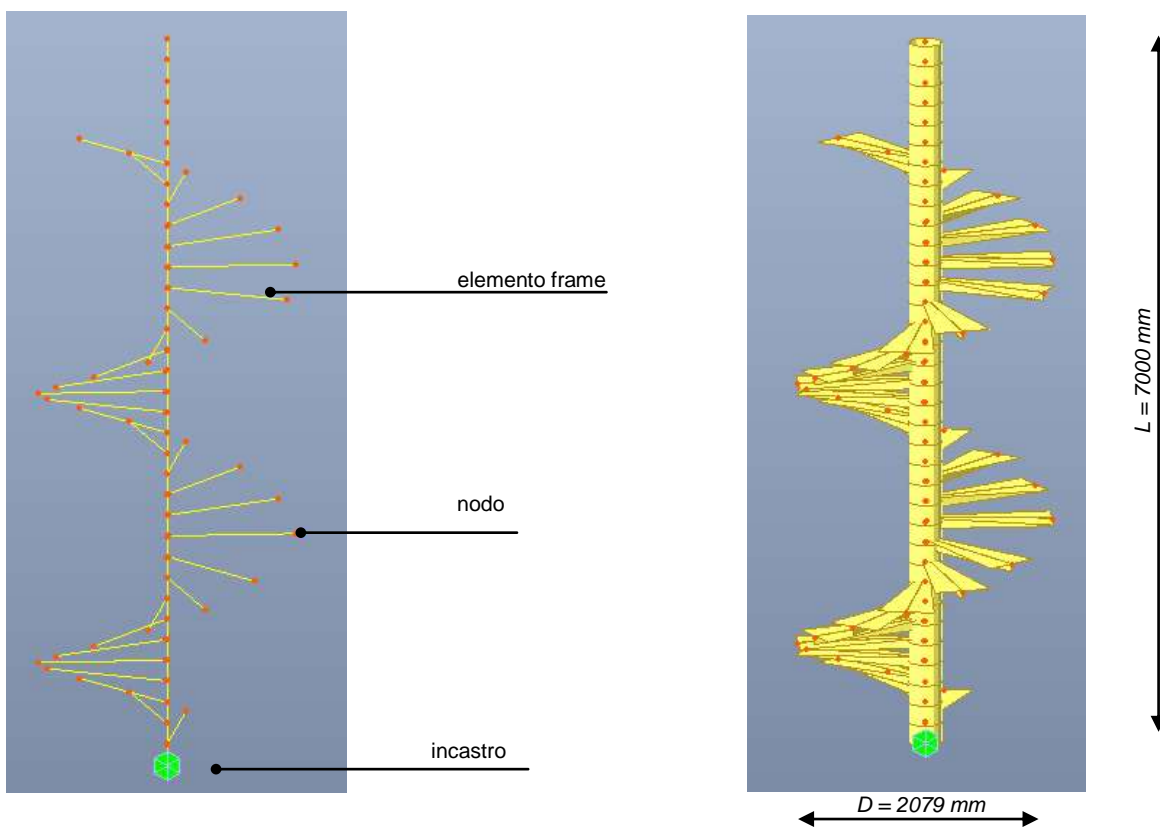


Fig. 2 \_ modello geometrico: unifilare + vista estrusa

```
ENTRY LOAD_BLOCK
ENTRY ASSM_STIFF_LOAD ( FORM GLOBAL
mm
EQUILIBRIUM EQUATIONS IN BLOCKS )
mm
```

Altezza del tronco  $L = 7000 \text{ mm}$   
Diametro complessivo  $D = 2079$

Lunghezza della mensola  $L_0 = 903$

ENTRY STATIC ANALYSIS  
mm

MULTI-FRONTAL SOLUTION HAS BEEN COMPLETED.  
DISPLACEMENT/FORCE/STRESS OUTPUT.  
ELEM.: 108 OF 108 TOTAL SOLUTION TIME.. 0.49 [SEC]

Larghezza della mensola B1=40

Larghezza della mensola B2= 460 mm

### Proprietà geometriche delle sezioni:

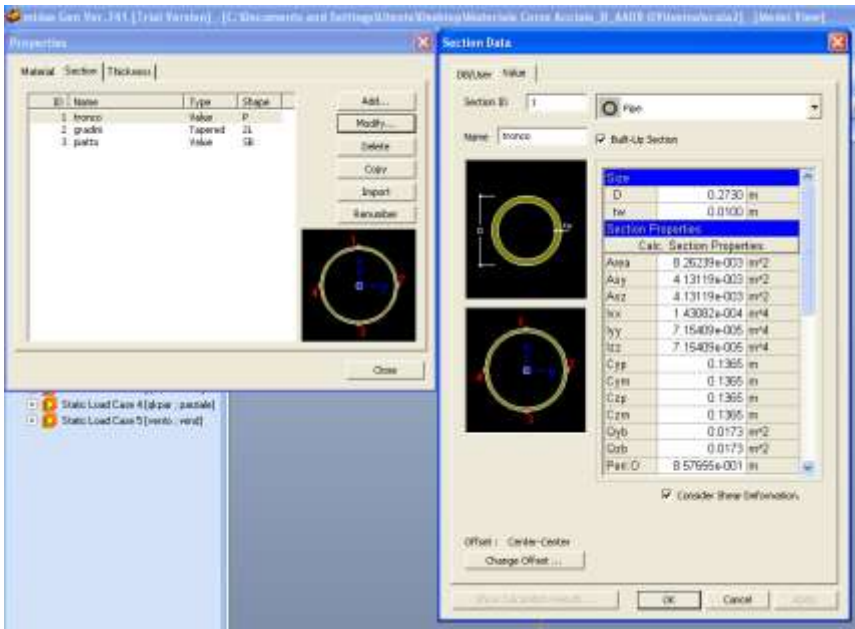
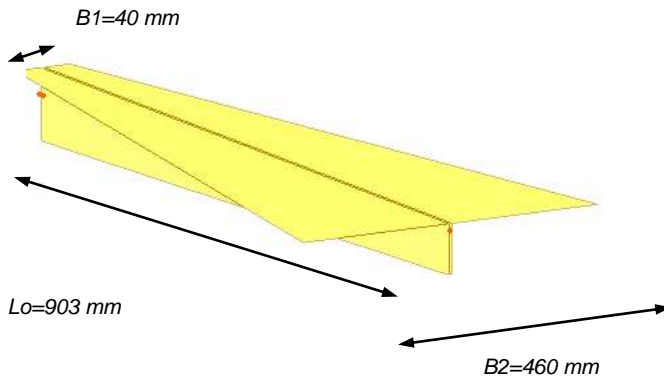


Fig. 3 \_ Sezione OHS 273x10

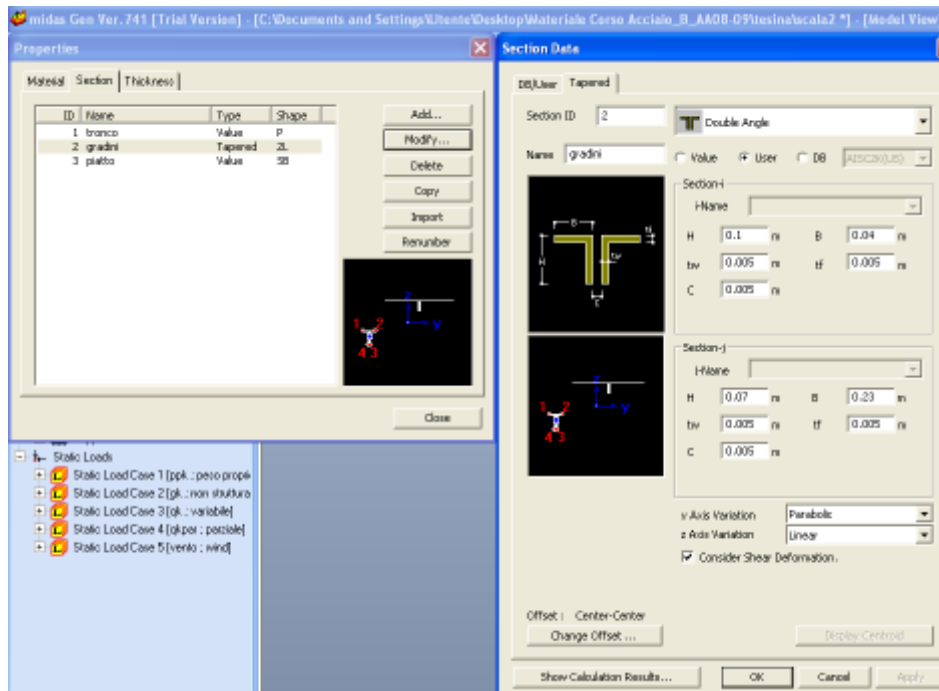


Fig. 4 \_ Sezione L (100x40x5)

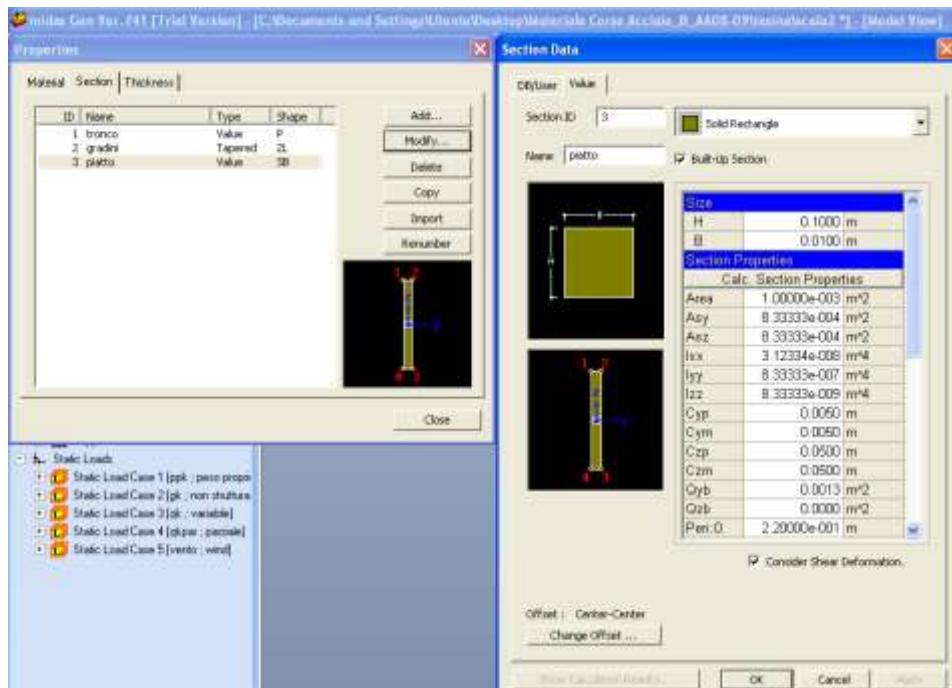


Fig. 5 \_ Sezione rettangolare 100x10x10

### 4.3. Modello meccanico

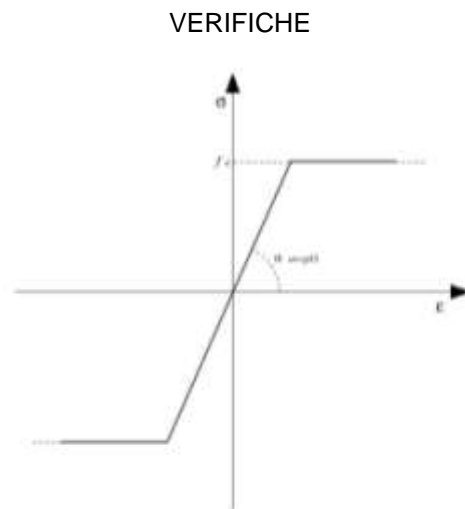
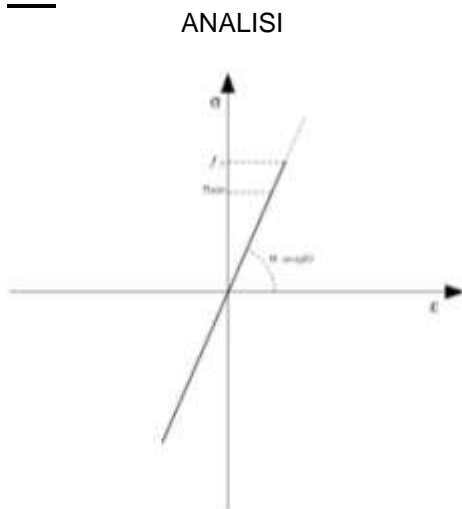
Il *modello meccanico* definisce il legame costitutivo che meglio interpreta il reale comportamento del materiale, cioè descrive la relazione esistente tra il campo delle deformazioni e quello delle tensioni, la cui compatibilità è validata mediante opportuni criteri di resistenza definiti a partire da valori caratteristici dei parametri meccanici in termini di resistenza e deformabilità.

Principali proprietà meccaniche dei materiali impiegati per la realizzazione della struttura:

#### Acciaio da carpenteria S275J0 (Fe430)

##### Legge Costitutiva

---



##### Varie

Peso specifico  
Densità  
Coefficiente di dilatazione

$$\begin{aligned} \gamma &= 78,5 \text{ kN/m}^3 \\ \rho &= 7850 \text{ kg}_m/\text{m}^3 \\ \alpha &= 12 \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \end{aligned}$$

##### Parametri meccanici

---

##### Parametri di deformabilità

Modulo di elasticità normale  
Modulo di poisson  
Modulo di elasticità tangenziale

$$\begin{aligned} E_s &= 210000 \text{ N/mm}^2 \\ \nu &= 0,3 \\ G &= \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} = 80770 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

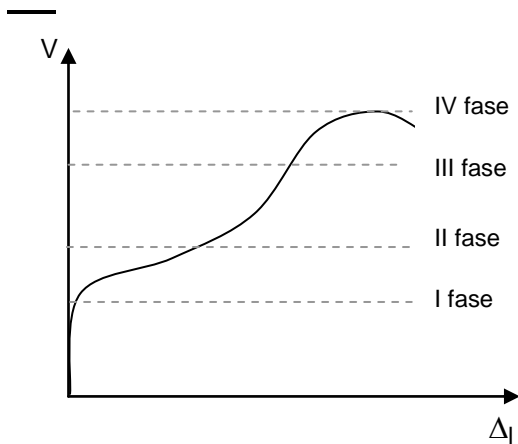
##### Parametri di resistenza (EN10025)

Resistenza allo snervamento  
Resistenza a rottura  
Resistenza di progetto

$$\begin{aligned} f_y &= 275 \text{ N/mm}^2 \\ f_u &= 430 \text{ N/mm}^2 \\ f_d &= \frac{f_y}{\gamma_m} \end{aligned}$$

## Bulloni classe 8.8

### Legge Costitutiva <sup>1</sup>



I FASE	Scorrimento nullo
II FASE	Inizia a manifestarsi lo scorrimento
III FASE	Scorrimento proporzionale al carico applicato (campo elastico)
IV FASE	Grandi scorrimenti per piccoli incrementi di carico (campo plastico)

Tab. 4 \_ comportamento di un unione a taglio

### Parametri meccanici

#### Parametri di resistenza (UNI 5712, UNI 5713)

Resistenza allo snervamento

$$f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza a rottura

$$f_{ub} = 800 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza di progetto

$$f_d = \frac{f_{yb}}{Y_m}$$

#### Varie

Sforzo di serraggio  $N_s$

Bulloni M10

26kN

Bulloni M12

38kN

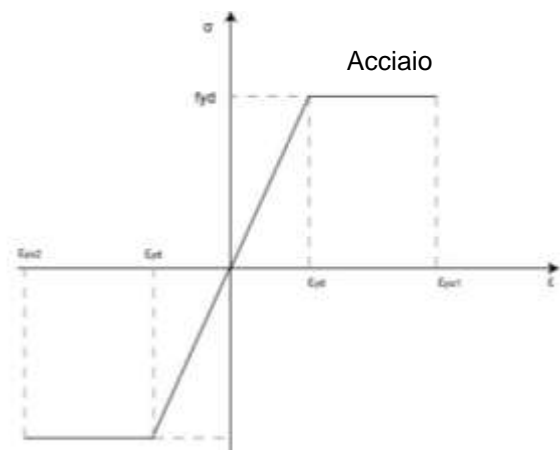
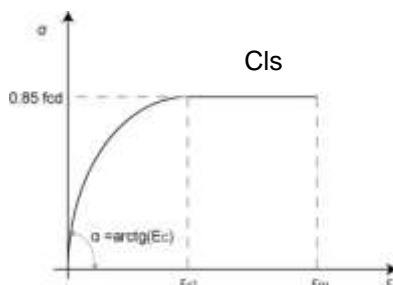
Coppia di serraggio  $T_s$

52Nm

90Nm

## Cemento armato: CIs Rck25 (classe 20/25) - Acciaio B450C

### Legge Costitutiva



<sup>1</sup> La legge costitutiva presa in esame è relativa alle unioni bullonate a taglio ed esprime la relazione esistente tra carico applicato  $V$  e scorrimento  $\Delta l$ .

▪ **Parametri meccanici**

---

**Cls classe 20/25**

Resistenza caratt. a compressione	$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$	$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$
Modulo di elasticità normale	$E_c = 5700 \sqrt{R_{ck}} = 28500 \text{ N/mm}^2$	
Deformazioni limite	$\varepsilon_{c1} = 0,2\%$	$\varepsilon_{c2} = 0,35\%$

**Acciaio B450C**

Resistenza allo snervamento	$f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m}$
Modulo di elasticità normale	$E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$	

**Coefficienti di sicurezza parziali:**

STRUTTURE IN C.A. (EN 1992-1-1)	
Calcestruzzo	$\gamma_c = 1,50$
Acciaio per cemento armato	$\gamma_s = 1,15$

Tab. 5 \_ Valori dei coefficienti di sicurezza parziali del materiale

STRUTTURE IN ACCIAIO (EN 1993-1-1)	
Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

Tab. 6 \_ Valori dei coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità (by D.M. 14/01/08)

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU per SLE	$\gamma_{M3} = 1,25$ $\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Tab. 7 \_ Valori dei coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni (by D.M. 14/01/08)

#### 4.4. Modello delle azioni

Il *modello delle azioni* descrive gli enti che sollecitano il sistema, ossia le azioni che con una accertata probabilità agiranno sul sistema strutturale durante la sua vita di progetto, definendone in particolare l'intensità, lo scenario e la combinazione dei vari eventi associati ai diversi stati limite.

##### 4.4.1. Condizioni elementari di carico

Gli enti sollecitanti il sistema strutturale in esame vengono classificati, rispetto alla variazione della loro intensità e configurazione nel tempo, in:

- Azioni Permanenti G;
- Azioni Variabili Q.

Le *azioni permanenti* sono quelle azioni che non modificano sensibilmente la loro intensità durante la vita di progetto della struttura (ad es. il peso proprio della struttura e della sovrastruttura).

Le *azioni variabili* sono quelle azioni che, invece, modificano sensibilmente la loro intensità durante la vita di progetto della struttura e possono essere di breve durata (vento, neve, sisma, carichi di esercizio rappresentati da folla, etc.) o di lunga durata (neve, carichi di esercizio costituiti da mobili). Nel primo caso le azioni agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura; nel secondo caso, di contro, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura e con un'intensità significativa anche se non continuativamente.

##### 4.4.2. Modellazione dei carichi permanenti

**CARICO PERMANENTE  $g_k = g_{1k} + g_{2k}$**  (*carichi distribuiti per unità di superficie*)

**Peso proprio struttura  $g_{1k}$**

$g_{1k}$  Calcolato automaticamente dal programma a partire dal peso specifico del materiale strutturale

**Carico permanente non strutturale  $g_{2k}$**

$\gamma_{\text{marmo}} := 27$  peso specifico della lastra di marmo (kN/m<sup>3</sup>)

$t := 0.03$  spessore della lastra di marmo (m)

$g_{2k} := \gamma_{\text{marmo}} t$   $g_{2k} = 0.81$  peso permanente non strutturale (kN/m<sup>2</sup>)

**CARICO PERMANENTE  $G_k = G_{1k} + G_{2k}$**  (*carichi distribuiti per unità di lunghezza*)

**Geometria del gradino**

$B_1 := 0.04$  larghezza minima del gradino (m)

$B_2 := 0.4\epsilon$  larghezza massima del gradino (m)

$L_0 := 0.90\epsilon$  lunghezza del gradino (m)

**Peso proprio struttura  $G_{1k}$**  (carico per unità di lunghezza kN/m)

$G_{1k}$  Calcolato automaticamente dal programma a partire dal peso specifico del materiale strutturale

**Carico permanente non strutturale  $G_{2k}$**  (carico per unità di lunghezza kN/m)

$$G_{2A} := g_{2k} \cdot B_1 \quad G_{2A} = 0.032 \quad (\text{kN/m})$$

$$G_{2B} := g_{2k} \cdot B_2 \quad G_{2B} = 0.373 \quad (\text{kN/m})$$

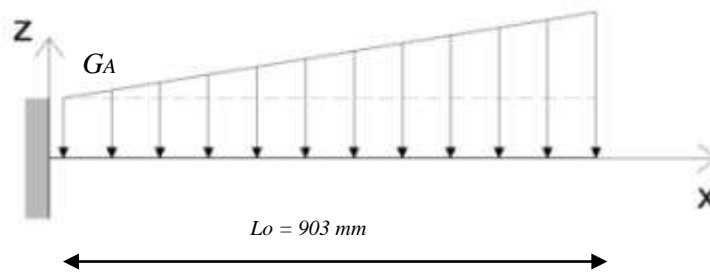


Fig. 6 \_ Modellazione carichi permanenti ramo  $G_B$

#### 4.4.3. Modellazione dei carichi di esercizio

**CARICHI VARIABILI  $q_k$**  (carichi distribuiti per unità di superficie)

$$q_k := 4 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Ambiente suscettibili di affollamento Cat,C2**

Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi.

**CARICO VARIABILE  $Q_k$**  (carichi distribuiti per unità di lunghezza)

$$Q_{kA} := q_k \cdot B_1 \quad Q_{kA} = 0.16 \quad (\text{kN/m})$$

$$Q_{kB} := q_k \cdot B_2 \quad Q_{kB} = 1.84 \quad (\text{kN/m})$$

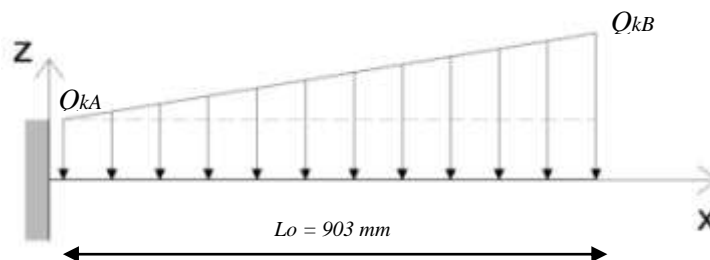


Fig. 7 \_ Modellazione carichi di esercizio ramo

#### 4.4.4. Modellazione delle azioni sulla ringhiera

**CARICO PERMANENTE  $G_k = G_{1k} + G_{2k}$**

**Carico permanente  $G_{1k}$**

Calcolato automaticamente dal programma a partire dal peso specifico del materiale strutturale

**Carico permanente non strutturale  $G_{2k}$**

$$t = 0,01$$

spessore piattina corrimano (m)

$$l = 0,04$$

larghezza piattina corrimano (m)

$$B = 0,46$$

larghezza fascia di influenza (m)

$$G_{2k} = \gamma_s \cdot t \cdot B = 0,36$$

carico per unità di lunghezza (kN/m)

$$F_G = G_{2k} \cdot l = 0,014$$

forza concentrata in direzione verticale (kN)

**CARICO DI ESERCIZIO  $Q_k$**

$$B = 0,46$$

larghezza fascia di influenza (m)

$$Q_k = 1,2$$

carico distribuito per unità di lunghezza (kN/m)

$$F_Q = Q_k \cdot B = 0,55$$

forza concentrata in direzione orizzontale (kN)

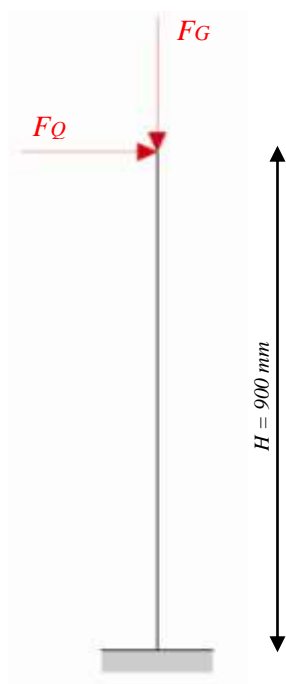


Fig. 8 \_ Modellazione azioni ringhiera

#### 4.4.5. Modellazione delle azioni del vento

Il vento, la cui direzione si considera di regola orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Le *azioni statiche del vento* si traducono in pressioni e depressioni agenti normalmente alle

superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più

gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie

interna dell'elemento.

Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

$q_b$  è la *pressione cinetica di riferimento*, funzione della zona in cui sorge la struttura;

$c_e$  è il *coefficiente di esposizione*, funzione dell'altezza ( $z$ ) della costruzione, della zona e della classe di rugosità, parametri che definiscono la categoria di esposizione;

$c_p$  è il *coefficiente di forma* (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia, della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento (il suo valore può essere ricavato da prove sperimentali in galleria del vento);

$c_d$  è il *coefficiente dinamico* con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (fenomeni dinamici). Per edifici di medie dimensioni si assume pari a 1.

#### Pressione cinetica di riferimento

La *pressione cinetica di riferimento* dipende dalla relativa velocità del vento, funzione della macrozonazione attraverso la definizione della velocità di riferimento  $v_{b,0}$ .

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

Tab. 8 \_ Macrozonazione

La velocità di riferimento  $v_{b,0}$  è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita a un periodo di ritorno di 50 anni. In funzione di essa è possibile calcolare la velocità del vento:

$$v_b(a_s) = v_{b,0} \quad \text{se } a_s \leq a_0$$

$$v_b(a_s) = [v_{b,0} + k_a(a_s - a_0)] \quad \text{otherwise}$$

dove:

$a_0$  è l'altezza di riferimento sul livello del mare;

$a_s$  è l'altezza sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

La pressione cinetica di riferimento, dunque, è data dalla relazione:

$$q_b(a_s) = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b(a_s)^2 \cdot 10^{-3} = 0,456 \text{ kN/m}^2$$

in cui:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a  $1,25 \text{ kg}_m/\text{m}^3$ .

## Coefficiente di esposizione

Il *coefficiente di esposizione* è funzione dell'altezza (z) della costruzione e della microzonazione (topografia del terreno e categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione).

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

Tab. 9 \_ Microzonazione

$$z_{\min} = 5$$

altezza minima (m)

$$k_r = 0,20$$

coefficiente di rugosità

$$z_0 = 0,10$$

parametro

$$c_t = 1$$

coefficiente di topografia

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200\text{m}$ , esso è dato dalla formula:

$$c_{e,0}(z_{min}) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)\right)$$

$$c_{e,0}(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \cdot \left(7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right)$$

$$c_e(z) = c_{e,0}(z_{min})$$

se  $z \leq z_{min}$

$$c_e(z) = c_{e,0}(z)$$

otherwise

$$c_e(5) = 1,708$$

coefficiente di esposizione per  $z_{min}$

$$c_e(7) = 1,912$$

coefficiente di esposizione alla quota considerata

$z$

### Coefficiente dinamico

Tale coefficiente permette di tenere conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali (fenomeni dinamici). Per edifici di medie dimensioni si assume cautelativamente pari a 1.

$$c_d = 1$$

### Coefficiente di forma

Il *coefficiente di forma* (o coefficiente aerodinamico) è funzione della tipologia, della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

La scala elicoidale può essere ricondotta a un corpo cilindrico di diametro equivalente  $d_{eq}$  pari al rapporto tra l'area del profilo elicoidale della scala suddetta e l'altezza della stessa:

$$d_{eq} = \frac{A_s}{h} = 870,09 \text{ mm}$$

Nota la pressione cinetica di riferimento  $q_{b,0} = q_b(3) \cdot 10^3$  e noto il prodotto  $d_{eq} \cdot \sqrt{q_{b,0}} = 18,58$  è possibile calcolare il coefficiente di pressione diametrale:

$$c_p = 1,2$$

$$\text{se } d \cdot \sqrt{q_{b,0}} \leq 2,2 \text{ m}$$

$$c_p = (1,783 - 0,263) \cdot d \cdot \sqrt{q_{b,0}}$$

$$\text{se } 2,2 \text{ m} \leq d \cdot \sqrt{q_{b,0}} \leq 4,2 \text{ m}$$

$$c_p = 0,7$$

otherwise

### Pressione del vento

Noti i vari coefficienti è possibile calcolare la pressione del vento in termini di pressione diametrale equivalente ( $kN/m^2$ ):

$$p(a_s, z) = q_b(a_s) \cdot c_e(z) \cdot c_p \cdot c_d$$

$$p(3,5) = 0,545 \quad (kN/m^2)$$

$$p(3,7) = 0,610 \quad (kN/m^2)$$

### Modellazione delle azioni sulla colonna

Ai fini operativi occorre modellare la pressione del vento come un carico distribuito per unità di lunghezza ( $kN/m$ ) moltiplicandone dunque il valore per il diametro equivalente:

$$P(a_s, z) = p(a_s, z) \cdot d_{eq}$$

$$P(3,5) = 0,474 \quad (kN/m)$$

$$P(3,7) = 0,531 \quad (kN/m)$$

$a_s$ (m)	$z$ (m)	$p$ ( $kN/m^2$ )	$P$ ( $kN/m$ )
3	5	0,545	0,474
3	5,1407	0,55	0,479
3	5,314	0,557	0,484
3	5,4873	0,563	0,49
3	5,6606	0,569	0,495
3	5,8339	0,575	0,5
3	6,0145	0,58	0,505
3	6,1878	0,586	0,51
3	6,3611	0,591	0,514
3	6,5344	0,597	0,519
3	6,7077	0,602	0,524
3	6,881	0,607	0,528
3	7	0,61	0,531

Tab. 10 \_ Valori dell'azione del vento ( $d_{eq} = 870,09$  mm)

Poiché nel calcolo dell'area del profilo elicoidale della scala è stata trascurata la ringhiera, data la sua funzione non strutturale, per la modellazione della pressione del vento sulla colonna si assume, a vantaggio di sicurezza, un diametro equivalente  $d_{eq}$  pari a 1m.

$a_s$ (m)	$z$ (m)	$p$ ( $kN/m^2$ )	$P$ ( $kN/m$ )
3	5	0,545	0,545
3	5,1407	0,55	0,55

3	5,314	0,557	0,557
3	5,4873	0,563	0,563
3	5,6606	0,569	0,569
3	5,8339	0,575	0,575
3	6,0145	0,58	0,58
3	6,1878	0,586	0,586
3	6,3611	0,591	0,591
3	6,5344	0,597	0,597
3	6,7077	0,602	0,602
3	6,881	0,607	0,607
3	7	0,61	0,61

Tab. 11 \_ Valori dell'azione del vento (deq = 1 m)

#### 4.4.6. Configurazione carichi di esercizio e combinazioni di carico

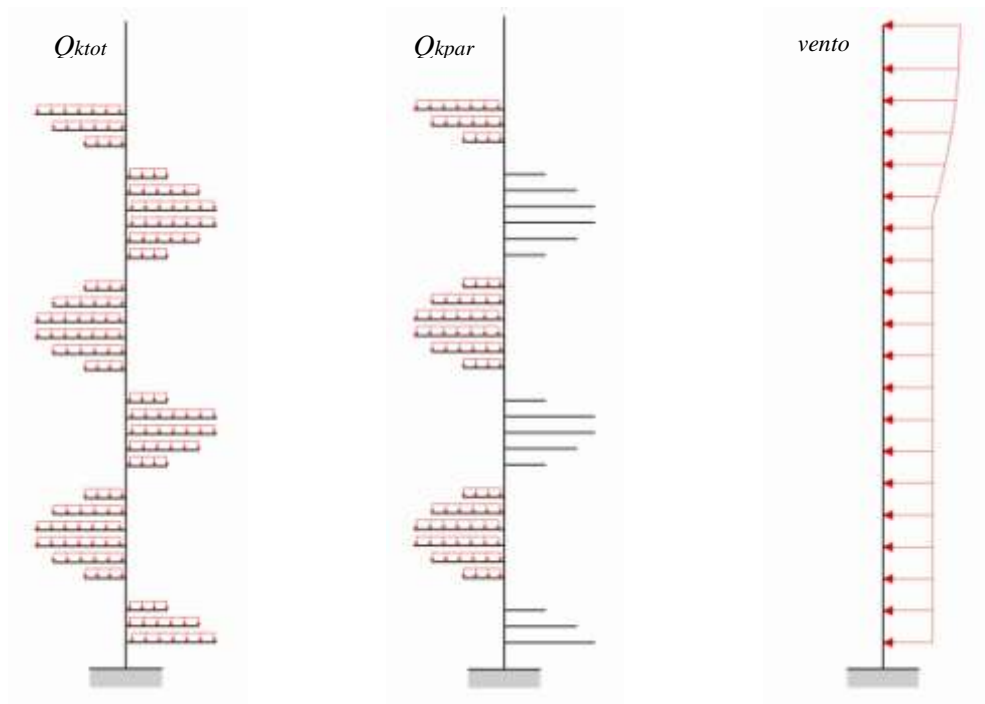


Fig. 9 \_ Configurazioni dei carichi di esercizio

Il processo attraverso il quale si considera che le diverse azioni con accertata probabilità possano agire contemporaneamente sul sistema costruzione durante la sua vita di progetto è definito *combinazione delle azioni*.

Ai fini delle verifiche agli stati limite si considerano le seguenti combinazioni delle azioni:

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

$$F_{d(SLU)} = Y_{G1} \cdot G_{1k} + Y_{G2} \cdot G_{2k} + Y_p \cdot P_k + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + Y_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

in cui:

$\gamma_{G1}$  è il coefficiente parziale relativo al peso proprio della struttura;

$\gamma_{G2}$  è il coefficiente parziale relativo al peso proprio degli elementi non strutturali;

$\gamma_Q$  è il coefficiente parziale delle azioni variabili;

$\gamma_P$  è coefficiente parziale della precompressione (si assume pari a 1,0).

		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
Carichi permanenti non strutturali*	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

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

Tab. 12 \_ Coeff. parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU (by D.M. 14/01/08)

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Copertura	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tab. 13 \_ Valori dei coefficienti di combinazione (by D.M. 14/01/08)

- *Combinazione caratteristica rara*, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio

(SLE) irreversibili:

$$F_{d(SLE-rara)} = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$F_{d(SLE-frequente)} = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

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

$$F_{d(SLE-quasipermanente)} = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

	Combinazioni	Condizioni di carico				
		G <sub>k</sub>		Q <sub>k</sub>		
		G <sub>1k</sub>	G <sub>2k</sub>	Q <sub>ktot</sub>	Q <sub>kpar</sub>	vento
SLU	SLU1	1,30	1,50	-	-	-
	SLU2	1,30	1,50	1,50	-	-
	SLU3	1,30	1,50	-	1,50	-
	SLU4	1,30	1,50	-	-	1,50 x 0,6
	SLU5	1,30	1,50	1,50	-	1,50 x 0,6
	SLU6	1,30	1,50	-	1,50	1,50 x 0,6
SLE (rara)	SLE1	1,00	1,00	0,7	-	-
	SLE2	1,00	1,00	-	0,7	-
	SLE3	1,00	1,00	-	-	0,6
	SLE4	1,00	1,00	0,7	-	0,6
	SLE5	1,00	1,00	-	0,7	0,6

Tab. 14 \_ Matrice dei coefficienti di combinazione

## 5. ANALISI STRUTTURALE

### 5.1. Generalità

L'analisi è il processo attraverso il quale viene simulata (*calcolata*), mediante opportuni algoritmi, la risposta (*comportamento*) del sistema struttura precedentemente modellato in termini di sollecitazioni e deformazioni.

#### 5.1.1. Tipi di analisi e finalità

- *Livello 0 – Analisi semplificate*  
Eseguite su schemi semplificati attraverso le teorie strutturali convenzionali, sono finalizzate al dimensionamento strutturale e al controllo dei risultati (ordini di grandezza).
- *Livello I – Analisi globali con effetti del II ordine (effetti P-δ)*  
Eseguite con elementi finiti monodimensionali in regime 3D, sono finalizzate all'individuazione della risposta globale di un sistema eseguito attraverso le sue caratteristiche generalizzate di sollecitazione e deformazione.
- *Livello II – Analisi locali*  
Eseguite con elementi finiti bidimensionali in regime 3D, sono finalizzate allo studio della risposta locale di un sistema non individuabile da teorie strutturali convenzionali, ad esempio instabilità locale e warping, etc.
- *Livello III – Analisi puntuali*  
Eseguite con elementi finiti tridimensionali, sono finalizzate allo studio della risposta puntuale al fine di individuare concentrazioni di tensioni di un sistema non individuabili da teorie strutturali convenzionali, ad esempio instabilità locale e warping, etc.

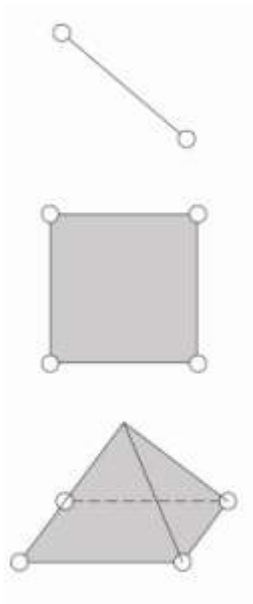
La risposta del sistema fisico reale alle azioni di progetto è stata determinata mediante analisi semplificate e globali.

### 5.1.2. Origini e caratteristiche dei codici di calcolo

I calcoli strutturali sono stati effettuati mediante l'impiego di un idoneo software agli elementi finiti, il software *MIDAS Gen*. L'interfaccia grafica del programma (GUI = graphic user interface) permette di modellare, analizzare e visualizzare la geometria della struttura, le proprietà e l'analisi dei risultati. La procedura per analizzare una struttura può dividersi principalmente in tre parti:

- Pre-processione (*Preprocessing*);
- Soluzione (*Solving*);
- Post-processione (*Postprocessing*).

I principali elementi finiti di cui si serve il programma sono:



- *Elementi monodimensionali:*
  - Truss o Bar (regime assiale);
  - Beam (regime flesso-torsionale);
  - Frame (regime assiale + flesso-torsionale)
- *Elementi bidimensionali:*
  - Membrane (regime membranale);
  - Plate (regime flessionale);
  - Shell (regime membrano-flessionale)
- *Elementi tridimensionali:*
  - Hexaedron;
  - Pyramid;
  - Tetrahedron.

## 5.2. Livello 0 – Analisi semplificate

### 5.2.1. Dimensionamento del ramo

#### Analisi ramo

##### Modello geometrico

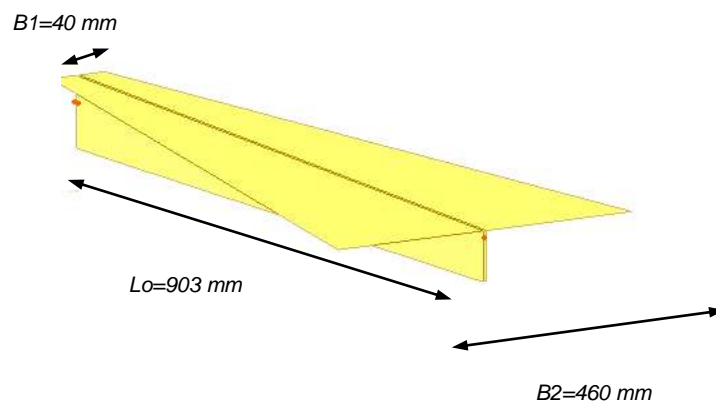
lunghezza del ramo (mm)	$L_0 := 903$
larghezza minima del gradino (mm)	$B_1 := 0.04$
larghezza massima del gradino (mm)	$B_2 := 0.46$

##### Modello meccanico

coefficiente di sicurezza per carichi permanenti	$\gamma_{g_1} := 1.3$
coefficiente di sicurezza per carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{g_2} := 1.5$
coefficiente di sicurezza per carichi variabili	$\gamma_q := 1.5$

##### Modello delle azioni

peso proprio della struttura (kN/m <sup>2</sup> ) -in prima approssimazione-	$g_{1k} := 0.4$	
peso portato (kN/m <sup>2</sup> )	$g_{2k} := 0.81$	
carico permanente (kN/m <sup>2</sup> )	$g_k := g_{1k} + g_{2k}$	$g_k = 1.21$
carico variabile (kN/m <sup>2</sup> )		$q_k := 4.00$



### Carico permanente

peso proprio per unità di lunghezza nel punto P1 (kN/m)

$$G_{1P1} := g_{1k} \cdot B_1 \quad G_{1P1} = 0.016$$

peso proprio per unità di lunghezza nel punto P2 (kN/m)

$$G_{1P2} := g_{1k} \cdot B_2 \quad G_{1P2} = 0.184$$

peso portato per unità di lunghezza nel punto P1 (kN/m)

$$G_{2P1} := g_{2k} \cdot B_1 \quad G_{2P1} = 0.032$$

peso portato per unità di lunghezza nel punto P2 (kN/m)

$$G_{2P2} := g_{2k} \cdot B_2 \quad G_{2P2} = 0.373$$

### Carico variabile

carico variabile per unità di lunghezza nel punto P1 (kN/m)

$$Q_{kP1} := q_k \cdot B_1 \quad Q_{kP1} = 0.16$$

carico variabile per unità di lunghezza nel punto P2 (kN/m)

$$Q_{kP2} := q_k \cdot B_2 \quad Q_{kP2} = 1.84$$

$$F_{d\_SLU\_P1} := \gamma_{g1} \cdot G_{1P1} + \gamma_{g2} \cdot G_{2P1} + \gamma_q \cdot Q_{kP1} \quad F_{d\_SLU\_P1} = 0.309$$

$$F_{d\_SLU\_P2} := \gamma_{g1} \cdot G_{1P2} + \gamma_{g2} \cdot G_{2P2} + \gamma_q \cdot Q_{kP2} \quad F_{d\_SLU\_P2} = 3.558$$

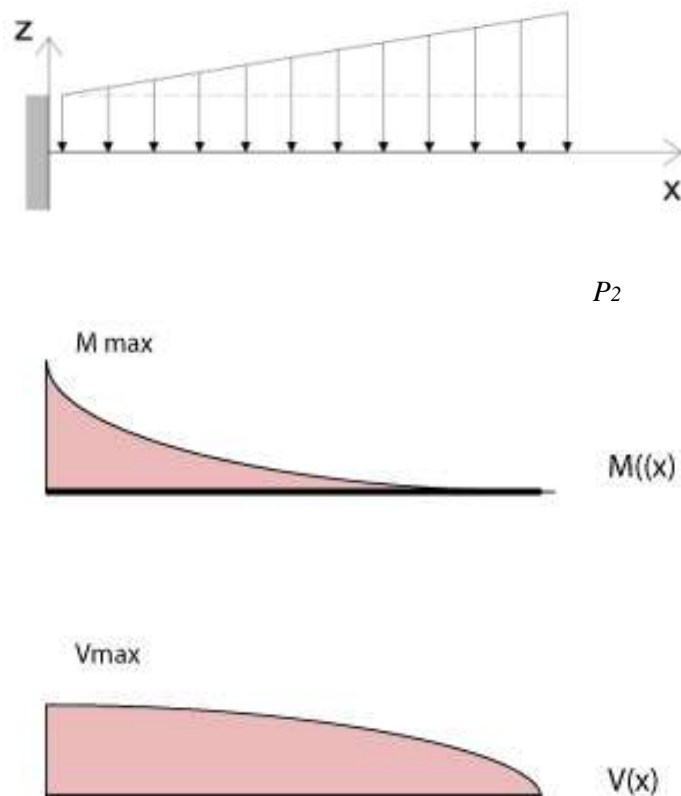


Fig. 10 \_ Sollecitazioni gradino

## Risposta in termini di sollecitazioni allo SLU

$$M_{Ed,max} := F_{d\_SLU\_P1} \frac{(L_0 \cdot 10^{-3})^2}{2} + (F_{d\_SLU\_P2} - F_{d\_SLU\_P1}) \cdot \frac{(L_0 \cdot 10^{-3})^2}{3}$$

$M_{Ed,max} = 1.009$                       Momento massimo in (kN m)

$$V_{Ed,max} := (F_{d\_SLU\_P1} + F_{d\_SLU\_P2}) \cdot \frac{(L_0 \cdot 10^{-3})}{2}$$

$V_{Ed,max} = 1.746$                       Taglio massimo in (kN)

## Sezione di estremità (piatto d'attacco)

### Modello geometrico

spessore piatto -ipotizzato- (mm)

$t_0 := 10$

### Modello meccanico

resistenza allo snervamento (N/mm<sup>2</sup>)

$f_y := 275$

coefficiente di sicurezza

$\gamma_m := 1.05$

resistenza di progetto

$$f_d := \frac{f_y}{\gamma_m}$$

$f_d = 261.905$

### Dimensionamento piatto

modulo di resistenza (mm<sup>3</sup>)

$$W_{ymin} := \frac{(M_{Ed,max} \cdot 10^6)}{f_d}$$

$W_{ymin} = 3.853 \times 10^3$

altezza minima piatto (mm)

$$h_{min} := \sqrt{6 \cdot \frac{W_{ymin}}{t_0}}$$

$h_{min} = 48.082$

altezza piatto -ipotizzata- (mm)

$h := 100$

$h_{min} < h$

**VERIFICATO**

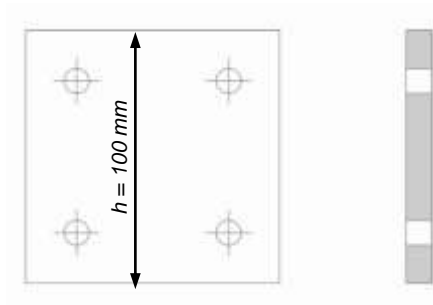


Fig. 11 \_ Fazzoletto d'attesa

## 5.2.2. Dimensionamento del tronco

### Analisi tronco

#### Risposta in termini di sollecitazioni allo SLU

carico -taglio di ogni singolo gradino- (kN)

$$F_d := 1.756$$

numero gradini

$$n_g := 36$$

Sforzo normale massimo (kN)

$$N_{Edmax} := n_g \cdot F_d$$

$$N_{Edmax} = 63.216$$

#### Dimensionamento della colonna

modulo di elasticità (N/mm<sup>2</sup>)

$$E := 210000$$

snellezza di proporzionalità

$$\lambda_p := \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$\lambda_p = 86.815$$

snellezza di primo tentativo, pari al valore limite

$$\lambda_1 := 150$$

snellezza adimensionalizzata

$$\lambda_{adm} := \frac{\lambda_1}{\lambda_p}$$

$$\lambda_{adm} = 1.728$$

coefficiente di vincolo

$$\beta := 2$$

Coefficiente definito in funzione della snellezza adimensionalizzata e della curva di instabilità (curva a per profili tubolari)

$$\chi := 0.2909$$

Area minima teorica (mm<sup>2</sup>)

$$A_{min} := \frac{(N_{Edmax} \cdot 10^3)}{\chi \cdot f_d}$$

$$A_{min} = 829.736$$

Area profilo tubolare scelto OHS 273x10 = 8260mm<sup>2</sup>

$$A_{min} < A_{O273x10}$$

**VERIFICATO**

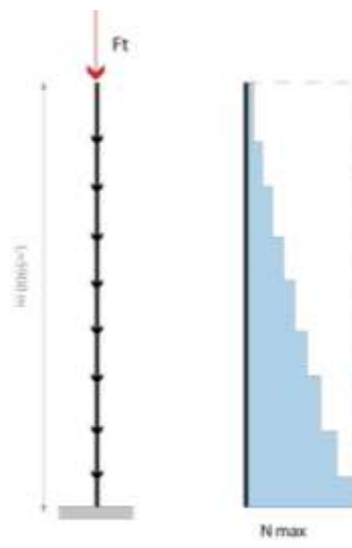


Fig. 12 \_ Sollecitazioni colonna

### 5.3. Livello 1 – Analisi globale

#### 5.3.1. Tipo di analisi svolta

La risposta del sistema fisico reale alle azioni di progetto è stata determinata mediante l'ausilio di un codice di calcolo automatico che ha permesso di effettuare un'analisi elastica del 1° ordine, ossia un'analisi basata sulle ipotesi di piccoli spostamenti e di deformazioni infinitesime ed effettuata imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura. L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10$$

dove  $\alpha_{cr}$  è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale nella struttura,  $F_{Ed}$  è il valore dei carichi di progetto e  $F_{cr}$  è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

#### 5.3.2. Stato di sollecitazione nella struttura

Sono di seguito riportati i diagrammi delle sollecitazioni taglianti  $V_{22}$ , flettenti  $M_{33}$  e assiali  $P$  relativi alla struttura in oggetto e ottenuti dall'involuppo delle combinazioni di carico prese in esame.



$N_{Ed} \max = 76,40 \text{ kN}$



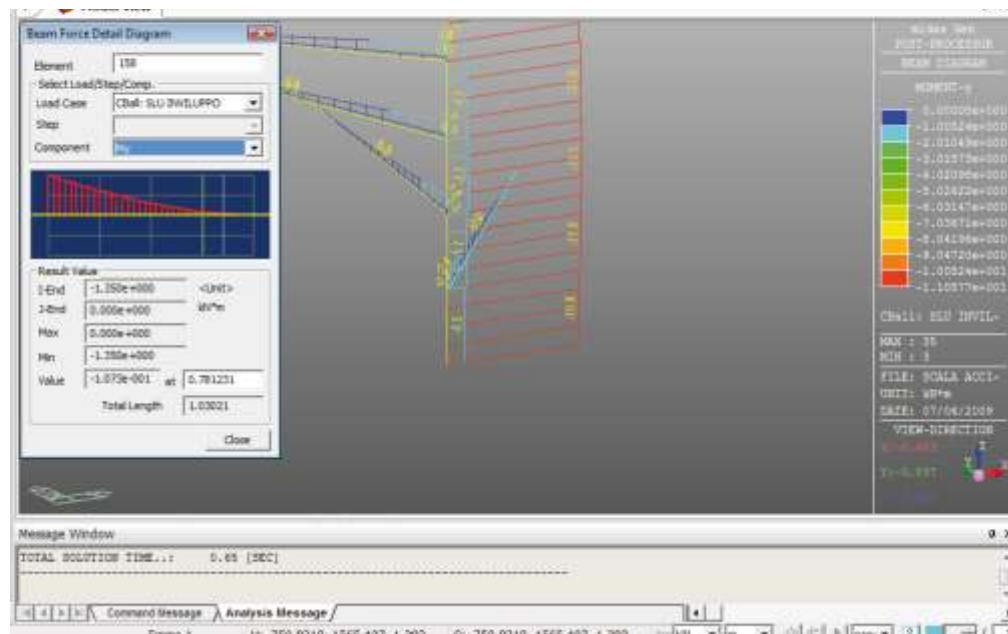
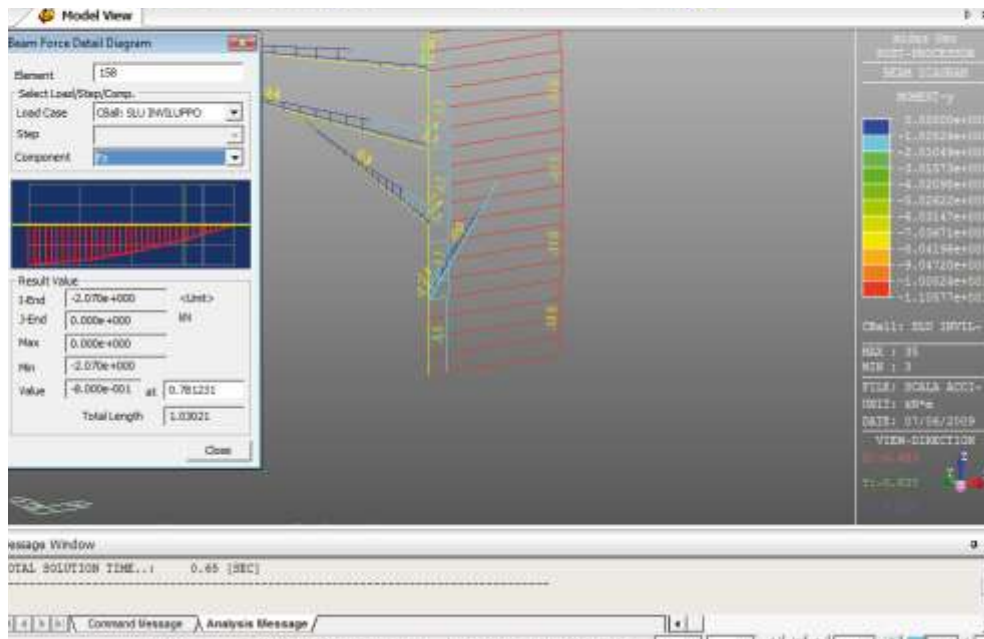
$V_{Ed} \max = 2,08 \text{ kN}$



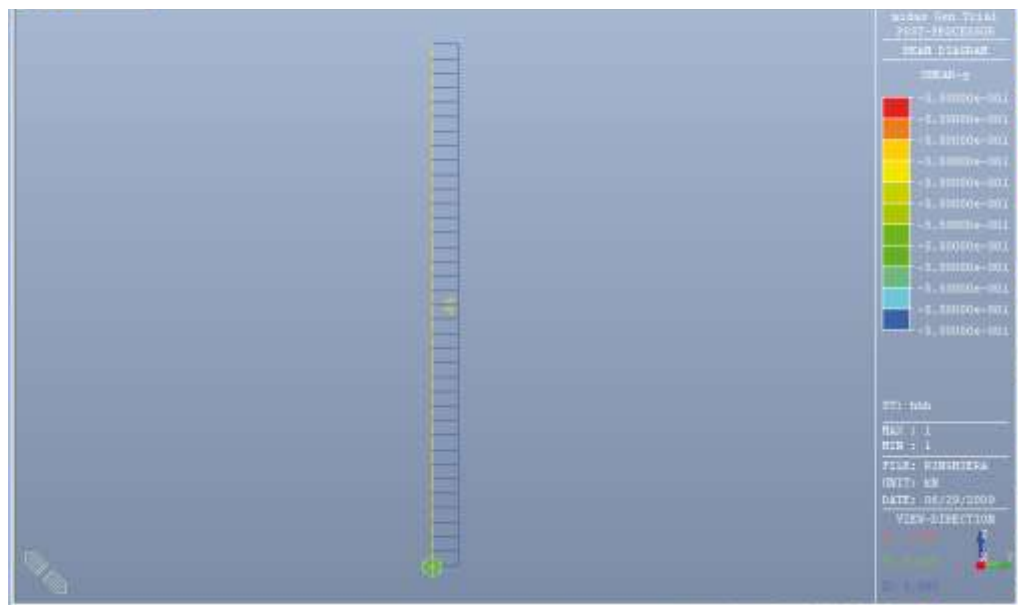
$M_{Ed} \max = 11,10 \text{ kNm}$

Fig. 13 \_ Sollecitazioni assiali, taglianti e flettenti del corpo scala elicoidale

### 5.3.3. Stato di sollecitazione nel gradino

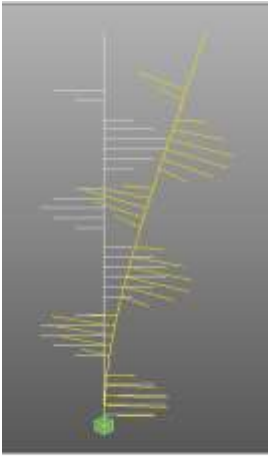


### 5.3.4. Stato di sollecitazione nella ringhiera

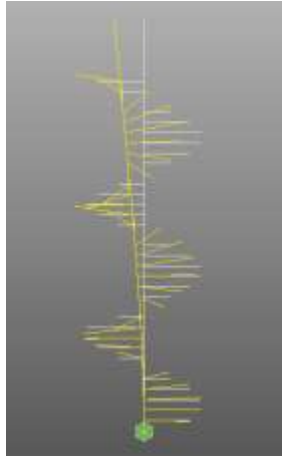


### 5.3.5. Stato di vibrazione nella struttura

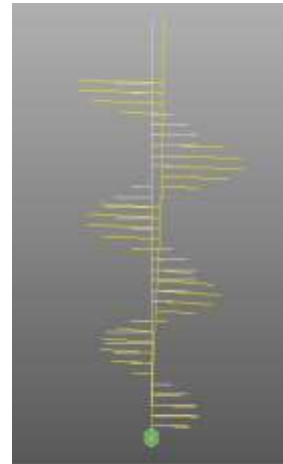
Per quanto concerne la risposta dinamica della struttura, essa è stata valutata mediante analisi modale: sono stati calcolati i primi 12 modi di vibrazione della struttura. Il periodo principale della struttura (modo 1) è risultato essere pari a circa 0,26 secondi; la frequenza, dunque, risulta pari a 3,81 Hertz.



Modo 1 (T=0,34 s; f=3,12Hz)



Modo 2 (T=0,37 s; f=3,15 Hz)

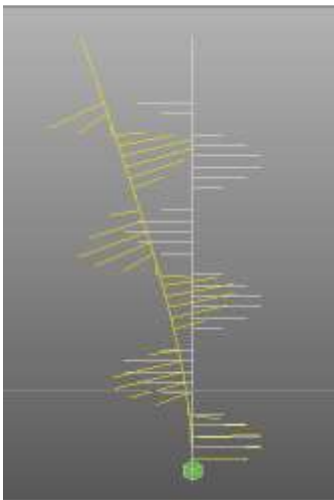


Modo 3 (T=0,12s; f=7,09 Hz)

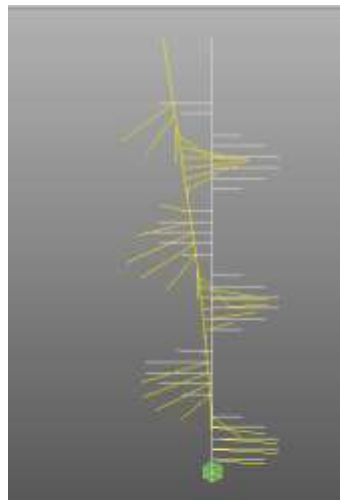
**Fig. 14 \_ Primi tre modi di vibrazione della struttura**

### 5.3.6. Stato di deformazione nella struttura

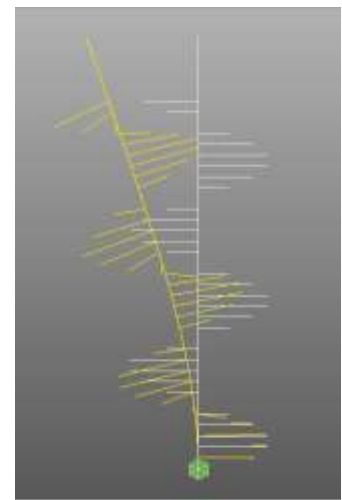
Sono di seguito riportate le deformate della struttura relative alle combinazioni di carico più gravose allo stato limite di esercizio (SLE).



SLE 1 (Gk + Qk totale)  
vento) DX=3,3mm  
5,44mm  
Dy=2,204mm  
18,17mm  
Dz=0,057mm



SLE 2 (Gk + Qk parziale)  
Dx=5,4mm  
Dy=4,21mm  
Dz=0,041mm



SLE 5 (Gk + Qk parziale +  
Dx=-  
Dy=-  
Dz=0,041mm

**Fig. 15 \_ Deformate e spostamenti della struttura alle combinazioni di carico indicate**

### 5.3.7. Analisi di Buckling

L'analisi di Buckling<sup>2</sup> studia le deformate critiche del modello strutturale determinando il più piccolo valore della forza di compressione che genera l'instabilità dell'elemento maggiormente sollecitato a compressione, del quale, inoltre, questo tipo di analisi fornisce il valore della normale critica euleriana.

Il valore del moltiplicatore critico o coefficiente di distanza dallo stato critico, valutato dal codice di calcolo utilizzato (MIDAS Gen), è il seguente:

$$\alpha_{cr} = 40,98$$

$$N_{Ed} = 76kN$$

sforzo normale di progetto

$$N_{cr} = \alpha_{cr} \cdot N_{Ed} = 3114,48kN$$

sforzo normale instabilizzante (critico)

Quindi:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} = 0,02 \quad \Rightarrow \quad N_{Ed} < 0,10N_{cr}$$

Lo sforzo normale di progetto risulta minore dello sforzo normale critico ridotto del 10% per cui si trascurano gli effetti del secondo ordine ( P- $\delta$  ).

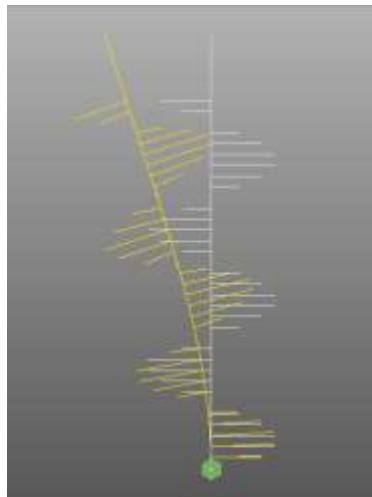


Fig. 16 \_ Deformata critica

## 6. CONTROLLO

### 6.1. Generalità

Il controllo “teorico” è il processo attraverso il quale si verifica che la risposta del sistema strutturale (*domanda* = D) è compatibile con determinati limiti prestazionali (*capacità* = C). Le metodologie di misura della sicurezza possono essere:

- Livello 0 – Metodi deterministici  
La risposta del sistema è confrontata con la sua prestazione definita, in campo lineare, mediante un solo parametro assunto come grandezza nominale.
- Livello I – Metodi semiprobabilistici  
La risposta del sistema è confrontata con la sua prestazione definita, in campo lineare e non lineare, da due differenti stati limite (SLU e SLE) assunti come grandezze semiprobabilistiche di progetto.
- Livello II, III, IV – Metodi probabilistici  
La struttura è ritenuta sicura se la probabilità di rovina risulta inferiore a preassegnati valori limite dettati dall’importanza della costruzione e da ragioni di carattere economico.

Il metodo di verifica adottato consiste nel controllare che la risposta del sistema strutturale, prodotta dalle azioni di progetto  $F_d$ , in termini di sollecitazioni e deformazioni, sia compatibile con i corrispondenti stati limite. In particolare, per gli Stati Limite Ultimi si verifica che lo stato di sollecitazione  $S_d$  rispetti, in tutte le membrature e in tutti i collegamenti, la seguente disequazione:

$$S_d \leq R_d$$

Le verifiche agli Stati Limite Ultimi possono, inoltre, essere condotte attraverso i coefficienti  $s$ , definiti demand - capacity ratios, rappresentativi del tasso di lavoro della struttura. In questo caso la verifica si traduce nel seguente controllo:

$$s = \frac{S_d}{R_d} \leq 1$$

### 6.2. Verifiche allo SLU delle membrature

#### Elementi inflessi: ramo

Il ramo nella sezione di attacco è stato progettato in modo da risultare più resistente della piastra di attacco.<sup>3</sup> Dunque la verifica di resistenza a taglio e a flessione è stata eseguita esclusivamente sul fazzoletto d’attesa.

---

<sup>3</sup> Vd. Appendice E \_ il concetto di momento plastico per una sezione simmetrica.

### ✚ Capacità a taglio V

Il valore dell'azione tagliante nella membratura non deve mai eccedere il valore della resistenza di progetto a taglio della stessa, ossia deve essere sempre verificata la seguente relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

$$\text{con } V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}, \text{ dove:}$$

$A_v$  è l'area di taglio (pari all'area  $A$  della sezione lorda per sezioni rettangolari);

$f_y / \sqrt{3}$  è la tensione resistente a taglio;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1,05.

$$V_{Ed} = 2,08 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{Ed} \leq V_{Rd} \rightarrow s = 0,012$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{Rd} = 151,211 \text{ kN}$$

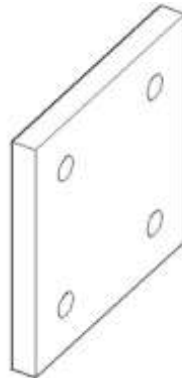


Fig. 17 \_ Fazzoletto d'attesa (C1)

### ✚ Capacità a flessione

Nel caso in cui il valore del taglio sollecitante non supera il 50% del valore del taglio resistente, la resistenza a flessione non viene ridotta. Per la verifica vale, dunque, la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

$$\text{con } M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}, \text{ in cui:}$$

$W_{pl,y}$  è il modulo di resistenza plastico rispetto all'asse forte (pari a  $2S_y$  di metà sezione);

$f_y$  è la tensione di snervamento;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1,05.

$$M_{Ed} = 1,34 \text{ kNm}$$

$$\Rightarrow M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \rightarrow s = 0,16$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$M_{c,Rd} = 6,548 \text{ kNm}$$

### Elementi inflessi: ringhiera

La ringhiera della scala elicoidale in oggetto è assimilabile a una mensola sollecitata all'estremità libera da una forza concentrata  $Q_k$  pari a  $q_k \cdot B_2 = 1,2 \text{ kN/m} \cdot 0,46 \text{ m} = 0,55 \text{ kN}$ .

La sezione più sollecitata, ossia quella d'incastro, risulta dunque sottoposta a:

$$V_{Ed} = F_d \cdot \gamma_Q = 0,55 \text{ kN} \cdot 1,5 = 0,725 \text{ kN}$$

$$M_{Ed} = F_{d\_SLU} \cdot L = 0,825 \text{ kN} \cdot 0,90 \text{ m} = 0,543 \text{ kNm}$$

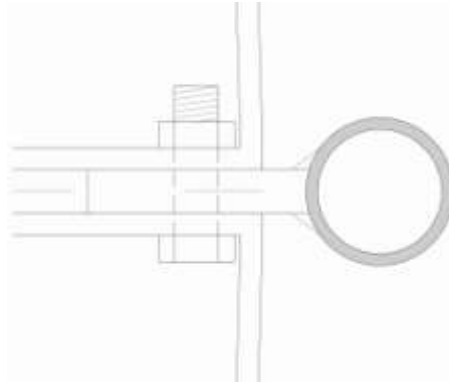


Fig. 18 \_ Collegamento ringhiera – gradino

### ✚ Capacità a taglio V

Il valore dell'azione tagliante nella membratura non deve mai eccedere il valore della resistenza di progetto a taglio della stessa, ossia deve essere sempre verificata la seguente relazione:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

con  $V_{Rd} = \frac{A_v \cdot f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$ , dove:

$$A_v = \frac{2}{\pi} \cdot A \text{ è l'area di taglio pari a } 195,44 \text{ mm}^2 \text{ (per OHS } 33,7 \times 3,2);$$

$f_y / \sqrt{3}$  è la tensione resistente a taglio;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1,05.

$$V_{Ed} = 0,725 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow V_{Ed} \leq V_{Rd} \rightarrow s = 0,028$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$V_{Rd} = 29,55 \text{ kN}$$

### ✚ Capacità a flessione

Nel caso in cui il valore del taglio sollecitante non supera il 50% del valore del taglio resistente, la resistenza a flessione non viene ridotta. Per la verifica vale, dunque, la seguente relazione:

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd}$$

con  $M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$ , in cui:

$W_{pl}$  è il modulo di resistenza plastico pari a  $2990 \text{ mm}^3$  (per OHS 33,7 x 3,2);

$f_y$  è la tensione di snervamento;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per resistenza pari a 1,05.

$$M_{Ed} = 0,543 \text{ kNm}$$

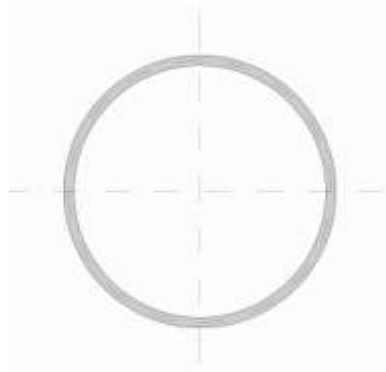
$$\Rightarrow M_{Ed} \leq M_{c,Rd} \rightarrow s = 0,95$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$M_{c,Rd} = 0,783 \text{ kNm}$$

### Elementi presso-inflessi: tronco

La sezione più sollecitata del tronco è quella d'incastro, in corrispondenza della quale si registrano i seguenti valori relativamente alla combinazione di inviluppo allo SLU:



$$N_{Ed} = 76543 \text{ N}$$

$$M_{y,Ed} = 1137900 \text{ Nmm}$$

Fig. 19 \_ Profilo circolare cavo OHS 273x10

### + Verifica di resistenza

$$\frac{N_{Ed}}{A_{O273} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\frac{N_{Ed}}{A_{O273} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} = 0,170$$

### + Verifica di instabilità globale

La verifica di instabilità della colonna, effettuata nell'ipotesi che la sezione sia uniformemente compressa, consiste nel confrontare lo sforzo assiale sollecitante con la resistenza di progetto all'instabilità (buckling) verificando la seguente relazione:

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd}$$

con  $N_{b,Rd} = \frac{X \cdot f_y \cdot A}{Y_{M1}}$ , in cui:

$A$  è l'area della sezione trasversale;

$f_y$  è la tensione di snervamento;

$Y_{M1}$  è il coefficiente di sicurezza per instabilità pari a 1,05;

$X \leq 1$  è il coefficiente di riduzione della tensione resistente di progetto a seguito dell'instabilità.

▪ *Valutazione della snellezza adimensionalizzata*

Dato che le condizioni di vincolo del sistema strutturale in oggetto non rientrano nei casi notevoli, il coefficiente di vincolo  $\beta$  è stato calcolato indirettamente note la snellezza adimensionalizzata e la snellezza al limite elastico. Mentre quest'ultima ha un valore che dipende esclusivamente dalle caratteristiche meccaniche dell'acciaio, la prima, essendo un parametro prestazionale, è stata calcolata come il rapporto esistente tra i carichi corrispondenti ai possibili collassi, ossia tra il carico di collasso per resistenza e il carico di collasso per instabilità – opportunamente valutato con il software di analisi.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{0273} \cdot f_y}{N_{cr}}} = 0,91$$

▪ *Valutazione del coefficiente di vincolo*

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_l} = \frac{\frac{L_{cr}}{i}}{\pi \sqrt{\frac{E}{f_y}}} = \frac{\beta \cdot L_{0273}}{i \cdot 87} \quad \Rightarrow \quad \beta = \frac{\bar{\lambda} \cdot i \cdot 87}{L_{0273}} = 1,053$$

▪ *Valutazione del coefficiente di riduzione  $\chi$*

Il valore di tale coefficiente, funzione del materiale, della snellezza e del tipo di curva di instabilità, è determinato dalla formula di *Ayrton Perry*.

Curva d'instabilità = "a"  $\Rightarrow$   $\alpha = 0,21$  coefficiente di imperfezione

$$\varphi = 0,5 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,989$$

$$X = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,73$$

▪ *Valutazione della resistenza di progetto all'instabilità*

$$N_{b,Rd} = \frac{X \cdot f_y \cdot A_{0273}}{Y_{M1}} = 1579233 \text{ N}$$

$$s = N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0,05$$

VERIFICA SODDISFATTA

### 6.3. Verifiche allo SLU del collegamento bullonato

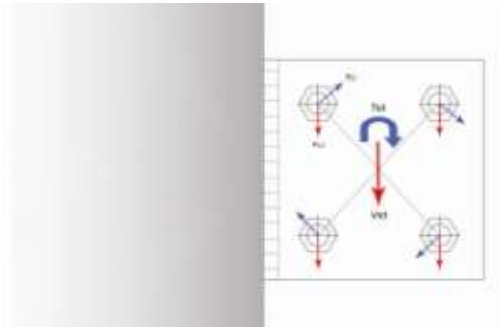


Fig. 20 \_ Collegamento ramo – tronco (C1): sforzi di taglio nei bulloni

#### Modello delle azioni

$T_{Ed} := 1.12$  momento di progetto (kNm)

$V_{Ed} := 1.82$  taglio di progetto (kN)

#### Modello meccanico

##### Acciaio piatto S235J0

$f_y := 275$  tensione di snervamento (N/mm<sup>2</sup>)

$f_u := 430$  tensione di rottura (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_M := 1.05$  coefficiente di sicurezza parziale

##### Acciaio bulloni Classe 8.8

$f_{yb} := 640$  tensione di snervamento (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{ub} := 800$  tensione di rottura (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_{M2} := 1.25$  coefficiente di sicurezza parziale

#### Modello geometrico

##### Piatto in acciaio

$t_1 := 10$  mm spessore piatto (mm)

$t_2 := 5$  mm spessore profilo gradino (mm)

$t := \min(t_1, 2t_2) = 10$  mm spessore minimo (mm)

$d_x := 30$  proiezione rispetto all'asse x della distanza del bullone più esterno dal centro di taglio (mm)

$d_y := 30$  proiezione rispetto all'asse y della distanza del bullone più esterno dal centro di taglio (mm)

$p_1 := 60$        $e_1 := 20$   
passi e distanze dai margini (mm)

$p_2 := 60$        $e_2 := 20$

### **Bulloni**

$d := 10$  diametro bulloni (mm)

$d_0 := 11$  diametro foro (mm)

$A := \pi \cdot \left(\frac{d}{2}\right)^2 = 78.54$  area lorda bullone (mm<sup>2</sup>)

$A_s := 0.75 \cdot A = 58.905$  area resistente bullone (mm<sup>2</sup>)

$n_b := 4$  numero totale bulloni

$n_s := 2$  numero sezioni di taglio

### **Valutazione degli sforzi nei bulloni**

#### **Calcolo della componente tagliante**

$F_V := \frac{V_{Ed}}{n_b} = 0.455$  componente verticale dello sforzo di taglio (kN)

#### **Calcolo della componente torcente**

$F_{T,x} := \frac{(T_{Ed} \cdot d_y \cdot 10^{-3})}{n_b \cdot (d_y^2 + d_x^2) \cdot 10^{-6}} = 4.667$  componente orizzontale (kN)

$F_{T,y} := \frac{(T_{Ed} \cdot d_x \cdot 10^{-3})}{n_b \cdot (d_x^2 + d_y^2) \cdot 10^{-6}} = 4.667$  componente verticale (kN)

#### **Calcolo della sollecitazione risultante dell'unione elementare (kN)**

$F_{V,Ed} := \sqrt{F_{T,x}^2 + (F_V + F_{T,y})^2} = 6.929$

## Valutazione della resistenza

### Resistenza a taglio del singolo bullone

$$\alpha_v := 0.6$$

coefficiente di taglio per bulloni di classe 8.8  
con filettatura esterna al piano di scorrimento

$$F_{v.Rd} := \frac{\alpha_v \cdot f_{ub} \cdot A_s \cdot n_s}{\gamma_{M2}} \cdot (10^{-3}) = 45.239 \quad \text{resistenza a taglio (kN)}$$

### Resistenza al rifollamento della lamiera

$$\alpha_b := \min\left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}, \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) \quad \alpha_b = 0.606 \quad \text{coefficiente correttivo}$$

$$k_{1.1} := \min\left(2.5, 2.8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1.7\right) \quad k_{1.1} = 2.5 \quad \text{coefficiente di rifollamento}$$

$$F_{b.Rd} := \frac{k_{1.1} \cdot \alpha_b \cdot f_u \cdot d \cdot t}{(\gamma_{M2}) \cdot 10^3} = 52.121 \quad \text{resistenza al rifollamento (kN)}$$

### Resistenza a taglio dell'unione

$$F_{v.Rd} := \min(F_{v.Rd}, F_{b.Rd}) = 45.239 \quad \text{resistenza a taglio (kN)}$$

### Valutazione del tasso di lavoro

$$s_b := \frac{F_{v.Ed}}{F_{v.Rd}} \quad s_b = 0.153$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 6.4. Verifiche allo SLU del collegamento saldato a cordoni d'angolo

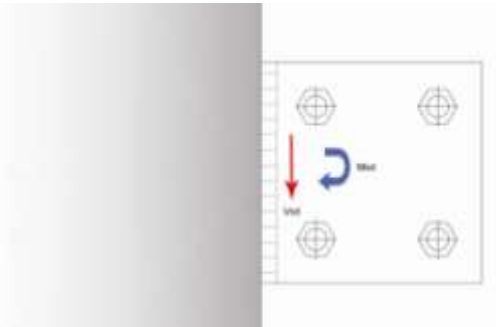


Fig. 21 \_ Collegamento ramo – tronco (C1): sollecitazioni nella saldatura

### Modello delle azioni

$M_{Ed} := 1.21$  momento di progetto (kNm)

$V_{Ed} := 1.82$  taglio di progetto (kN)

### Modello meccanico

#### Acciaio piatto S235J0

$f_y := 275$  tensione di snervamento (N/mm<sup>2</sup>)

$f_u := 430$  tensione di rottura (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_M := 1.05$  coefficiente di sicurezza parziale

#### Saldatura

$\beta_w := 0.85$  coefficiente di efficienza per acciaio S275

$\gamma_{M2} := 1.25$  coefficiente di sicurezza parziale

$f_{vw,d} := \frac{f_u}{\sqrt{3} \cdot \beta_w \cdot \gamma_{M2}}$  resistenza di progetto a taglio (N/mm<sup>2</sup>)

$f_{vw,d} = 233.657$

### Modello geometrico

#### Cordoni di saldatura

$n_w := 2$  numero cordoni

$a_w := 5$  larghezza sezione di gola (mm)

$L_w := 100$  lunghezza sezione di gola (mm)

$A_w := n_w \cdot a_w \cdot L_w = 1 \times 10^3$  area resistente cordoni (mm<sup>2</sup>)

$$W_w := n_w \cdot \left( a_w \cdot \frac{L_w^2}{6} \right) \quad \text{modulo di resistenza (mm}^3\text{)}$$

$$W_w = 1.667 \times 10^4$$

### Valutazione dello stato tensionale

$$\sigma_{per} := \frac{(M_{Ed} \cdot 10^6)}{W_w} = 72.6 \quad \text{tensioni normali (N/mm}^2\text{)}$$

$$\tau_{par} := \frac{V_{Ed} \cdot 10^3}{A_w} = 1.82 \quad \text{tensioni tangenziali parallele (N/mm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{id} := \sqrt{\sigma_{per}^2 + 3 \cdot \tau_{par}^2} = 72.668 \quad \text{tensione equivalente (N/mm}^2\text{)}$$

### Valutazione del tasso di lavoro

$$s_w := \left( \frac{\frac{\sigma_{id}}{f_u}}{\beta_w \cdot \gamma_{M2}} \right) \quad s_w = 0.18 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

## 6.5.2. Verifica della piastra di base

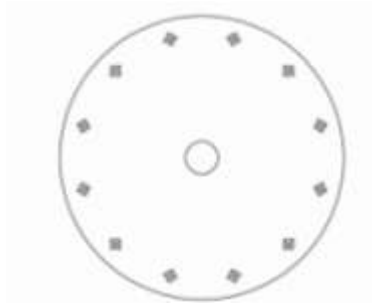


Fig. 22 \_ Piastra di base

### Modello delle azioni

$N_{Ed} := 71.52\text{€}$	sforzo assiale (kN)
$V_{Ed} := 3.49\text{€}$	taglio (kN)
$M_{Ed} := 23.601$	momento (kNm)

### Modello meccanico

#### Acciaio piatto S235J0

$f_y := 27\text{€}$	tensione di snervamento (N/mm <sup>2</sup> )
$f_u := 43\text{€}$	tensione di rottura (N/mm <sup>2</sup> )
$\gamma_{M0} := 1.05$	coefficiente di sicurezza parziale

#### Calcestruzzo classe 20/25

$f_{ck} := 2\text{€}$	resistenza caratteristica a compressione (N/mm <sup>2</sup> )
$\gamma_c := 1.5\text{€}$	coefficiente di sicurezza del materiale
$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 13.333$	resistenza caratt. a compressione di calcolo (N/mm <sup>2</sup> )
$\sigma_c := f_{cd}$	max tensione all'interfaccia (N/mm <sup>2</sup> )

### Modello geometrico

$t := 2\text{€}$	spessore piastra di base (mm)
$d := 43\text{€}$	diametro piastra di base (mm)
$n_b := 12$	numero dei tirafondi (M16 classe 8.8)
$L_n := 112.6$	distanza tra le nervature (mm)

### Valutazione del tasso di lavoro

$$m_{Rd} := \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{M0}} = 1.746 \times 10^4 \quad \text{momento resistente}$$

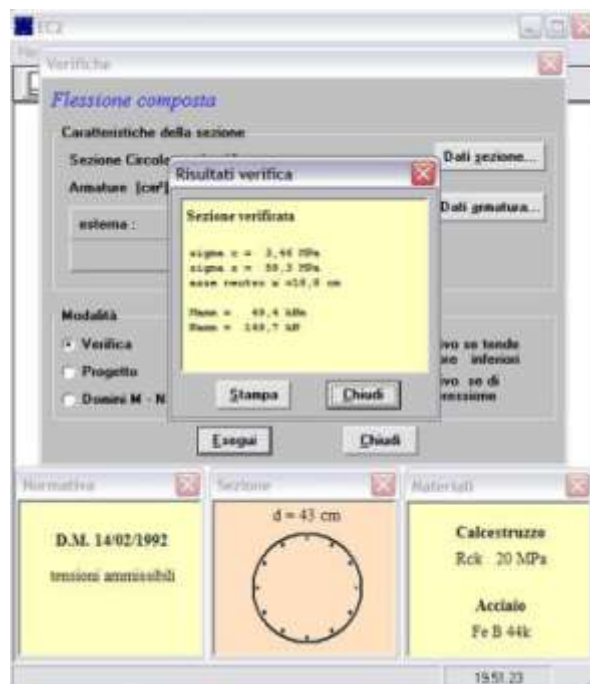
$$m_{Sd} := \sigma_c \cdot \frac{L_n^2}{10} = 1.691 \times 10^4 \quad \text{momento sollecitante}$$

$$s := \frac{m_{Sd}}{m_{Rd}} = 0.968$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

**N.B.** Il tasso di lavoro così calcolato non è quello effettivo poiché la tensione all'interfaccia  $\sigma_c$  è stata posta pari a  $f_{cd}$ , cioè si è ipotizzato che la sezione lavorasse a completo ripristino. Tale calcolo è stato tuttavia necessario per verificare lo spessore della piastra di base.

Al fine di calcolare il tasso di lavoro effettivo della piastra si è fatto ricorso al programma EC2 in modo da determinare il reale valore di  $\sigma_c$  come di seguito illustrato:



$$\sigma_c = 3,46 \text{ MPa}$$

Fig. 23 \_ Verifica a presso-flessione della piastra di base (by EC2)

### Valutazione del tasso di lavoro effettivo

$$m_{Rd} := \frac{t^2 \cdot f_y}{6 \cdot \gamma_{MO}} = 1.746 \times 10^4 \quad \text{momento resistente}$$

$$m_{Sd} := \sigma_c \cdot \frac{L_n^2}{10} = 4.387 \times 10^3 \quad \text{momento sollecitante}$$

$$s := \frac{m_{Sd}}{m_{Rd}} = 0.251$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

### 6.5.3. Verifica allo sfilamento delle barre

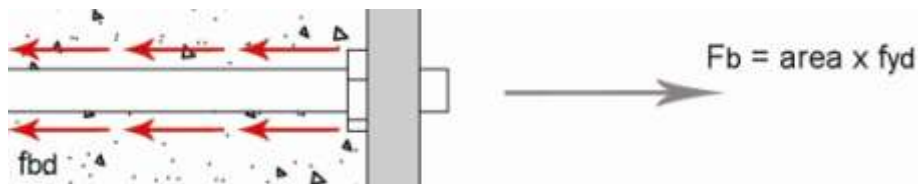


Fig. 24 \_ Tensioni di aderenza nelle barre

#### Modello meccanico

##### Tirafondi (barre filettate) M16 classe 8.8

$$f_{yb} := 640 \quad \text{tensione di snervamento (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{ub} := 800 \quad \text{tensione di rottura (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_s := 1.15 \quad \text{coefficiente di sicurezza del materiale}$$

$$f_{ybd} := \frac{f_{yb}}{\gamma_s} = 556.522 \quad \text{tensione di snervamento di calcolo (N/mm}^2\text{)}$$

##### Calcestruzzo classe 20/25

$$f_{ck} := 20 \quad \text{resistenza caratt. a compressione (N/mm}^2\text{)}$$

$$\gamma_c := 1.50 \quad \text{coefficiente di sicurezza del materiale}$$

$$f_{ctk} := 1.62 \quad \text{resistenza caratteristica a trazione (N/mm}^2\text{)}$$

$$\eta := 1 \quad \text{coeff. riduttivo per barre con } \phi < 32 \text{ mm}$$

$$f_{bk} := 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 3.645 \quad \text{tensione caratteristica di aderenza (N/mm}^2\text{)}$$

$$f_{bd} := \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.43 \quad \text{tensione di aderenza di calcolo (N/mm}^2\text{)}$$

### Lunghezza di ancoraggio minima

$$\phi := 16$$

diametro delle barre (mm)

$$L_{\text{anc}} := \left( \frac{f_{ybd} \cdot \phi}{4 \cdot f_{bd}} \right) = 916.085$$

lunghezza minima di ancoraggio (mm)

### Resistenza limite allo sfilamento della barra

$$L := 1000$$

lunghezza di ancoraggio (mm)

$$F_{b\text{max}} := \pi \cdot \phi \cdot L \cdot f_{bd} = 1.221 \times 10^5$$

resistenza di progetto (N)

### Valutazione del tasso di lavoro

$$A := \pi \cdot \left( \frac{\phi}{2} \right)^2$$

$$F_{s\text{max}} := A \cdot f_{ybd} = 1.119 \times 10^5$$

azione sollecitante di progetto (N)

$$s := \frac{F_{s\text{max}}}{F_{b\text{max}}} \quad s = 0.916$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## 6.6. Verifiche allo SLE

### 6.6.1. Generalità

Stato di superamento oltre il quale a seguito di eccessi di deformazioni e/o vibrazioni è compromessa la funzionalità dell'opera.

I principali Stati Limite di Esercizio sono elencati nel seguito:

a) danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del cls) che possano ridurre la

durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;

b) spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e

il suo aspetto;

c) spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi

non strutturali, impianti, macchinari;

d) vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;

e) danni per fatica che possano compromettere la durabilità;

f) corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

### 6.6.2. Controllo globale

Nel caso in oggetto tale controllo consiste nel limitare il disagio alle persone che utilizzano la scala e nell'evitare il contatto della struttura con l'edificio vicino (dimensionamento giunto strutturale). Le verifiche allo SLE devono sempre soddisfare la relazione:

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim}$$

dove:

$\delta_{max}$  è lo spostamento massimo (freccia netta) riferito alla retta congiungente due sezioni consecutive di momento flettente nullo;

$\delta_{lim}$  è lo spostamento limite (freccia limite) che varia in funzione della tipologia del sistema strutturale.

#### Controllo per limitare il disagio delle persone

##### **Verifica dello stato di spostamento laterale**

Lo spostamento laterale massimo raggiunto con la combinazione di carico SLE2 (G1k + G2k + Qkpar) è pari a:

$$\delta_{max} = 5,4mm$$

$$\Rightarrow \delta_{max} \leq \delta_{lim} \rightarrow s = 0,11$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\delta_{lim} = \frac{2H}{300} = 46,67mm$$

##### **Verifica dello stato di vibrazione**

La frequenza fondamentale del sistema strutturale, relativa al primo modo, è risultata pari a:

$$f_1 = 3,11Hz$$

$$\Rightarrow f_1 \geq f_{lim} \rightarrow s = 1,05$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$f_{lim} = 3Hz$$

#### Controllo per evitare il fenomeno del martellamento\_ dimensionamento giunto

Si riporta di seguito lo spostamento laterale massimo raggiunto con la combinazione più gravosa allo SLE (SLE5 = G1k + G2k + Qkpar + vento):

$$U_x = 5,44mm$$

$$\Rightarrow U_{x,y} = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} = 18,94mm$$

$$U_y = 18,17mm$$

Il giunto di collegamento tra la scala e l'edificio deve avere una dimensione maggiore dello spostamento ottenuto dal controllo di analisi. Pertanto si prescrive un giunto di 20 mm.

### 6.6.3. Controllo locale

#### **Verifica dello stato di spostamento verticale**

Al fine di limitare lo spostamento verticale e di evitare che il rivestimento in marmo si lesioni a causa di eccessive deformazioni del gradino, il controllo deve verificare la seguente relazione:

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim}$$

in cui:

$\delta_{max}$  è l'abbassamento massimo del gradino per pura deformazione ottenuto dalla seguente combinazione di carico allo SLE: G1k + G2k + Qktot (SLE1);

$\delta_{lim}$  è l'abbassamento limite che varia in funzione della tipologia del sistema strutturale.

#### **Controllo sul gradino**

##### **Abbassamento locale**

$$\delta_{max} = 0,9mm$$

$$\Rightarrow \delta_{max} \leq \delta_{lim} \rightarrow s = 0,12$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\delta_{lim} = \frac{2L}{250} = 7,224mm$$

#### **Verifica dello stato di spostamento laterale**

Al fine di limitare lo spostamento laterale prodotto da azioni orizzontali agenti sulla ringhiera, il controllo deve verificare la seguente relazione:

$$\delta_{max} \leq \delta_{lim}$$

in cui:

$\delta_{max}$  è lo spostamento orizzontale massimo della ringhiera ottenuto dalla seguente combinazione di carico allo SLE: G1k + G2k + Qk;

$\delta_{lim}$  è lo spostamento orizzontale limite che varia in funzione della tipologia del sistema strutturale.

#### **Controllo sulla ringhiera**

##### **Spostamento orizzontale**

$$\delta_{max} = 5,4mm$$

$$\Rightarrow \delta_{max} \leq \delta_{lim} \rightarrow s = 0,3$$

VERIFICA SODDISFATTA

$$\delta_{lim} = \frac{2H}{100} = 18mm$$

Fig. 25 \_ Tassi di lavoro della struttura



La scala elicoidale in acciaio è stata progettata soprattutto per evitare spostamenti e deformazioni data l'elevata duttilità del materiale.

Fig,26\_ Tassi di lavoro allo SLE \_spostamenti \_vibrazione



## **7. COMPUTO METRICO ESTIMATIVO**

La valutazione del costo totale della scala in oggetto è stata effettuata facendo riferimento al Prezziario Regionale – “Edizione 2007”. In particolare ci si è attenuti ai prezzi relativi alle seguenti voci dei capitoli *Carpenteria metallica per opere edili* e *Trattamenti protettivi di strutture in acciaio* (categoria M):

- MANUFATTI IN ACCIAIO FE360B PER LA REALIZZAZIONE DI SCALE TIPO A CHIOCCIOLA. Manufatti in acciaio Fe360B per la realizzazione di scale tipo a chiocciola mediante un tubolare centrale, complete di gradini in lamiera pressopiegata a freddo, forniti e posti in opera in conformità alle norme CNR M/11. Sono compresi: le piastre di attacco; il taglio a misura; le forature; le flange; la bullonatura (con bulloni di qualsiasi classe) o saldatura; etc. E' inoltre compreso quanto altro occorre per dare l'opera finita. Sono esclusi i trattamenti protettivi e le verniciature che verranno computati a parte.

**M/2-22**  
**6.93<sup>\*4</sup>**

**anno 2007 – al chilogrammo: €**

- MANUFATTI IN ACCIAIO PER TRAVI E COLONNE IN PROFILATI. Manufatti in acciaio per travi e colonne, realizzati in profilati tubolari di qualsiasi sezione, laminati a caldo, forniti e posti in opera in conformità alle norme CNR M/11. Sono compresi: le piastre di base e di attacco; il taglio a misura; le forature; le flange; la bullonatura (con bulloni di qualsiasi classe) o saldatura; etc. Sono esclusi i trattamenti protettivi e le verniciature che verranno computati a parte.

**M/2-13**

Tubolari senza saldatura, in acciaio Fe430B. **anno 2007 – al chilogrammo: € 2.88**

- ZINCATURA A CALDO PER IMMERSIONE. Zincatura di opere in ferro con trattamento a fuoco mediante immersione in vasche contenenti zinco fuso alla temperatura di circa 500 °C previo decapaggio, sciacquaggio, etc. e quanto altro occorre per dare il lavoro finito.

**M/3-15**

Per immersione di lamiere e tubi pesanti.

**chilogrammo: € 0.72**

**anno 2007 – al**

---

<sup>4</sup> Trattandosi di acciaio Fe430B il costo unitario è stato arrotondato a € 7.00.

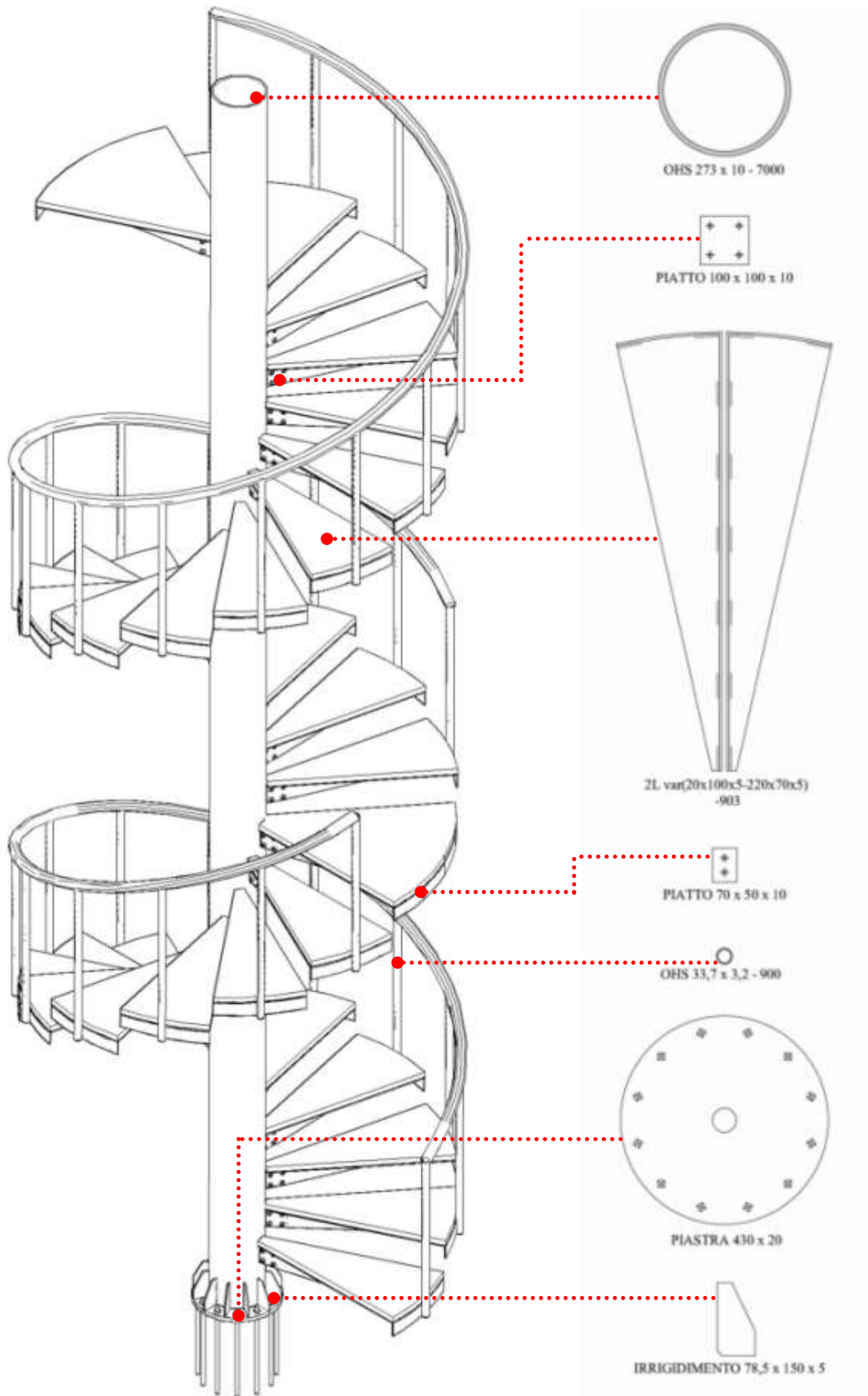


Fig. 26 \_ Elementi costruttivi

TIPO PROFILO	COSTO UNITARIO (in €)	NUMERO ELEMENTI	PESO (in kg)	COSTO TOTALE (in €)
OHS 273x10-7000	7,00	1	454	
PIATTO 100x100x10		36	28,3	
L var (20x100x5-220x70x5)-903		72	540	
PIATTO 50x70x10		36	9,9	
PIASTRA 430x20		1	22,4	
IRRIDIMENTO 78,5x150x5		12	4,4	
<b>SUB TOTALE</b>			<b>158</b>	
OHS 33,7x3,2-900	2,88	32	69,4	200
CORRIMANO	2,88	1	34,7	100
ZINCATURA	0,72		1163,1	837,4
<b>TOTALE</b>				<b>8550,4</b>

Tab. 15 \_ Abaco degli elementi \_ computo metrico estimativo del corpo scala

## 7.1 relazione sui materiali

L'acciaio da carpenteria utilizzato per la struttura in oggetto risulta essere S275 di grado J0 (*Fe 430*) qualificato ai sensi del DM del 14/01/2008. Tale materiale rientra nella categoria degli acciai dolci o non legati poiché è caratterizzato da un ridotto tenore di carbonio ( $0,15\% < C < 0,25\%$ ). Il carbonio, infatti, eleva le caratteristiche di resistenza del materiale, ma nello stesso tempo ne riduce la duttilità e la saldabilità; per questo motivo gli acciai da costruzione devono necessariamente essere caratterizzati da un basso tenore di carbonio. Oltre a ferro e carbonio, negli acciai da costruzione si hanno anche modesti quantitativi di altri elementi, parte dei quali sono già presenti nella materia prima e non eliminati completamente nelle successive lavorazioni e parte, invece, appositamente aggiunti per conferirgli determinate caratteristiche fisiche e meccaniche (per es. il *cromo* che diminuisce la sensibilità alla corrosione dell'acciaio o il *nicel* che ne riduce la deformabilità).

Le proprietà meccaniche degli acciai sono valutabili sperimentalmente mediante prove normalizzate per tipologia, modalità e forma dei provini.

Materiale	$f_y$ N · mm <sup>-2</sup>	$f_u$ N · mm <sup>-2</sup>	A %	E N · mm <sup>-2</sup>	G N · mm <sup>-2</sup>	$\nu$	$\alpha$ C <sup>-1</sup>	$\rho$ Kg m <sup>-3</sup>
Acciaio da Carpenteria S275 J0 (Fe360C)	275	430	21	210000	81000	0.3	12·10 <sup>-6</sup>	7850
Bulloni(viti) di acciaio ad alta resistenza Tipo 8.8	640	800	-	210000	81000	0.3	12·10 <sup>-6</sup>	7850

Tab. 16 \_ Proprietà meccaniche della struttura in acciaio

La prova più conosciuta e diffusa è quella completa di trazione, con la quale si applica a un provino di forma cilindrica uno stato di sollecitazione monoassiale, ottenendo come risposta del materiale il diagramma carico – allungamento ( $F - \Delta l$ ). Note le caratteristiche della macchina di prova e la geometria del provino è possibile ricavare il diagramma tensione – deformazione ( $\sigma - \epsilon$ ), simmetrico a trazione e a compressione, rappresentante il legame costitutivo del materiale. Quest'ultimo è caratterizzato dalle seguenti fasi:

- una *fase elastica* in cui il materiale ha un comportamento elastico lineare fino al raggiungimento della tensione di snervamento  $f_y$ , la cui deformazione corrispondente viene indicata con  $\epsilon_y$ . La pendenza di questo primo tratto, governato dalla legge di Hooke, individua il modulo di elasticità normale  $E$  del materiale (detto anche modulo di elasticità longitudinale o modulo di Young), il cui valore, indipendente dal tipo di acciaio, è compreso tra  $190.000 \text{ N/mm}^2$  e  $210.000 \text{ N/mm}^2$  ;
- una *fase plastica* caratterizzata da un tratto ondulato sub-orizzontale in cui si registra un allungamento spontaneo del metallo senza incrementi di sforzo (*snervamento*);
- una *fase incedente* il cui tratto è caratterizzato da un ramo ascendente curvilineo dalla pendenza ridotta e terminante con il raggiungimento della tensione ultima  $f_u$ , ossia con la rottura del provino.

Per gli acciai da carpenteria particolare importanza riveste la saldabilità, intesa come l'attitudine posseduta dai materiali metallici a dar luogo a giunti saldati di buona qualità. Le saldature, eseguite con arco elettrico, devono essere tali da non generare né cricche a caldo, o altri difetti nella zona fusa, né cricche a freddo nelle zone termicamente alterate, poste ai margini dei cordoni di saldatura.

## **CONCLUSIONI**

La modellazione, l'analisi e le verifiche strutturali sono state effettuate sulla base dei principi fondamentali della Scienza e della Tecnica delle Costruzioni prendendo in considerazione i carichi permanenti ed accidentali.

Per la modellazione delle azioni è stato applicato il decreto ministeriale del 14/01/08, rispettando dunque la nuova nomenclatura e i nuovi coefficienti di sicurezza.

I metodi di calcolo adottati sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le prestazioni (resistenze di progetto) dei materiali impiegati.