

**INDICE**

1.	Premessa	pag. 2
2.	Descrizione degli interventi	pag. 3
3.	Normative e riferimenti	pag. 4
4.	Materiali	pag. 5
5.	Analisi dei carichi	pag. 7
6.	Caratteristiche geotecniche	pag. 10
7.	Combinazione delle azioni	pag. 12
8.	Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo	pag. 14
9.	Valutazione della sicurezza	pag. 27

## **1. PREMESSA**

La presente relazione illustrativa e di calcolo strutturale ha per oggetto le analisi dei carichi, le analisi delle sollecitazioni e le verifiche di sicurezza relative al progetto esecutivo della nuova scala metallica esterna di sicurezza presso il fabbricato in Torino Via Le Chiuse 66.

Per quanto riguarda le caratteristiche geometriche di dettaglio si rimanda alle indicazioni contenute di seguito nel presente documento e negli elaborati grafici di progetto.

## 2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI

La nuova scala di sicurezza realizzata in carpenteria metallica zincata a servizio di due livelli fuori terra, è prevista in corrispondenza del cortile interno sul prospetto nord-est del fabbricato con accesso da Via Le Chiuse 66.

L'impostazione strutturale prevede le seguenti opere:

- fondazione in c.a. mediante travi 430x 100 cm sp. 40 cm, posto ad una quota di approfondimento di circa 1,30m dall'attuale piano campagna;
- n.4 pilastri principali in c.a. 50x50 h = 83 cm (fino a poco al di sopra del quota piano campagna), in maniera tale da evitare la presenza di strutture metalliche interrato;
- carpenteria metallica zincata della scala realizzata mediante pilastri HEA 200, travi principali HEA 200 di collegamento tra i pilastri, cosciali di rampa e di piano UPN 180, gradini e pianerottoli in grigliato elettrofuso sp. 30 mm;
- montanti delle ringhiere costituiti da n.2 piatti 90x6 mm, pannellature in lamiera striata e corrimano con tubolare  $\phi$  48,3 sp. 2,6 mm;
- controventi di piano realizzati con angolari 50x5;
- pannellatura di protezione REI dei due pianerottoli di collegamento all'edificio esistente fissati direttamente alle strutture portanti della scala;
- la nuova struttura in esame è collegata all'edificio esistente solo per i carichi verticali del tratto terminale del pianerottolo di sbarco mentre, per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali e di conseguenza eventuali azioni di martellamento, presenta un giunto di dimensioni minime calcolate secondo le prescrizioni del punto 7.2.1 delle NTC 2018;

Per quanto concerne la destinazione d'uso ed i conseguenti sovraccarichi accidentali di progetto, si è fatto riferimento alla normativa vigente ed alle prescrizioni fornite dal Committente.

### 3. NORMATIVE E RIFERIMENTI

- a) Legge 5 novembre 1971 n.1086 “ Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica ”
- b) DPR 6 giugno 2001 n.380 “ Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia ”
- c) Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008
- d) UNI EN ISO 1461:2009 “Rivestimenti di zincatura per immersione a caldo su prodotti finiti ferrosi e articoli di acciaio - Specificazioni e metodi di prova”
- e) Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- f) D.G.R. del Piemonte n.11-13058 del 19.01.2010 “Aggiornamento ed adeguamento delle zone sismiche”
- g) D.G.R. del Piemonte n.4-3084 del 12.12.2011 “Approvazione delle procedure di controllo e gestione delle attività urbanistico - edilizie ai fini della prevenzione del rischio sismico attuative della nuova classificazione sismica del territorio piemontese”
- h) D.G.R. del Piemonte n. 64-11402 del 23.12.2003 “Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003, n. 3274 (“Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”) - Disposizioni attuative dell’articolo 2”

#### 4. MATERIALI

In base a quanto previsto dalle attuali normative in relazione ai materiali utilizzati per la progettazione e la realizzazione degli elementi costituenti la nuova scala esterna di sicurezza, sono stati adottati i seguenti parametri meccanico deformativi:

##### **Calcestruzzo classe di resistenza C 25/30 classe esposizione XC2 consistenza S4**

peso specifico (c.a.)	$\gamma = 0,0025 \text{ daN/cm}^3$
modulo elastico	$E = 314.500 \text{ daN/cm}^2$
coefficiente di Poisson	$\nu = 0,15$
resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$
resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 249 \text{ daN/cm}^2$
resistenza media cilindrica	$f_{cm} = 329 \text{ daN/cm}^2$
resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 141,1 \text{ daN/cm}^2$
tensione di compressione per SLE rara	$\sigma_c \text{ (rara)} = 149 \text{ daN/cm}^2$
tensione di compressione per SLE quasi permanente	$\sigma_c \text{ (perm)} = 112 \text{ daN/cm}^2$
deformazione per $f_{cd}$ (parabola rettangolo)	$\varepsilon_{c,2} = 0,20\%$
deformazione massima	$\varepsilon_{c,u} = 0,35\%$

##### **Acciaio per c.a. tipo B450C controllato in stabilimento**

tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 5.400 \text{ daN/cm}^2$
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 4.500 \text{ daN/cm}^2$
rapporto	$1,15 \leq f_{tk} / f_{yk} \leq 1,35$
tensione di calcolo	$f_{yd} \geq 3.913 \text{ daN/cm}^2$
tensione di trazione per SLE rara	$\sigma_s \text{ (rara)} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$
allungamento	$A_{gt k} > 7,5\%$
deformazione massima	$\varepsilon_{y,u} = 1\%$

##### **Acciaio per carpenteria tipo S 275**

###### *Opere di carpenteria metallica*

peso specifico	$\gamma = 0,00785 \text{ daN/cm}^3$
----------------	-------------------------------------

modulo elastico	$E = 2.100.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di rottura	$f_{tk} \geq 4.300 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{yk} \geq 2.750 \text{ daN/cm}^2$

**Bulloni e viti di classe 8.8 dadi di classe 8**

tensione di rottura	$f_{tb} \geq 8.000 \text{ daN/cm}^2$
tensione di snervamento	$f_{ybb} \geq 6.490 \text{ daN/cm}^2$

## 5. ANALISI DEI CARICHI

Di seguito vengono indicate in dettaglio le schematizzazioni adottate per la definizione delle azioni di progetto ed il comportamento strutturale della nuova scala metallica.

### Classificazione dell'opera

Vita nominale	$V_N \geq 50$ anni
Classe d'uso	II
zona sismica	4

### Coefficienti parziali per le azioni e combinazioni di carico

carichi permanenti sfavorevoli	$\gamma_{G1} = 1,3$
carichi permanenti non strutturali	$\gamma_{G2} = 1,5$
carichi variabili sfavorevoli	$\gamma_{Qi} = 1,5$

	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
categoria C ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6

### Pesi propri e permanenti portati

Cosciali UPN 180	22 daN/m
Travi e pilastri HEA200	42,3 daN/m
Gradini e pianerottoli in grigliato	40 daN/mq
Ringhiere, pannelli corrimano	30 daN/ml

### Sovraccarichi variabili

DESTINAZIONE	Verticali ripartiti $q_k$ (daN/mq)	Verticali concentrati $Q_k$ (daN)	Orizzontali lineari $H_k$ (daN/ml)
A scale comuni	400	400	200

### Azione sismica

Oltre ai carichi accidentali sopra richiamati si è tenuto conto dell'azione sismica. Questa è stata determinata in base alla classificazione sismica delle NTC del 2018, in particolare sono stati adottati i seguenti parametri:

vita	$\geq 50$ anni
classe d'uso	II

coefficiente d'uso $c_u$	1,0
zona sismica	4
longitudine est	7,662582
latitudine nord	45,08162
coefficiente topografico	1,0
sistema costruttivo in direzione 1 e 2	acciaio
regolarità in pianta	NO
regolarità in altezza	NO
combinazione dei carichi	radice quadrata somma di quadrati
fattore di comportamento $q$ in direzione 1 e 2	1,0 (non dissipativo)

### Sovraccarichi dovuti al vento

zona 1  $v_{b,0} = 25$  m/sec  $a_0 = 1000$  m  $k_a = 0,40$  1/sec

altitudine di progetto 250 m.s.l.m.

velocità di riferimento  $v_b = 25$  m/s

pressione cinetica di riferimento  $q_b = \frac{1}{20} \times 1,25 \times v_b^2 = 39,2$  daN/mq

distanza dalla costa  $> 40$  km

classe di rugosità del terreno A

categoria di esposizione V

$k_r = 0,23$   $z_0 = 0,70$  m  $z_{min} = 12$  m

altezza massima della scala dal suolo  $z = 11,7$  m

- Coefficiente di esposizione  $c_e$

$$c_e = 1,677$$

- Coefficiente di forma  $c_p$

*elementi sopravvento con inclinazione  $\alpha > 60^\circ$*

$$c_p = +0,8$$

- Coefficiente dinamico  $c_d$

$$c_d = 1,0$$



Pressione del vento sopravvento e sottovento (*sempre in depressione*)

$$p_f = q_b c_e c_p c_d = 39,2 \times 0,8 \times 1,677 = 52,6 \text{ daN/mq}$$

## 6. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE

Per quanto riguarda i dettagli delle caratteristiche geologiche e tecniche e la relativa interpretazione si rinvia alla corrispondente relazione.

Con riferimento alle proprietà geotecniche, nelle verifiche di portanza sono stati adottati parametri di resistenza valutati tenendo conto delle risultanze delle informazioni disponibili, nonché di quanto evidenziato dall'osservazione diretta, con specifico riferimento al materiale previsto al di sotto dei terreni di riporto.

Si riportano in basso i valori dei parametri geotecnici caratteristici assunti nelle verifiche di capacità portante per il litotipo considerato:

Peso di volume  $\gamma = 18,0 \text{ KN/mc}$

Angolo di attrito  $\phi' = 27^\circ$

Coesione  $c' = 0 \text{ KPa}$

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) sono state effettuate nel rispetto dei principi illustrati di seguito. Per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

ove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o degli effetti delle azioni e  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del terreno.

Per la verifica allo stato limite della portanza verticale delle fondazioni è stato utilizzato l'approccio 2, ovvero con l'analisi delle seguente combinazione di carico:

### **Combinazione : A1 + M1 + R3**

In particolare, con il simbolo A1 vengono indicati i coefficienti parziali delle azioni per la combinazione prescelta, con M1 vengono indicati i coefficienti parziali dei parametri geotecnici dei terreni, ovvero, il passaggio da valori caratteristici a valori di progetto, mentre R3 indica i coefficienti parziali per le resistenze. Di seguito si riporta un quadro esemplificativo di tali coefficienti:

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SULLE AZIONI <math>\gamma_f</math></b>				
	<b>Tipo Azioni</b>	<b>Coefficienti parziali</b>	<b>A1</b>	<b>A2</b>
<b>Azioni</b>	Permanententi sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1,30	1,00
	Permanententi non strutturali	$\gamma_{G2}$	1,50	1,30

	Accidentali sfavorevoli	$\gamma_Q$	1,50	1,30
--	-------------------------	------------	------	------

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI GEOTECNICI <math>\gamma_M</math></b>				
	<b>Parametro</b>	<b>Coefficienti parziali</b>	<b>M1</b>	<b>M2</b>
<b>Parametri geotecnici</b>	Angolo di resistenza al taglio	$\gamma_\phi'$	1,00	1,25
	Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
	Resistenza non drenata	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
	Peso unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

<b>COEFFICIENTI PARZIALI SUI PARAMETRI DI RESISTENZA <math>\gamma_R</math></b>				
<b>Resistenza</b>	<b>Simbolo</b>	<b>R1</b>	<b>R2</b>	<b>R3</b>
Capacità portante	$\gamma_{R,v}$	1,00	1,8	2,30
Scorrimento	$\gamma_{R,s}$	1,00	1,10	1,10

Coefficienti parziali per le combinazioni di carico

La fondazione in esame risulta costituita da una travi in c.a. di dimensioni 4,30 x 1,00 m e altezza  $H=0,40$  m, con il piano di appoggio posto a quota -1,30 m dal p.c.

Le verifiche di capacità portante e di scorrimento della fondazione superficiale sono riportate nei paragrafi seguenti.

## 7. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Il programma di calcolo per le analisi mediante modello matematico predispone le seguenti condizioni di carico elementari:

- peso proprio strutture
- permanenti portati non strutturali
- accidentali vari (neve, vento, coperture)
- correzione torsionale direzione 0° e 90°
- sisma direzione 0° e 90°

Successivamente, utilizzando tali condizioni di carico, il programma esegue il calcolo delle sollecitazioni e le relative verifiche di sicurezza in base alle combinazioni di carico previste dalle NTC 2018 riportate in dettaglio per gli SLU e SLE di seguito e nei tabulati di progetto.

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Peso Strutturale	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,50	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	1,50	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 0	0,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00	1,00	-1,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 0	0,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 90	0,00	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.															
DESCRIZIONI	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 0	-1,00	1,00	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30	-0,30	0,30	-0,30	0,30	-0,30
Corr. Tors. dir. 90	0,30	0,30	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00
Sisma direz. grd 0	-1,00	-1,00	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-0,30	-0,30	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00	-1,00	-1,00	-1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-1,00

COMBINAZIONI CARICHI A1 - S.L.V. / S.L.D.			
DESCRIZIONI	31	32	33
Peso Strutturale	1,00	1,00	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00	1,00	1,00
Var.Uffici	0,30	0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 0	0,30	-0,30	0,30
Corr. Tors. dir. 90	-1,00	1,00	1,00
Sisma direz. grd 0	-0,30	-0,30	-0,30
Sisma direz. grd 90	-1,00	-1,00	-1,00

COMBINAZIONI RARE - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Uffici	1,00
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

COMBINAZIONI FREQUENTI - S.L.E.	
DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Uffici	0,50
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

**COMBINAZIONI PERMANENTI - S.L.E.**

DESCRIZIONI	1
Peso Strutturale	1,00
Perm.Non Strutturale	1,00
Var.Uffici	0,30
Corr. Tors. dir. 0	0,00
Corr. Tors. dir. 90	0,00
Sisma direz. grd 0	0,00
Sisma direz. grd 90	0,00

## **8. ANALISI E VERIFICHE SVOLTE CON L'AUSILIO DI CODICI DI CALCOLO**

### TIPO DI ANALISI SVOLTA

Il modello matematico della scala in esame è stato analizzato mediante un'analisi sismica dinamica nodale di tipo lineare. Il metodo di calcolo è ad elementi finiti.

La verifica delle membrature è eseguita considerando tutte le caratteristiche di sollecitazione adottando il sistema degli stati limite, secondo le NTC del 17.01.2018.

Le combinazioni di carico sono riportate in dettaglio per gli SLU e SLE nei paragrafi seguenti.

I materiali costituenti la struttura sono considerati elastici e con comportamento lineare. Le loro caratteristiche sono specificate nel precedente paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali e nella stampa dei dati di input.

Le strutture sono state modellate con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati possono essere sia monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne), che bidimensionali (piastre e membrane triangolari e quadrangolari). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

### ORIGINI E CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni e per la verifica degli elementi strutturali del fabbricato in esame si è fatto ricorso all'elaboratore elettronico utilizzando il programma di calcolo CDS Win rel. 2018 chiave 21847 prodotto, distribuito ed assistito dalla della STS Software tecnico Scientifico S.r.l., con sede in Li Battiati (CT), Via Tre Torri 11.

Questa procedura è sviluppata in ambiente Windows. CDS Win e permette l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono le aste monodimensionali, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, ed i gusci bidimensionali, sia rettangolari che triangolari, aventi comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, come coppie e come distorsioni termiche. I vincoli sono forniti tramite le sei costanti di rigidezza elastica.

CDS WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente degli elementi verticali

anche complessi considerati con la loro effettiva rigidezza e dei solai. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

A supporto del programma è fornito un ampio manuale d'uso contenente fra l'altro una vasta serie di test di validazione sia su esempi classici di Scienza delle Costruzioni, sia su strutture particolarmente impegnative e reperibili nella bibliografia specializzata.

#### PROGRAMMA DI CALCOLO PER TELAI TRIDIMENSIONALI - CDS

C.D.S. è un programma di calcolo automatico per lo studio di strutture intelaiate in cemento armato, acciaio o altri materiali in regime di comportamento elastico.

Lo scopo del programma è di eseguire un'analisi elastica del complesso strutturale ed eseguire tutte le verifiche imposte dalla vigente normativa.

La costruzione del modello matematico, partendo dalla reale geometria, viene eseguita con il metodo degli elementi finiti, utilizzando elementi sia mono che bidimensionali.

Nella fase di preparazione del file di input vengono assegnati tutti i parametri significativi per l'analisi quali le dimensioni, i fili fissi, la geometria delle sezioni, le caratteristiche meccaniche, i carichi ed i sovraccarichi permanenti ed accidentali e quanto altro necessario per poter avviare l'analisi.

Una volta eseguita l'analisi ad elementi finiti, dopo aver predisposto le opportune combinazioni dei carichi, è possibile verificare le deformazioni, le sollecitazioni ed i livelli tensionali su ogni singolo elemento strutturale. Per gli elementi in c.a., dopo la verifica dei quantitativi di armatura e della loro corretta posizione, è possibile predisporre l'uscita in forma grafica compatibile con i sistemi tipo CAD.

#### AFFIDABILITA' DEL CODICE UTILIZZATO

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, come indicato nel paragrafo precedente. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione di dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi introdotti. E' possibile inoltre ottenere rappresentazioni grafiche di deformate e sollecitazioni della struttura. Al termine dell'elaborazione viene inoltre valutata la qualità della soluzione, in base all'uguaglianza del lavoro esterno e dell'energia di deformazione.

Per la verifica dell'affidabilità del codice di calcolo in coda ai tabulati di calcolo (calcoli di stabilità) viene allegato il documento di validazione del codice di calcolo predisposto dalla casa produttrice del software.

## VALIDAZIONE DEL CODICE

Per la tipologia della struttura in esame non è necessaria una validazione indipendente del calcolo strutturale.

## MOTIVAZIONE DELLA SCELTA DEL CODICE

CDS WIN permette in campo elastico lineare un'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura, tenendo conto del comportamento irrigidente degli elementi verticali anche complessi considerati con la loro effettiva rigidità e dei solai. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando mesh via via più dettagliate.

## SCHEMI STRUTTURALI POSTI ALLA BASE DEI CALCOLI

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, applicato a sistemi tridimensionali. Gli elementi utilizzati sono monodimensionali (trave con eventuali sconnessioni interne). I vincoli sono considerati puntuali ed inseriti tramite le sei costanti di rigidità elastica, oppure come elementi asta o guscio poggianti su suolo elastico. Le sezioni oggetto di verifica nelle travi sono stampate a passo costante; dei gusci si conoscono le sollecitazioni nei punti di Gauss dell'elemento stesso.

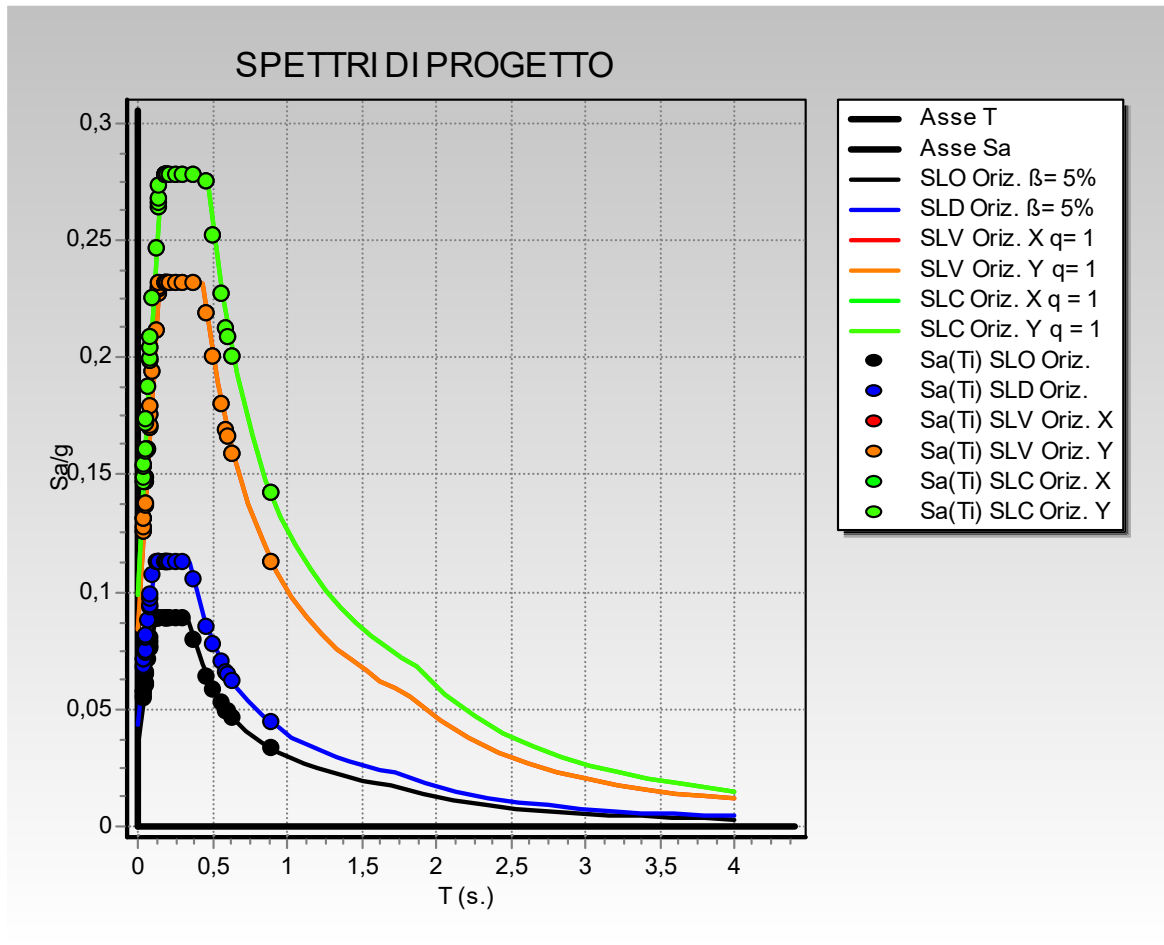
La schematizzazione ad elementi finiti adottata per le strutture in esame è stata sviluppata escludendo il contributo degli elementi aventi rigidità e resistenza trascurabili a fronte dei principali ed adottando le seguenti ipotesi di discretizzazione:

- tutti le strutture verticali allo spiccato sono state ipotizzate vincolate alle strutture di fondazione le quali risultano poggiate su suolo alla Winkler con costante pari a 5 daN/cm;
- per le analisi sulle strutture in c.a. e in acciaio non sono state utilizzate procedure di svincolo interno degli elementi trave e pilastri, mantenendo sempre la continuità strutturale su tutti gli elementi, ad eccezione dei e dei controventi L 50x5 per i quali si è assunto un vincolo di cerniera flessionale in corrispondenza dei nodi di collegamento;
- la nuova struttura in esame è collegata alla struttura esistente solo per i carichi verticali trasmessi dai tratti terminali dei pianerottoli di uscita, mentre è svincolata ed indipendente rispetto all'edificio esistente per gli spostamenti orizzontali in quanto presenta un giunto di dimensioni minime dimensionato in base alle prescrizioni del punto 7.2.1 delle NTC 2018.



## SPETTRO DI RISPOSTA DI PROGETTO

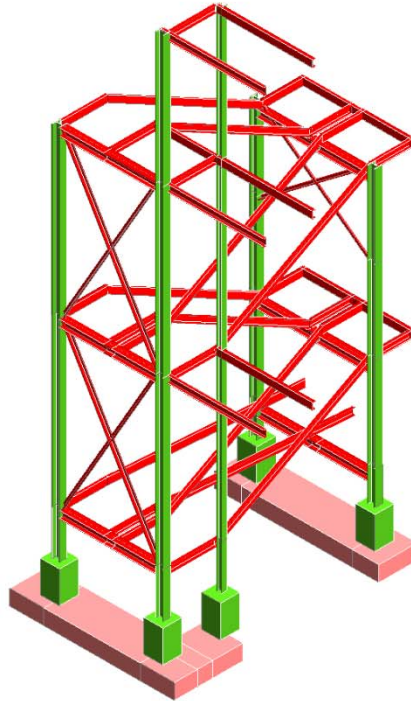
Lo spettro di risposta di progetto è riportato nel grafico che segue.



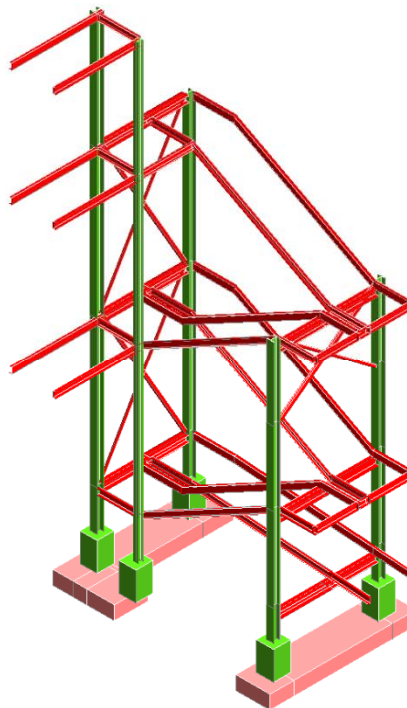
Spettro di risposta di progetto

## MODALITA' DI PRESENTAZIONE DEI RISULTATI

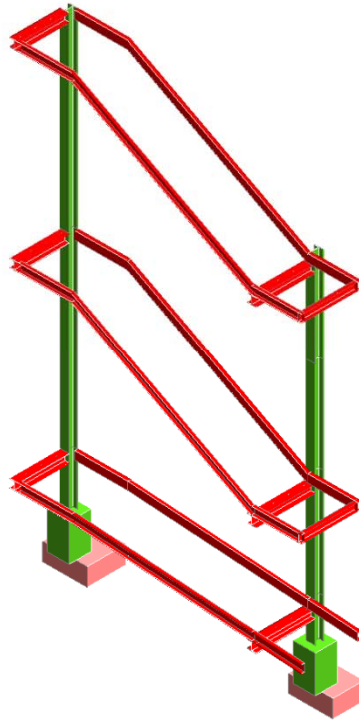
Per una maggiore chiarezza e presentazione dei risultati di seguito si riportano gli schemi grafici di sintesi.



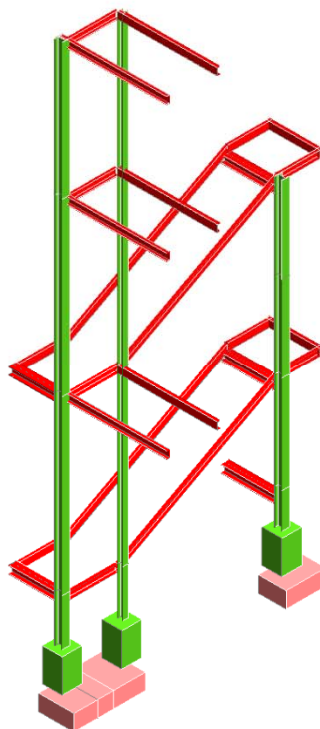
Vista generale del modello di calcolo



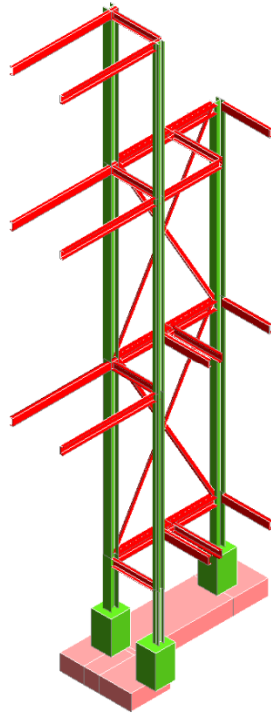
Vista generale del modello di calcolo



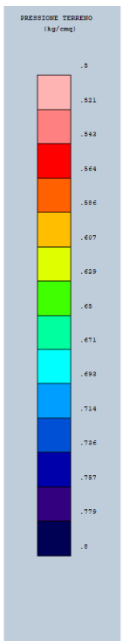
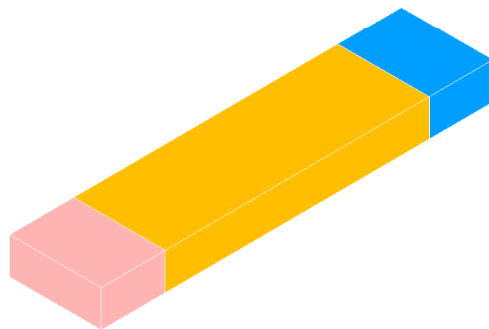
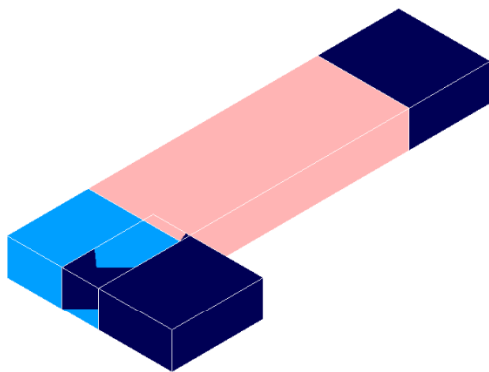
Sezione del modello di calcolo



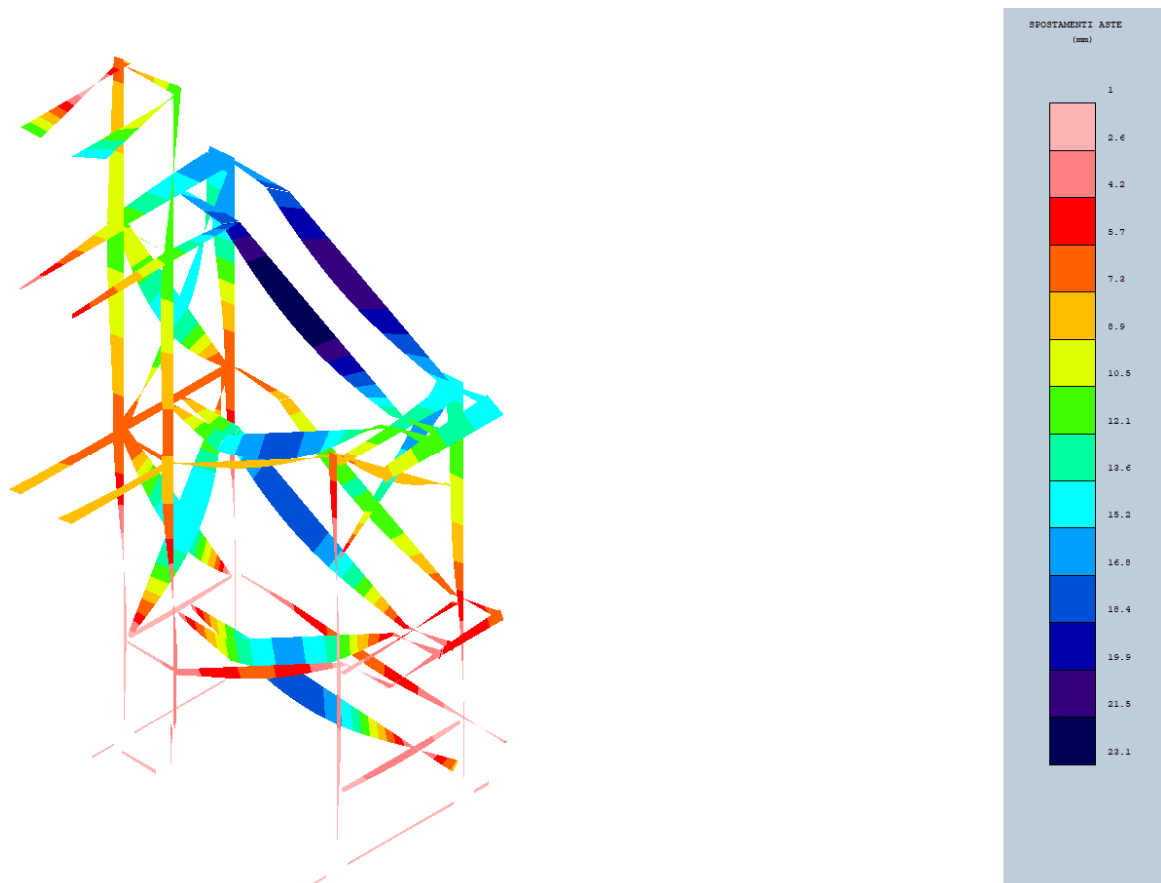
Sezione del modello di calcolo



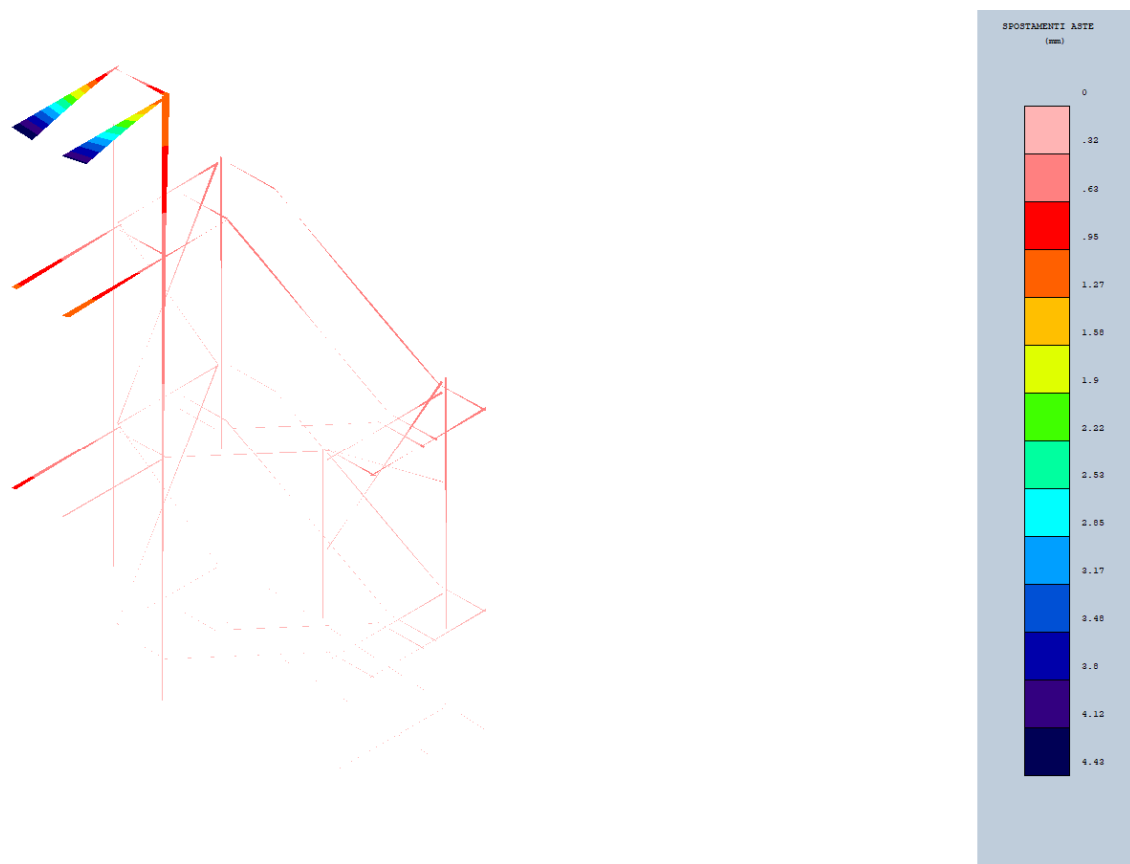
Sezione del modello di calcolo



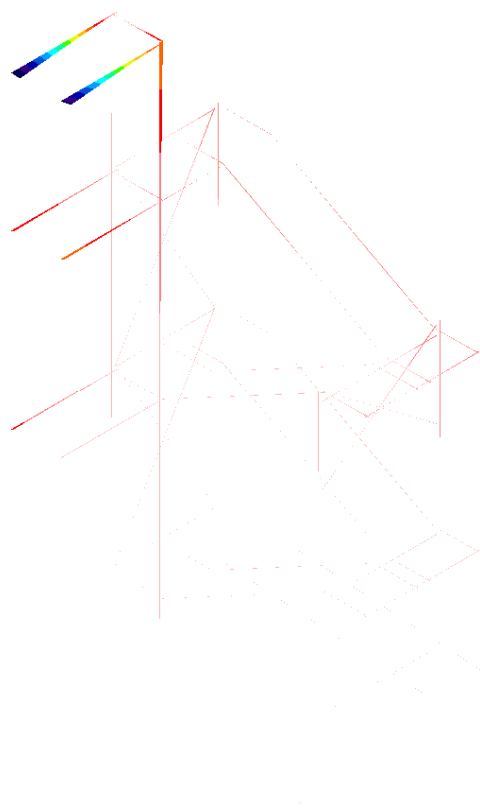
Pressione di contatto con il terreno per l'involuppo dei casi di carico



Spostamento verticale per caso di carico n.1 (carichi statici SLU)



Spostamento orizzontale lungo X per caso di carico n. 4 (sisma SLV)



Spostamento orizzontale lungo X per caso di carico n. 5 (sisma SLV)

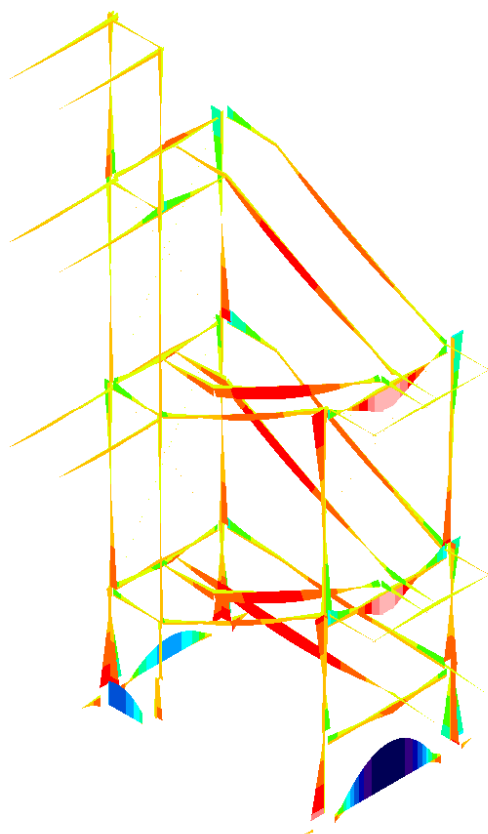


Diagramma momenti flettenti- involucro casi di carico

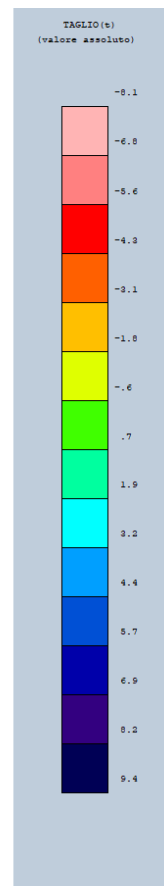
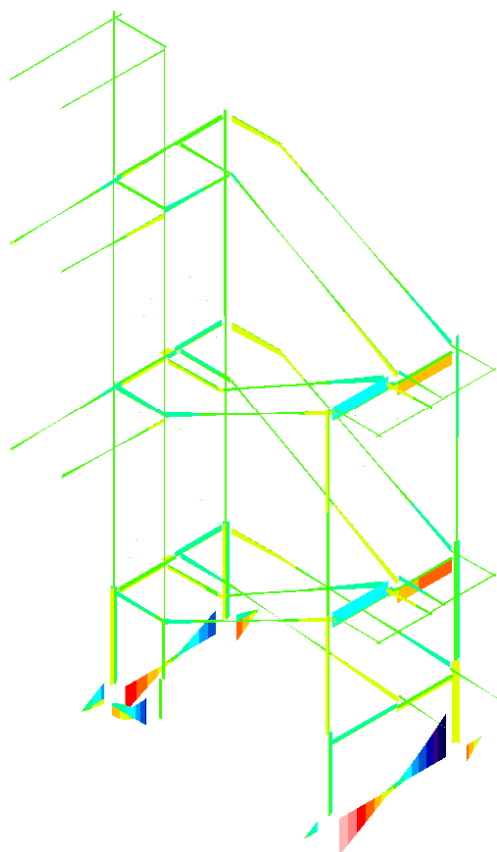


Diagramma tagli– involuppo casi di carico

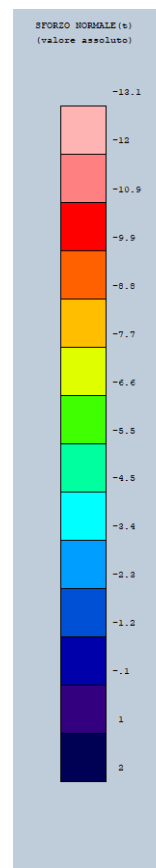
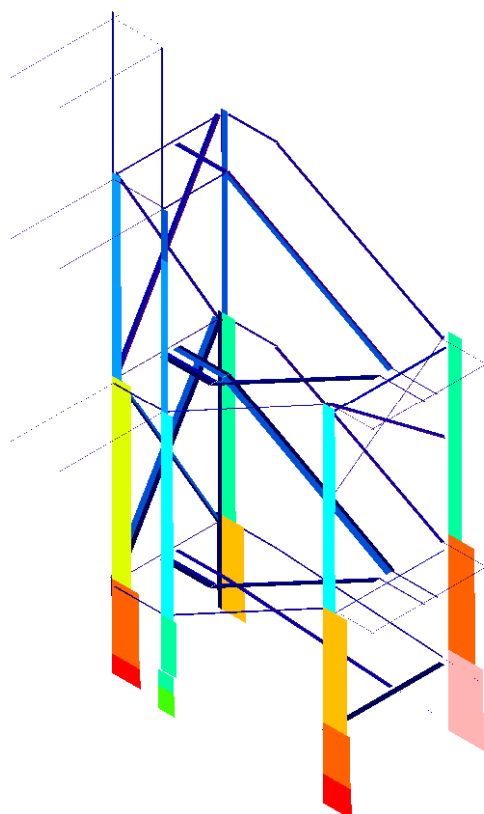


Diagramma sforzi normali – involuppo casi di carico

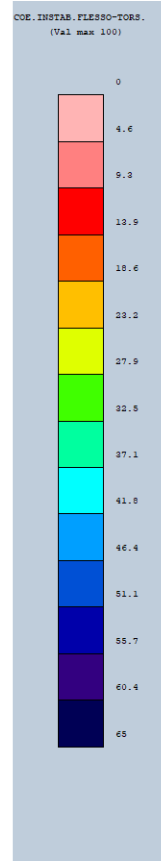
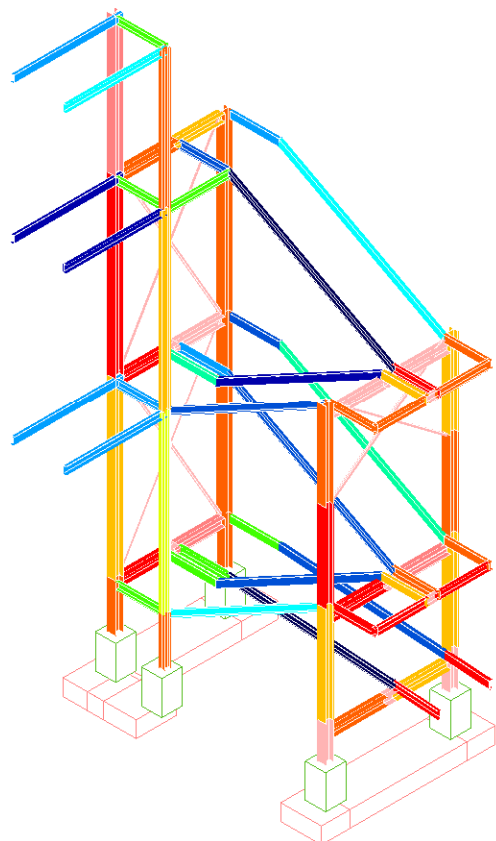


Diagramma coefficiente flessotorsionale elementi in acciaio

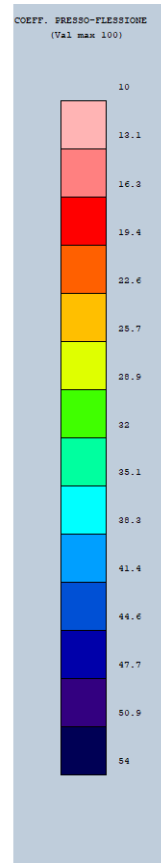
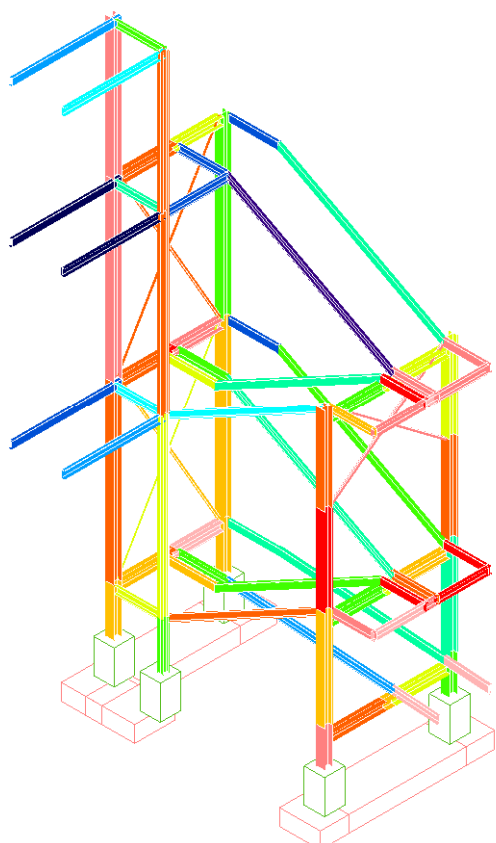


Diagramma coefficiente pressoflessionale elementi in acciaio



## INFORMAZIONI GENERALI SULL'ELABORAZIONE E VALUTAZIONE DELLA CORRETTEZZA DEL MODELLO

Il modello di calcolo adottato è da ritenersi appropriato in quanto non sono state riscontrate labilità, le reazioni vincolari equilibrano i carichi applicati, la simmetria di carichi e struttura fornisce sollecitazioni sostanzialmente simmetriche.

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli semplificati.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma, si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

## GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITA' DEI RISULTATI

L'analisi critica dei risultati e dei parametri di controllo nonché il confronto con calcolazioni di massima eseguite manualmente porta ad confermare la validità dei risultati ottenuti mediante modellazione agli elementi finiti.

## ALLEGATI

Nel documento dei calcoli di stabilità sono allegati i tabulati relativi a:

- dati di ingresso;

- valutazione delle deformazioni e verifiche agli stati limiti ultimi e di servizio di:
  - travi di fondazione;
  - spiccati pilastri in c.a.
  - carpenteria metallica della scala

## 9. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Per le verifiche di sicurezza è stato adottato il sistema degli stati limite.

Per quanto riguarda il dettaglio delle caratteristiche geometriche delle carpenterie e delle sezioni nonché per la disposizione delle armature degli elementi in c.a. si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

Per la sovrapposizione delle armature si prevedono le seguenti prescrizioni minime:

barre per c.a.            min. 50  $\phi$

### *SCALA METALLICA*

Per la nuova scala metallica e le relative fondazioni, esaminate mediante modello matematico agli elementi finiti, nei tabulati di calcolo sono riportati i massimi valori delle sollecitazioni per ciascun elemento strutturale (travi, pilastri, etc.) e le verifiche di sicurezza con i corrispondenti valori dei quantitativi minimi di armatura e delle sollecitazioni resistenti, oltre alle verifiche allo stato limite di danno e le verifiche agli stati limite di esercizio.

### *ELEMENTI PARTICOLARI*

#### *9.1 Ringhiera tipo*

La ringhiera ed il corrimano sono realizzate con una coppia di montanti metallici 6 disposti con larghezza di influenza massima pari a 1,00 m. Tali montanti sono collegati alla base, mediante una coppia di bulloni M14, ai cosciali mediante un piatto 162x160x15 saldato a completo ripristino.

Tenuto conto della effettiva geometria di progetto, le massime sollecitazioni sul **mancorrente** con lo schema statico di trave semplicemente appoggiata risultano:

$$M_{\max} = 1/8 \gamma_{Qi} F_h l^2 = 1/8 \times 1,5 \times 2 \times 100^2 = \mathbf{3.750 \text{ daN cm}}$$

$$V_{\max} = 1/2 \gamma_{Qi} F_h l = 1/2 \times 1,5 \times 2 \times 100 = \mathbf{150 \text{ daN}}$$

Le massime sollecitazioni resistenti, tenuto conto della sezione tubolare  $\phi$  48,3 sp. 2,6 mm, risultano maggiori, infatti:

$$M_{el,Rd} = W_{el,min} f_{yk} / \gamma_{M0} = 4,05 \times 2.750 / 1,05 = \mathbf{10.607 \text{ daN cm}}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 3,7 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = \mathbf{5.640 \text{ daN}}$$

Tenuto conto della effettiva geometria di progetto ed in particolare dell'altezza dei montanti pari a 119 cm, le massime sollecitazioni sulla **coppia di montanti** della ringhiera e la relativa coppia di bulloni con lo schema di mensola incastrata al piede risultano:

$$M_{\max} = \gamma_{Qi} F_h i h = (1,5 \times 200 \times 1,00) \times 119 = \mathbf{35.700 \text{ daN cm}}$$

$$V_{\max} = \gamma_{Qi} F_h i = 1,5 \times 200 \times 1,00 = \mathbf{300 \text{ daN}}$$

Le massime sollecitazioni resistenti, tenuto conto della sezione complessiva della coppia di piatti 90x6, risultano maggiori, infatti:

$$M_{el,Rd} = W_{el,min} f_{yk} / \gamma_{M0} = 16,2 \times 2.750 / 1,05 = \mathbf{42.429 \text{ daN cm}}$$

$$V_{c,Rd} = A_v f_{yk} / (\sqrt{3} \gamma_{M0}) = 10,8 \times 2.750 / (\sqrt{3} \times 1,05) = \mathbf{16.331 \text{ daN}}$$

La massima deformazione della coppia di montanti allo SLE risulta:

$$\delta_2 = \frac{F_{acc,max} L^3}{3 E J} = 0,73 \text{ cm} = 1/162 L$$

Tenuto conto della distanza tra i bulloni pari a 10 cm, sul singolo bullone si ha:

$$H_{\max 1b} = f M_{\max} / y = 1 \times 35.700 / 10 = 3.570 \text{ daN}$$

$$V_{\max 1b} = V_{\max} / n = 300 / 2 = 150 \text{ daN}$$

$$R_{\max 1b} \text{ sui due piatti} = 0,5 \times [(H_{\max 1b})^2 + (V_{\max 1b})^2]^{0,5} = \mathbf{1.787 \text{ daN}}$$

La massima resistenza di calcolo a taglio del singolo bullone M14 risulta maggiore:

$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,5 \times 8.000 \times 1,15 / 1,25 = \mathbf{3.680 \text{ daN}}$$

La massima resistenza a rifollamento della piastra centrale di fissaggio di spessore 15 mm risulta maggiore:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 2,50 \times 0,67 \times 4.300 \times 1,4 \times 1,5 / 1,25 = \mathbf{12.100 \text{ daN}}$$

La massima resistenza a rifollamento del singolo montante di spessore 0,6 mm risulta maggiore:

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} = 2,50 \times 0,67 \times 4.300 \times 1,4 \times 0,6 / 1,25 = \mathbf{4.840 \text{ daN}}$$

dove:

d diametro nominale del bullone = 1,4 cm

t spessore della piastra = 1,5 cm

t	spessore dei montanti	= 0,6 cm
f <sub>tk</sub>	resistenza a rottura della piastra	= 4.300 daN/cm <sup>2</sup>
f <sub>tb</sub>	resistenza a rottura del bullone	= 8.000 daN/cm <sup>2</sup>
d <sub>0</sub>	diametro nominale del foro	= 1,5 cm
k	min [2,8 e <sub>2</sub> /d <sub>0</sub> - 1,7; 2,5] = [2,8 x 3,0 / 1,5 - 1,7; 2,5]	= 2,50
α	min [e <sub>1</sub> /(3 d <sub>0</sub> ); f <sub>tb</sub> / f <sub>tk</sub> ; 1] = [3 / (3 x 1,5); 8.000 / 4.300; 1]	= 0,67

### 9.2 ancoraggio al piede dei pilastri

L'ancoraggio al piede dei pilastri è previsto mediante n.4 tirafondi M 24 (A = 3,53 cm<sup>2</sup> al netto del filetto) ancorati nella fondazione in c.a. La massima tensione di trazione sul tirafondo più sollecitato, trascurando a favore di sicurezza il contributo del carico verticale, per il pilastro maggiormente sollecitato risulta:

$$N_{\max 1b} = (M_x + M_y) / (2 \times d) = (69.500 + 59.300) / (2 \times 30) = \mathbf{2.147 \text{ daN}}$$

La massima resistenza di calcolo a trazione sul singolo tirafondo M 24 risulta maggiore:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 0,9 \times 5.400 \times 3,53 / 1,25 = \mathbf{13.725 \text{ daN} > 2.147 \text{ daN}}$$

onde la verifica è soddisfatta.

### 9.3 spostamento massimo orizzontale

I massimi spostamenti orizzontali della scala e dell'edificio esistente, in via cautelativa ed in assenza di calcoli specifici, vengono di seguito calcolati secondo quanto indicato al punto 7.2.1 delle NTC 2018, in particolare:

$$d_{\max} = 1/100 h a_g/g S$$

Per i casi in esame risultano:

$$h_{\text{scala}} = 14,5 \text{ m}$$

$$h_{\text{edificio}} = 17 \text{ m}$$

$$a_g/g (\text{SLV}) = 0,06$$

$$S = S_s \times S_t = 1,5 \times 1,0 = 1,5$$

$$d_{\max} (\text{scala}) = 1,305 \text{ cm}$$

$$d_{\max} (\text{edificio}) = 1,530 \text{ cm}$$

$$d_{\text{tot}} = 1,305 + 1,530 = 2,835 \text{ cm} \quad \text{in corrispondenza del collegamento più alto.}$$

Il particolare 10 è stato dimensionato in maniera tale da consentire uno spostamento relativo massimo pari a 3,0 cm tra le due strutture.

**VERIFICHE GEOTECNICHE**

Ai fini dell'effettuazione delle verifiche geotecniche di capacità portante di seguito sono riportate le portanze calcolate secondo diversi criteri correntemente in uso, dai quali emerge che le sollecitazioni di progetto sono sempre inferiori.

**CALCOLO DEL CARICO LIMITE**

B =	1,00 [m]	$\phi =$	27,00 [°]	$\alpha =$	0,60
L =	4,25 [m]	$\delta =$	18,00 [°]	$\gamma =$	18,00 [kN/m <sup>3</sup> ]
D =	1,20 [m]	$\beta =$	0,00 [°]	$q_v =$	0,00 [kN/m <sup>2</sup> ]
ecc.B =	0,00 [m]	$\eta =$	0,00 [°]	$q_o =$	0,00 [kN/m <sup>2</sup> ]
ecc.L =	0,00 [m]	c =	0,00 [kN/m <sup>2</sup> ]	FS =	3,00

Meyerhof:	Vesic:	Hansen:	Terzaghi:
Nq = 13,1991	Nq = 13,1991	Nq = 13,1991	Nq = 15,896
Nc = 23,9422	Nc = 23,9422	Nc = 23,9422	Nc = 29,236
Ng = 9,46263	Ng = 14,4697	Ng = 9,32366	Ng = 17,218

Fattori di forma	Fattori di forma	Fattori di forma	Fattori di forma
sc = 1,12531	sc = 1,12972	sc = 1,12972	sc = 1
sq = sg = 1,06266	sq = 1,11989	sq = 1,11989	sg = 1
	sg = 0,90588	sg = 0,90588	

Fattori di profondità	Fattori di profondità	Fattori di profondità
dc = 1,39164	dc = 1,00838	dc = 1,00838
dq = dg = 1,19582	dq = 1,01694	dq = 1,01694
	dg = 1	dg = 1

Fattori d'inclinazione	Fattori d'inclinazione	Fattori d'inclinazione
ic = iq = 1	ic = 1	ic = 1
ig = 1	iq = 1	iq = 1
	ig = 1	ig = 1

Kp = 2,66294	F. inclin. P. di posa	F. inclin. P. di posa
	bc = 1	bc = 1
	bq = bg = 1	bq = 1
		bg = 1

F. d'inclin. Terreno	F. d'inclin. Terreno
gc = 1	gc = 1
gq = gg = 1	gq = gg = 1

Capacità Portante:	Capacità Portante:	Capacità Portante:	Capacità Portante:
$q_{ult} = 470,51$	$q_{ult} = 331,24$	$q_{ult} = 329,91$	$q_{ult} = 498,32$ [kN/m <sup>2</sup> ]
$q = 1999,69$	$q = 1407,79$	$q = 1402,13$	$q = 2117,84$ [kN]
$Q_{amm} = 156,84$	$Q_{amm} = 110,41$	$Q_{amm} = 109,97$	$Q_{amm} = 166,11$ [kN/m <sup>2</sup> ]

**LEGENDA:**  
 B = Larghezza fondale  
 L = Lunghezza fondale  
 D = Profondità Piano di posa  
 ecc.B = Eccentricità in B  
 ecc.L = Eccentricità in L  
 $\phi$  = Angolo d'attrito  
 $\delta$  = A. d'attrito terreno Fondaz.  
 $\beta$  = Pendenza del pendio  
 $\eta$  = Inclinazione della Fondaz.  
 c = Coesione  
 ca = Adesione base Fondaz.  
 $\gamma$  = Peso di volume terreno  
 $q_v$  = Comp. Verticale del carico  
 $q_o$  = Comp. orizzont. del carico  
 FS = Fattore di sicurezza  
 q = Capacità Portante

