

CONTRATTO DI CONCESSIONE DI COSTRUZIONE E GESTIONE RELATIVO AL POTENZIAMENTO, AMPLIAMENTO E RISTRUTTURAZIONE DEL PRESIDIO DELL'AZIENDA OSPEDALIERA SAN GERARDO DI MONZA



CONCESSIONARIO



Mandataria



Mandanti



COORDINAMENTO GENERALE ATTIVITA' DI PROGETTO



PROGETTO ESECUTIVO

STATO DI PROGETTO - Elaborati strutturali
Tenaglia - Fase 1
Relazione di calcolo elevazioni

Progetto	Fase	Edificio/Area	Categoria	Sottocategoria	Blocco	Piano	Ambito	Tipologia	Progressivo	Revisione
A02408A	PE1	E03	STR	STR	TEG	PNN	PR	RR	26001	02
Redatto		Controllato		Approvato		Approvazione Responsabile della Progettazione		Scala		Data
Ing. Orlando Briccola		Ing. Filippo Valaperta		Ing. Massimo Giuliani		Ing. Roberto Berti		-		28/11/13

 Infrastrutture Lombarde via Pola 12/14 20124 Milano		IL DIRETTORE GENERALE ILSPA Ing. Antonio Giulio Rognoni		IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO Ing. Antonio Giulio Rognoni	
COORDINAMENTO	PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA	PROGETTAZIONE STRUTTURE	PROGETTAZIONE IMPIANTI	CONSULENZA SPECIALISTICA	
Ing. Massimo Giuliani	Arch. Alessandro Viganò	Ing. Massimo Giuliani	Ing. Massimo Giuliani	Ing. Filippo Valaperta	

02	28/11/2013	EMISSIONE PER RECEPIMENTO NOTE DI VALIDAZIONE
01	09/08/2013	EMISSIONE PER RECEPIMENTO NOTE DI VALIDAZIONE
00	12/07/2013	EMISSIONE PER APPROVAZIONE
Emissione / revisione	Data	Riferimento emissione / revisione

Sommario

1	Oggetto	3
2	Introduzione	4
3	Normativa di riferimento	7
4	Documenti di riferimento	8
5	Materiali	9
6	Carichi di progetto	10
6.1	Pesi propri strutturali	10
6.2	Carichi permanenti	10
6.3	Carichi variabili	10
6.4	Carico da vento	11
6.5	Azione sismica	12
7	Metodo di analisi	16
8	Analisi dell'incremento di carico sui pilastri esistenti	18
9	Verifiche travi di appensione	20
9.1	Verifica trave IPE200	20
9.2	Verifica trave IPE330	21
10	Verifica delle nuove scale	22
10.1	Modellazione ad elementi finiti	23
10.2	Modi di vibrare	24
10.3	Verifica degli spostamenti	25
10.4	Verifica degli elementi strutturali	26
10.5	Verifica dei cosciali	28
10.6	Verifica dei nodi di continuità delle travi HEA220	30
10.7	Verifica dei nodi di collegamento dei controventi	35
10.8	Verifica delle piastre di base	37
10.9	Verifica dei collegamenti bullonati montanti-traversi	39
10.10	Verifica del parapetto	42
10.11	Verifica delle travi di baraccatura	44
11	Verifica della nuova passerella	45
11.1	Verifica delle travi principali	45
11.2	Verifica delle travi di bordo	46
11.3	Verifica dei montanti	47



12	Verifica delle fondazioni della scala.....	48
12.1	Verifica della pressione sul terreno	48
12.2	Verifica del torrino.....	50
12.3	Verifica della platea	51
12.4	Verifica della trave di appoggio	52
12.5	Verifica dei cordoli di collegamento tra le fondazioni della scala	55

1 Oggetto

Oggetto del presente documento è la relazione di calcolo preliminare delle strutture del progetto Esecutivo relativa all'edificio denominato "Tenaglia" con riferimento all'intervento di potenziamento, ampliamento e ristrutturazione del presidio dell'azienda ospedaliera San Gerardo di Monza.

2 Introduzione

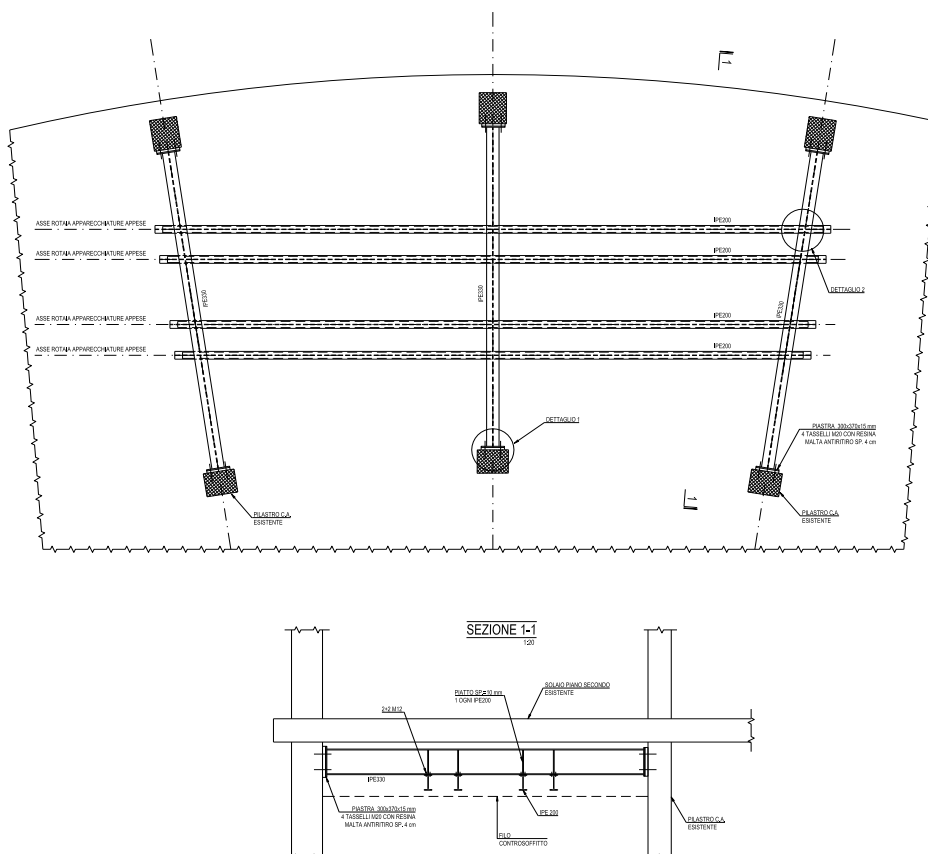
Il progetto Esecutivo in oggetto prevede interventi strutturali sull'edificio esistente "Tenaglia".

All'interno del blocco Tenaglia, al piano primo è prevista l'installazione di macchinari diagnostici che necessitano di opportune strutture di supporto per la movimentazione di alcuni componenti di peso rilevante.

In particolare si tratta di disporre una struttura in carpenteria metallica realizzata con travi IPE330 e IPE200 a soffitto dei locali interessati, in modo da sostenere le guide dei macchinari sospesi riportandone il carico alle strutture principali (pilastri) dell'edificio esistente.

I carichi di progetto delle apparecchiature (angiografo Philips) saranno pertanto sostenuti direttamente dai pilastri esistenti e non graveranno sui solai. L'applicazione di tale carico non induce incrementi significativi nelle sollecitazioni degli elementi interessati come mostrato nel capitolo di riferimento.

Si riporta in pianta e sezione la struttura in carpenteria metallica in oggetto:



All'esterno del blocco Tenaglia è prevista inoltre l'installazione di una nuova scala in acciaio costituita da quattro rampe rettilinee di larghezza pari a 1.80 m e sviluppo verticale complessivo pari a circa 8.90 m.

Ciascuna rampa presenta due cosciali realizzati mediante profili UPN220 (ad eccezione della prima rampa, in cui i cosciali hanno sezione tipo UPN240), che sostengono gradini e ballatoi in grigliato metallico.

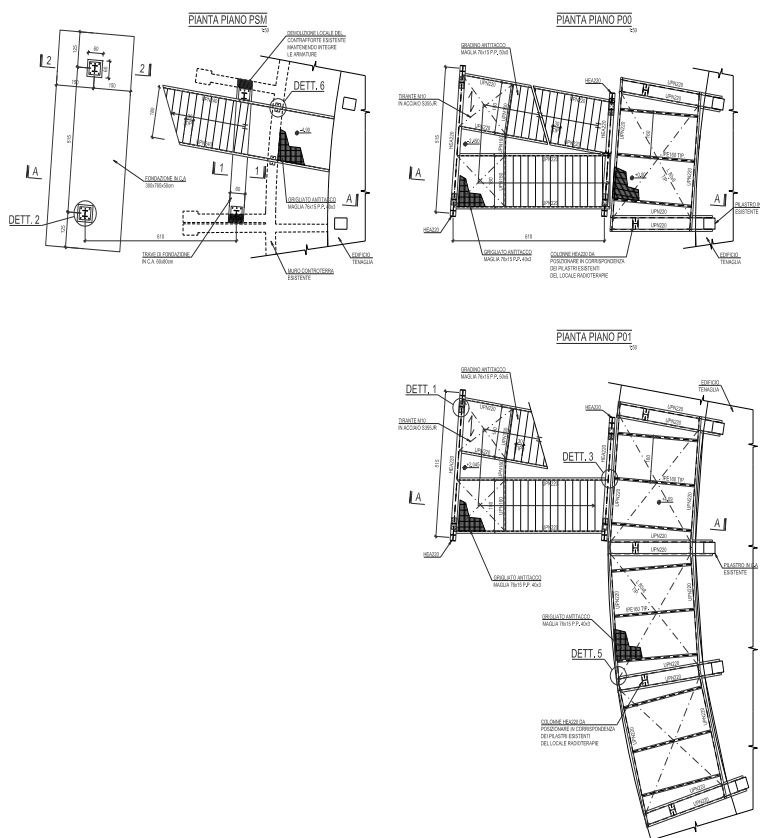
La scala è sostenuta da una struttura metallica esterna di altezza pari a circa 12.50 m, del tutto indipendente dall'edificio esistente (a cui si accede mediante una nuova passerella metallica a quest'ultimo solidale), costituita da due portali paralleli aventi montanti e travi in profili tipo HEA220; alle travi dei portali si appoggiano i cosciali della scala.

I due portali suddetti, oltre a supportare i carichi gravitazionali trasmessi dalla scala, fungono anche da elementi resistenti alle azioni orizzontali in direzione trasversale alle rampe, mentre in direzione parallela alle stesse è previsto il posizionamento di controventi a croce realizzati mediante profili 2L 100x10.

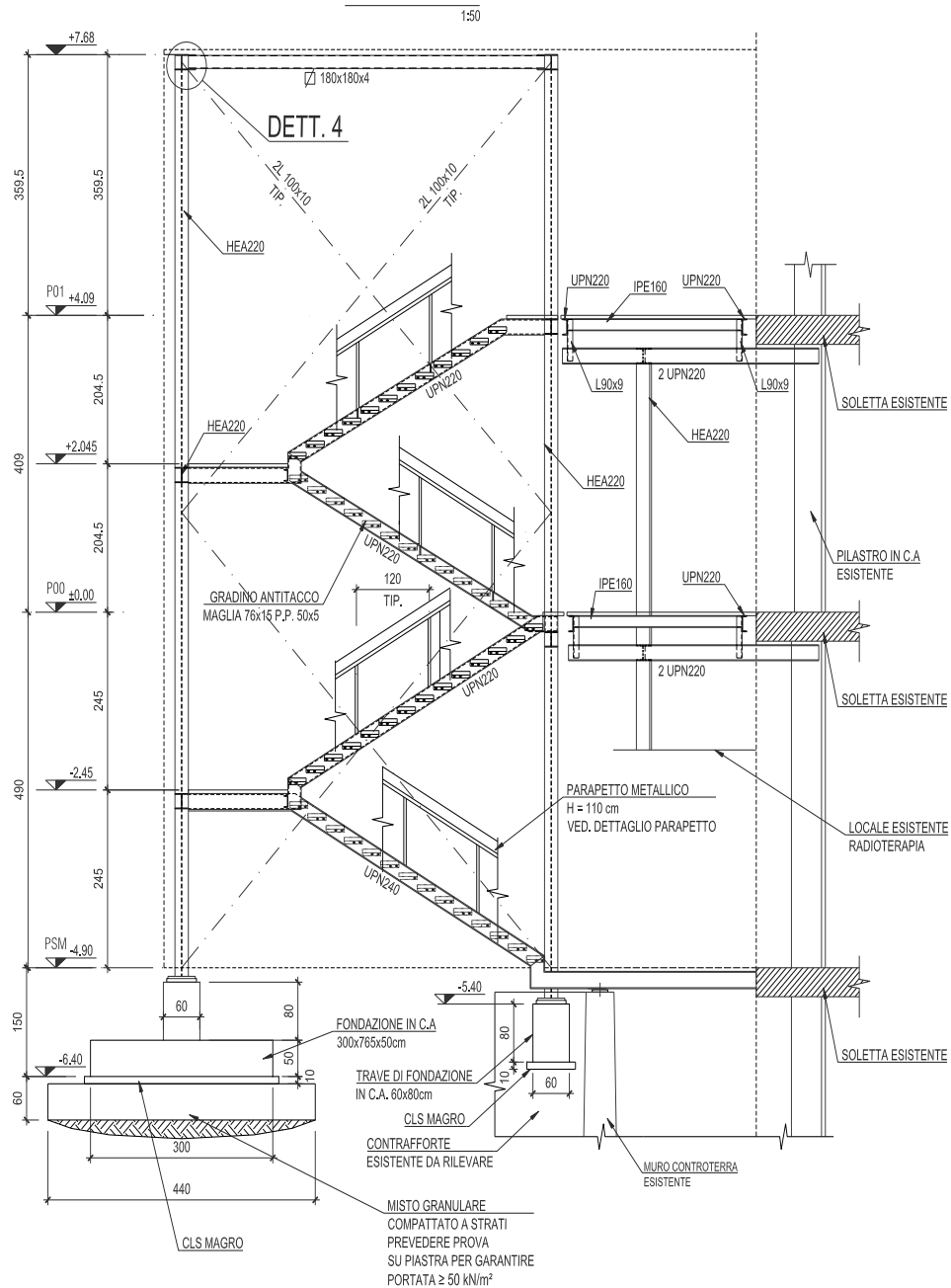
La tamponatura è costituita da una baraccatura leggera ordita in direzione verticale, sostenuta da profili tubolari in appoggio alle colonne, con rivestimento esterno in lamiera; essa è presente su tre dei quattro lati della struttura. La struttura della scala non presenta alcuna copertura.

Dal momento che la scala si trova in posizione esterna all'edificio, non è prevista alcuna protezione al fuoco degli elementi strutturali.

Nelle figure seguenti si riportano piante e sezione della scala.



SEZIONE A-A



3 Normativa di riferimento

D.M. 14/01/08	Nuove norme tecniche per le costruzioni.
Circolare 02/02/09	Circolare n.617 del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.
UNI EN 1990:2006	Eurocodice 1 – Criteri generali di progettazione strutturale.
UNI EN 1991:2004	Eurocodice 1 – Azioni in genere.
CNR-DT 207/2008	Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
CNR 10024/86	Analisi strutturale mediante elaboratore: impostazione e redazione delle relazioni di calcolo
Legge 5/11/71 n. 1086	Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale, precompresso e per le strutture metalliche.
EN 1992-1-1:2005	Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali – Regole per edifici
EN 1993-1-1:2005	Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali – Regole per edifici
EN 1998-1:2005	Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
D.M. 16/02/2007	Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione

4 Documenti di riferimento

- Campagna Marzo 2009 – Progetto Preliminare *“Relazione d’Indagine geotecnica, idrologica, idraulica e sismica”*
- Campagna settembre 2011 – Geoprogram s.r.l. *“Effettuazione di indagini geognostiche-geofisiche-ambientali integrative presso l’azienda ospedaliera S.Gerardo di Monza “*
- A02408A.PES.E00.STR.STR.BNN.PNN.SS.RR.20002.00 – *Relazione sismica generale*
- A02408A.PES.E00.GEN.GEN.BNN.PNN.GG.RR.00008.00– *Relazione geologica*

5 Materiali

Acciaio da carpenteria

Profilati, piatti e inserti: **Tipo S355 JR/JO* - EN 10025**

Tensione minima di snervamento f_{yk}	$\geq 355 \text{ N/mm}^2$
Tensione minima di rottura a trazione f_{tk}	$\geq 510 \text{ N/mm}^2$
Allungamento minimo percentuale a rottura	$\geq 20\%$

* Prevedere acciaio tipo JO per le strutture esterne.

Bulloneria

Viti:	cl. 8.8 - UNI EN 898-1
Dadi:	cl. 8 - UNI EN 898-2
Rosette:	UNI EN 10083-2

6 Carichi di progetto

6.1 Pesi propri strutturali

I pesi propri strutturali, non altrove specificati, considerati sono stati determinati in base alle seguenti densità volumetriche:

- calcestruzzo: **25.00 kN/m³**
- acciaio: **78.50 kN/m³**

6.2 Carichi permanenti

Le azioni permanenti, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

Scala metallica

- peso proprio parapetto: **0.30 kN/m**
- gradini e ballatoi in grigliato: **1.00 kN/m²**
- baraccatura esterna: **0.30 kN/m²**

6.3 Carichi variabili

Le azioni variabili gravitazionali, non altrove specificate, considerate nei calcoli sono le seguenti:

Scala metallica

- carico variabile uniformemente distribuito (cat C2): **4.00 kN/m²**

Apparecchiature di diagnostica

- Angiografo Philips tipo XPER FD 20C DI / XPER FD 10C DI / 9C DI: **15 kN**

6.4 Carico da vento

Zona 1 $\Rightarrow V_{ref} = 25 \text{ m/s}$

Vita utile della struttura: $V_N = 100 \text{ anni} = T_R$

$$\alpha_R = 0.75 \cdot \{1 - 0.2 \ln[-\ln(1 - 1/T_R)]\}^{0.5} = 1.04$$

$$v_b(T_R) = \alpha_R \cdot v_b$$

$$q_b = [v_b(T_R)]^2 / 1.6 = 422.5 \text{ N/m}^2$$

Classe di rugosità: A

Categoria di esposizione: V

$$z_{min} = 12.0 \text{ m}$$

$$k_r = 0.23$$

$$z_0 = 0.70 \text{ m}$$

$$c_t = 1$$

$$c_e(z) = k_r^2 \ln(z/z_0) [7 + \ln(z/z_0)]$$

$$c_d = 1$$

Pressione del vento a quota z:

$$p = q_{ref} \cdot c_e(z) \cdot c_d \cdot c_p \cdot \alpha_R$$

$c_p = +0.8$ per elementi sopravento (pressione)

$c_p = -0.4$ per elementi sottovento (depressione)

6.5 Azione sismica

I parametri necessari per la modellazione dell'azione sismica sono riportati qui di seguito:

- Coordinate topografiche del Comune di Monza: 45.60261 N / 9.26035 E
- Classe d'uso della struttura: IV
- Vita nominale: $V_N=100$ anni
- Coefficiente d'uso: $C_U=2$
- Periodo di riferimento dell'azione sismica: $C_U \cdot V_N=200$ anni
- Categoria di sottosuolo: B
- Categoria topografica: T1

La tabella seguente fornisce i valori dei parametri dello spettro di risposta per gli stati limite di danno (SLD), di operatività (SLO) e di salvaguardia della vita (SLV) per vita nominale $V_N=100$ anni. Con riferimento allo spettro inelastico (SLV) è stato assunto un fattore di struttura $q=1$.

STATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_0	T^*_c [s]
SLO	120	0.035	2.577	0.226
SLD	201	0.041	2.594	0.251
SLV	1898	0.079	2.702	0.307

Si riportano quindi le tabelle con i parametri degli spettri di risposta.

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLO

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLO
a_g	0.035 g
F_0	2.577
T_C	0.226 s
S_B	1.200
C_C	1.481
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.111 s
T_C	0.334 s
T_D	1.739 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

$$\eta = \sqrt{10/(S+5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

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

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

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.042
$T_B \leftarrow$	0.111	0.107
$T_C \leftarrow$	0.334	0.107
	0.401	0.089
	0.468	0.077
	0.535	0.067
	0.602	0.060
	0.669	0.054
	0.736	0.049
	0.802	0.045
	0.869	0.041
	0.936	0.038
	1.003	0.036
	1.070	0.033
	1.137	0.032
	1.204	0.030
	1.271	0.028
	1.337	0.027
	1.404	0.026
	1.471	0.024
	1.538	0.023
	1.605	0.022
	1.672	0.021
$T_D \leftarrow$	1.739	0.021
	1.846	0.018
	1.954	0.016
	2.062	0.015
	2.169	0.013
	2.277	0.012
	2.385	0.011
	2.492	0.010
	2.600	0.009
	2.708	0.008
	2.815	0.008
	2.923	0.007
	3.031	0.007
	3.139	0.006
	3.246	0.006
	3.354	0.006
	3.462	0.005
	3.569	0.005
	3.677	0.005
	3.785	0.004
	3.892	0.004
	4.000	0.004

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

**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLD****Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.041 g
F_o	2.594
T_o	0.251 s
S_s	1.200
C_o	1.450
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.121 s
T_C	0.364 s
T_D	1.763 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.049
T_B	0.121	0.127
T_C	0.364	0.127
	0.431	0.107
	0.498	0.093
	0.564	0.082
	0.631	0.073
	0.697	0.066
	0.764	0.060
	0.830	0.056
	0.897	0.051
	0.964	0.048
	1.030	0.045
	1.097	0.042
	1.163	0.040
	1.230	0.037
	1.297	0.036
	1.363	0.034
	1.430	0.032
	1.496	0.031
	1.563	0.030
	1.630	0.028
	1.696	0.027
T_D	1.763	0.026
	1.869	0.023
	1.976	0.021
	2.082	0.019
	2.189	0.017
	2.295	0.015
	2.402	0.014
	2.508	0.013
	2.615	0.012
	2.722	0.011
	2.828	0.010
	2.935	0.009
	3.041	0.009
	3.148	0.008
	3.254	0.008
	3.361	0.007
	3.467	0.007
	3.574	0.006
	3.680	0.006
	3.787	0.006
	3.893	0.005
	4.000	0.005

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

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.079 g
F_o	2.702
T_o	0.307 s
S_g	1.200
C_o	1.393
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.143 s
T_C	0.428 s
T_D	1.915 s

Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0.000	0.095
$T_B \leftarrow$	0.143	0.256
$T_C \leftarrow$	0.428	0.256
	0.499	0.219
	0.570	0.192
	0.640	0.171
	0.711	0.154
	0.782	0.140
	0.853	0.128
	0.924	0.118
	0.995	0.110
	1.065	0.103
	1.136	0.096
	1.207	0.091
	1.278	0.086
	1.349	0.081
	1.419	0.077
	1.490	0.073
	1.561	0.070
	1.632	0.067
	1.703	0.064
	1.774	0.062
	1.844	0.059
$T_D \leftarrow$	1.915	0.057
	2.015	0.052
	2.114	0.047
	2.213	0.043
	2.312	0.039
	2.412	0.036
	2.511	0.033
	2.610	0.031
	2.709	0.029
	2.809	0.027
	2.908	0.025
	3.007	0.023
	3.107	0.022
	3.206	0.020
	3.305	0.019
	3.404	0.018
	3.504	0.017
	3.603	0.016
	3.702	0.016
	3.801	0.016
	3.901	0.016
	4.000	0.016

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

7 Metodo di analisi

Stati Limite Ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1}G_{1k} + \gamma_{G2}G_{2k} + \gamma_P P_k + \gamma_Q \cdot [Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik})]$$

Dove:

G_{1k} = valore caratteristico dei pesi propri strutturali

G_{2k} = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P_k = valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione

Q_{ik} = valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti

$\gamma_{G1} = 1.3$ (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_{G2} = 1.5^*$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

$\gamma_P = 1.0$

$\gamma_Q = 1.5$ (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

*NOTA: γ_{G2} viene assunto pari a 1.3 per carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti

Stati Limite di Esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni rare}$$

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \psi_{1i} Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni frequenti}$$

$$F_d = G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik}) \quad \text{per le combinazioni quasi permanenti}$$

Combinazione sismica

Per le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica (E) si adotteranno combinazioni del tipo:

$$F_d = E + G_{1k} + G_{2k} + P_k + \sum_{i=1}^{i=n} (\psi_{2i} Q_{ik})$$

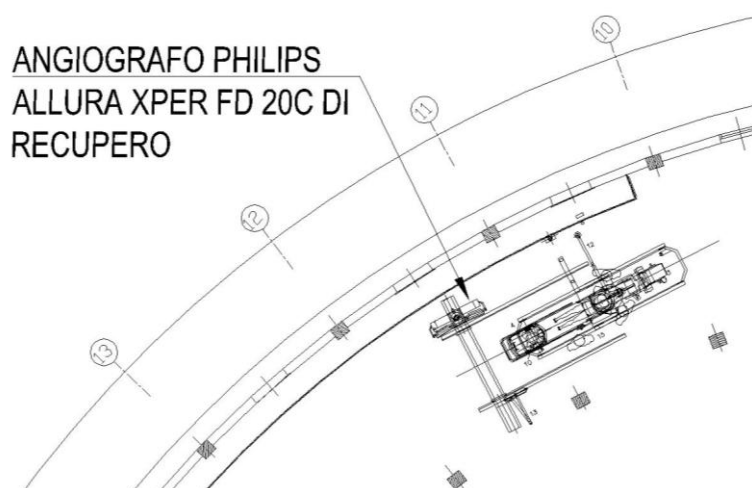
Si attribuiranno ai coefficienti ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 i valori seguenti:

Azione	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Carico Variabile Cat B	0.7	0.5	0.3
Carico Variabile Cat C	0.7	0.7	0.6
Carico Variabile Cat E	1.0	0.9	0.8
Carico Variabile Cat F	0.7	0.7	0.6
Carico Variabile Cat G	0.7	0.5	0.3
Carico Variabile Cat H	0.0	0.0	0.0
Vento	0.6	0.2	0.0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0.0

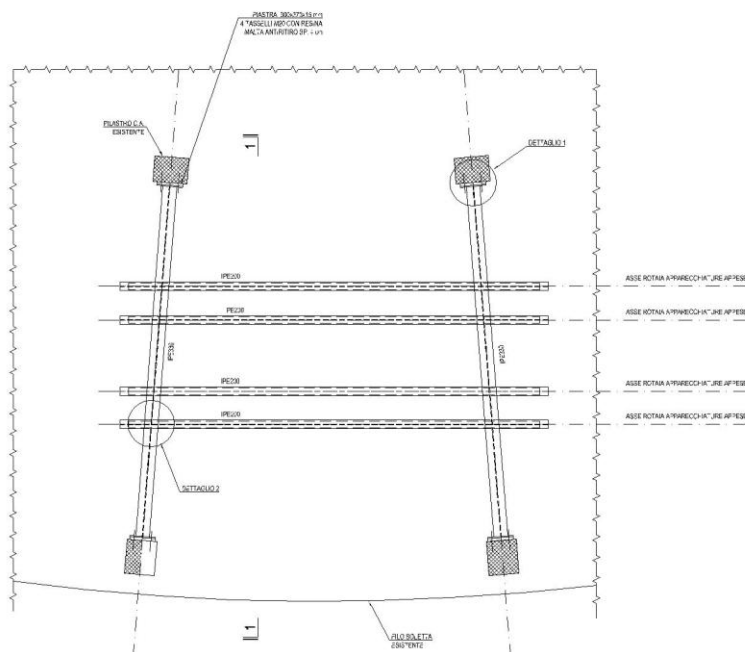
8 Analisi dell'incremento di carico sui pilastri esistenti

In questo capitolo si calcola l'incremento di carico dei pilastri esistenti conseguente al posizionamento dei nuovi macchinari di diagnostica.

Al peso proprio delle apparecchiature si aggiunge il peso della struttura in acciaio di rinforzo.



ORDITURA TRAVI CARPENTERIA INTRADOSSO PIANO PRIMO
VISTA DALL'ALTO



Peso macchinario: 15 kN

Lunghezza travi IPE200: 4.0m (peso:0.224kN/m)

n° travi IPE200: 4

Lunghezza trave IPE 330: 4.60m

n° travi IPE330: 1 (peso: 0.491kN/m)

A favore di sicurezza si considera che tutto il carico finisca su un solo pilastro.

Utilizzando un fattore di amplificazione dei carichi pari a 1.5 per la combinazione allo stato limite ultimo si ottiene un incremento di carico sui pilastri pari a:

$$\Delta N_{SLU} = 1.5 \cdot (15\text{kN}) + 1.5 \cdot (0.224\text{kN/m} \cdot 4.0\text{m} \cdot 4) + 1.5 \cdot (0.491\text{kN/m} \cdot 4.6\text{m} \cdot 4) = 41.5\text{kN}$$

Sul pilastro tipo del piano primo avente dimensioni pari a 45x40cm si ottiene quindi un incremento di pressione pari a:

$$\Delta \sigma = 41.5 \cdot 10^3 \text{ N} / (450\text{mm} \cdot 400\text{mm}) = 0.23\text{MPa} (2.3\text{kg/cm}^2)$$

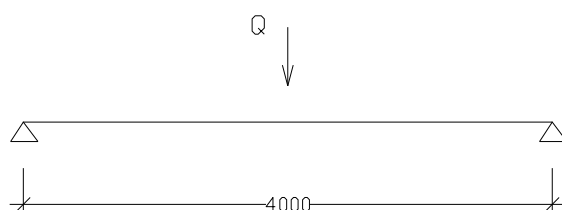
L'incremento di carico ottenuto (sovrastimato rispetto al carico effettivo) risulta trascurabile.

9 Verifiche travi di appensione

Di seguito si riportano le verifiche degli elementi principali della struttura di appensione delle apparecchiature di diagnostica. Il carico del singolo macchinario (15 kN) viene ripartito tra due travi IPE200 che riportano il carico alle travi principali IPE330 tassellate ai pilastri esistenti dell'edificio.

9.1 Verifica trave IPE200

Schema di calcolo:



Verifica SLU

Massimo momento flettente:

$$M_{sd} = 1.5 \cdot 7.5 \cdot 4 / 4 = 11.25 \text{ kNm}$$

Momento resistente (Sezione classe1):

$$M_{b,Rd} = 38.5 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$\gamma = 3.4$

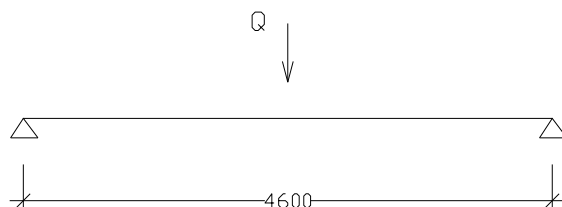
Deformazioni

Massima freccia verticale:

$$d = 2.4 \text{ mm} = L / 1600$$

9.2 Verifica trave IPE330

Schema di calcolo:



Verifica SLU

Massimo momento flettente:

$$M_{sd} = 1.5 \cdot 15 \cdot 4.6 / 4 = 25.9 \text{ kNm}$$

Momento resistente (Sezione classe1):

$$M_{b,Rd} = 138 \text{ kNm} > M_{Ed}$$

$\gamma = 5.3$

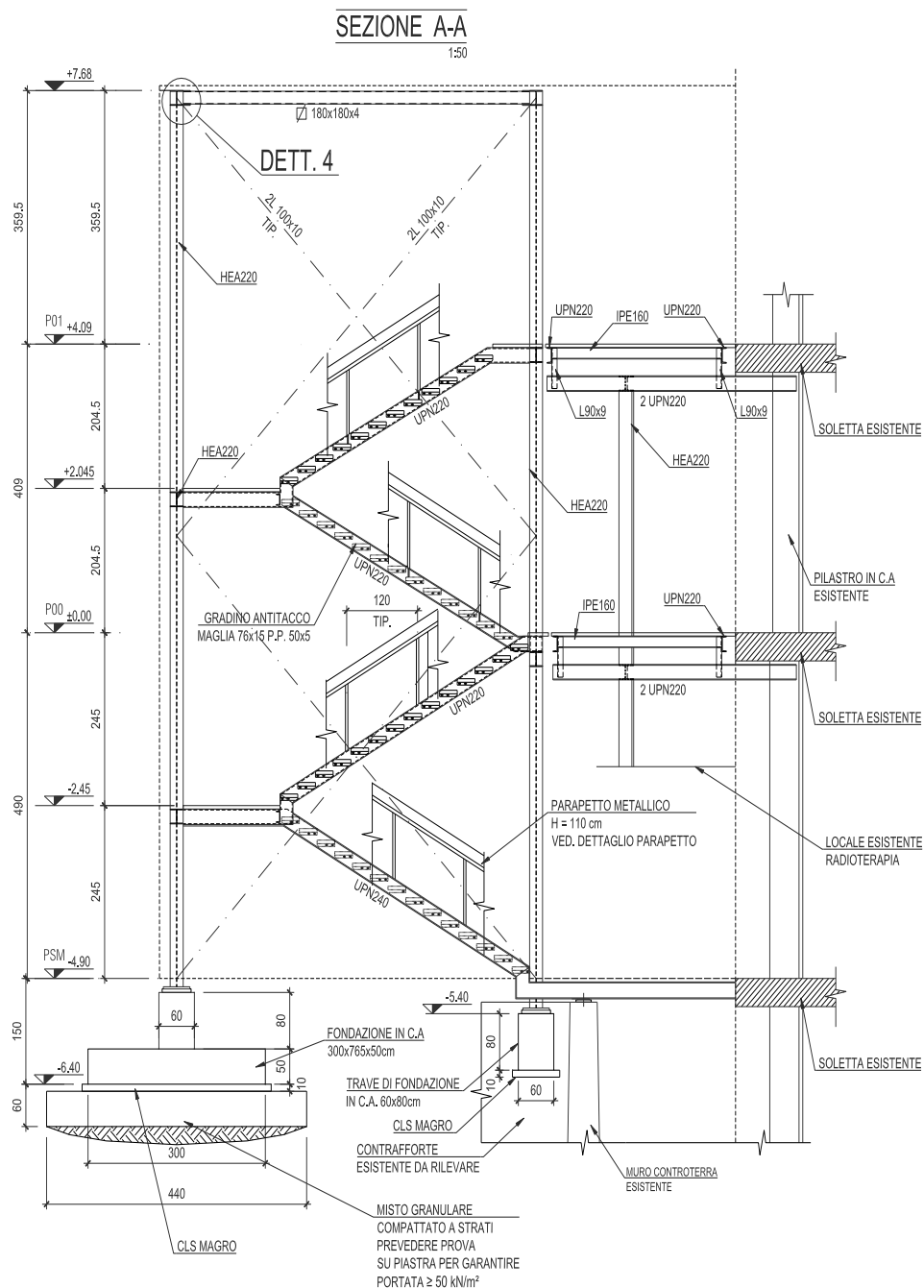
Deformazioni

Massima freccia verticale:

$$d = 1.2 \text{ mm} = L/3300$$

10 Verifica delle nuove scale

Nel seguito si riportano le verifiche degli elementi principali della nuova scala.



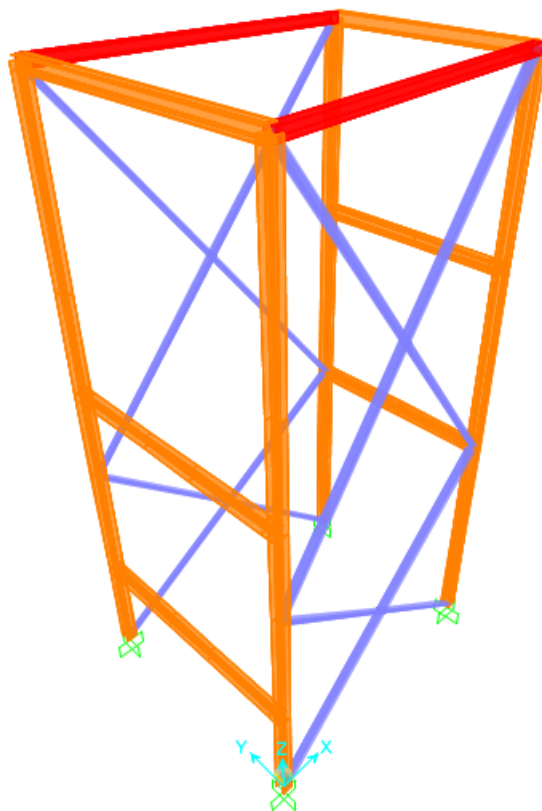
10.1 Modellazione ad elementi finiti

Al fine di esaminare il comportamento della struttura di sostegno della scala è stato predisposto un modello di calcolo tridimensionale a elementi finiti mediante il programma di calcolo **SAP2000 PLUS (Structural analysis program) Display Version 15.1.0**, prodotto da **Computers and Structures, Inc., Berkeley (CA) – U.S.A.**

Lo scopo del modello è:

- valutare gli spostamenti della struttura sotto le azioni orizzontali di progetto;
- calcolare le sollecitazioni massime negli elementi strutturali che costituiscono il sistema resistente nei confronti delle azioni orizzontali e, mediante il programma stesso, effettuarne le verifiche di resistenza.

Viene riportata di seguito un'immagine del modello di calcolo sviluppato (Il sistema di riferimento del modello è esplicitato in figura, e presenta l'asse Z orientato verso l'alto).



Modello ad elementi finiti della struttura di sostegno della scala esterna

Tutti gli elementi strutturali sono stati modellati come elementi di tipo BEAM.

I carichi agenti sulla struttura sono inseriti nel modello come segue:

- Pesi propri strutturali: i pesi propri degli elementi strutturali sono calcolati automaticamente dal programma di calcolo;

- Permanenti e variabili sulla scala: la struttura della scala non è stata modellata; i carichi dovuti a permanenti e variabili sono inseriti come carichi concentrati sulle travi dei portali;
- Baraccatura esterna: il carico dovuto al peso delle pareti di tamponamento esterne è applicato come carico uniformemente distribuito sui montanti dei telai;
- Vento: le azioni del vento, nelle due direzioni orizzontali, sono applicate come carico uniformemente distribuito sui montanti dei telai;
- Sisma: le azioni orizzontali dovute al sisma nelle due direzioni orizzontali sono applicate automaticamente dal software a valle dell'analisi sismica con spettro di risposta eseguita sulla base dell'analisi modale dell'edificio. Sono stati presi in considerazione gli stati limite di operatività (SLO), di danno (SLD) e di salvaguardia della vita (SLV).

10.2 Modi di vibrare

Nella tabella sottostante sono riportati i periodi relativi ai modi di vibrare considerati per il calcolo sismico della struttura.

Modo	Periodo [s]	Massa part. dir. X [%]	Massa part. dir. Y [%]	Massa part. cum. dir. X [%]	Massa part. cum. dir. Y [%]
1	0,747	0,000	0,783	0,000	0,783
2	0,716	0,000	0,000	0,000	0,783
3	0,513	0,050	0,000	0,050	0,783
4	0,463	0,133	0,001	0,183	0,783
5	0,388	0,365	0,000	0,549	0,783
6	0,331	0,000	0,001	0,549	0,784
7	0,276	0,000	0,010	0,549	0,795
8	0,259	0,149	0,000	0,698	0,795
9	0,235	0,000	0,060	0,698	0,855
10	0,210	0,007	0,002	0,705	0,856
11	0,189	0,007	0,002	0,712	0,858
12	0,144	0,000	0,132	0,713	0,989
13	0,138	0,081	0,000	0,794	0,990
14	0,061	0,162	0,000	0,956	0,990
15	0,051	0,005	0,007	0,961	0,997

Dalla tabella riportata si desume come la massa partecipante superi il limite dell'85% della massa sismica totale, così come prescritto dalle NTC 2008 per le analisi con spettro di risposta.

10.3 Verifica degli spostamenti

I limiti di spostamento sommitali per la struttura della scala (s_x e s_y) sono valutati nei confronti delle azioni del vento e nei confronti delle azioni sismiche allo stato limite di danno e di operatività; in particolare si considera la presenza di elementi di tamponamento collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della struttura. I limiti di spostamento risultano pertanto pari a:

Vento: $s < 0.0033 H$;
Sisma SLD: $s < 0.005 H$;
Sisma SLO: $s < 0.0033 H$.

L'altezza totale della struttura H è pari a 12.5 m.

Si riportano i valori di spostamento per ciascuna componente di azione.

Azione	s_x [mm]	s_y [mm]	s limite [mm]
Vento	6	33	41
Sisma SLD	3	14	62
Sisma SLO	2	11	41

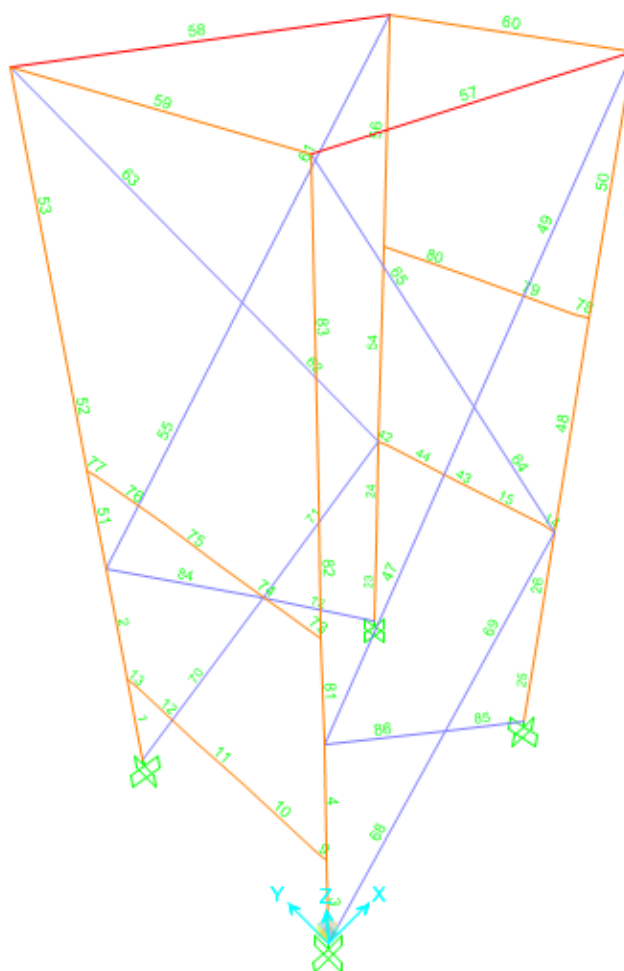
Tutti i valori di spostamento rientrano all'interno dei valori limite fissati dalla normativa.



10.4 Verifica degli elementi strutturali

Nel seguito si riportano in forma tabellare le verifiche degli elementi principali della scala, effettuate in modo automatico mediante il programma di calcolo.

Nella figura seguente si riporta la numerazione associata a ciascun elemento di cui è stata effettuata la verifica.



Nella tabella seguente sono riportate le azioni massime sollecitanti e il coefficiente di sfruttamento della sezione relativo a ciascun elemento strutturale.

# Elemento	Sezione	Tipo Elemento	N [kN]	M _{mag} [kNm]	M _{min} [kNm]	V _{mag} [kNm]	V _{min} [kNm]	T [kNm]	Coeff. Sfruttamento
48	HE220A	Column	-95,8	-35,2	0,1	-18,2	0,0	0,0	0,386
50	HE220A	Column	-15,1	-4,5	14,3	-0,8	-3,9	0,0	0,218
51	HE220A	Column	-130,7	-10,4	-0,1	21,8	0,1	0,0	0,529
52	HE220A	Column	-15,5	14,7	3,1	3,3	-6,0	0,0	0,231
53	HE220A	Column	-9,7	8,0	10,5	3,3	-1,3	0,0	0,182
54	HE220A	Column	-56,6	36,9	0,5	20,4	0,1	0,0	0,323
56	HE220A	Column	-14,3	3,6	5,4	1,7	1,5	0,0	0,110
57	TUBO180X180X4	Beam	-4,2	0,4	0,0	-0,7	0,0	0,0	0,031
58	TUBO180X180X4	Beam	-4,5	0,4	0,0	-0,7	0,0	0,0	0,031
59	HE220A	Beam	-4,6	-1,1	0,0	5,0	0,0	0,0	0,109
60	HE220A	Beam	-2,9	-1,3	0,0	4,0	0,0	0,0	0,058
73	HE220A	Beam	-10,8	-81,9	0,0	-83,8	0,0	0,0	0,434
74	HE220A	Beam	-10,8	-60,0	0,0	-51,1	0,0	0,0	0,322
75	HE220A	Beam	-11,7	39,7	0,0	-10,3	0,0	0,0	0,280
76	HE220A	Beam	-10,8	-16,7	0,0	50,1	0,0	0,0	0,322
77	HE220A	Beam	-10,8	-59,9	0,0	83,6	0,0	0,0	0,434
78	HE220A	Beam	-8,8	-45,8	0,0	-62,1	0,0	0,0	0,244
79	HE220A	Beam	-8,8	-29,7	0,0	-29,3	0,0	0,0	0,161
80	HE220A	Beam	-8,8	-3,4	0,0	29,6	0,0	0,0	0,238
81	HE220A	Column	-130,4	10,4	-0,1	-21,8	-0,1	0,0	0,527
82	HE220A	Column	-15,2	-14,8	3,0	-3,3	-6,0	0,0	0,229
83	HE220A	Column	-9,4	-8,1	10,4	-3,3	-1,3	0,0	0,181
1	HE220A	Column	-212,7	47,8	0,0	35,0	0,1	0,0	0,463
2	HE220A	Column	-123,1	55,9	0,1	27,2	0,1	0,0	0,422
3	HE220A	Column	-213,0	-47,8	0,0	-35,0	-0,1	0,0	0,462
4	HE220A	Column	-123,4	-55,9	-0,2	-27,2	0,0	0,0	0,424
9	HE220A	Beam	-5,3	-84,0	0,0	-83,2	0,0	0,0	0,441
10	HE220A	Beam	-5,3	-62,3	0,0	-50,4	0,0	0,0	0,331
11	HE220A	Beam	-3,0	22,1	-17,4	-3,9	0,1	0,0	0,296
12	HE220A	Beam	-5,3	-19,6	0,0	49,5	0,0	0,0	0,330
13	HE220A	Beam	-5,3	-62,2	0,0	82,9	0,0	0,0	0,441
14	HE220A	Beam	1,5	-82,2	0,0	-89,4	0,0	0,0	0,517
15	HE220A	Beam	1,5	-58,9	0,0	-56,6	0,0	0,0	0,336
23	HE220A	Column	-152,4	58,3	0,0	24,3	0,0	0,0	0,465
24	HE220A	Column	-145,9	-20,8	0,1	20,3	0,0	0,0	0,396
25	HE220A	Column	-182,6	-58,3	0,0	-24,3	-0,1	0,0	0,495
26	HE220A	Column	-176,1	20,8	0,3	-20,2	-0,1	0,0	0,429
42	HE220A	Beam	1,5	-59,7	0,0	89,6	0,0	0,0	0,523
43	HE220A	Beam	3,7	53,3	0,0	14,0	0,0	0,0	0,343
44	HE220A	Beam	1,5	-11,3	0,0	56,5	0,0	0,0	0,340
47	2L100X10/10/	Brace	4,6	-0,5	1,3	0,6	-0,3	0,0	0,061
49	2L100X10/10/	Brace	5,4	-0,5	1,3	-0,6	-0,3	0,0	0,062
55	2L100X10/10/	Brace	4,1	-0,5	-1,4	0,6	-0,3	0,0	0,065
61	2L100X10/10/	Brace	4,9	-0,5	-1,4	-0,6	-0,3	0,0	0,065
62	2L100X10/10/	Brace	-11,2	0,0	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,088
63	2L100X10/10/	Brace	-9,2	-0,5	0,0	-0,6	0,0	0,0	0,074
64	2L100X10/10/	Brace	-11,3	0,0	0,0	-0,3	0,0	0,0	0,088
65	2L100X10/10/	Brace	-9,3	-0,5	0,0	-0,6	0,0	0,0	0,074
68	2L100X10/10/	Brace	-19,7	0,0	0,0	-0,3	-0,1	0,0	0,114
69	2L100X10/10/	Brace	-17,4	-0,5	-0,4	-0,6	-0,1	0,0	0,104
70	2L100X10/10/	Brace	-16,4	0,0	0,0	-0,3	-0,1	0,0	0,098
71	2L100X10/10/	Brace	-14,1	-0,5	0,4	-0,6	-0,1	0,0	0,089
72	2L100X10/10/	Brace	-29,9	0,0	0,0	-0,4	0,0	0,0	0,087
84	2L100X10/10/	Brace	-27,2	-0,6	0,1	-0,7	0,0	0,0	0,079
85	2L100X10/10/	Brace	-29,7	0,0	0,0	-0,4	0,0	0,0	0,086
86	2L100X10/10/	Brace	-27,0	-0,6	-0,1	-0,7	0,0	0,0	0,078

Dal momento che i coefficienti di sfruttamento risultano inferiori a 1, tutti gli elementi strutturali risultano verificati.

10.5 Verifica dei cosciali

I cosciali della scala sono realizzati con profili tipo UPN220 e UPN240 (prima rampa). La verifica è effettuata secondo lo schema di trave in semplice appoggio sollecitata da un carico uniformemente distribuito. Si riportano nel dettaglio le verifiche dei cosciali in quanto non inclusi nel modello di calcolo della struttura della scala.

Verifica cosciale UPN220

Geometria:

UPN220

$I =$	2691 cm ⁴	(inerzia)
$A_v =$	19.8 cm ²	(area di taglio)
$W_{el} =$	245 cm ³	(modulo elastico)
$L =$	6.10 m	(luce di calcolo)

Carichi:

Larghezza di influenza: 1m

Peso proprio:	0.3 kN/m
Parapetto:	0.3 kN/m
Sovraccarico permanente:	1.0 kN/m
Sovraccarico variabile:	4.0 kN/m

Verifiche:

$p_{sle}:$	5.60 kN/m
$p_{slu}:$	8.10 kN/m

$f = 18\text{mm (L/341)}$

$M_{slu} = 37.7\text{kNm} \Rightarrow \sigma = 154\text{MPa}$

$V_{slu} = 24.8\text{kN} \Rightarrow \tau = 13\text{MPa}$

Da cui:

$$\sigma_{id} = 156 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338\text{MPa}$$

Si omette la verifica di stabilità flessio-torsionale in quanto la trave risulta efficacemente ritenuta allo sbandamento.

Le verifiche di deformazione e di resistenza risultano soddisfatte.

Verifica cosciale UPN240

Geometria:

UPN240

$I =$	3599 cm ⁴	(inerzia)
$A_v =$	22.8 cm ²	(area di taglio)
$W_{el} =$	300 cm ³	(modulo elastico)
$L =$	7.10 m	(luce di calcolo)

Carichi:

Larghezza di influenza: 1m

Peso proprio:	0.3 kN/m
Parapetto:	0.3 kN/m
Sovraccarico permanente:	1.0 kN/m
Sovraccarico variabile:	4.0 kN/m

Verifiche:

$p_{sle}:$	5.60 kN/m
$p_{slu}:$	8.10 kN/m

$f = 25\text{mm} (L/290)$

$M_{slu} = 51.1 \text{ kNm} \Rightarrow \sigma = 171 \text{ MPa}$

$V_{slu} = 28.8 \text{ kN} \Rightarrow \tau = 13 \text{ MPa}$

Da cui:

$$\sigma_{id} = 173 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

Si omette la verifica di stabilità flessio-torsionale in quanto la trave risulta efficacemente ritenuta allo sbandamento.

Le verifiche di deformazione e di resistenza risultano soddisfatte.

Calcolo e verifica di giunti con coprigiunti a completo/parziale ripristino

[EN1993-1-1; EN1993-1-8]

Coefficienti di sicurezza

$$\gamma_{M0} = 1,05$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

Bulloni ali

Bullone	M20
Classe	Cl. 8.8
Numero bulloni su singola ala	$n = 6$
Gap giunto	$g = 10 \text{ mm}$
Distanza bulloni dal bordo trave	$e_1 = 40,0 \text{ mm}$
Distanza asse giunto - prima fila bulloni	$d_g = 45,0 \text{ mm}$
Passo bulloni	$p = 60 \text{ mm}$
Distanza bulloni dal bordo coprigiunto	$e_{1c} = 40 \text{ mm}$

Nota: si assume che la distanza dal bordo parallelo al carico sia $e_2 \geq 1.5d_0$

Nota: si assume che vi siano soltanto due file di bulloni

Diametro nominale	$d = 20,0 \text{ mm}$
Diametro foro	$d_0 = 21,0 \text{ mm}$
Area resistente	$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$
Resistenza a taglio	$f_v = 384 \text{ MPa}$

Bulloni anima

Bullone	M20
Classe	Cl. 8.8
Diametro nominale	$d = 20,0 \text{ mm}$
Diametro foro	$d_0 = 21,0 \text{ mm}$
Area resistente	$A_{res} = 245 \text{ mm}^2$
Resistenza a taglio	$f_v = 384 \text{ MPa}$
Numero bulloni	$n = 6$
Distanza asse giunto	$d_g = 45,0 \text{ mm}$
Distanza bulloni dal bordo trave	$e_1 = 40,0 \text{ mm}$
Passo orizzontale bulloni	$p_1 = 60,0 \text{ mm}$
Distanza orizzontale bulloni dal bordo coprigiunto	$e_{1c} = 40,0 \text{ mm}$
Passo verticale bulloni	$p_2 = 70,0 \text{ mm}$
Distanza verticale bulloni dal bordo coprigiunto	$e_{2c} = 40,0 \text{ mm}$
Baricentro bullonatura	$x_G = 60,0 \text{ mm}$
	$y_G = 35,0 \text{ mm}$
Massima distanza orizzontale bullone	$x_{max} = 60,0 \text{ mm}$
Massima distanza verticale bullone	$y_{max} = 35,0 \text{ mm}$
Inerzia bullonatura	$I_p = 21750 \text{ mm}^2$

Profilo e piatti

Acciaio	S355		
Tensione di snervamento	$f_y =$	355 MPa	
Tensione di rottura	$f_u =$	510 MPa	
Profilo	HEA220		
Altezza	$h =$	210 mm	
Larghezza	$b =$	220 mm	
Spessore anima	$a =$	7,0 mm	
Spessore ali	$e =$	11,0 mm	
Raggio raccordo	$r =$	18 mm	
Altezza anima	$h_1 =$	152,0 mm	
Area	$A =$	64,34 cm ²	
Modulo di resistenza elastico	$W_{el} =$	515,2 cm ³	
Modulo di resistenza plastico	$W_{pl} =$	568,5 cm ³	
Area di taglio	$A_v =$	20,67 cm ²	
Inerzia	$I =$	5409,6 cm ⁴	
<u>Coprigiunto ala esterno</u>			
Spessore	$t_{ext} =$	6 mm	$\geq 5,5 \text{ mm}$
Larghezza	$b_{ext} =$	220 mm	$\leq 220,0 \text{ mm}$
<u>Coprigiunto ala interno</u>			
Spessore	$t_{int} =$	8 mm	$\geq 6,8 \text{ mm}$
Larghezza (singolo piatto)	$b_{int} =$	90 mm	$\leq 88,5 \text{ mm}$
<u>Coprigiunto anima</u>			
Spessore (singolo piatto)	$t_w =$	10 mm	$\geq 6,8 \text{ mm}$
Altezza	$h_w =$	150 mm	$\leq 152,0 \text{ mm}$

Azioni resistenti profilo lordo

Azione assiale	$N_{Rd} =$	2175,3 kN	
Momento elastico	$M_{Rd,el} =$	174,2 kNm	0,906
Momento plastico	$M_{Rd,pl} =$	192,2 kNm	
Taglio	$V_{Rd} =$	403,5 kN	

Azioni sollecitanti profilo

Azione assiale	$N_{Ed} =$	12,0 kN	≥ 0	
Momento	$M_{Ed} =$	84,0 kNm		
Taglio	$V_{Ed} =$	101,0 kN		
$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{Ed}/M_{Rd,el} =$				0,49 $\leq 1,00$ OK!
$N_{Ed}/N_{Rd} + M_{Ed}/M_{Rd,pl} =$				0,44 $\leq 1,00$ OK!
$V_{Ed}/V_{Rd} =$				0,25 $\leq 1,00$ OK!

Capacity design (azione assiale)

Resistenza assiale sezione netta totale $N_{net,Rd} = 1915,3 \text{ kN} \geq 2175,3 \text{ kN}$ 1,136

Nota: se Capacity Design azione assiale verificato non vengono depurati i fori nell'anima in flessione [cfr. EN1993-1-1, 6.2.5(5)] pertanto per la sola verifica della sezione netta si può attribuire l'area dei raccordi alle ali.

Ridistribuzione azioni di progetto su profilo (verifica giunzione)

A favore di sicurezza si verifica la sezione netta del profilo detraendo tutti i fori per l'azione assiale e solo i fori in trazione (metà profilo) in flessione considerando la resistenza plastica del profilo. Si considera trascurabile l'eccentricità tra baricentro della sezione netta rispetto alla sezione forata.

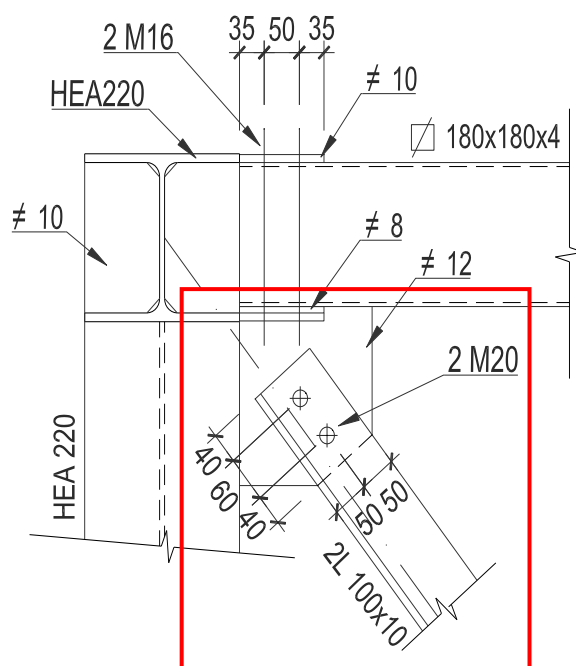
Area netta	$A_{net} = 52,2 \text{ cm}^2$	0,811
Modulo di resistenza plastico netto	$W_{pl,net} = 517,4 \text{ cm}^3$	0,910
Resistenza assiale sezione netta totale	$N_{net,Rd} = 1915,3 \text{ kN}$	0,880
Momento plastico netto	$M_{pl,net,Rd} = 190,0 \text{ kNm}$	0,988
	$N_{Ed}/N_{net,Rd} + M_{Ed}/M_{pl,net,Rd} = 0,448 \leq 1,00$	OK!
	$(N_{Ed}/N_{net,Rd})^2 + M_{Ed}/M_{pl,net,Rd} = 0,442 \leq 1,00$	OK!
Ridistribuzione azione assiale	1 Ali e anima	
Ridistribuzione momento	2 Solo ali	
Limitazione azione sulle ali	No	
Inerzia ali	$I_f = 4796,6 \text{ cm}^4$	
Area ala	$A_f = 24,2 \text{ cm}^2$	
Caso 1) Azione assiale ala dovuta a solo N	$N_{f,N,Ed} = 4,5 \text{ kN}$	
Caso 1) Azione assiale ali dovuta a solo M	$N_{f,M,Ed} = 422,1 \text{ kN}$	
	$N_f = 426,6 \text{ kN}$	
Azione assiale totale ala	$N_{f,Ed} = 426,6 \text{ kN}$	
Resistenza sezione netta ala	$N_{f,net,Rd} = 719,0 \text{ kN} \geq 0,0 \text{ kN}$	0,000 OK!
Resistenza sezione lorda coprigiunto esterno	$N_{ce,Rd} = 446,3 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,478 OK!
Resistenza sezione lorda coprigiunti interni	$N_{ci,Rd} = 486,9 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,438 OK!
Resistenza sezione netta coprigiunto esterno	$N_{ce,net,Rd} = 392,2 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,544 OK!
Resistenza sezione netta coprigiunti interni	$N_{ci,net,Rd} = 405,4 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,526 OK!
Resistenza a taglio bulloni	$F_{vb,Rd} = 564,5 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,378 OK!
Resistenza a rifollamento ala	$F_{b,Rd} = 854,9 \text{ kN} \geq 426,6 \text{ kN}$	0,499 OK!
Resistenza a rifollamento coprigiunto esterno	$F_{b,ce,Rd} = 466,3 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,457 OK!
Resistenza a rifollamento coprigiunto interno	$F_{b,ci,Rd} = 621,7 \text{ kN} \geq 213,3 \text{ kN}$	0,343 OK!

Azione assiale anima	$N_{w,Ed} =$	3,0 kN		
Momento anima	$M_{w,Ed} =$	0,0 kN		
Taglio anima	$V_{w,Ed} =$	101,0 kN		
Forza orizz. bullone per azione assiale	$F_{bH,N} =$	0,5 kN		
Forza vert. bullone per taglio	$F_{bV,V} =$	16,8 kN		
Forza orizz. bullone per mom. torcente	$F_{bH,T} =$	17,1 kN		
Forza vert. bullone per mom. torcente	$F_{bV,T} =$	29,3 kN		
Forza orizzontale totale bullone	$F_{bH} =$	17,6 kN		
Forza verticale totale bullone	$F_{bV} =$	46,1 kN		
Forza bullone	$F_b =$	49,3 kN		
Resistenza a taglio bullone	$F_{vb,Rd} =$	94,1 kN	$\geq$	24,7 kN
Resistenza a rifollamento orizzontale anima	$F_{bw,H,Rd} =$	90,7 kN	$\geq$	17,6 kN
Resistenza a rifollamento verticale anima	$F_{bw,V,Rd} =$	123,0 kN	$\geq$	46,1 kN
Resistenza a rifollamento orizzontale coprigiunti	$F_{bc,H,Rd} =$	129,5 kN	$\geq$	8,8 kN
Resistenza a rifollamento verticale coprigiunti	$F_{bc,V,Rd} =$	129,5 kN	$\geq$	23,0 kN
Resistenza sezione lorda coprigiunti	$M_{c,Rd} =$	38,0 kNm	$\geq$	0,0 kNm
Resistenza sezione netta coprigiunti	$M_{c,net,Rd} =$	30,5 kNm	$\geq$	0,0 kNm
Resistenza a taglio sezione lorda coprigiunti	$V_{c,Rd} =$	390,4 kN	$\geq$	101,0 kN
Resistenza sezione netta anima	$N_{w,net,Rd} =$	477,4 kN	$\geq$	3,0 kN
Resistenza sezione lorda coprigiunti	$N_{c,Rd} =$	1014,3 kN	$\geq$	3,0 kN
Resistenza sezione netta coprigiunti	$N_{c,net,Rd} =$	793,2 kN	$\geq$	3,0 kN
Verifica combinata coprigiunti lordi	$M_{w,Ed}/M_{c,Rd} + N_{w,Ed}/N_{c,Rd} =$			0,003 OK!
Verifica combinata coprigiunti netti	$M_{w,Ed}/M_{c,net,Rd} + N_{w,Ed}/N_{c,net,Rd} =$			0,004 OK!

Tutte le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

10.7 Verifica dei nodi di collegamento dei controventi

Si verifica il nodo di collegamento dei controventi ai montanti, realizzato mediante piatto saldato ai montanti e imbullonato ai controventi.



Si verifica il giunto considerando l'azione assiale massima allo SLU/SLV che sollecita il controvento.

$$N_{Sd} = 30 \text{ kN}$$

Verifica di resistenza a taglio dei bulloni

Forza di taglio agente su ciascun bullone (2x M20 cl. 8.8)

$$F_{v,Sd} = N_{Sd} / 2 = 30 \text{ kN} / 2 = 15 \text{ kN}$$

Forza di taglio resistente esercitata da ciascun bullone

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0,6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 245 \text{ mm}^2 / 1,25 = 94 \text{ kN}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$F_{v,Sd} / F_{v,Rd} = 15 \text{ kN} / 94 \text{ kN} = 0,16 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

Verifica di resistenza della piastra sp. 10 mm

- *Verifica di resistenza a trazione*

La verifica è condotta considerando una ripartizione degli sforzi provenienti dal controvento all'interno della piastra pari a 15°.

$$\sigma_{Sd} = N_{Sd} / (10 \text{ mm} \cdot (100 + 2 \cdot 140 \cdot \tan 15^\circ) \text{ mm}) = 17.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Rd} = f_y / \gamma_{M0} = 355 \text{ N/mm}^2 / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

Dal momento che $\sigma_{Sd} < \sigma_{Rd}$ la verifica è soddisfatta.

- *Verifica a rifollamento della piastra*

Compressione agente sul bordo del foro

$$F_{v,Sd} = N_{t,Sd} / 2 = 30 \text{ kN} / 2 = 15 \text{ kN}$$

Resistenza a rifollamento della piastra

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2.5 \cdot 0.66 \cdot 510 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 10 \text{ mm} / 1.25 = 134 \text{ kN}$$

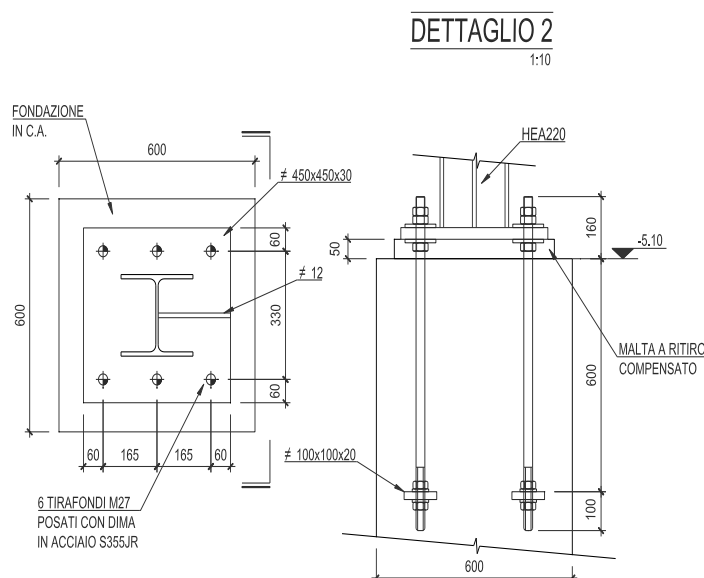
Coefficiente di sfruttamento

$$F_{v,Sd} / F_{b,Rd} = 15 \text{ kN} / 134 \text{ kN} = 0.12 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

10.8 Verifica delle piastre di base

I montanti in acciaio di sostegno della scala sono collegati alle strutture di fondazione mediante quattro piastre di base uguali tra loro. La piastra di base è caratterizzata da dimensioni pari a 450x450x30 e presenta sei tirafondi M27 in acciaio S355. Dal momento che i quattro nodi di base della struttura sono stati modellati come cerniere nella direzione dei controventi a croce, la piastra è sollecitata da momento flettente esclusivamente nel piano dei portali.



Tirafondi 3+3 M27

Sezione resistente: $A_{res} = 459 \text{ mm}^2$
Acciaio S355: $f_{yk} = 355 \text{ MPa}$

Azioni che producono le massime azioni sui tirafondi e sul calcestruzzo (involuppo combinazioni SLU/SLV).

$N_{Sd} = 242 \text{ kN}$ (massima compressione)

$N_{Sd} = 6 \text{ kN}$ (minima compressione)

$M_{x,Sd} = 59 \text{ kNm}$

$V_{x,Sd} = 24 \text{ kN}$

$V_{y,Sd} = 36 \text{ kN}$

$V_{Sd} = \sqrt{V_{x,Sd}^2 + V_{y,Sd}^2} = 44 \text{ kN}$

Attraverso un apposito programma di calcolo, si determinano i massimi sforzi di compressione sul calcestruzzo e di trazione sui tirafondi.

$\sigma_c = 6.0 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 123.9 \text{ MPa}$

Verifica a compressione del calcestruzzo

Si verifica lo sforzo di compressione trasmesso dalle piastre al calcestruzzo sottostante (C25/30).

$$\sigma_{C,Ed} = 6.0 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{ck} = 18 \text{ MPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica dei tirafondi

La verifica dei tirafondi è condotta dal punto di vista tensionale (verifica elastica).

$$\tau_{s,Ed} = V_{Sd} / (6 \cdot A_{res}) = 16.0 \text{ MPa} < f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 355 \text{ MPa} / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 195.2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{s,Ed} / (f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 0.09 \leq 1$$

$$\sigma_{s,Ed} = 123.9 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s,Ed} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0.37 \leq 1$$

$$\sigma_{Ed,id} = \sqrt{(123.9^2 + 3 \cdot 16.0^2)} \text{ MPa} = 127.0 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Ed,id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0.38 \leq 1$$

La verifica di resistenza dei tirafondi è soddisfatta.

Verifica piastra di base – lato tirafondi tesi

Si considera una diffusione del carico trasmesso dal tirafondo all'interno della piastra a 45° su un unico lato.

$$N_t = \sigma_s \cdot A_{res} = 123.9 \text{ MPa} \cdot 459 \text{ mm}^2 = 56.9 \text{ kN}$$

$$M_{s,Ed} = N_t \cdot d = 56.9 \text{ kN} \cdot 0.06 \text{ m} = 3.5 \text{ kNm}$$

$$\sigma_{s,Ed} = M_{s,Ed} / W_{s,el} = 3.5 \cdot 10^6 \text{ Nmm} / (120 \cdot 30^2 / 6) \text{ mm}^3 = 194.5 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica è soddisfatta.

Verifica piastra di base – lato calcestruzzo compresso

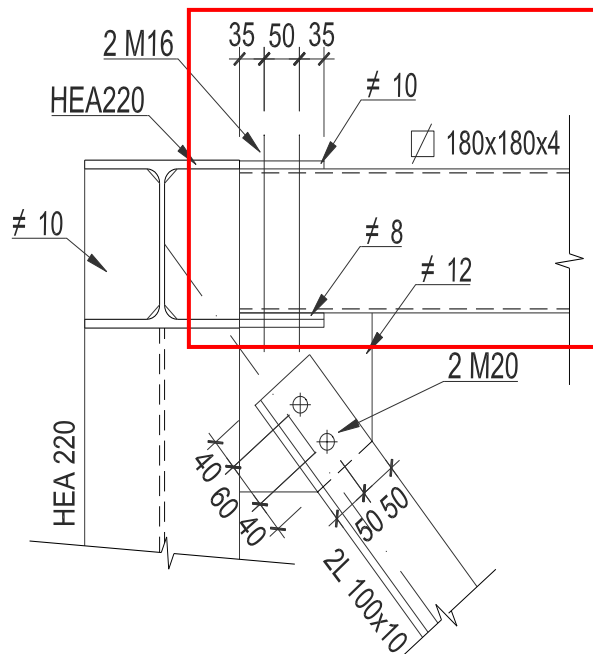
Le sollecitazioni flessionali nella piastra sono calcolate considerando un meccanismo a mensola, assumendo, a favore di sicurezza, un valore costante della pressione di contatto.

$$M_{s,Ed} = \sigma_c \cdot d^2 / 2 = 6.0 \text{ MPa} \cdot (60 \text{ mm})^2 / 2 = 10800 \text{ Nmm/mm}$$

$$\sigma_{s,Ed} = M_{s,Ed} \cdot 6 / s^2 = 10800 \text{ Nmm/mm} \cdot 6 / (30 \text{ mm})^2 = 72.0 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$

La verifica della piastra è soddisfatta.

10.9 Verifica dei collegamenti bullonati montanti-traversi



Attraverso il modello di calcolo della struttura si determina il set di azioni allo SLU/SLV che producono le sollecitazioni massime su questa tipologia di giunti.

$$N_{Ed} = 4.5 \text{ kN}$$

$$V_{Ed,v} = 0.9 \text{ kN}$$

Verifica di resistenza dei bulloni

Si determinano l'azione assiale e il taglio agenti sul singolo bullone, ottenuti sommando il contributo di ciascuna componente di sollecitazione opportunamente traslata nel baricentro della bullonatura. Nel seguito si indica con il pedice x la direzione parallela all'asse trave e con y la direzione ad esso ortogonale.

Contributo dell'azione assiale

$$F_{N,x} = N_{Ed} / (2 \cdot 4) = 4.5 \text{ kN} / 8 = 0.6 \text{ kN}$$

Contributo dell'azione tagliante verticale

$$F_{Vv,x} = (V_{Ed,v} \cdot 185 \text{ mm} / 200 \text{ mm}) / 4 = (0.9 \text{ kN} \cdot 185 \text{ mm} / 190 \text{ mm}) / 4 = 0.3 \text{ kN}$$

$$F_{Vv,z} = V_{Ed,v} / 4 = 0.9 \text{ kN} / 4 = 0.3 \text{ kN}$$

Azioni massime di trazione e taglio agenti su ciascun bullone.

$$F_{t,Ed} = F_{z,tot} = \mathbf{0.3 \text{ kN}}$$

$$F_{v,Ed} = F_{x,tot} = 0.6 \text{ kN} + 0.3 \text{ kN} = \mathbf{0.9 \text{ kN}}$$

- *Verifica di resistenza a trazione*

Azione assiale massima di trazione agente su ciascun bullone (M16 cl. 8.8)

$$F_{t,Ed} = 0.3 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione del bullone

$$F_{b,Rd} = \min\{F_{b,Rd} ; B_{p,Rd}\} = 90.4 \text{ kN}$$

dove

$$F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.9 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 157 \text{ mm}^2 / 1.25 = 90.4 \text{ kN}$$

$$B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot \pi \cdot 24 \text{ mm} \cdot 11 \text{ mm} \cdot 510 \text{ MPa} / 1.25 = 203.0 \text{ kN}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$F_{t,Ed} / F_{t,Rd} = 0.3 \text{ kN} / 90.4 \text{ kN} = 0.01 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

- *Verifica di resistenza a taglio*

Forza di taglio agente su ciascun bullone

$$F_{v,Ed} = 0.9 \text{ kN}$$

Forza di taglio resistente del bullone

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \cdot 800 \text{ MPa} \cdot 157 \text{ mm}^2 / 1.25 = 60.2 \text{ kN}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 0.9 \text{ kN} / 60.2 \text{ kN} = 0.02 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

- *Verifica di resistenza a trazione e taglio*

Deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd}) \leq 1$$

$$0.9 \text{ kN} / 60.2 \text{ kN} + 0.3 \text{ kN} / (1.4 \cdot 90.4 \text{ kN}) = 0.02 + 0.01 = 0.03 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

Verifica di resistenza del piatto sp. 10 mm

Si determinano le massime sollecitazioni agenti sul singolo piatto.

$$N = N_{Ed} / 2 + V_{Ed,v} \cdot 185 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 4.5 \text{ kN} / 2 + 0.9 \text{ kN} \cdot 185 \text{ mm} / 200 \text{ mm} = 3.1 \text{ kN}$$

$$V_z = V_{Ed,v} / 2 = 0.9 \text{ kN} / 2 = 0.5 \text{ kN}$$

- *Verifica di resistenza del piatto*

La verifica a taglio e trazione del piatto è condotta dal punto di vista tensionale (verifica elastica) in corrispondenza del punto più sollecitato della sezione.

$$\tau_{s,Ed} = V_z / A = 0.3 \text{ MPa} < f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 355 \text{ MPa} / (\sqrt{3} \cdot 1.05) = 195.2 \text{ MPa}$$
$$\tau_{s,Ed} / (f_{yk} / \sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}) = 0.01 \leq 1$$

$$\sigma_{s,Ed} = N / A = 1.5 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{s,Ed} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0.01 \leq 1$$

$$\sigma_{Ed,id} = \sqrt{(1.5^2 + 3 \cdot 0.3^2)} \text{ MPa} = 1.6 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 \text{ MPa} / 1.05 = 338.1 \text{ MPa}$$
$$\sigma_{Ed,id} / (f_{yk} / \gamma_{M0}) = 0.01 \leq 1$$

La verifica è soddisfatta.

- *Verifica a rifollamento del piatto*

Compressione agente sul bordo del foro

$$F_{v,Ed} = 0.9 \text{ kN}$$

Resistenza a rifollamento del piatto

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2} = 2.5 \cdot 0.66 \cdot 510 \cdot 16 \text{ mm} \cdot 11 \text{ mm} / 1.25 = 118.4 \text{ kN}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$F_{v,Ed} / F_{b,Rd} = 0.9 \text{ kN} / 118.4 \text{ kN} = 0.01 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

Verifica della saldatura

A favore di sicurezza si verifica la saldatura impiegando le massime sollecitazioni presenti sulla piastra.

Sollecitazioni tensionali agenti sulla singola saldatura

$$n_{\perp} = (N / (7.1 \cdot 210) \text{ mm}^2) / 2 = (3.1 \text{ kN} / (7.1 \cdot 210) \text{ mm}^2) / 2 = 1.1 \text{ MPa}$$

$$t_{\perp} = (V_z / (7.1 \cdot 210) \text{ mm}^2) / 2 = (0.5 \text{ kN} / (7.1 \cdot 210) \text{ mm}^2) / 2 = 0.2 \text{ MPa}$$

Devono essere soddisfatte le seguenti disequazioni

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2)} = \sqrt{(1.1^2 + 0.2^2)} \text{ MPa} = 1.2 \text{ MPa} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} = 0.7 \cdot 355 \text{ MPa} = 248.5 \text{ MPa}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| = 1.1 \text{ MPa} + 0.2 \text{ MPa} = 1.3 \text{ MPa} \leq \beta_2 \cdot f_{yk} = 0.85 \cdot 355 \text{ MPa} = 301.7 \text{ MPa}$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

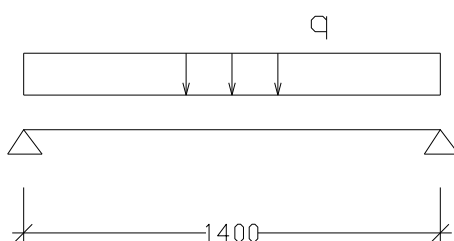
10.10 Verifica del parapetto

Nel seguito si riportano le verifiche del corrimano e del montante del parapetto della scala.

Verifica del corrimano

Il corrimano è verificato secondo uno schema di trave in semplice appoggio, con luce corrispondente alla distanza tra due montanti adiacenti, soggetto a un carico distribuito pari a 2 kN/m (spinta della folla).

Schema di calcolo



Il corrimano è costituito da un tubo rettangolare cavo di sezione 40x50x5 in acciaio S355.

Verifica di resistenza SLU

Massimo momento flettente

$$M_{Ed} = (1.5 \cdot 2 \text{ kN/m}) \cdot (1.4 \text{ m})^2 / 8 = 0.8 \text{ kNm}$$

Momento resistente (sezione classe 1)

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 11000 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa} / 1.05 = 3.7 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 0.8 \text{ kNm} / 3.7 \text{ kNm} = 0.22 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

Verifica di deformabilità SLE

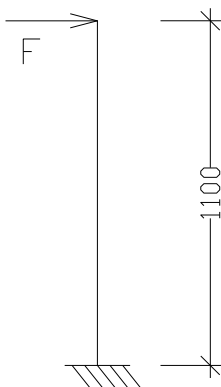
Massima freccia in mezzzeria

$$f = 2.7 \text{ mm} = L/519$$

Verifica del montante

Il montante è verificato secondo uno schema a mensola, sollecitato da una forza concentrata in sommità di entità pari alla spinta della folla sul corrimano (2 kN/m) all'interno della relativa lunghezza di influenza (distanza tra due montanti adiacenti).

Schema di calcolo



Il montante è costituito da un tubo quadro pieno di sezione 40x40 in acciaio S355.

Verifica di resistenza SLU

Forza sollecitante allo SLU

$$F = 1.5 \cdot 2 \text{ kN/m} \cdot 1.4 \text{ m} = 4.2 \text{ kN}$$

Massimo momento flettente

$$M_{Ed} = 4.2 \text{ kN} \cdot 1.1 \text{ m} = 4.7 \text{ kNm}$$

Momento resistente (sezione classe 1)

$$M_{pl,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 16000 \text{ mm}^3 \cdot 355 \text{ MPa} / 1.05 = 5.4 \text{ kNm}$$

Coefficiente di sfruttamento

$$M_{Ed} / M_{pl,Rd} = 4.7 \text{ kNm} / 5.4 \text{ kNm} = 0.87 \leq 1$$

La verifica di resistenza è soddisfatta.

10.11 Verifica delle travi di baraccatura

Le travi di baraccatura sono realizzati con profili tubolari di sezione 120x120x5. La verifica è effettuata secondo lo schema di trave in semplice appoggio sollecitata da un carico uniformemente distribuito.

Verifica tubo 120x120x5

Geometria:

TUBO 120x120x5

$I =$	507 cm ⁴	(inerzia)
$A_v =$	12.0 cm ²	(area di taglio)
$W_{el} =$	84 cm ³	(modulo elastico)
$L =$	6.10 m	(luce di calcolo)

Carichi:

Altezza di influenza: 1.5 m

Peso proprio:	0.18 kN/m (direzione verticale)
Sovraccarico variabile (vento):	1.13 kN/m (direzione orizzontale)

Verifiche:

$p_{sle,v}:$	0.18 kN/m
$p_{sle,o}:$	1.13 kN/m
$p_{slu,v}:$	0.24 kN/m
$p_{slu,o}:$	1.70 kN/m

$f_{max} = 20\text{mm (L/319)}$ (in direzione orizzontale, per effetto del vento)

$M_{slu,v} = 1.12\text{kNm} \Rightarrow \sigma = 14 \text{ MPa}$

$M_{slu,o} = 7.91\text{kNm} \Rightarrow \sigma = 95 \text{ MPa}$

$V_{slu,v} = 0.74 \text{ kN} \Rightarrow \tau = 1 \text{ MPa}$

$V_{slu,o} = 5.19 \text{ kN} \Rightarrow \tau = 5 \text{ MPa}$

Da cui:

$$\sigma_{id} = 111 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{M0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$$

Le verifiche di deformazione e di resistenza risultano soddisfatte.

11 Verifica della nuova passerella

Nel seguito si riportano le verifiche degli elementi principali della nuova passerella.

11.1 Verifica delle travi principali

Le travi principali della passerella sono realizzate con profili tipo IPE160. La verifica è effettuata secondo lo schema di trave in semplice appoggio sollecitata da un carico uniformemente distribuito.

Segue la verifica.

Geometria:

IPE160

$I=$	869cm^4	(inerzia)
$A_v=$	8.0cm^2	(area di taglio)
$W_{el}=$	108cm^3	(modulo elastico)
$L=$	3.30m	(luce di calcolo)

Carichi:

Larghezza di influenza: 1.6m

Peso proprio:	0.16kN/m
Sovraccarico permanente:	1.60kN/m
Sovraccarico variabile:	6.40kN/m

Verifiche:

$p_{sle}:$	8.16kN/m
$p_{slu}:$	11.89kN/m

$f=7\text{mm}$ ($L/478$)

$M_{slu}=16.2\text{kNm} \Rightarrow \sigma=150\text{MPa}$

$V_{slu}=19.7\text{kN} \Rightarrow \tau=25\text{MPa}$

Da cui:

$\sigma_{id}=157\text{MPa} < f_{yk}/\gamma_{m0}=355/1.05=338\text{MPa}$

Le verifiche di deformazione e di resistenza risultano soddisfatte.

11.2 Verifica delle travi di bordo

Le travi di bordo della passerella sono realizzate con profili tipo UPN220. La verifica è effettuata secondo lo schema di trave in semplice appoggio sollecitata da un carico uniformemente distribuito.

Segue la verifica.

Geometria:

UPN220

$I =$	2691 cm^4	(inerzia)
$A_v =$	19.8 cm^2	(area di taglio)
$W_{el} =$	245 cm^3	(modulo elastico)
$L =$	4.50 m	(luce di calcolo)

Carichi:

Larghezza di influenza: 1.65m

Peso proprio:	0.30 kN/m
Parapetto:	0.30 kN/m
Sovraccarico permanente:	1.65 kN/m
Sovraccarico variabile:	6.60 kN/m

Verifiche:

$p_{sle}:$	8.85 kN/m
$p_{slu}:$	12.83 kN/m

$f = 9 \text{ mm (L/538)}$

$M_{slu} = 32.5 \text{ kNm} \Rightarrow \sigma = 133 \text{ MPa}$

$V_{slu} = 28.9 \text{ kN} \Rightarrow \tau = 15 \text{ MPa}$

Da cui:

$\sigma_{id} = 136 \text{ MPa} < f_{yk} / \gamma_{m0} = 355 / 1.05 = 338 \text{ MPa}$

Le verifiche di deformazione e di resistenza risultano soddisfatte.

11.3 Verifica dei montanti

I montanti di sostegno della passerella sono realizzati con profili tipo HEA220, sollecitati da un carico concentrato di punta. La verifica è effettuata dal punto di vista degli sforzi.

Segue la verifica.

Geometria:

HEA220

I=	5410cm ⁴	(inerzia)
A _v =	14.7cm ²	(area di taglio)
W _{el} =	515cm ³	(modulo elastico)
H=	5.50m	(altezza di calcolo)

Carichi:

Area di influenza: 4.8x3.3m

Travi in acciaio:	7.92kN
Parapetto:	1.44kN
Sovraccarico permanente:	15.84kN
Sovraccarico variabile:	63.36kN

Verifiche:

P _{sle} :	88.56kN
P _{slu} :	127.80kN

$$\sigma = 20 \text{MPa} < f_{yk} / \gamma_{m0} = 355 / 1.05 = 338 \text{MPa}$$

Le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

12 Verifica delle fondazioni della scala

Nel seguito si riportano le verifiche della fondazione della scala.

12.1 Verifica della pressione sul terreno

La pressione sul terreno viene calcolata considerando la fondazione come un corpo rigido di dimensioni in pianta 3.0x7.65m.

La combinazione di carico più gravosa è quella relativa al vento:

$$1.3 G + 1.5 Q + 0.9 W$$

Plinto di fondazione				
Geometria fondazione				
Lato	A =	3.00	m	
Lato	B =	7.65	m	
Spessore base	C =	0.50	m	
Lato torrino	D =	0.60	m	
Lato torrino	E =	1.20	m	
Altezza torrino	H =	0.80	m	
Posizione torrino	X =	3.83	m	
Posizione torrino	Y =	1.50	m	
Altezza terreno	G =	1.00	m	

Analisi dei carichi (combinazione SLU)							
Azione assiale	N =	452.0	kN				
Taglio	F _x =	27.0	kN				
Taglio	F _y =	0.0	kN				
Momento flettente	M _x =	163.0	kNm				
Momento flettente	M _y =	0.0	kNm				
Peso specifico cls	γ _c =	25.00	kN/m ³				
Peso specifico terreno	γ _t =	18.00	kN/m ³				
Sovraccarico	q =	4.00	kN/m ²				
Peso proprio torrino	P _p =	14.40	kN	= γ _c D E H			
Peso proprio base	P _b =	286.88	kN	= γ _c A B C			
Totale peso proprio	P _f =	301.28	kN				
Peso terreno	P _t =	400.14	kN	= γ _t (A B - D E) G			
Sovraccarico	P _q =	88.92	kN	= q (A B - D E)			
Azione assiale totale	P _{tot} =	1242.34	kN				

Approccio 2 - (A1+M1+R3)								A1
							Permanenti	1.3
Azioni fattorate alla base della fondazione							Sovraccarico	1.5
Struttura	N =	452.00	kN					
Peso proprio	P _f =	391.66	kN				GEO	M1/R3
Terreno	P _t =	520.18	kN				γ _M	1.00
Sovraccarico	P _q =	133.38	kN				γ' _M	1.00
		1497.22	kN				γ _{R-cp}	2.30
							γ _{R-s}	1.10
Azione assiale	P =	1497.22	kN					
Taglio	V _x =	27.00	kN	= F _x				
Taglio	V _y =	0.00	kN	= F _y				
Momento flettente	M _{xt} =	198.10	kNm	= M _x + F _x (C + H)				
Mom. trasporto az.assiale	M' _{xt} =	0.00	kNm					
	M _{xt,tot} =	198.10	kNm					
Momento flettente	M _{yt} =	0.00	kNm	= M _y + F _y (C + H)				
Mom. trasporto az.assiale	M' _{yt} =	0.00	kNm					
	M _{yt,tot} =	0.00	kNm					

Eccentricità	$e_x =$	0.13 m	$= M_{xt,tot} / P$		
Eccentricità	$e_y =$	0.00 m	$= M_{yt,tot} / P$		
Pressione terreno (secondo Maierhoff)					
	$B_{rid} =$	7.39 m	$= B - 2 e_x $		
	$A_{rid} =$	3.00 m	$= A - 2 e_y $		
	$\sigma_t =$	67.6 kPa	$= P/B'A'$		

La pressione del terreno è ritenuta accettabile e pertanto la verifica è soddisfatta.

12.2 Verifica del torrino

La sezione del torrino è quadrata di lato 600 mm.
L'armatura è costituita da 8Ø16 e staffe Ø8/200.

L'involuppo delle azioni di verifica alla base del torrino sono:

$$N_{Ed,max} = 221 \text{ kN}$$

$$N_{Ed,min} = 32 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,x} = 81 \text{ kN}$$

$$M_{Ed,y} = 25 \text{ kN}$$

$$V_{Ed} = 37 \text{ kN}$$

Verifica a flessione biassiale

A favore di sicurezza si considerano contemporanei i momenti nelle due direzioni e non si considera la presenza dell'azione assiale di compressione. La verifica è condotta in accordo alla formula 4.1.10 delle NTC2008 assumendo l'esponente pari a 1.5.

$$M_{Rdx} = M_{Rdy} = 126 \text{ kNm}$$

$$(M_{Edx}/M_{Rdx})^{1.5} + (M_{Edy}/M_{Rdy})^{1.5} = (81/126)^{1.5} + (25/126)^{1.5} = 0.604 < 1.0$$

La verifica è dunque soddisfatta.

Verifica a taglio

Si verifica l'armatura a taglio presente considerando un'inclinazione del puntone compresso pari a 45°.

$$V_{Rd} = 0.9 d f_{yd} \cot \theta A_{sw} / s = 0.9 \cdot 0.53 \cdot 0.391 \cdot 1 \cdot 500 = 93 \text{ kN} > V_{Ed}$$

La verifica è dunque soddisfatta.

12.3 Verifica della platea

La platea ha altezza pari a 500 mm.

L'armatura è costituita da Ø16/200 sup./inf. in entrambe le direzioni.

Verifica a flessione

Si calcola la pressione netta agente al di sotto della fondazione considerando il peso della fondazione, del terreno e del sovraccarico presente.

$$p_{\text{net}} = 68 - 1.3 \cdot (18 + 25 \cdot 0.5) - 1.5 \cdot 4.0 = 23 \text{ kN/m}^2$$

Sulla base di uno schema cautelativo di trave semplicemente appoggiata si procede alla verifica della sezione maggiormente sollecitata.

$$M_{\text{Ed}} = 23 \cdot 5.15^2 / 8 = 76.3 \text{ kNm/m}$$

$$M_{\text{Rd}} = 163 \text{ kNm/m} > M_{\text{Ed}}$$

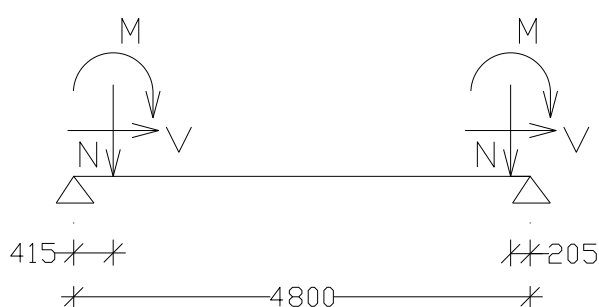
La verifica è dunque soddisfatta.

12.4 Verifica della trave di appoggio

La trave di fondazione è verificata secondo uno schema di trave in semplice appoggio da contrafforte a contrafforte senza considerare alcun appoggio sul terreno. Non risulta quindi necessaria alcuna verifica geotecnica (pressione/cedimenti del terreno).

La trave è soggetta a due sistemi di carichi concentrati in corrispondenza della posizione delle piastre di base della scala.

Schema di calcolo



La verifica è effettuata, a favore di sicurezza, considerando per entrambi i punti di vincolo le massime sollecitazioni trasmesse dalle piastre di base alla trave.

Massime sollecitazioni sulle piastre di base (involuppo combinazioni SLU/SLV).

$N_{Sd} = 242 \text{ kN}$ (massima compressione)

$N_{Sd} = 6 \text{ kN}$ (minima compressione)

$M_{x,Sd} = 59 \text{ kNm}$

$V_{Sd} = 36 \text{ kN}$

Il momento flettente concentrato agente sulla trave, M_{Sd} , è dato dalla somma del momento flettente agente direttamente sulla piastra e del momento flettente derivante dalla traslazione del taglio in asse trave.

$M_{Sd} = M_{x,Sd} + V_{Sd} \cdot 0.45 \text{ m} = 76 \text{ kNm}$

Verifica a flessione

- Armatura: $4\varnothing 24 \text{ inf.} + 4\varnothing 16 \text{ sup.}$
- Momento sollecitante: $M_{Ed} = 159 \text{ kNm}$
- Momento resistente: $M_{Rd} = 486 \text{ kNm} > M_{Ed}$

Verifica a taglio

Le verifiche sezionali a taglio saranno eseguite confrontando il taglio sollecitante con il taglio resistente, che

viene calcolato come il minore tra il “taglio trazione” e “taglio compressione”.

Il valore di $\cotg\theta$ da utilizzarsi nelle verifiche è stato assunto pari a 1.0

Zona in prossimità degli appoggi

Sono presenti staffe $\emptyset 10/10$.

Massima sollecitazione tagliante: $V_{Ed} = 285 \text{ kN}$

$$V_{Rsd} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha = 403 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta)/(1 + \cotg^2\theta) = 1391 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 403 \text{ kN} > V_{Ed} = 285 \text{ kN}$$

Zona interna della trave

Sono presenti staffe $\emptyset 10/20$.

Massima sollecitazione tagliante: $V_{Ed} = 43 \text{ kN}$

$$V_{Rsd} = 0,9 d A_{sw}/s f_{yd} (\cotg\alpha + \cotg\theta) \sin\alpha = 201 \text{ kN}$$

$$V_{Rcd} = 0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cotg\alpha + \cotg\theta)/(1 + \cotg^2\theta) = 1391 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd}) = 201 \text{ kN} > V_{Ed} = 43 \text{ kN}$$

Le verifiche a flessione e a taglio risultano soddisfatte.

12.5 Verifica dei cordoli di collegamento tra le fondazioni della scala

I cordoli di collegamento tra le fondazioni della scala sono stati dimensionati sulla base delle indicazioni contenute al cap. 7.2.5.1 della normativa NTC2008.

In particolare l'azione assiale di dimensionamento risulta pari a:

$$N_{Ed} = \pm 0.3 \cdot N_{sd} \cdot a_{max} / g$$

dove:

N_{Ed} = azione di dimensionamento del cordolo

N_{sd} = azione totale alla base della fondazione

a_{max} = accelerazione sismica massima calcolata come $a_g \cdot S$ (con $S=1.20$ e $a_g=0.081$)

L'azione totale massima alla base della fondazione posta in corrispondenza delle colonne più esterne (fondazione di dimensioni 3.0m x 7.65m) viene calcolata tramite il valore di pressione allo stato limite ultimo indicato nei paragrafi precedenti e pari a 68kN/m².

$$N_{Ed} = 0.3 \cdot (68 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.0 \text{ m} \cdot 7.65 \text{ m}) \cdot 0.081 \cdot 1.20 = 45.5 \text{ kN}$$

Verifica a trazione:

$$\text{Armatura} = 3 + 3 \Phi 12 = 678 \text{ mm}^2$$

$$\text{Resistenza a trazione} = 678 \text{ mm}^2 \cdot 450 \text{ MPa} / 1.15 = 265 \text{ kN} \gg 45.5 \text{ kN}$$

Verifica a compressione:

$$\text{Sezione resistente} = 300 \text{ mm} \times 500 \text{ mm} = 150000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Compressione lato cls} = 45.5 \cdot 10^3 \text{ N} / 150000 \text{ mm}^2 = 0.3 \text{ MPa} < f_{cd} = 0.83 \cdot 0.85 / 1.5 \cdot 25 \text{ MPa} = 11.7 \text{ MPa}$$

A favore di sicurezza si è trascurato il contributo delle armature.

Le verifiche risultano quindi soddisfatte.