

ROMA CAPITALE



MUNICIPIO I

PROPRIETA'

ENPAM
PREVIDENZA · ASSISTENZA · SICUREZZA



STAZIONE APPALTANTE

ai sensi degli artt. 3 (comma 1 lettere d e o), 59 e 60 del
Dlgs 18 aprile 2016 N° 50

FONDAZIONE ENPAM

OGGETTO DELL'APPALTO

**OPERE DI COMPLETAMENTO DEL PIANO SEMINTERRATO
DELLA SEDE DELLA FONDAZIONE ENPAM SITUATA IN
PIAZZA VITTORIO EMANUELE II N° 78**

Responsabile unico del Procedimento	Progettista Responsabile della progettazione	Ing. Angelo Raffaele Cipriani
	Assistente alla Progettazione architettonica	Arch. Lorella Riccardi
	Progettista degli Impianti	Ingegneria di Impianti Ing. B. Nutile
Verifica della Progettazione	Progettista delle Strutture	DELMAN srl Ing. Leonardo Belle Chiaie
	Progettista Acustica	Ing. Enrico De Cristofaro
	Progettista della Sicurezza in fase di Progettazione	Arch. Giovanni Guerriero

PROGETTO DEFINITIVO ED ESECUTIVO

Ai sensi dell'Articolo 23, commi 1, 2, 3, 4, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13 e 16 del Dlgs 18 aprile 2016, N° 50

TITOLO ELABORATO:	PROGETTAZIONE STRUTTURALE RELAZIONE DI CALCOLO	TAV N°:	S01R
NOME FILE:		SCALA:	-
DIMENSIONE FOGLIO: A4			
CODICE ELABORATO			
EMISSIONE			
REVISIONE			
DATA	16/03/2017		
DISEGNATO	GIOIA		
CONTROLLATO	CIBELLO		
APPROVATO	DELLE CHIAIE		



INDICE

1	DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	14
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
4	MODELLI DI CALCOLO	15
5	LE SCALE	21
5.1	Analisi dei Carichi	21
5.1.1	Carichi Verticali	21
5.2	Azione Sismica	22
5.3	Combinazioni di Carico	28
5.4	Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica	29
5.4.1	Scala D	42
5.4.2	Scala F	44
5.4.3	Scala H	45
5.4.4	Scala L	46
5.5	Verifiche di Deformabilità	47
5.5.1	Scala D	47
5.5.2	Scala F	48
5.5.3	Scala H	49
5.5.4	Scala L	50
6	LE PAVIMENTAZIONI	51
6.1	Analisi dei Carichi	51
6.1.1	Carichi Verticali	51
6.2	Azione Sismica	52
6.3	Combinazioni di Carico	54
6.4	Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica	55
6.4.1	Pavimentazione A	55
6.4.2	Pavimentazione B	56
6.4.3	Pavimentazione C	58
6.5	Verifiche di Deformabilità	60
6.5.1	Pavimentazione tipo A	60
6.5.2	Pavimentazione tipo B	62
6.5.3	Pavimentazione di tipo C	64
7	IL SOLAIO	67
7.1	Analisi dei Carichi	67
7.1.1	Carichi Verticali	67
7.2	Azione Sismica	68

7.3	Combinazioni di Carico	69
7.4	Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica	70
7.5	Verifiche di Deformabilità	72
8	VERIFICHE SUI SOLAI ESISTENTI	74
8.1	Scala D	75
8.2	Scala F-L	81
8.3	Scala H	81
9	VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO	82
9.1	Normative di riferimento	82
9.2	Codice di calcolo	82
9.3	Test di validazione: trave appoggiata	83
9.3.1	Calcolo Manuale	83
9.3.2	Calcolo Automatico	83
9.4	Test di validazione: trave a mensola	84
9.4.1	Calcolo Manuale	84
9.4.2	Calcolo Automatico	84
9.5	Test di validazione: telaio	85
9.5.1	Calcolo Manuale	85
9.5.2	Calcolo Automatico	86
9.6	Conclusioni	87

1 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Oggetto della presente relazione è la descrizione della progettazione strutturale di alcuni interventi locali, all'interno del progetto di completamento del piano seminterrato della sede della fondazione ENPAM, situata in Piazza Vittorio Emanuele II N°78.

L'edificio è composto da nove piani fuoriterra con destinazione d'uso uffici, da un piano seminterrato e da quattro piani interrati; il piano seminterrato è oggetto di questo intervento, essendo rimasto incompleto a seguito di importanti ritrovamenti archeologici avvenuti durante la fase di realizzazione dell'edificio e sarà destinato a sale conferenza, area ristoro ed esposizione archeologica.

A livello strutturale gli interventi sono costituiti dall'inserimento di quattro nuovi corpi scala, in carpenteria metallica, dalla progettazione di alcune strutture di supporto di pavimentazioni vetrate calpestabili e dalla demolizione e ricostruzione di porzioni di solaio.

La struttura dell'intero edificio è essenzialmente realizzata in acciaio con solai in lamiera collaborante e getto di completamento.

Dal punto di vista strutturale l'inserimento di questi nuovi componenti non interagisce con l'originario impianto strutturale dell'edificio; si tratta infatti di elementi autoportanti, il cui impatto come esclusivo carico verticale rientra nell'analisi dei carichi per cui sono stati dimensionati i solai esistenti.



L'immagine sottostante visualizza la posizione planimetrica degli interventi strutturali locali, oggetto della presente relazione di calcolo.

-  **SCALA D**
-  **SCALA F**
-  **SCALA H**
-  **SCALA L**
-  **PAVIMENTAZIONE A**
-  **PAVIMENTAZIONE B**
-  **PAVIMENTAZIONE C**

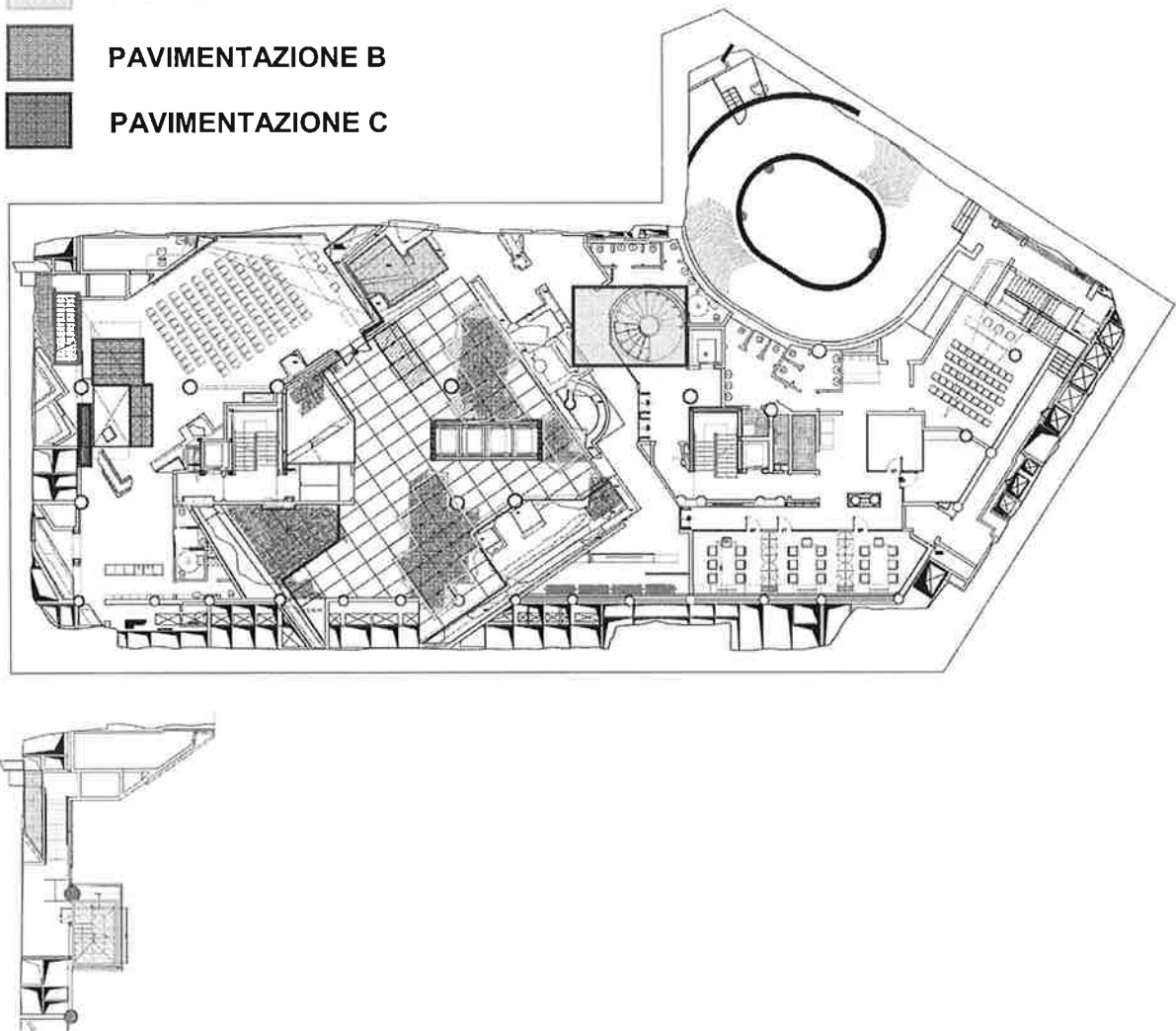


Figura 1, Planimetria

Il corpo scala D occupa uno spazio in pianta di dimensioni in pianta pari a circa 4.50mx4.50m ed è alto 5.00m; è costituito da una scala a chiocciola di raggio esterno uguale a 2.21m e raggio interno uguale a 0.61m, che ha il compito di collegare verticalmente il primo seminterrato, q.ta -4.95m (F), con l'unica quota di sbarco a q.ta +0.02m (R). La struttura portante è costituita dalla sezione a U della scala stessa, composta da due piatti verticali, che fanno anche da parapetti alla scalinata e da un piatto di fondo su cui sono appoggiati i gradini; dopo i primi $\frac{3}{4}$ di giro della scalinata si arriva ad un pianerottolo di pianta quadrata, che si andrà ad appendere per due lati sulle travi esistenti perimetrali; la scala proseguirà per altri $\frac{3}{4}$ di giro fino ad arrivare ad un altro pianerottolo, anch'esso poggiante per due lati sulle travi esistenti perimetrali. Nelle figura seguente si riporta la geometria della scala:

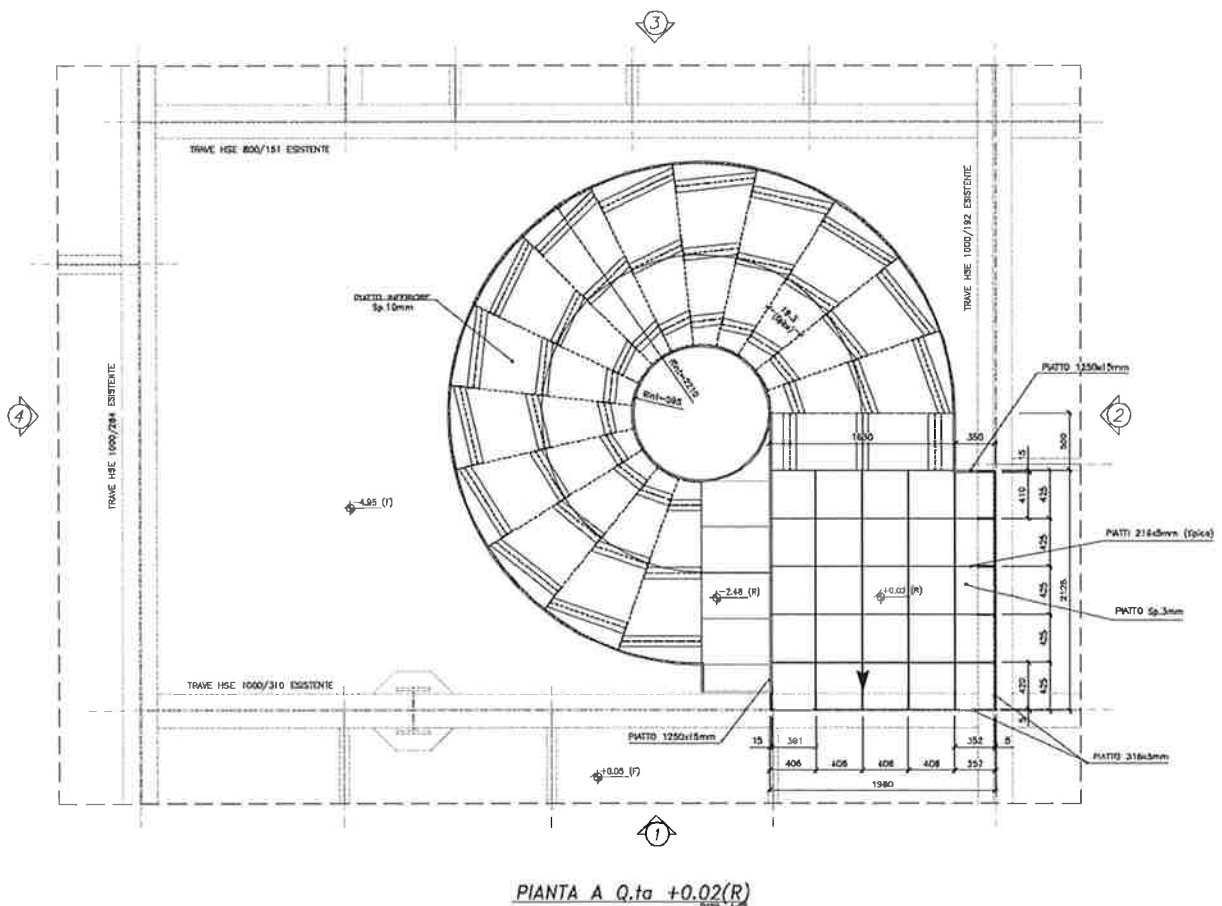


Figura 2, Scala D – Pianta

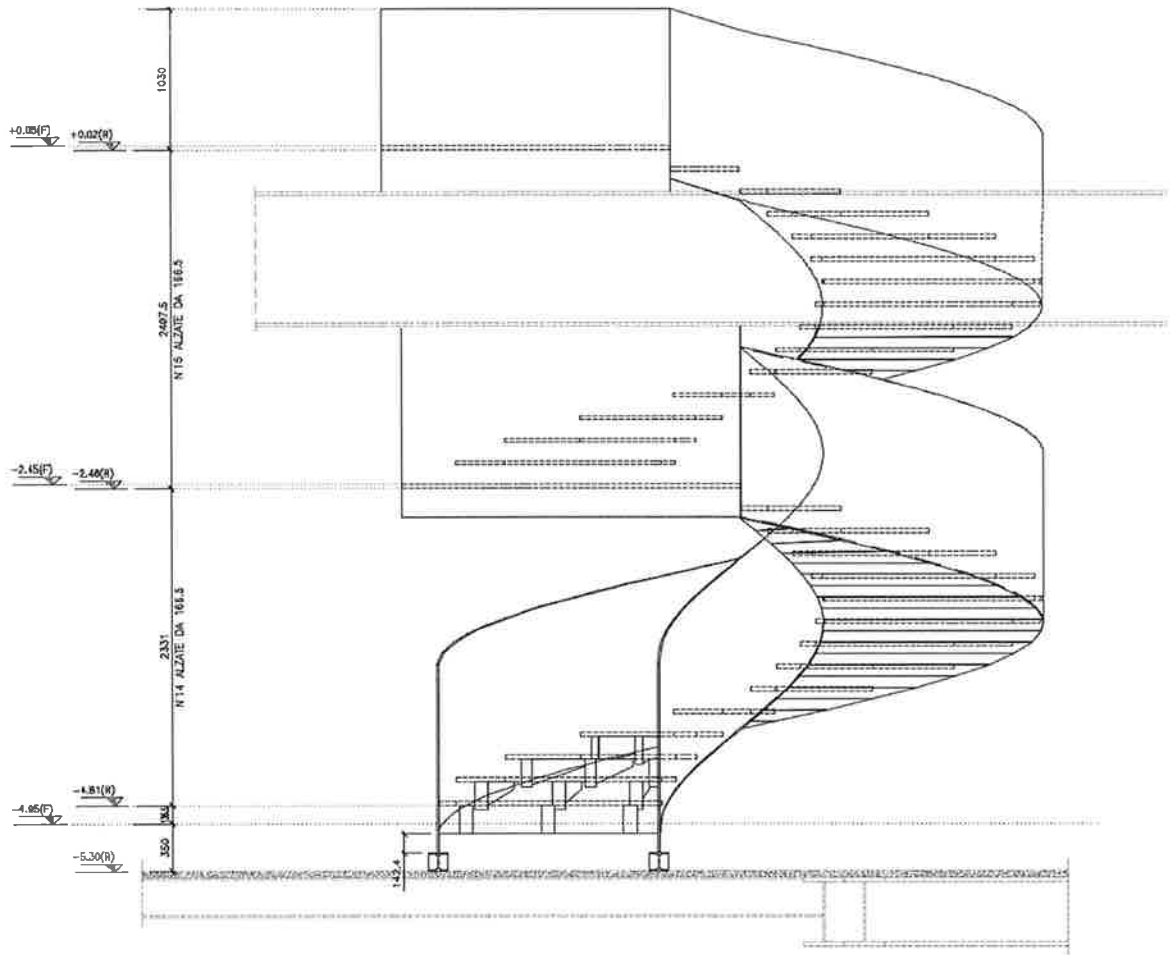


Figura 3, Scala D – Vista Frontale

Il corpo scala F ha dimensioni in pianta 3.90mx1.515m ed è alto 2.55m; è costituito da una scala ad un'unica rampa che ha il compito di collegare verticalmente il primo interrato, q.ta -4.95m (F), con il soppalco a q.ta -2.80m (F). Nelle figure seguenti si riporta la geometria della scala:

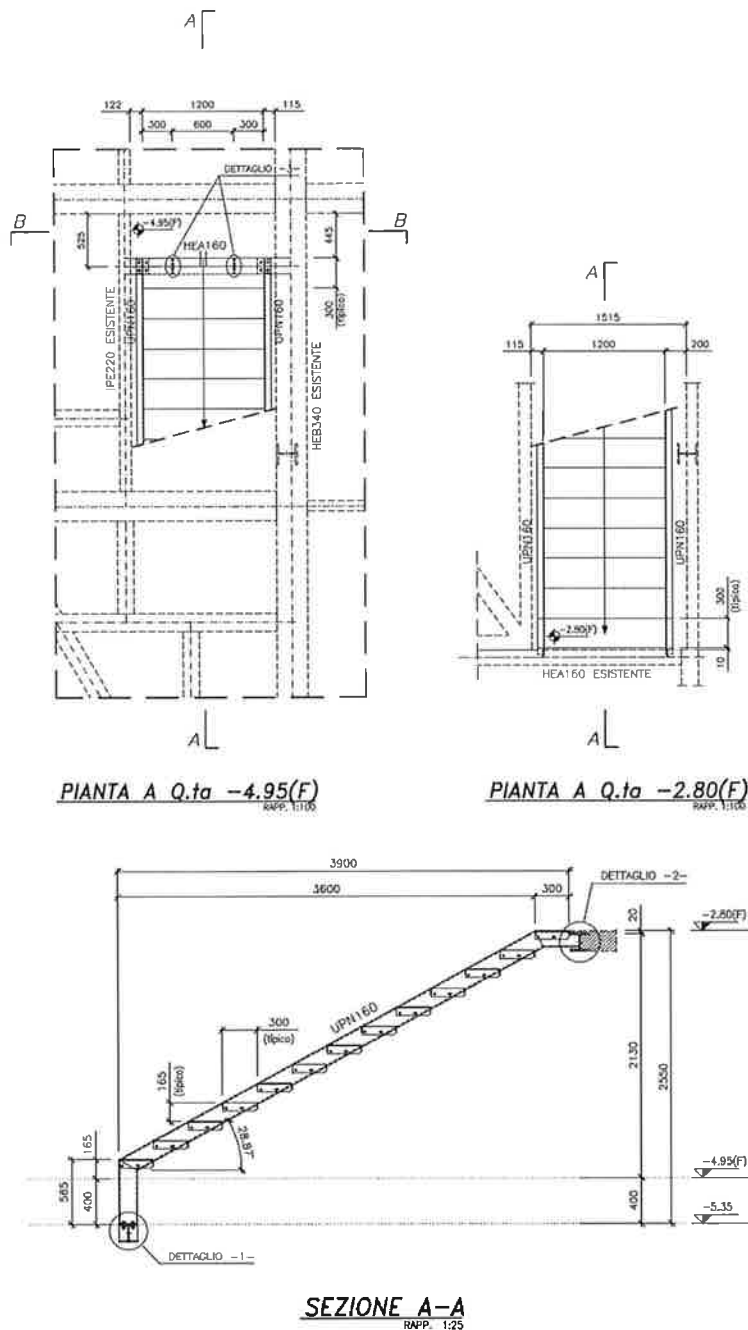
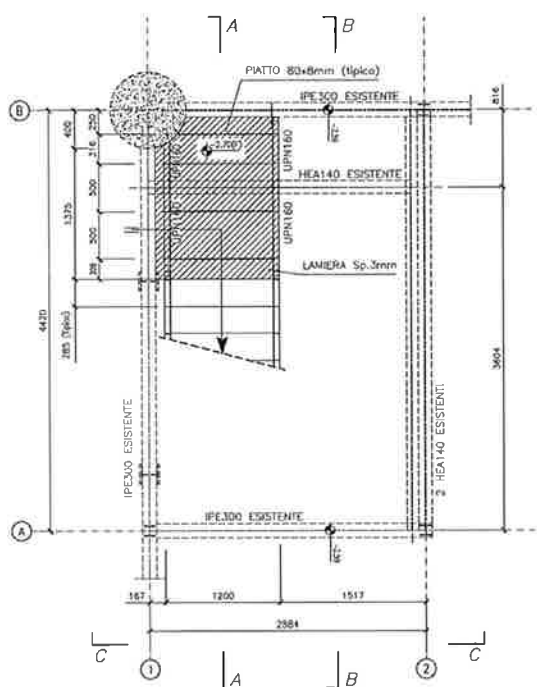
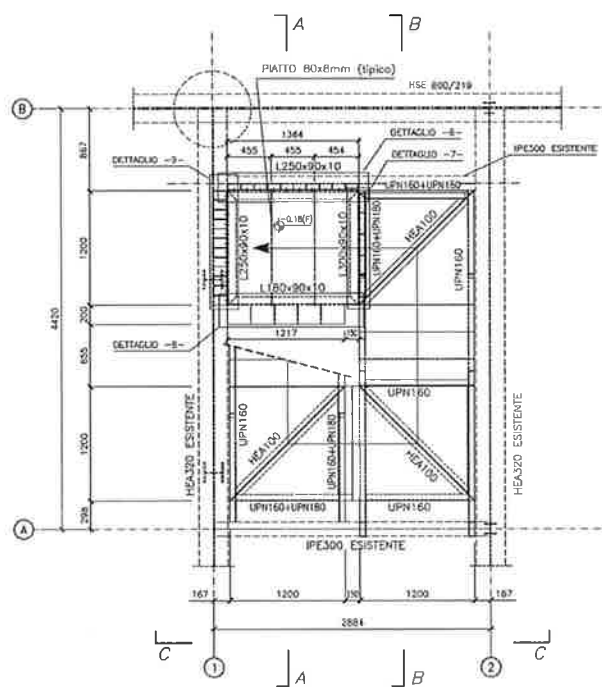


Figura 4, Scala F – Piante e Sezione A-A

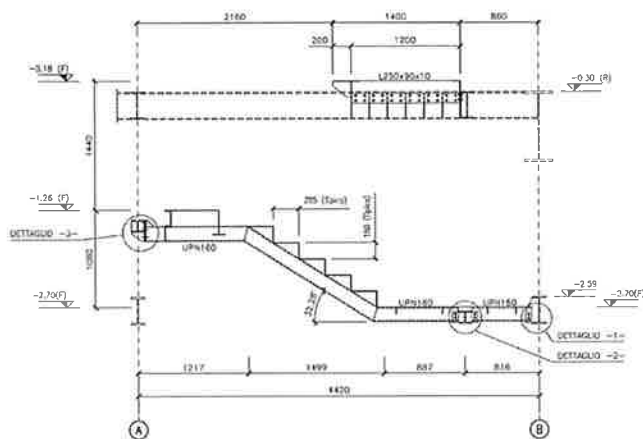
Il corpo scala H occupa dimensioni in pianta di circa 2.9mx3.6m e copre un dislivello di 2.23m; è costituito da una scala a due rampe che hanno il compito di collegare verticalmente il piano soppalcato, q.ta -2.70m (F), con il piano terra esterno a q.ta -0.18m (F). Nelle figure seguenti si riporta la geometria della scala:



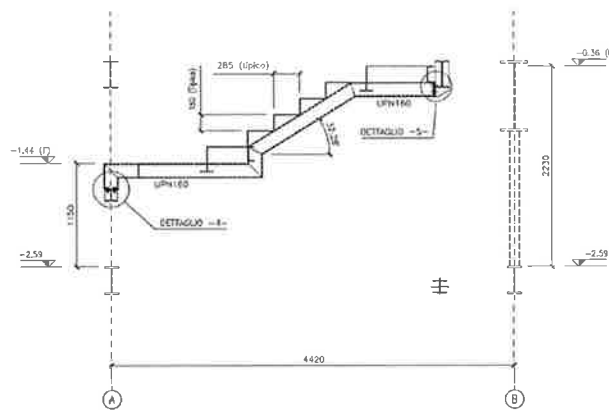
PIANTA A Q.ta -2.70(F)
RAPP. 1:25



PIANTA A Q.ta -0.18(F)
RAPP. 1:25



SEZIONE A-A
RAPP. 1:25



SEZIONE B-B
RAPP. 1:25

Figura 5, Scala H - Piante e sezioni



Il corpo scala L ha dimensioni in pianta 3.90mx1.515m ed è alto 2.50m; è costituito da una scala ad un'unica rampa che ha il compito di collegare verticalmente il secondo interrato, q.ta -8.75m (F) con il primo interrato a q.ta -4.95m (F). Si tratta di una scala di manutenzione, di utilizzo limitato. Nelle figure seguenti si riporta la geometria della scala:

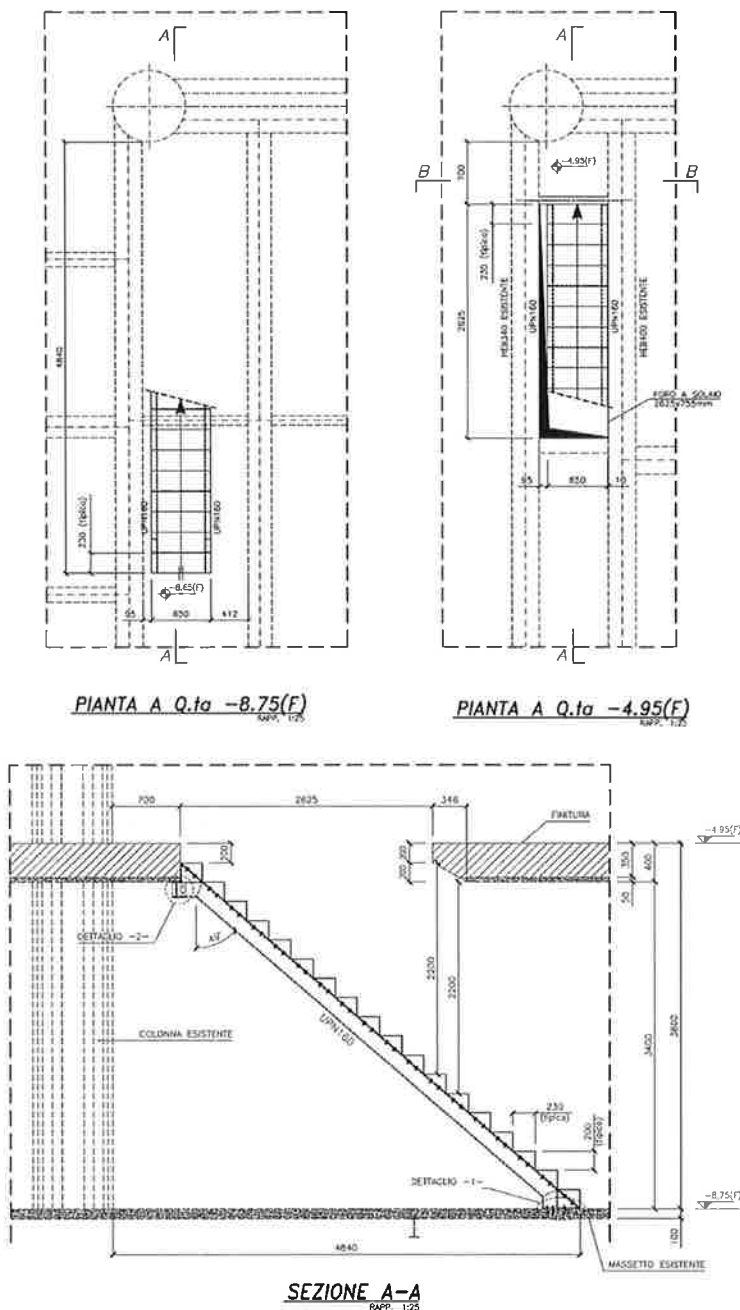


Figura 6, Scala L – Piante e Sezione A-A

La pavimentazioni vetrate sono realizzate con vetro strutturale supportato da un sistema di travi in acciaio e hanno lo scopo di mantenere a vista i reperti romani presenti all'interno dell'edificio.

La pavimentazione di tipo A è composta da lastre vetrate modulari di dimensioni pari a 1050x1700 mm, di spessore pari a 3.34cm, poggiate lungo tutto il perimetro su un sistema di profili dalla sezione scatolare 20x50x3 mm. Questa griglia di profili in acciaio è sostenuta agli spigoli e a metà del lato lungo da 6 elementi puntuali, che svolgono contemporaneamente la funzione di appoggi e regolatori di quota altimetrica, per sostenere su un unico piano la pavimentazione vetrata.

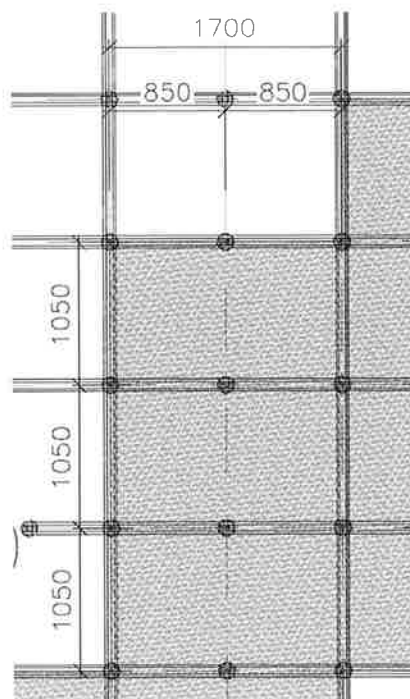


Figura 7, Stralcio pavimentazione A

La pavimentazione di tipo B copre un'area archeologica il cui solaio si trova a quota -6.90 (R), rendendo quindi necessaria la realizzazione di un sistema a telaio, costituita da pilastri di altezza pari a circa 1.9m e travi principali e secondarie, su cui saranno poggiate lungo i lati longitudinali delle lastre vestrate di varie dimensioni.

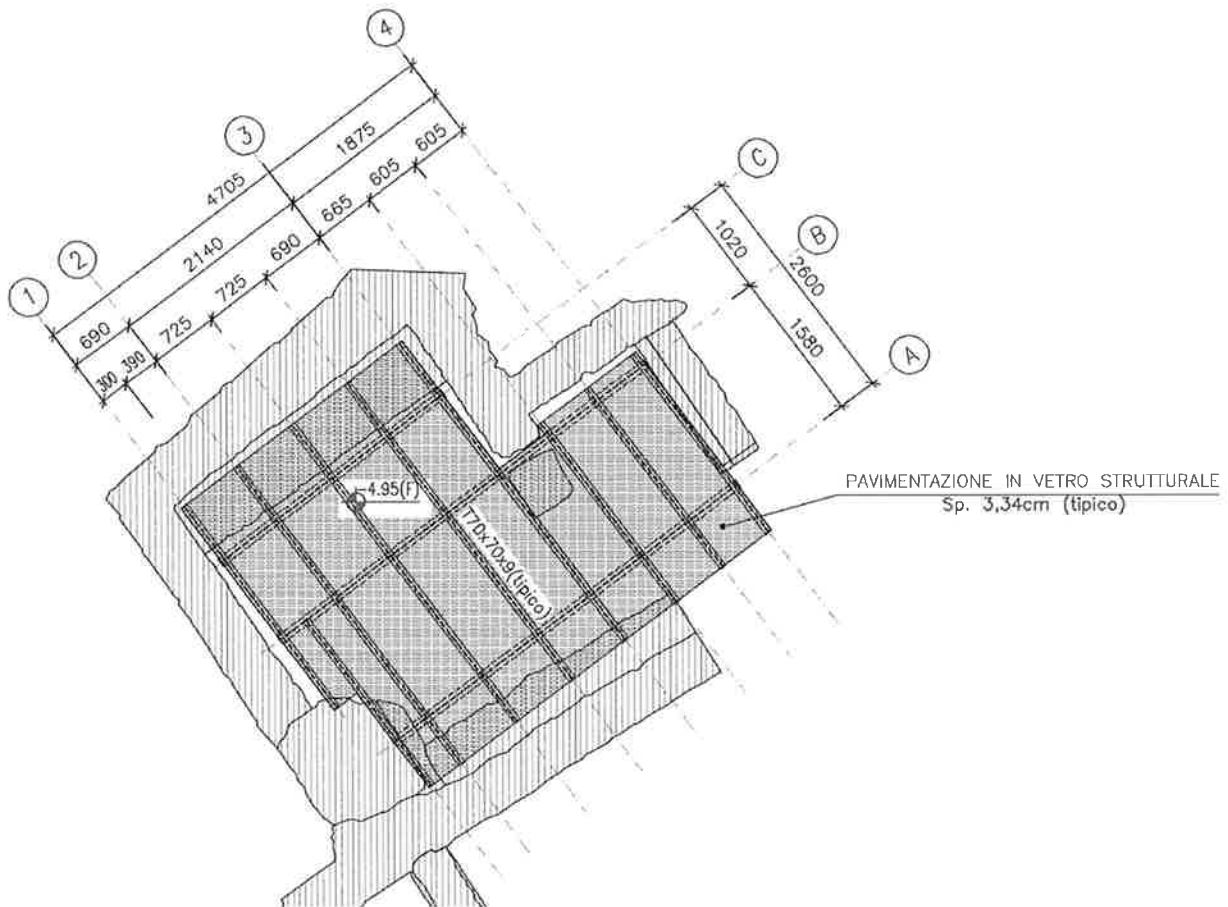
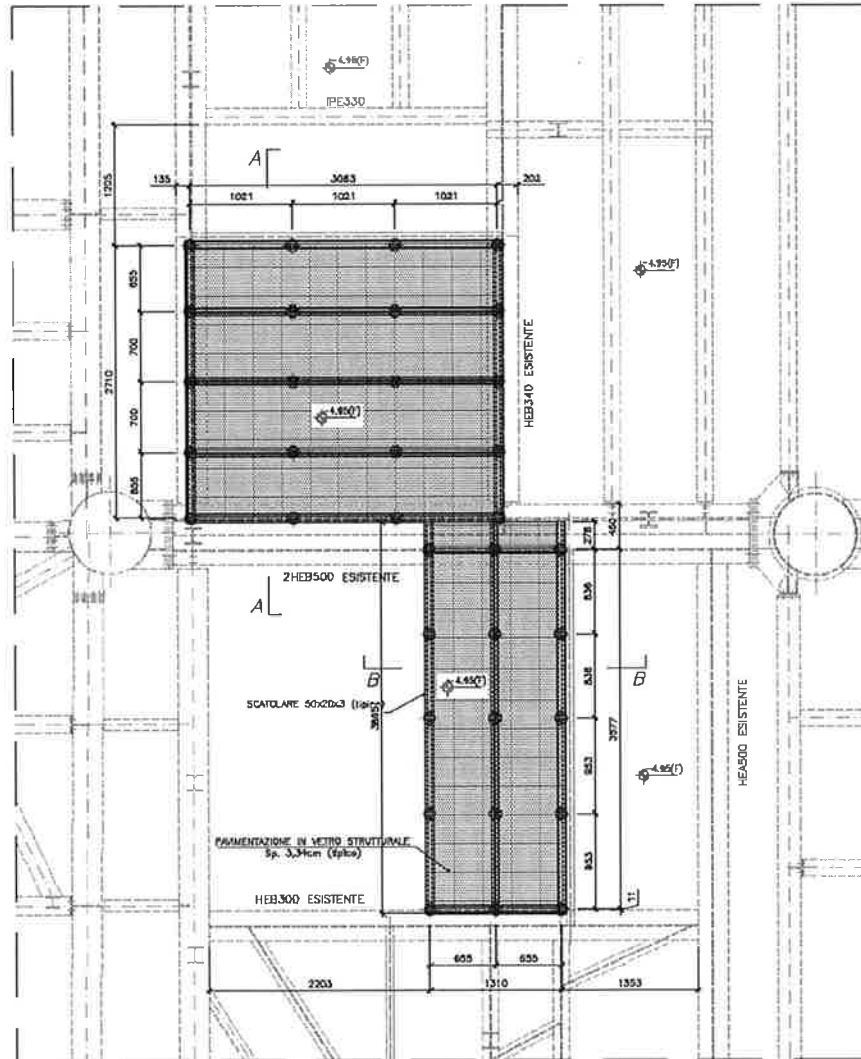


Figura 8, Pavimentazione B

La pavimentazione di tipo C copre i ritrovamenti di una scala romana, ed è costituita da lastre vetrate modulari di dimensioni pari a 700x3150 o 700x1950, di spessore pari a 3.34cm, appoggiate lungo i bordi longitudinali su un sistema analogo a quello della pavimentazione A. Questo sistema di appoggi puntuali sarà collocato direttamente su delle nuove travi in acciaio direttamente fissate sui profili esistenti del solaio del piano seminterrato.



PIANTA A Q.ta -4.95(F)
N.P.P. 1/35

Figura 9, Pavimentazione C

L'intervento della scala D prevede anche la ricostruzione di una porzione di solaio, ovvero quella parte lasciata libera dal corpo scala rispetto al vano esistente, accessibile dal piano terra d'ingresso e adibita a funzione di giardino pensile.

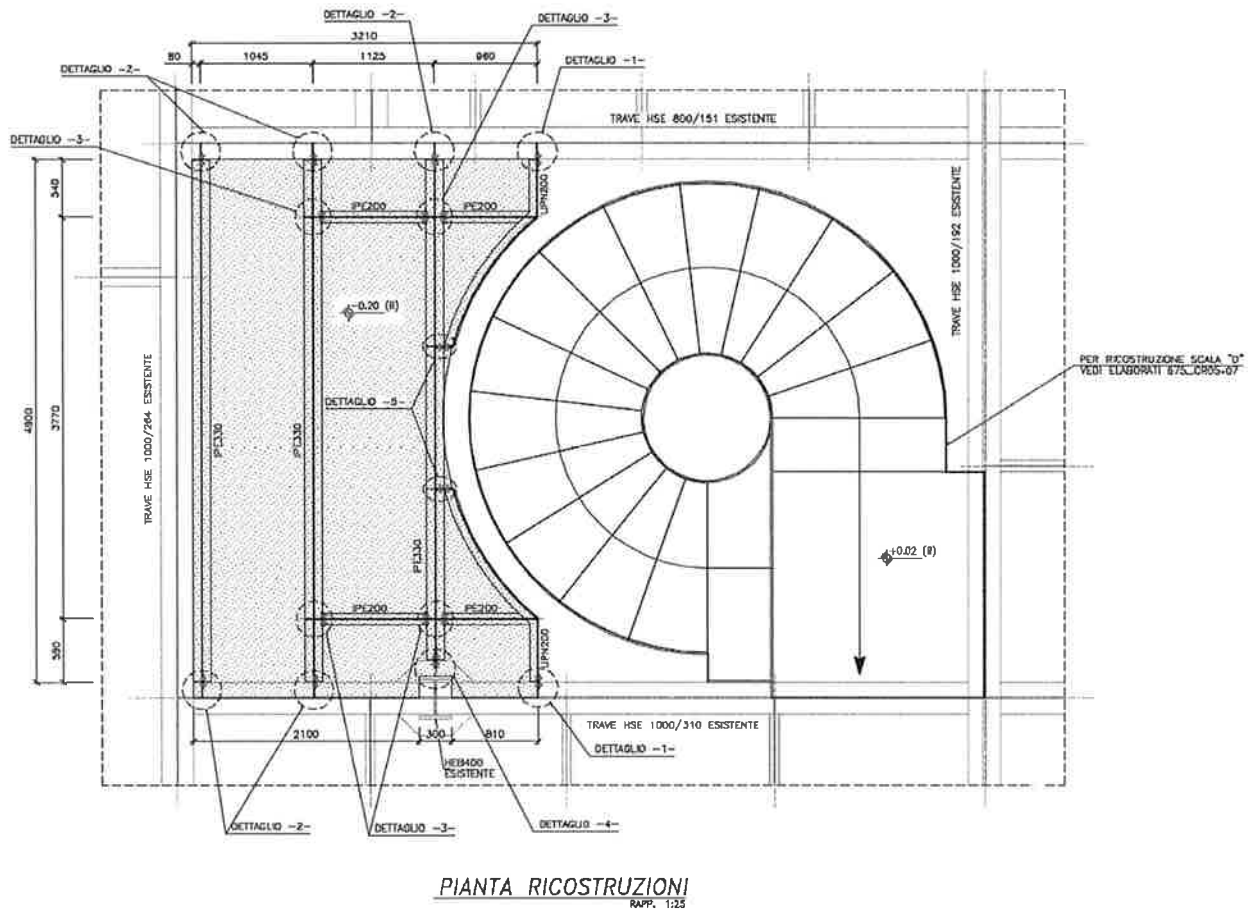


Figura 10, Solaio da ricostruire scala D

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nel progetto è stato fatto riferimento alle seguenti normative ed istruzioni:

- D.M. LL.PP. 14 gennaio 2008: "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Circolare 2 febbraio 2009 n° 617: "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"
- Eurocodice 3 (EN 1993-1-1:2005): "Progettazione Delle Strutture in Acciaio"

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano di seguito le prescrizioni da seguire nell'impiego dei materiali.

ACCIAIO DA CARPENTERIA

Acciaio S275 (UNI EN 10025-2): Profili e Piatti

Resistenza caratteristica di snervamento ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{yk} =$	275	N/mm ²
Resistenza caratteristica di snervamento ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{yk} =$	255	N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura ($t \leq 40\text{mm}$)	$f_{tk} =$	430	N/mm ²
Resistenza caratteristica di rottura ($40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$)	$f_{tk} =$	410	N/mm ²
Modulo Elastico	$E =$	210000	N/mm ²
Coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu =$	0.3	
Coefficiente di espansione termica lineare ($T \leq 100^\circ\text{C}$)	$\alpha =$	12×10^{-6}	$^\circ\text{C}^{-1}$
Densità	$\rho =$	7850	kg/m ³

BULLONI E TIRAFONDI

Bulloni ad alta resistenza (UNI EN 15048-1): Bulloni struttura in elevazione

Classe di resistenza		8.8	
Resistenza di snervamento	$f_{yb} =$	649	N/mm ²
Resistenza di rottura	$f_{tb} =$	800	N/mm ²



4 MODELLI DI CALCOLO

Le verifiche strutturali sono state effettuate sulla base delle sollecitazioni fornite da modelli matematici agli elementi finiti costruiti mediante il programma di calcolo *SAP2000*.

Di seguito si riportano le viste 3D dei modelli FEM realizzati.

Nel modello del corpo scala D, essendo i cosciali dei piatti di altezza 1.25m, la modellazione unifilare sarebbe stata eccessivamente approssimativa, e si è deciso quindi di adottare tutti elementi *shell*, sia per la base che per i cosciali stessi. La struttura risulta appoggiata alla base sul solaio del piano seminterrato esistente e ai due pianerottoli sui profili di bordo del vano del piano terra.

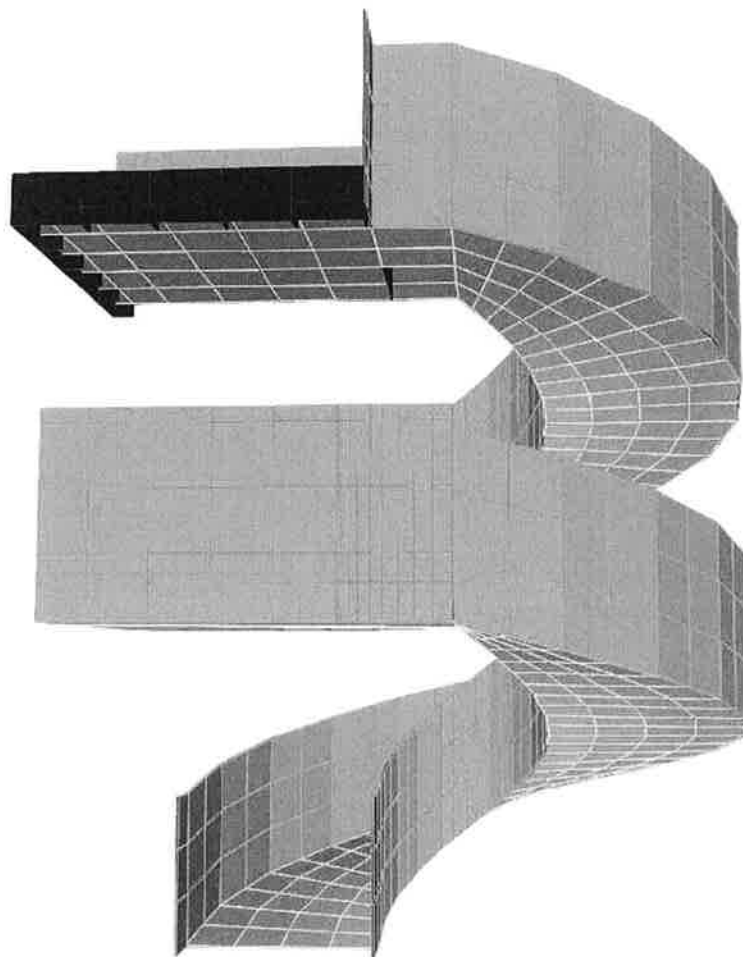


Figura 11, Scala D – 3D Modello FEM

Nei modelli di calcolo dei corpi scala F, H ed L, si sono adottati degli elementi *frame* per modellare i cosciali e su di essi sono stati poi applicati i carichi agenti. Si tratta di travi semplicemente appoggiate con carichi uniformemente distribuiti.



Figura 12, Scala F – 3D Modello FEM

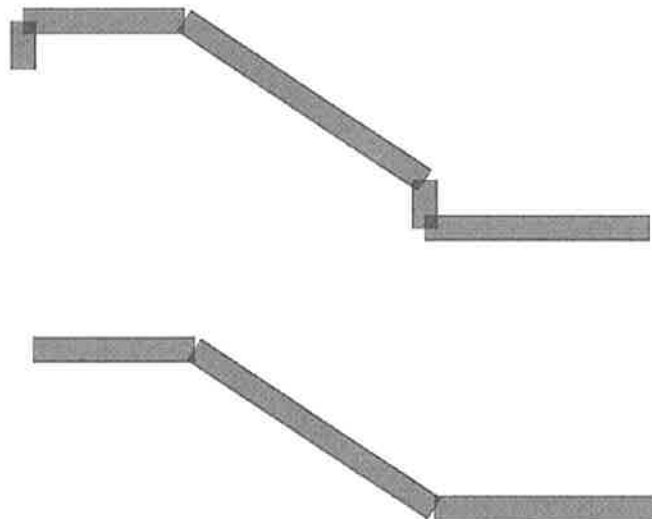


Figura 13, Scala H – 3D Modello FEM



Figura 14, Scala L – 3D Modello FEM

Anche nel modello di calcolo della pavimentazione A si sono adottati elementi unifilari di tipo *frame*, che corrispondono alla struttura perimetrale su 6 appoggi su cui saranno fissate le lastre vetrate, rappresentate nel modello come carichi uniformemente distribuiti.

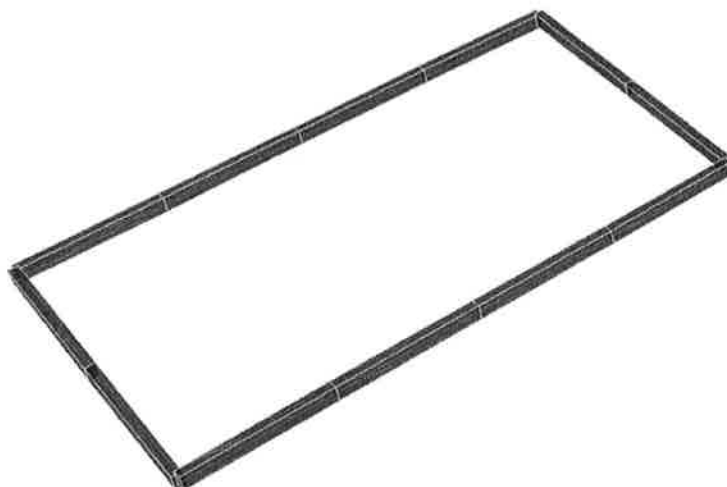


Figura 15, Pavimentazione A – 3D Modello FEM

Il modello di calcolo della struttura di supporto della pavimentazione B utilizza sempre elementi unifilari di tipo *frame*, che costituiscono un sistema a telaio costituito da pilastri, profili principali di collegamento tra i pilastri e profili secondari orditi sopra a quelli principali, sui quali a loro volta si poggiano le lastre di vetro.

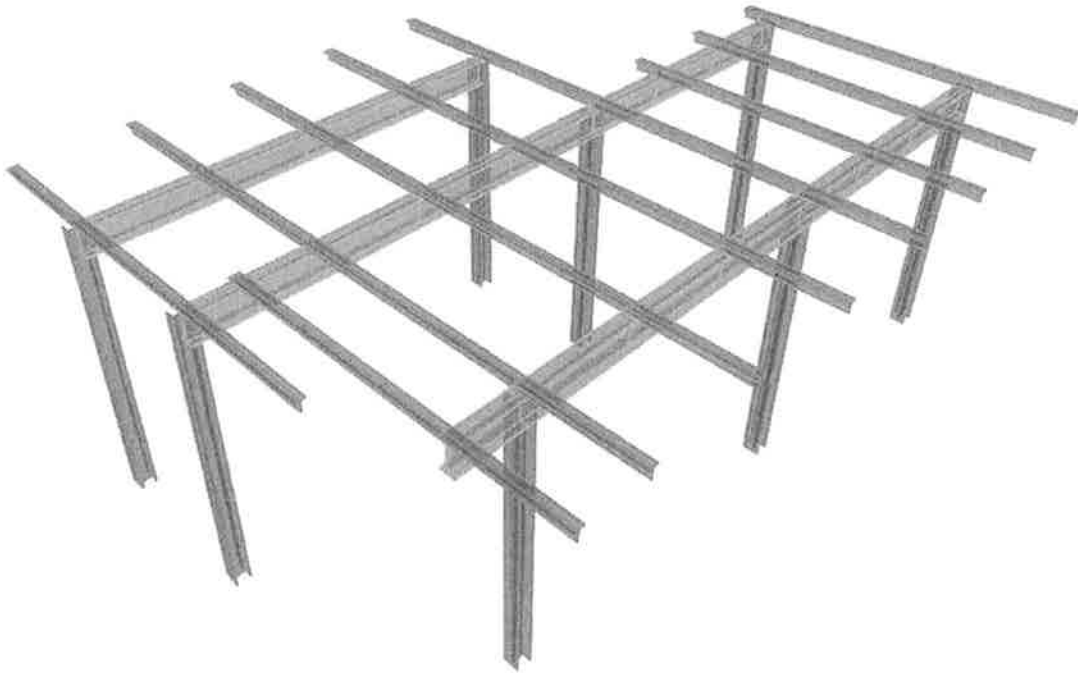


Figura 16, Pavimentazione B – 3D Modello FEM

Anche nel modello di calcolo della pavimentazione C si sono adottati elementi unifilari di tipo *frame*, sia per la struttura superiore degli scatolari, che per quella inferiore dei profili IPE. I primi corrispondono al modello di trave su 5 appoggi con carico uniformemente distribuito e i secondi al sistema di trave appoggiata agli estremi con carichi concentrati su 5 punti.



Figura 17, Pavimentazione C, scatolari 20x50x3 – 3D Modello FEM



Figura 18, Pavimentazione C, IPE200 – 3D Modello FEM

Per il solaio di chiusura del vano della scala D sono stati utilizzati elementi unifilari di tipo *frame*, che rappresentano travi semplicemente appoggiate sulla struttura esistente, dove i carichi permanenti e accidentali sono applicati per aree di influenza come carichi uniformemente distribuiti.

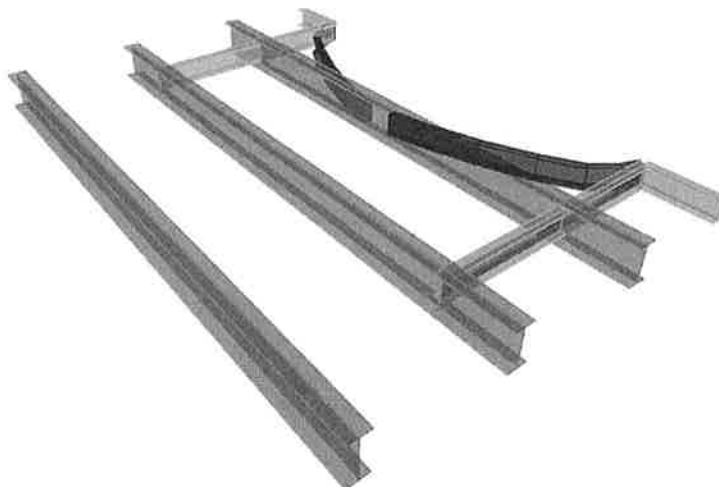


Figura 19, Solaio vano scala D – 3D Modello FEM

A tutti gli elementi è stato assegnato un peso specifico pari al peso proprio del materiale di cui sono costituiti, in modo tale che i pesi propri della struttura sono calcolati in automatico dal programma.

5 LE SCALE

5.1 Analisi dei Carichi

Le verifiche di resistenza della struttura sono state eseguite sulla base della seguente analisi dei carichi.

5.1.1 Carichi Verticali

Di seguito si riportano le condizioni di carico considerate così come previsto dalla normativa di riferimento (NTC2008), tenendo conto che le azioni derivanti da agenti atmosferici (vento e neve) non si sono considerate in quanto si tratta di scale interne.

Per quanto riguarda il peso proprio delle strutture fisicamente presenti nei modelli agli elementi finiti, i carichi sono assegnati direttamente dal programma di calcolo una volta assegnato il peso proprio del materiale (peso acciaio = 78.5 kN/m^3).

5.1.1.1 Scala D

➤ CARICHI PERMANENTI:

• Peso proprio (DEAD)

Cosciali (sp. = 15mm) **Q=1.18 kN/m²**

Fondo (sp. = 10mm) **Q=0.79 kN/m²**

• Permanenti Portati (DS)

Scalini in legno **Q=0.24 kN/m²**

➤ CARICHI ACCIDENTALI:

• Accidentali

Cat. C2 (LL) **Q=4.00 kN/m²**



5.1.1.2 Scale F - H - L

➤ CARICHI PERMANENTI:

- Peso proprio (DEAD)

Cosciali UPN160 **Q=0.19 kN/m**

- Carico permanente (DS)

Grigliato in acciaio **Q=1.10 kN/m²**

➤ CARICHI ACCIDENTALI:

- Accidentali

Cat. C2 (LL) **Q=4.00 kN/m²**

5.2 Azione Sismica

Poiché, come già detto, la struttura è collocata in un ambiente chiuso, l'unica azione orizzontale da tenere in conto è quella sismica.

Secondo la vigente normativa (D.M. 14/01/2008 – Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni), l'azione sismica di progetto risulta determinata sostanzialmente dai seguenti parametri spettrali:

- a_g : accelerazione orizzontale massima;
- F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro di accelerazione orizzontale;
- T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tali parametri, caratteristici del sito in esame (Piazza Vittorio, Roma - Categoria di Sottosuolo tipo **D**) e dell'opera (Vita Nominale $V_N = 50$ anni, Classe d'uso $C_u = III$) sono ottenuti attraverso il programma "Spettri NTC v.1.0.3" rilasciato dal Consiglio Superiore dei lavori Pubblici e per lo stato limite di slavaguardia della vita (SLV - stato limite ultimo $P_{vr} = 10\%$, $TR = 475$ anni) valgono:



- a_g : 0.138g;
- F_0 : 2.615;
- T_c^* : 0.3s.

L'analisi sismica è stata condotta considerando un fattore di struttura $q=1$, considerando quindi come spettro di risposta per lo stato limite ultimo (SLV) lo spettro di risposta elastico.

Si riportano di seguito i punti e il grafico dello spettro ricavati attraverso il programma "Spettri NTC v.1.0.3":



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

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.141 g
F_0	2.615
T_0	0.237 s
S_0	1.800
C_0	2.295
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.227 s
T_C	0.681 s
T_D	2.163 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

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

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

$$T_C = C_0 \cdot T_0 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_0 / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

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

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_0 \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

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

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.253
T_B	0.227	0.663
T_C	0.681	0.663
	0.751	0.601
	0.822	0.549
	0.893	0.506
	0.963	0.469
	1.034	0.437
	1.104	0.409
	1.175	0.384
	1.246	0.362
	1.316	0.343
	1.387	0.325
	1.457	0.310
	1.528	0.295
	1.599	0.282
	1.669	0.270
	1.740	0.259
	1.810	0.249
	1.881	0.240
	1.952	0.231
	2.022	0.223
	2.093	0.216
T_D	2.163	0.209
	2.251	0.193
	2.338	0.179
	2.426	0.166
	2.513	0.155
	2.601	0.144
	2.688	0.135
	2.776	0.127
	2.863	0.119
	2.950	0.112
	3.038	0.106
	3.125	0.100
	3.213	0.095
	3.300	0.090
	3.388	0.085
	3.475	0.081
	3.563	0.077
	3.650	0.073
	3.738	0.070
	3.825	0.067
	3.913	0.064
	4.000	0.061

Figura 20, Parametri e punti dello spettro di risposta sismico SLV

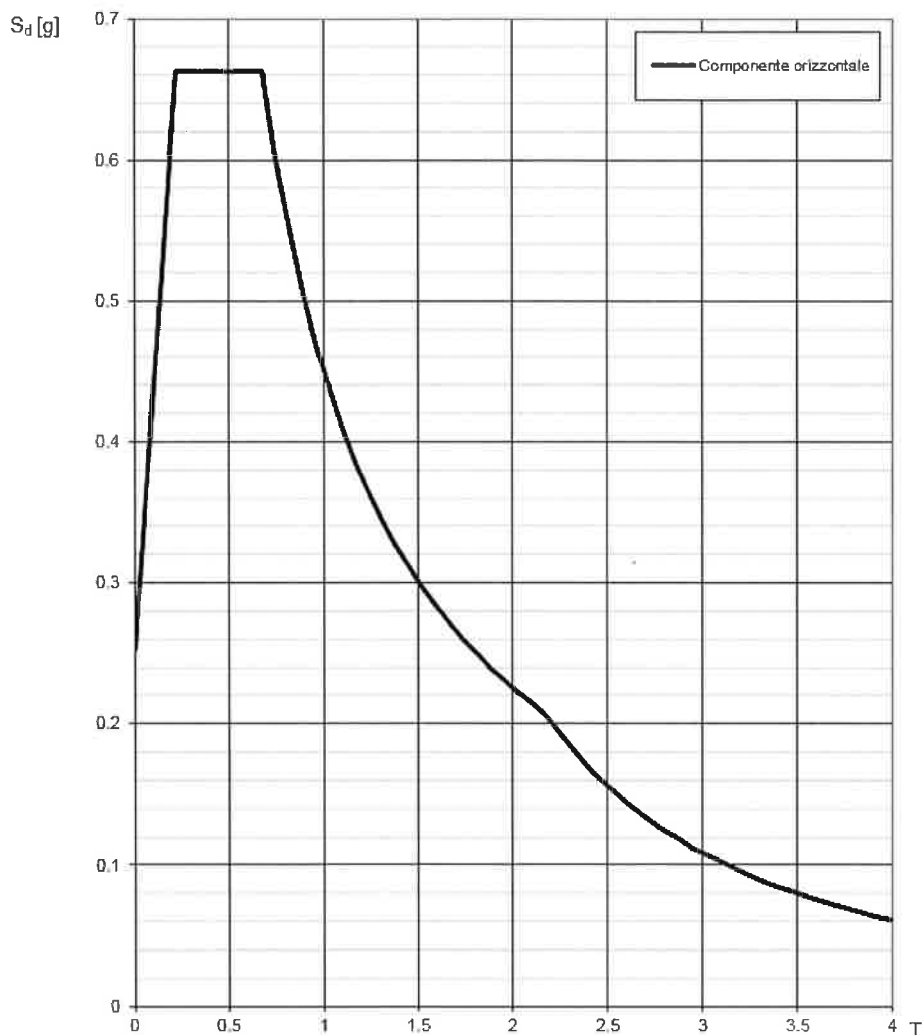


Figura 21, Parametri e punti dello spettro di risposta sismico SLV

Poiché la struttura in oggetto non rientra nelle tipologie strutturali per cui la normativa al par. 7.2.1 prevede di considerare la componente verticale, tale componente si è omessa.

La valutazione delle sollecitazioni di calcolo viene eseguita combinando i contributi alla risposta di tutti i modi di vibrare esaminati mediante il cosiddetto metodo SRSS.

Per ottenere un risultato attendibile, è necessario analizzare un numero di modi di vibrare tale che, al termine dell'elaborazione, risulti coinvolta dall'analisi modale almeno l'85% della massa strutturale espressa dalla seguente relazione:



$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj}$$

dove:

- G_1 è il peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- G_2 è il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- ψ_{2j} è il coefficiente di combinazione per i carichi accidentali;
- Q_{kj} è il peso relativo ai carichi accidentali.

Di seguito si riportano le frequenze, i fattori di partecipazione e le percentuali di massa partecipante dei principali modi di vibrare per la scala di tipo D. Per le altre tre scale, data la dimensione e i pesi esigui in gioco, l'azione sismica è da ritenersi trascurabile.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.18	0.12	0.06	0.17	0.12	0.06	0.17
Mode	2	0.17	0.02	0.05	0.18	0.14	0.11	0.35
Mode	3	0.14	0.00	0.03	0.07	0.14	0.14	0.41
Mode	4	0.14	0.02	0.00	0.00	0.16	0.14	0.42
Mode	5	0.13	0.01	0.02	0.02	0.17	0.15	0.44
Mode	6	0.12	0.00	0.00	0.06	0.17	0.15	0.49
Mode	7	0.11	0.09	0.10	0.00	0.26	0.25	0.50
Mode	8	0.10	0.00	0.00	0.00	0.26	0.25	0.50
Mode	9	0.10	0.00	0.00	0.00	0.26	0.25	0.50
Mode	10	0.10	0.01	0.00	0.00	0.27	0.25	0.50
Mode	11	0.10	0.00	0.00	0.04	0.28	0.26	0.53
Mode	12	0.08	0.00	0.01	0.02	0.28	0.26	0.55
Mode	13	0.08	0.00	0.00	0.00	0.28	0.27	0.55
Mode	14	0.08	0.00	0.01	0.01	0.28	0.27	0.56
Mode	15	0.07	0.00	0.00	0.01	0.28	0.28	0.57
Mode	16	0.06	0.00	0.00	0.00	0.29	0.28	0.57
Mode	17	0.06	0.01	0.00	0.00	0.29	0.28	0.57
Mode	18	0.06	0.02	0.00	0.01	0.31	0.29	0.58
Mode	19	0.06	0.04	0.02	0.00	0.36	0.30	0.58

Mode	20	0.05	0.02	0.02	0.00	0.37	0.32	0.58
Mode	21	0.05	0.01	0.00	0.00	0.38	0.32	0.58
Mode	22	0.05	0.03	0.01	0.00	0.41	0.33	0.58
Mode	23	0.05	0.00	0.00	0.02	0.41	0.33	0.60
Mode	24	0.05	0.00	0.02	0.01	0.41	0.34	0.62
Mode	25	0.05	0.00	0.00	0.00	0.41	0.34	0.62
Mode	26	0.04	0.00	0.00	0.04	0.41	0.35	0.66
Mode	27	0.04	0.00	0.00	0.01	0.41	0.35	0.67
Mode	28	0.04	0.01	0.00	0.00	0.42	0.35	0.68
Mode	29	0.04	0.01	0.00	0.00	0.43	0.35	0.68
Mode	30	0.04	0.00	0.00	0.00	0.43	0.35	0.68
Mode	31	0.04	0.01	0.01	0.00	0.44	0.36	0.68
Mode	32	0.03	0.02	0.01	0.01	0.46	0.36	0.69
Mode	33	0.03	0.00	0.02	0.00	0.47	0.38	0.69
Mode	34	0.03	0.00	0.00	0.00	0.47	0.38	0.69
Mode	35	0.03	0.00	0.01	0.00	0.47	0.39	0.69
Mode	36	0.03	0.00	0.03	0.00	0.47	0.43	0.69
Mode	37	0.03	0.03	0.02	0.00	0.49	0.44	0.69
Mode	38	0.02	0.01	0.00	0.00	0.50	0.44	0.69
Mode	39	0.02	0.12	0.06	0.00	0.62	0.50	0.69
Mode	40	0.02	0.00	0.01	0.00	0.62	0.52	0.70
Mode	41	0.02	0.02	0.00	0.00	0.64	0.52	0.70
Mode	42	0.02	0.06	0.10	0.00	0.70	0.62	0.70
Mode	43	0.02	0.04	0.05	0.00	0.73	0.67	0.70
Mode	44	0.01	0.03	0.04	0.01	0.77	0.71	0.71
Mode	45	0.01	0.00	0.03	0.00	0.77	0.75	0.71
Mode	46	0.01	0.01	0.09	0.00	0.78	0.84	0.71
Mode	47	0.01	0.04	0.05	0.00	0.82	0.88	0.71
Mode	48	0.01	0.04	0.05	0.00	0.86	0.94	0.71
Mode	49	0.01	0.05	0.00	0.01	0.91	0.94	0.72
Mode	50	0.00	0.05	0.03	0.00	0.96	0.97	0.72

Figura 22, Modi di Vibrare Scala D

5.3 Combinazioni di Carico

Le condizioni di carico precedentemente descritte e la loro simbologia possono essere così riassunte:

N°	Denominazione	Descrizione della singola condizione di carico
1	DEAD	pesi propri
2	DS	permanenti
3	LL	accidentale Cat. C
4	$\pm EX/\pm EY$	sisma

I carichi elementari sono stati combinati per ottenere le sollecitazioni consone alle verifiche SLE e SLU.

In particolare le combinazioni considerate sono:

SLU_01: $1.3 \times \text{DEAD} + 1.5 \times \text{DS} + 1.5 \times \text{LL}$

SLU_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 1 \times \text{EX} \pm 0.3 \times \text{EY}$

SLU_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 0.3 \times \text{EX} \pm 1 \times \text{EY}$

SLE_01: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.7 \times \text{LL}$

(frequente)

SLE_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL}$

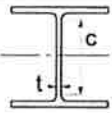
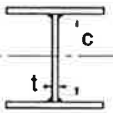
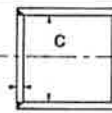
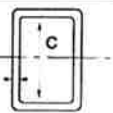
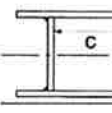
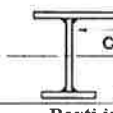
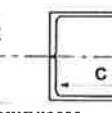
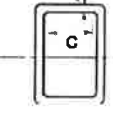
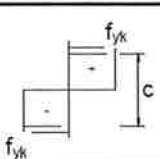
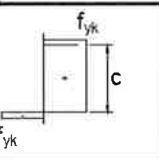
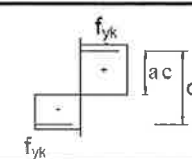
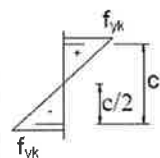
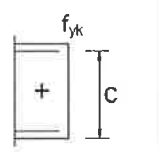
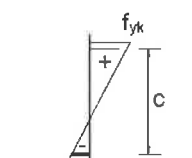
(q. permanente)

SLE_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 1 \times \text{LL}$

(caratteristica)

5.4 Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica

Come indicato nel DM 14-01-2008, I controlli di resistenza e stabilità di tutti gli elementi strutturali principali sono stati eseguiti tenendo in considerazione i requisiti delle seguenti tabelle.

					Inflessione intorno all'asse	
					Inflessione intorno all'asse	
	Parti interne compresse					
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha-1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione negativa)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67+0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62\epsilon(1-\psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tab. 1

Plattabande esterne						
Profili laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Plattabande esterne soggette a compressione	Plattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione	Con estremità in trazione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$e/t \leq 9e$	$e/t \leq \frac{9e}{\alpha}$	$e/t \leq \frac{9e}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
2	$e/t \leq 10e$	$e/t \leq \frac{10e}{\alpha}$	$e/t \leq \frac{9e}{\alpha \sqrt{\alpha}}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$e/t \leq 14e$	$e/t \leq 21e \sqrt{k_e}$ Per k_e vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,60	0,92	0,81	0,75	0,71

Angolari						
Riferirsi anche alle plattabande esterne (v. Tab. 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15e$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5e$			
Sezioni Tubolari						
Classe	Sezione inflessa e/o compressa					
1	$d/t \leq 30e^2$					
2	$d/t \leq 70e^2$					
3	$d/t \leq 90e^2$ (per $d/t > 90$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,60	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Tab. 2

La capacità resistente di una sezione è stata determinata mediante i seguenti metodi:

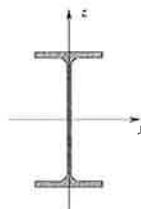
- *Metodo elastico (E)*, assumendo un comportamento elastico del materiale fino al raggiungimento della condizione di snervamento, adottato per sezioni di classe 3 e 4;
- *Metodo plastico (P)*, assumendo la completa plasticizzazione del materiale, adottato per sezioni di classe 1 e 2.

La formulazione generica per valutare la resistenza di calcolo delle membrature R_d è data dalla seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

dove:

- R_k è il valore caratteristico della resistenza della membratura;
- γ_M è il coefficiente di sicurezza, pari a:
 - $\gamma_{M0} = 1.05$ per le verifiche di resistenza e di stabilità;
 - $\gamma_{M1} = 1.05$ per le verifiche di stabilità;
 - $\gamma_{M2} = 1.25$ per le verifiche di resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori).



Convenzione degli assi locali della sezione



Trazione (DM 14/01/2008)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

- $N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (resistenza plastica della sezione lorda);
- $N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$ (resistenza a rottura della sezione netta, A_{net} , in corrispondenza dei fori per i collegamenti).
-

Compressione (DM 14/01/2008)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

- $N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (sezioni di classe 1, 2 e 3);
- $N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (sezioni di classe 4).

Flessione retta (DM 14/01/2008)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

- $M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (sezioni di classe 1 e 2);
- $M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (sezioni di classe 3);
- $M_{c,Rd} = \frac{W_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$ (sezioni di classe 4).

Taglio (DM 14/01/2008)

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove:

- $V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}} ;$
- $A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$ (sezioni ad **I** e ad **H** caricate nel piano dell'anima);
- $A_v = A - 2bt_f + (t_w + r) \cdot t_f$ (sezioni a **C** e ad **U** caricate nel piano dell'anima);
- $A_v = A - \sum (h_w t_w)$ (sezioni ad **I** e ad **H** caricate nel piano delle ali).

Flessione e Taglio (DM 14/01/2008)

Nei casi in cui il taglio di calcolo V_{Ed} risulti superiore alla metà della resistenza di calcolo a taglio $V_{c,Rd}$, è necessario tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, assumendo per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento ridotta $(1 - \rho) f_{yk}$, dove ρ è dato dalla seguente espressione:

$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$

Per le sezioni ad **I** o ad **H** di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4 \cdot t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd}$$

Presso-Flessione o Tenso-Flessione retta (DM 14/01/2008)

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n)/(1-0.5 \cdot a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \quad \text{for } n \leq a$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{for } n > a$$

- $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$;
- $a = (A - 2bt_f) / A \leq 0.5$

Presso-Flessione o Tenso-Flessione biassiale per classi 1 o 2 (DM 14/01/2008)

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1 \quad \text{per } n \geq 0.2;$$

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1 \quad \text{per } n < 0.2.$$

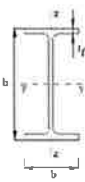
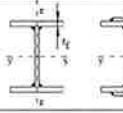

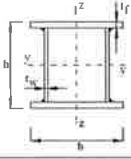
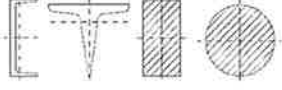

Stabilità delle membrature compresse (DM 14/01/2008)

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

- $N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per classi 1, 2 e 3;
- $N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ per classi 4;

- $\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$;
- $\Phi = 0.5 \cdot [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$;
- α è il fattore di imperfezione (Tab.12);
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$ per le sezioni di classe 1,2 e 3;
- $\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}}$ per le sezioni di classe 4.
- N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione l_o dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Sezione trasversale	Lunghi	Esposizione intorno all'asse	Curva di instabilità		
			S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminate 	$h/b > 1.2$	$t_f \leq 40$ mm 40 mm $< t_f \leq 100$ mm	y-y z-z	a b	a ₀ a ₀
			y-y z-z	b c	a a
	$h/b \leq 1.2$	$t_f \leq 100$ mm $t_f > 100$ mm	y-y z-z	b c	a a
			y-y z-z	d d	e c
Sezioni ad I saldate 	$t_f \leq 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
	$t_f > 40$ mm	y-y z-z	c d	c d	
Sezioni cave 	Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀	
	Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c	
Sezioni scavolmi saldate 	In generale	qualunque	b	b	
	saldature "spesse": $a > 0.5 t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	e	e	
Sezioni piene, ad L e T 		qualunque	e	e	
Sezioni ad L 		qualunque	b	b	
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0.13	0.21	0.34	0.49	0.76

Tab. 3

Stabilità flessio-torsionale delle travi inflesse (DM 14/01/2008)

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

- $M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$, con:

- $W_y = W_{pl,y}$ per le sezioni di classe 1 e 2;
- $W_y = W_{el,y}$ per le sezioni di classe 3;
- $W_y = W_{eff,y}$ per le sezioni di classe 4;

- $$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1.0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

- $f = 1 - 0.5 \cdot (1 - k_c) [1 - 2.0 \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0.8)^2]$;

- k_c è un fattore correttivo (Tab. 23);

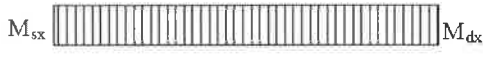
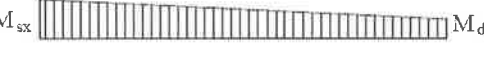




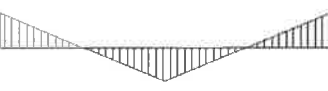

- $\Phi_{LT} = 0.5 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2]$;

- $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}}$;

- M_{cr} è il momento critico per la stabilità flessio-torsionale, e dipende dalle proprietà delle sezioni

trasversali, dalla reale distribuzione del momento flettente e dalle condizioni di vincolo;

- α_{LT} è il fattore d'imperfezione (Tab.13).

Distribuzione del momento flettente	Fattore correttivo k_c
 $\psi = M_{dx} / M_{sx} = 1$	1.0
 $-1 \leq \psi \leq 1$	$\frac{1}{1,33 - 0,33\psi}$
	0.94
	0.90
	0.91
	0.86
	0.77
	0.82

Tab. 4 – fattore correttivo k_c


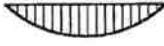


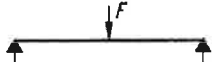
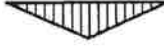


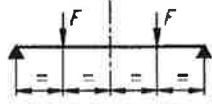
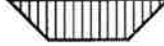
sezione trasversale	limiti	curva di instabilità (Tab. 17)	α_{LT}
sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b	0.34
	$h/b > 2$	c	0.49
sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c	0.49
	$h/b > 2$	d	0.76
altre sezioni trasversali	-	d	0.76

Tab. 5 – fattore d'imperfezione α_{LT}

Il momento critico M_{cr} può essere calcolato secondo la formulazione generica indicata in **UNI ENV 1993-1-1: 1994 Appendice F** valida per sezioni trasversali simmetriche rispetto all'asse minore:

$$M_{cr} = C_1 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{(k \cdot L)^2} \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{k}{k_w} \right)^2 \cdot \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k \cdot L)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_z} + (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j)^2} - (C_2 \cdot z_g - C_3 \cdot z_j) \right]$$

Nelle seguenti tabelle sono riportati i coefficienti utilizzati nella precedente espressione.

Condizioni di carico e di vincolo	Diagramma del momento flettente	Valori di k	Valori dei coefficienti		
			C_1	C_2	C_3
		1,0	1,132	0,459	0,525
		0,5	0,972	0,304	0,980
		1,0	1,285	1,562	0,753
		0,5	0,712	0,652	1,070
		1,0	1,365	0,553	1,730
		0,5	1,070	0,432	3,050
		1,0	1,565	1,267	2,640
		0,5	0,938	0,715	4,800
		1,0	1,046	0,430	1,120
		0,5	1,010	0,410	1,690

Tab. 6

Stabilità flessio-torsionale delle membrature presso-inflesse (UNI EN 1993-1-1: 2005)

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot N_{Rd}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{f.la. A})$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot N_{Rd}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot M_{y,Rd}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1 \quad (\text{f.la. B})$$

Class	1	2	3	4
A_i	A	A	A	A_{eff}
W_y	$W_{pl,y}$	$W_{pl,y}$	$W_{el,y}$	$W_{eff,y}$
W_z	$W_{pl,z}$	$W_{pl,z}$	$W_{el,z}$	$W_{eff,z}$
$\Delta M_{y,Ed}$	0	0	0	$e_{N,y} N_{Ed}$
$\Delta M_{z,Ed}$	0	0	0	$e_{N,z} N_{Ed}$

Tab. 7

Interaction factors	Design assumptions	
	elastic cross-sectional properties class 3. class 4	plastic cross-sectional properties class 1. class 2
k_{yy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{yy}}$
k_{yz}	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_y}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{yz}} 0,6 \sqrt{\frac{W_z}{W_y}}$
k_{zy}	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}}$	$C_{my} C_{mLT} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}} \frac{1}{C_{zy}} 0,6 \sqrt{\frac{W_y}{W_z}}$
k_{zz}	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}}$	$C_{mz} \frac{\mu_z}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}} \frac{1}{C_{zz}}$

Tab. 8 - fattori di interazione

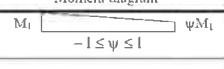
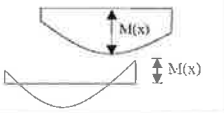
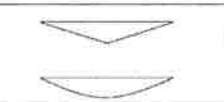


Auxiliary terms:	
$\mu_y = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,y}}}{1 - \chi_y \frac{N_{Ed}}{N_{d,y}}}$	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_y} C_{yy}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_y} C_{yy}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right] \mu_{pl} - b_{LT} \geq \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}}$ <p>with $b_{LT} = 0.5 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_y^2}{Z_{LT}} \frac{M_{y,Ed}}{M_{pl,y,Ed}}$</p>
$\mu_z = \frac{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}}{1 - \chi_z \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}}$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{zz}^2 \bar{\lambda}_{max}}{w_z^2} \right] \mu_{pl} - c_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{d,z}}{w_z} \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}}}$ <p>with $c_{LT} = 10 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_z^2}{5 + \bar{\lambda}_z^2} \frac{C_{zz}}{C_{yy}} \frac{Z_{LT}}{M_{z,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$</p>
$w_y = \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}} \leq 1.5$	
$w_z = \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}} \leq 1.5$	
$\mu_{pl} = \frac{N_{Ed}}{N_{d,y} \gamma_{M1}}$ <p>Can see Table A.2</p>	$C_{yy} = 1 + (w_y - 1) \left[2 - 14 \frac{C_{yy}^2 \bar{\lambda}_{max}}{w_y^2} \right] \mu_{pl} - d_{LT} \geq 0.6 \sqrt{\frac{W_{d,y}}{w_y} \frac{W_{d,y}}{W_{pl,y}}}$ <p>with $d_{LT} = 2 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_y^2}{0.1 + \bar{\lambda}_y^2} \frac{C_{yy}}{C_{zz}} \frac{Z_{LT}}{M_{y,Ed}} \frac{M_{y,Ed}}{C_{zz} M_{pl,y,Ed}}$</p>
$a_{LT} = 1 - \frac{I_T}{I_y} \geq 0$	$C_{zz} = 1 + (w_z - 1) \left[2 - \frac{1.6}{w_z} C_{zz}^2 \bar{\lambda}_{max} - \frac{1.6}{w_z} C_{zz}^2 \bar{\lambda}_{max}^2 \right] \mu_{pl} - e_{LT} \geq \frac{W_{d,z}}{W_{pl,z}}$ <p>with $e_{LT} = 1.7 a_{LT} \frac{\bar{\lambda}_z^2}{0.1 + \bar{\lambda}_z^2} \frac{C_{zz}}{C_{yy}} \frac{Z_{LT}}{M_{z,Ed}} \frac{M_{z,Ed}}{M_{pl,z,Ed}}$</p>

Tab. 9 - parametri ausiliari per il calcolo dei fattori di interazione

$\bar{\lambda}_{min} = \max \left\{ \frac{\bar{\lambda}_y}{\bar{\lambda}_z} \right\}$
$\bar{\lambda}_0 = \text{non-dimensional slenderness for lateral-torsional buckling due to uniform bending moment. i.e. } \psi_f = 1.0 \text{ in Table A.2}$
$\bar{\lambda}_{LT} = \text{non-dimensional slenderness for lateral-torsional buckling}$
<p>If $\bar{\lambda}_0 \leq 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,y}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,T}} \right)}$:</p> $C_{yy} = C_{yy,0}$ $C_{zz} = C_{zz,0}$ $C_{ed,T} = 1.0$
<p>If $\bar{\lambda}_0 > 0.2 \sqrt{C_1} \sqrt{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,y}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,T}} \right)}$:</p> $C_{yy} = C_{yy,0} + (1 - C_{yy,0}) \frac{\sqrt{e_y} a_{LT}}{1 + \sqrt{e_y} a_{LT}}$ $C_{zz} = C_{zz,0}$ $C_{ed,T} = C_{ed,0}^2 \frac{a_{LT}}{\sqrt{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,y}} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{d,T}} \right)}} \geq 1$
$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{d,y}} \frac{A}{W_{pl,y}}$ for class 1, 2 and 3 cross-sections
$e_y = \frac{M_{y,Ed}}{N_{d,y}} \frac{A_{eff}}{W_{pl,y}}$ for class 4 cross-sections
$N_{d,y}$ = elastic flexural buckling force about the y-y axis $N_{d,z}$ = elastic flexural buckling force about the z-z axis $N_{d,T}$ = elastic torsional buckling force I_T = St. Venant torsional constant I_y = second moment of area about y-y axis

Tab. 10 - parametri ausiliari per il calcolo dei fattori di interazione

Moment diagram	$C_{m,0}$
M_1  ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$	$C_{m,0} = 0.79 + 0.21\psi + 0.36(\psi - 0.33) \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}$
	$C_{m,0} = 1 + \left(\frac{\pi^2 EI_c S_c }{L^2 M_{Ed}(x) } - 1 \right) \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}$ <p>$M_{Ed}(x)$ is the maximum moment $M_{y,Ed}$ or $M_{z,Ed}$ S_c is the maximum member displacement along the member</p>
	$C_{m,0} = 1 - 0.18 \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}$ $C_{m,0} = 1 + 0.03 \frac{N_{Ed}}{N_{d,z}}$

Tab. 11

5.4.1 Scala D

La struttura portante della scala D è composta dall'insieme dei due piatti verticali alti 1250mm e di spessore pari a 15mm, che costituiscono i cosciali e da un piatto orizzontale di fondo largo 1630mm e spesso 10mm; questi tre elementi, saldati tra loro, formano in ogni punto della scala una sezione a U che fa da elemento portante, come riportato nella figura seguente:

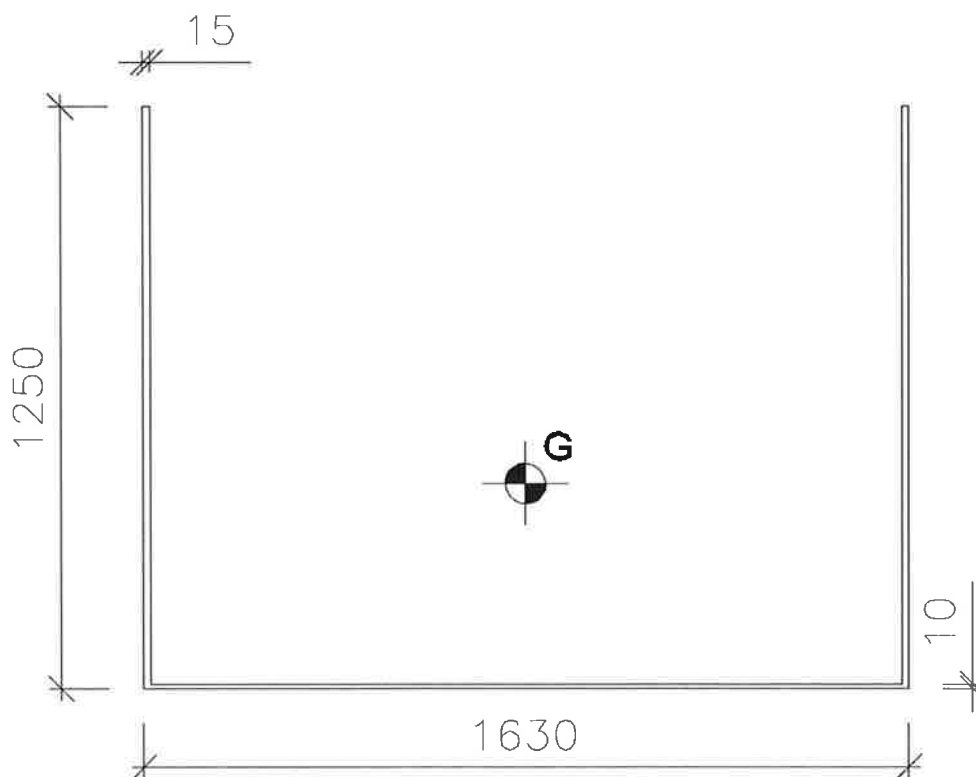


Figura 23, Geometria sezione tipica scala D

Come già detto, la modellazione di questa geometria non è stata realizzata attraverso elementi monodimensionali (frame), ma attraverso elementi bidimensionali di tipo shell perché meglio rappresentativi della realtà. La verifica condotta a livello di resistenza è quindi una verifica tensionale attraverso il criterio di rottura di Von Mises; si è verificato quindi che in ogni punto della scala la tensione di Von Mises fosse minore della tensione massima ammessa dall'acciaio adottato.

Nella immagine seguente si riporta dunque l'involuppo delle tensioni di Von Mises:



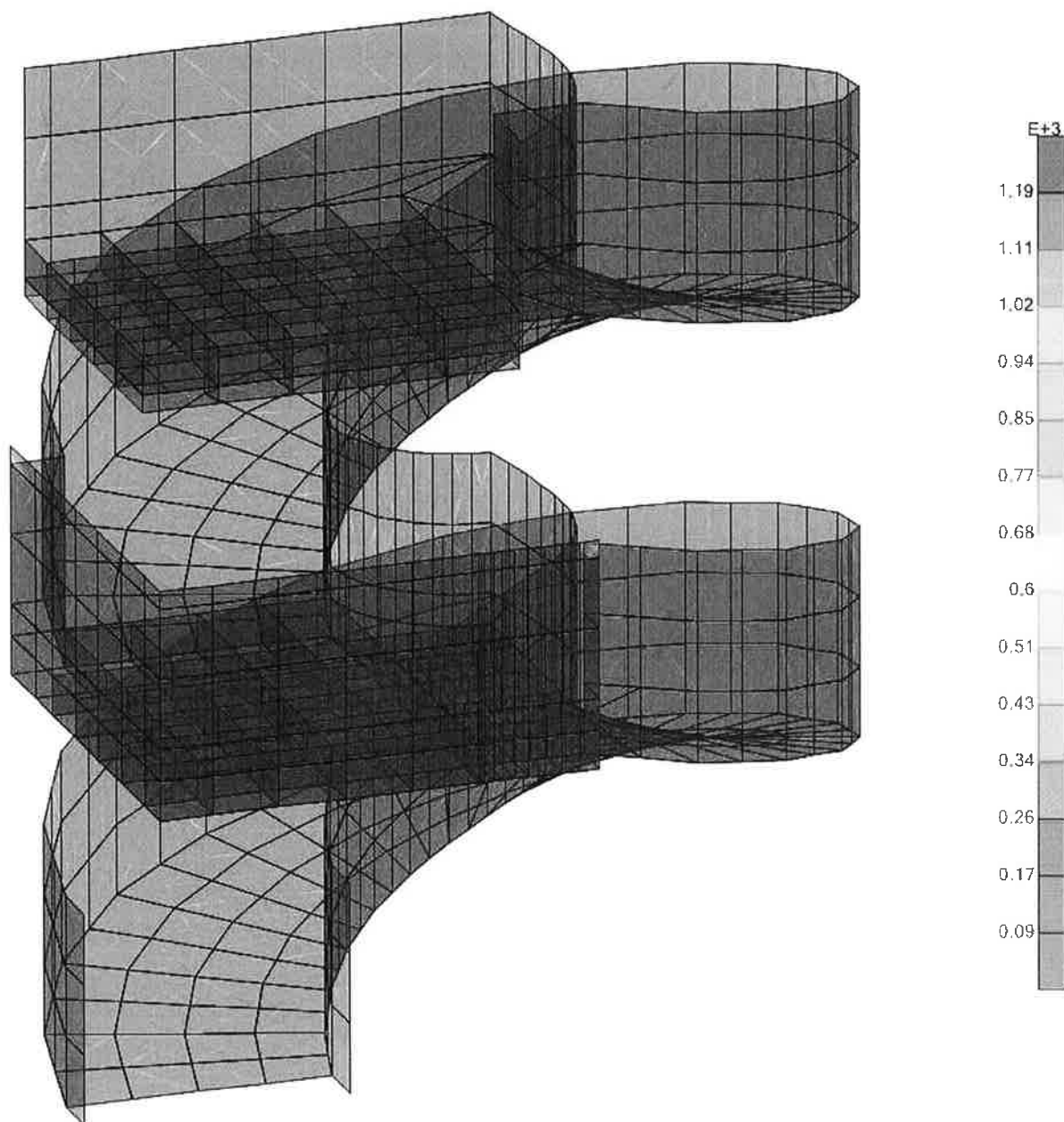


Figura 24, Tensioni di Von Mises

Come si evince dall'immagine sopra le tensioni agenti all'interno della sezione sono molto basse, dell'ordine di 10/20MPa, e quindi molto distanti dal valore limite di 264MPa. La scala può dirsi dunque verificata anche in termini di resistenza.



5.4.2 Scala F

La scala F è realizzata con due cosciali in UPN160 collegati tra loro da scalini di tipo Keller. Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:

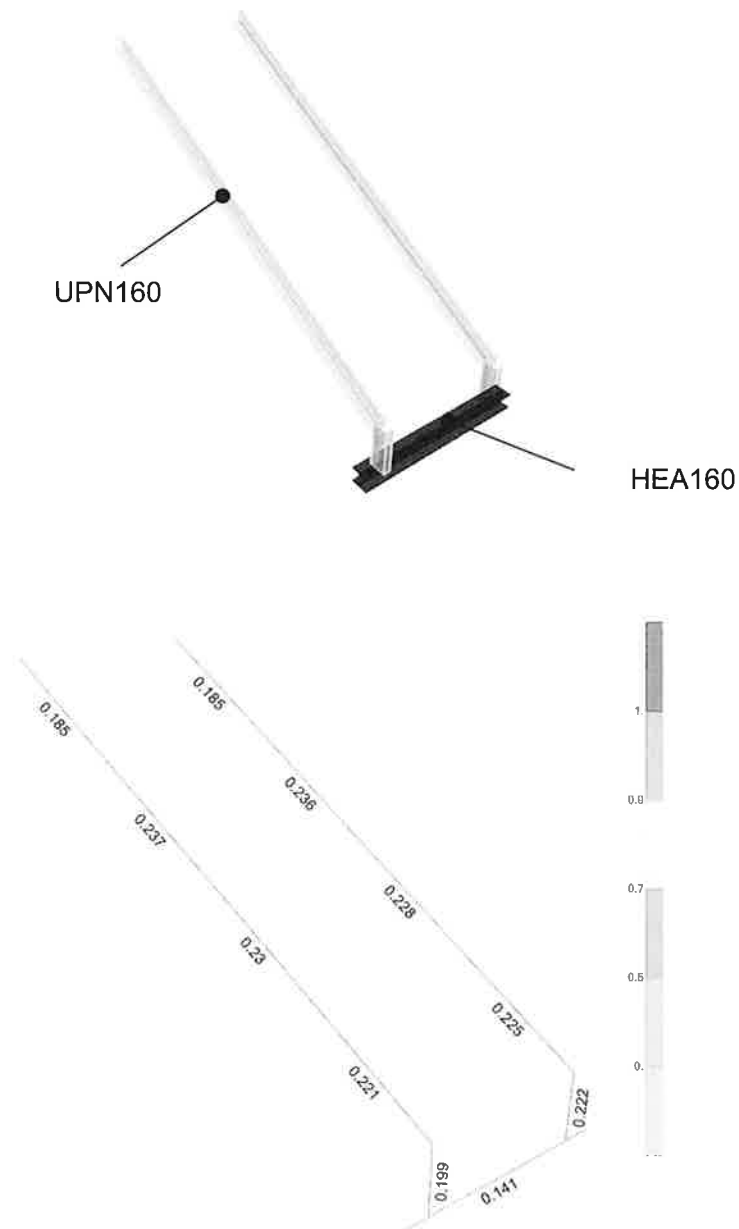


Figura 25, N-M ratio

5.4.3 Scala H

La scala H è realizzata con due cosciali in UPN160 collegati tra loro da scalini realizzati con una lamiera mandrolata pressopiegata. Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei cosciali per le combinazioni SLU:

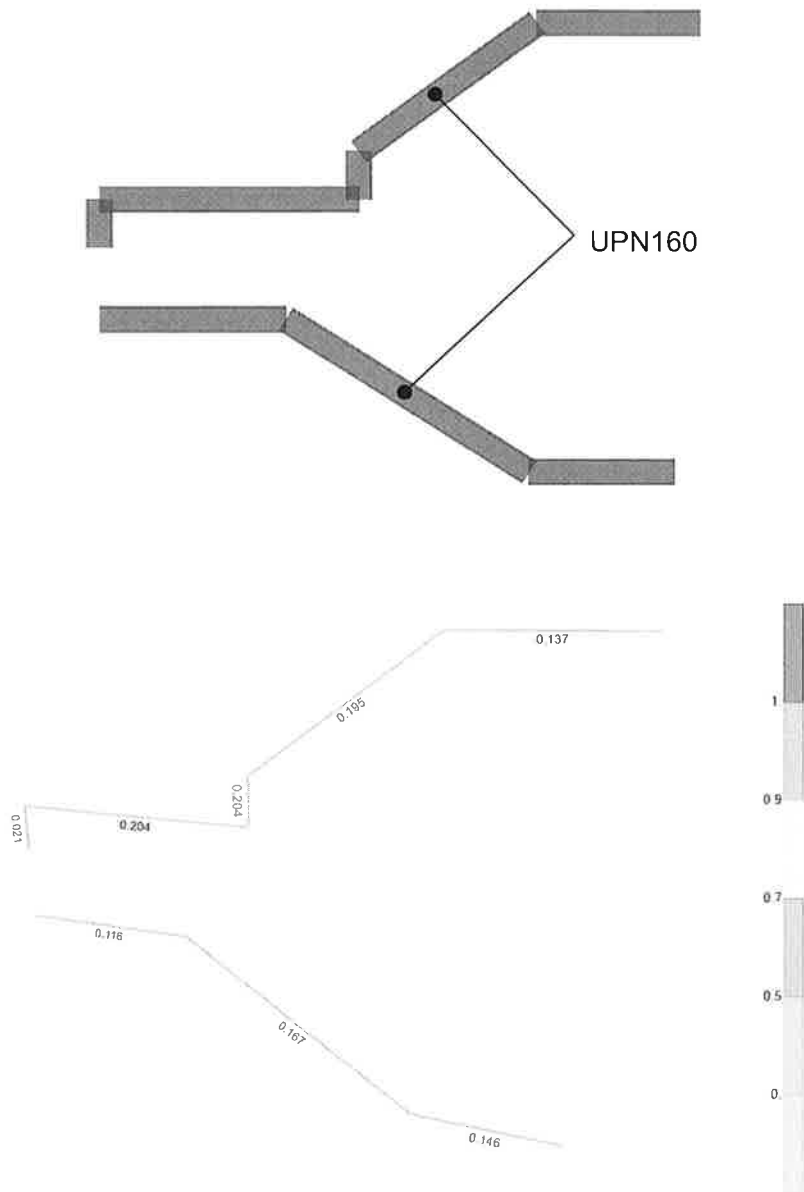


Figura 26, N-M ratio



5.4.4 Scala L

La scala L è realizzata con due cosciali in UPN160 collegati tra loro da scalini realizzati con una lamiera mandrolata pressopiegata. Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei cosciali per le combinazioni SLU:

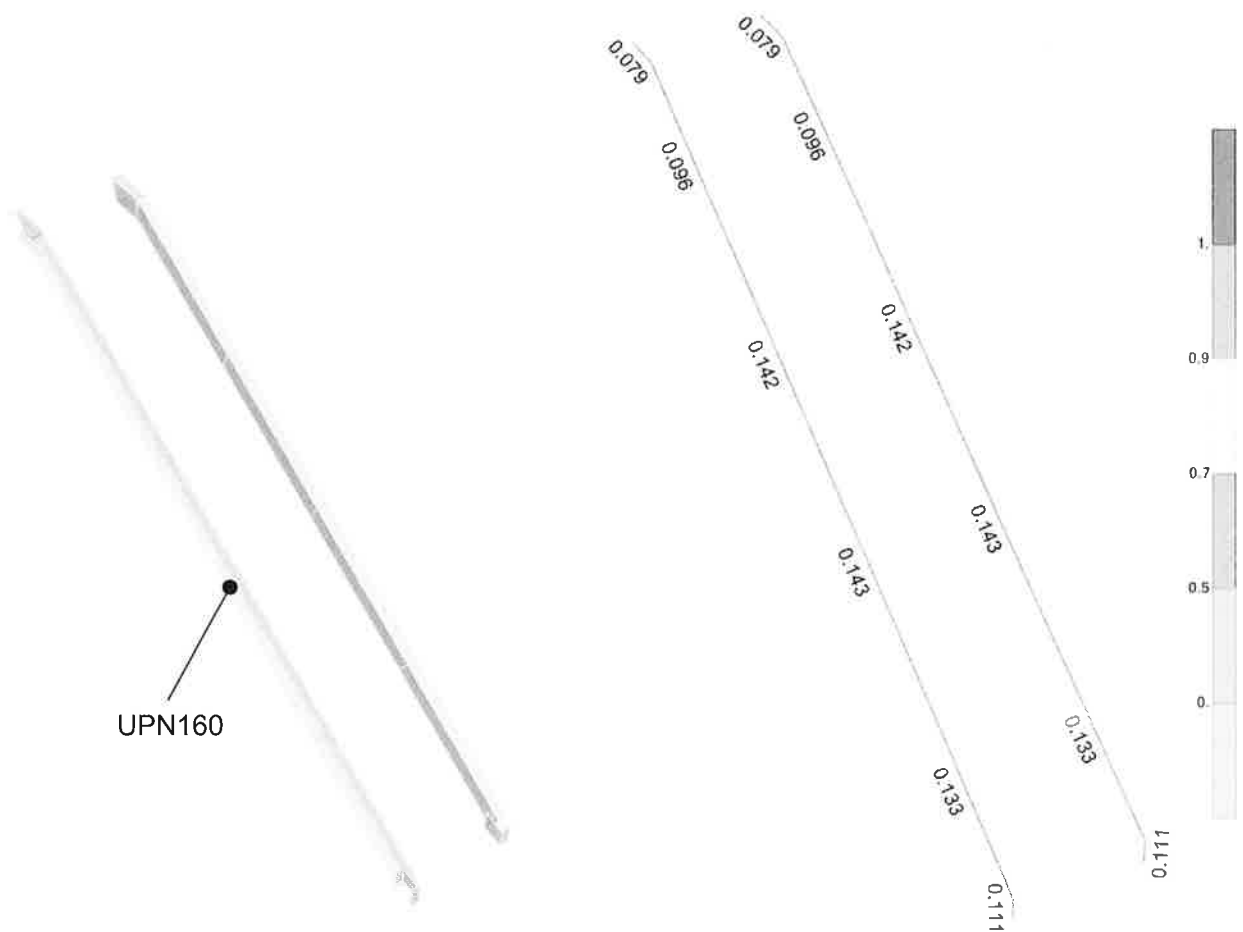


Figura 27, N-M ratio

5.5 Verifiche di Deformabilità

Seguendo quanto prescritto al par. 4.2.4.2.1 lo spostamento verticale deve essere valutato secondo la combinazione caratteristica (SLE_03). La verifica è prevista sia per lo spostamento massimo (δ_{max}), dovuto alla somma dello spostamento elastico prodotto dai carichi permanenti (δ_1) con lo spostamento elastico prodotto dai soli carichi accidentali (δ_2), sia per il solo spostamento elastico generato dai carichi accidentali (δ_2).

In particolare considerando per le rampe i limiti previsti per i solai generici si ha:

- $\delta_{max} / L < 1 / 250$
- $\delta_2 / L < 1 / 300$

5.5.1 Scala D

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM:

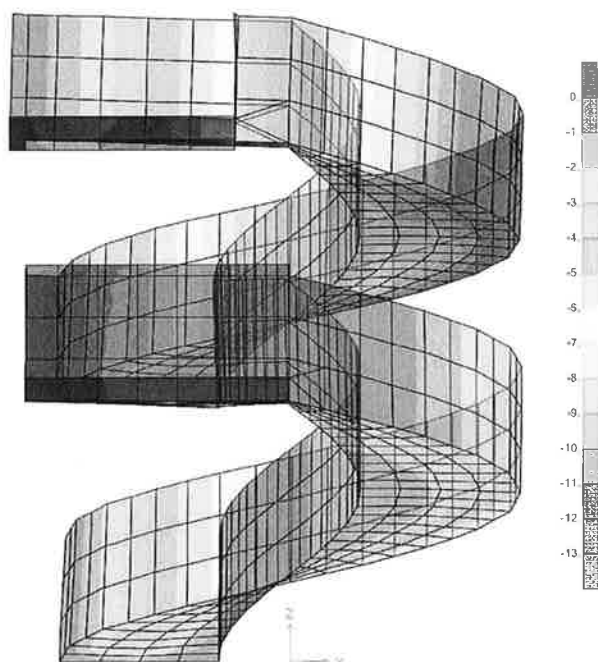


Figura 28, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

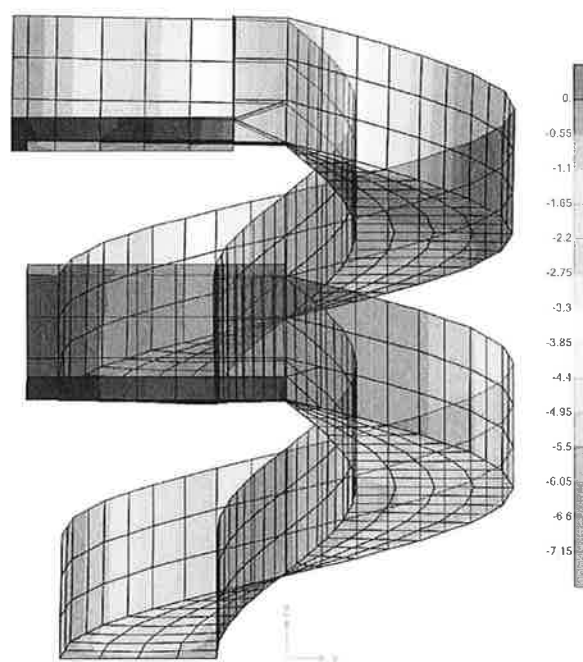


Figura 29, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo per le due condizioni di carico è:

- $\delta_{\max} = 13\text{mm}$ (SLE03)
- $\delta_2 = 7.15\text{mm}$ (LL)
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

5.5.2 Scala F

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentale ottenuti dal modello FEM:

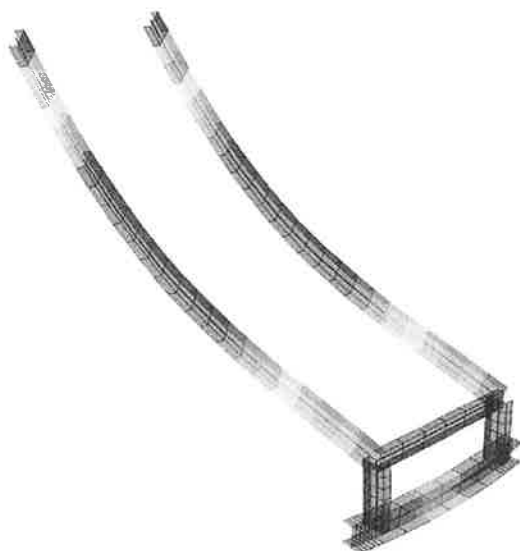


Figura 30, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03



Figura 31, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo per le due condizioni di carico è:

- $\delta_{\max} = 2.9\text{mm}$ (SLE03) < $L/250 = 3900/250 = 15.6\text{mm}$
- $\delta_2 = 2.1\text{mm}$ (LL) < $L/300 = 3900/300 = 13.0\text{mm}$

La verifica risulta dunque soddisfatta.



5.5.3 Scala H

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM dei due differenti tipi di cosciali delle due rampe:

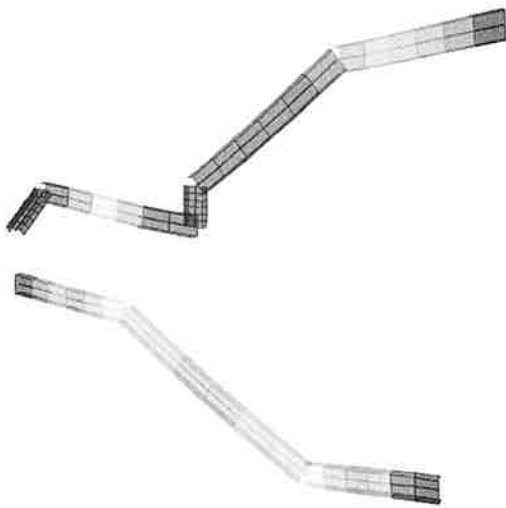


Figura 32, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

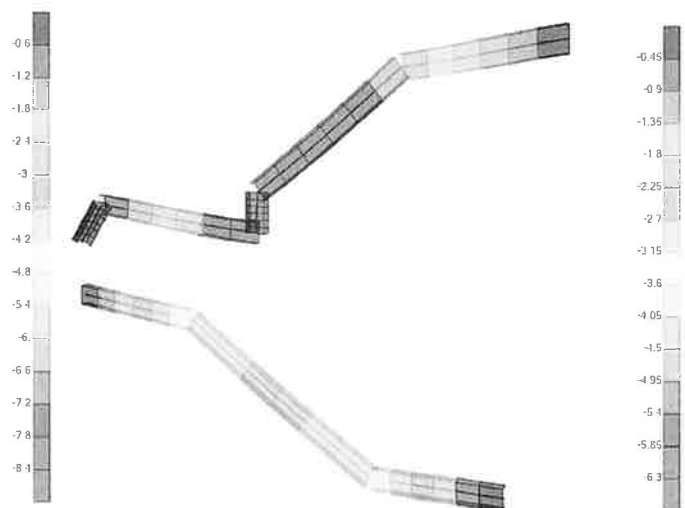


Figura 33, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo per le due condizioni di carico è:

- $\delta_{\max} = 8.8 \text{ mm}$ (SLE03) < $L / 250 = 3540 / 250 = 26.16 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 6.5 \text{ mm}$ (LL) < $L / 300 = 3540 / 300 = 11.8 \text{ mm}$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

5.5.4 Scala L

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM:

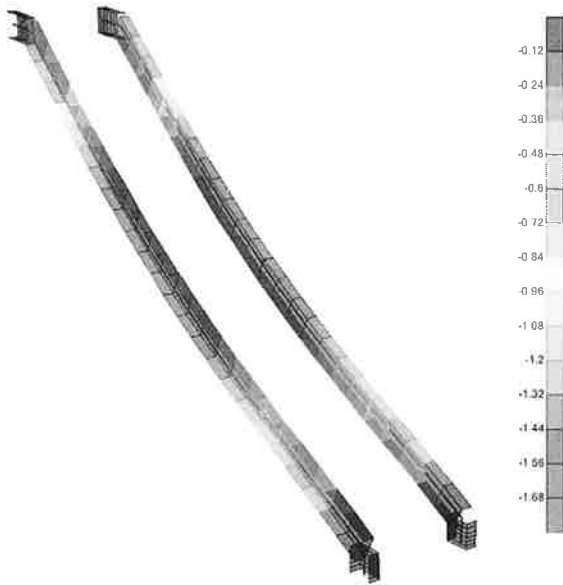


Figura 34, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

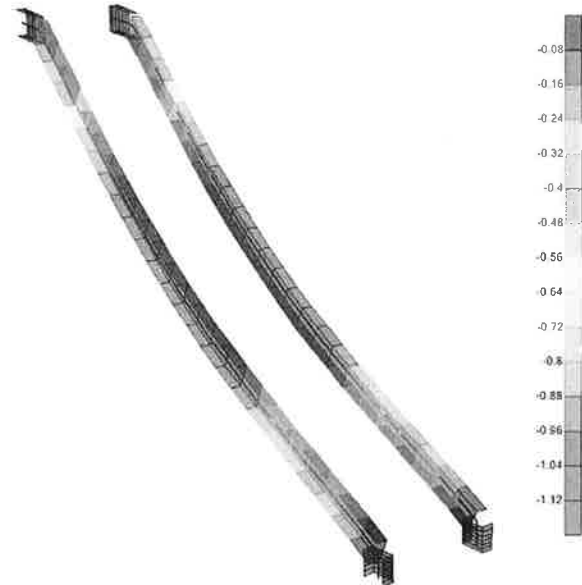


Figura 35, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo per le due condizioni di carico è:

- $\delta_{\max} = 1.7 \text{ mm}$ (SLE03) < $L/250 = 3900/250 = 15.6 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 1.1 \text{ mm}$ (LL) < $L/300 = 3900/300 = 13.0 \text{ mm}$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

6 LE PAVIMENTAZIONI

6.1 Analisi dei Carichi

Le verifiche di resistenza della struttura sono state eseguite sulla base della seguente analisi dei carichi.

6.1.1 Carichi Verticali

Di seguito si riportano le condizioni di carico considerate così come previsto dalla normativa di riferimento (NTC2008), tenendo conto che le azioni derivanti da agenti atmosferici (vento e neve) non si sono considerate in quanto si tratta di pavimentazioni interne.

Per quanto riguarda il peso proprio delle strutture fisicamente presenti nei modelli agli elementi finiti, i carichi sono assegnati direttamente dal programma di calcolo una volta assegnato il peso proprio del materiale (peso acciaio = 78.5 kN/m^3).

6.1.1.1 Pavimentazione A – B - C

➤ CARICHI PERMANENTI:

- Peso proprio (DEAD)

(peso proprio dei differenti profili)

- Permanenti Portati (DS)

Pavimentazione vetrata (sp=3.34cm) **Q=1.50 kN/m²**

➤ CARICHI ACCIDENTALI:

- Accidentali

Cat. C2 (LL) **Q=4.00 kN/m²**



6.2 Azione Sismica

Per i parametri di determinazione dell'azione sismica di progetto vedi par. 5.2.

Di seguito si riportano le frequenze, i fattori di partecipazione e le percentuali di massa partecipante dei principali modi di vibrare per la struttura di supporto della pavimentazione di tipo B. Per le altre strutture, data la dimensione e i pesi esigui in gioco, l'azione sismica è da ritenersi trascurabile.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.36	0.00	0.96	0.00	0.00	0.96	0.00
Mode	2	0.25	0.01	0.02	0.00	0.01	0.98	0.00
Mode	3	0.19	0.94	0.00	0.00	0.95	0.98	0.00
Mode	4	0.15	0.01	0.01	0.00	0.96	0.99	0.00
Mode	5	0.14	0.01	0.00	0.00	0.97	0.99	0.00
Mode	6	0.13	0.01	0.00	0.00	0.98	0.99	0.00
Mode	7	0.12	0.00	0.00	0.07	0.98	0.99	0.07
Mode	8	0.11	0.00	0.00	0.01	0.98	0.99	0.07
Mode	9	0.11	0.00	0.00	0.04	0.98	0.99	0.11
Mode	10	0.11	0.00	0.00	0.00	0.98	0.99	0.11
Mode	11	0.11	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.11
Mode	12	0.11	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	13	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	14	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	15	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	16	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	17	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	18	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.12
Mode	19	0.10	0.00	0.00	0.01	0.99	0.99	0.13
Mode	20	0.10	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.13
Mode	21	0.09	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.13
Mode	22	0.09	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.13
Mode	23	0.08	0.00	0.00	0.00	0.99	0.99	0.13
Mode	24	0.08	0.00	0.00	0.01	0.99	0.99	0.14
Mode	25	0.08	0.00	0.00	0.01	1.00	0.99	0.15
Mode	26	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.15
Mode	27	0.08	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.15

Mode	28	0.07	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	29	0.07	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	30	0.07	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	31	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	32	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	33	0.06	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.16
Mode	34	0.06	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.17
Mode	35	0.05	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.18
Mode	36	0.05	0.00	0.00	0.25	1.00	1.00	0.44
Mode	37	0.05	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.44
Mode	38	0.04	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.44
Mode	39	0.04	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.44
Mode	40	0.03	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.45
Mode	41	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.45
Mode	42	0.02	0.00	0.00	0.06	1.00	1.00	0.51
Mode	43	0.02	0.00	0.00	0.18	1.00	1.00	0.70
Mode	44	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.70
Mode	45	0.02	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.70
Mode	46	0.02	0.00	0.00	0.10	1.00	1.00	0.80
Mode	47	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Mode	48	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Mode	49	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.80
Mode	50	0.01	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.83
Mode	51	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83
Mode	52	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83
Mode	53	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83
Mode	54	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83
Mode	55	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.83
Mode	56	0.01	0.00	0.00	0.01	1.00	1.00	0.84
Mode	57	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84
Mode	58	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84
Mode	59	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84
Mode	60	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.84

Figura 36, Modi di Vibrare Struttura pavimentazione B

6.3 Combinazioni di Carico

Le condizioni di carico precedentemente descritte e la loro simbologia possono essere così riassunte:

N°	Denominazione	Descrizione della singola condizione di carico
1	DEAD	pesi propri
2	DS	permanenti
3	LL	accidentale Cat. C
4	$\pm EX/\pm EY$	sisma

I carichi elementari sono stati combinati per ottenere le sollecitazioni consone alle verifiche SLE e SLU.

In particolare le combinazioni considerate sono:

SLU_01: $1.3 \times \text{DEAD} + 1.5 \times \text{DS} + 1.5 \times \text{LL}$

SLU_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 1 \times \text{EX} \pm 0.3 \times \text{EY}$

SLU_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 0.3 \times \text{EX} \pm 1 \times \text{EY}$

SLE_01: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.7 \times \text{LL}$

(frequente)

SLE_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL}$

(q. permanente)

SLE_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 1 \times \text{LL}$

(caratteristica)



6.4 Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica

6.4.1 Pavimentazione A

La struttura di supporto della pavimentazione A è riconducibile a una griglia rettangolare modulare (1050x1700mm), realizzata con dei profili perimetrali di sezione scatolare 30x50x3, appoggiata su 6 piedini di supporto, 4 agli spigoli e 2 a metà del lato lungo. Lo schema strutturale funziona come semplici travi appoggiate.

Nella immagine seguente si riportano i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:

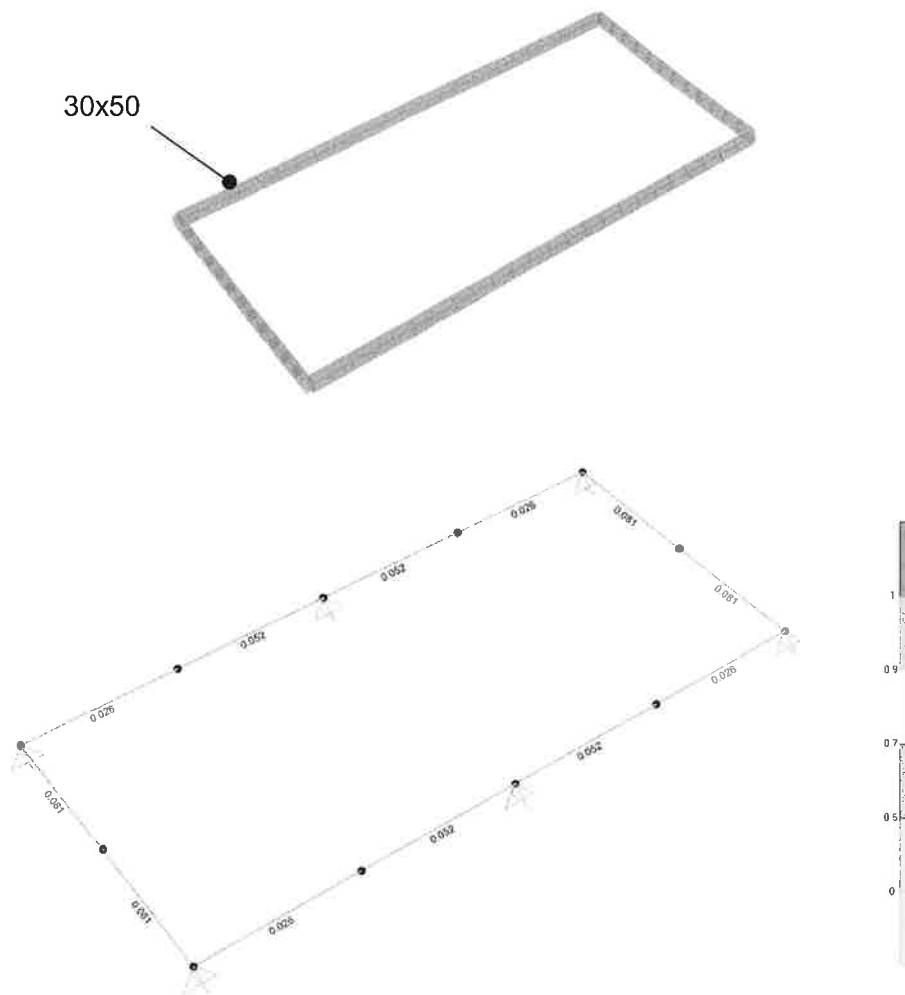
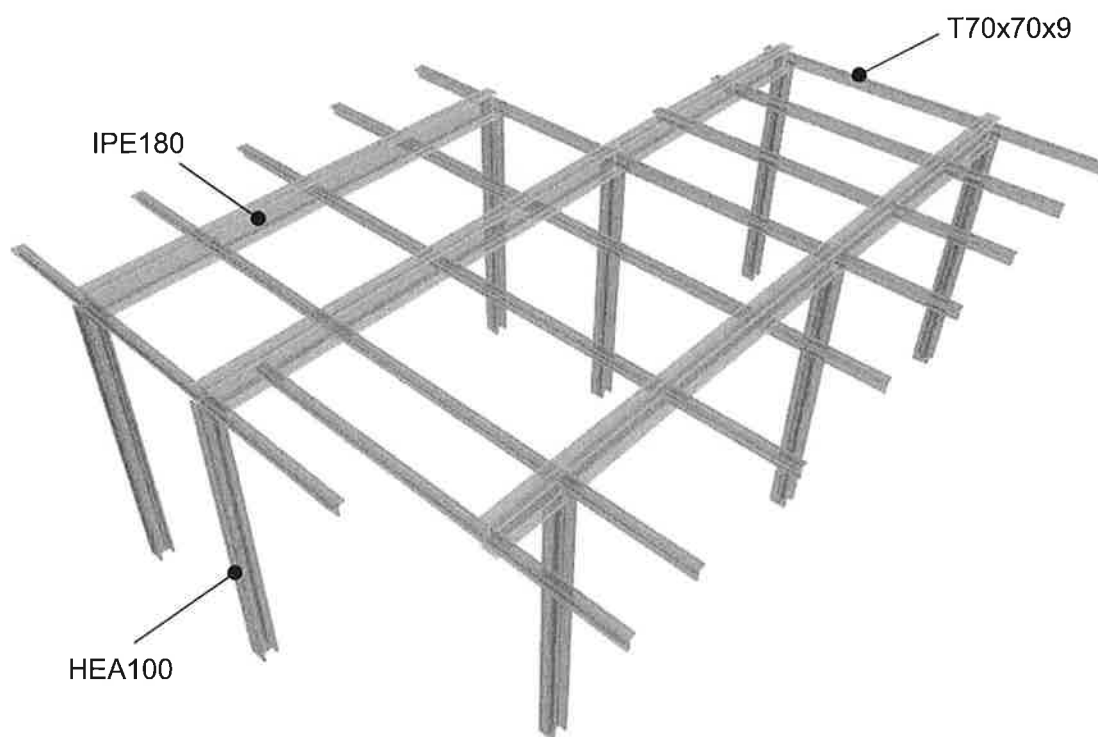


Figura 37, N-M ratio

6.4.2 Pavimentazione B

La struttura di supporto della pavimentazione B è costituita da un sistema a telaio formata da 8 pilastri HEA100 incascati alla base, collegati fra loro da 3 travi principali IPE180, sulle quali si appoggiano travi secondarie dalla sezione a T70x70x9. Il sistema funziona da telaio e sono previste delle controventature con cavi di acciaio per fermare gli eventuali spostamenti orizzontali. A favore di sicurezza i controventi non sono rappresentati nel modello di calcolo.

Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:



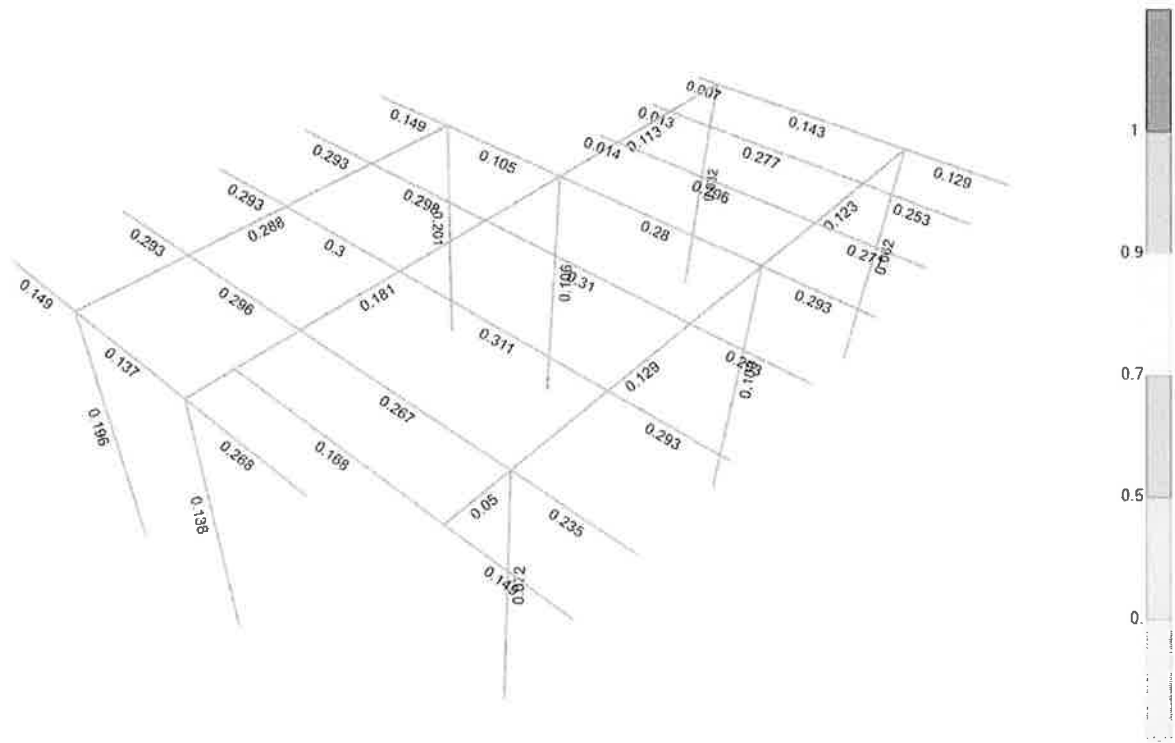


Figura 38, N-M ratio



6.4.3 Pavimentazione C

La struttura di supporto della pavimentazione C è costituita da una sovrastruttura analoga a quella della pavimentazione A, formata da travi scatolari 20x50x3, su 5 piedini, il cui schema strutturale può essere ricondotto a quello delle semplici travi appoggiate su 5 punti, con carico uniformemente distribuito.

Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:

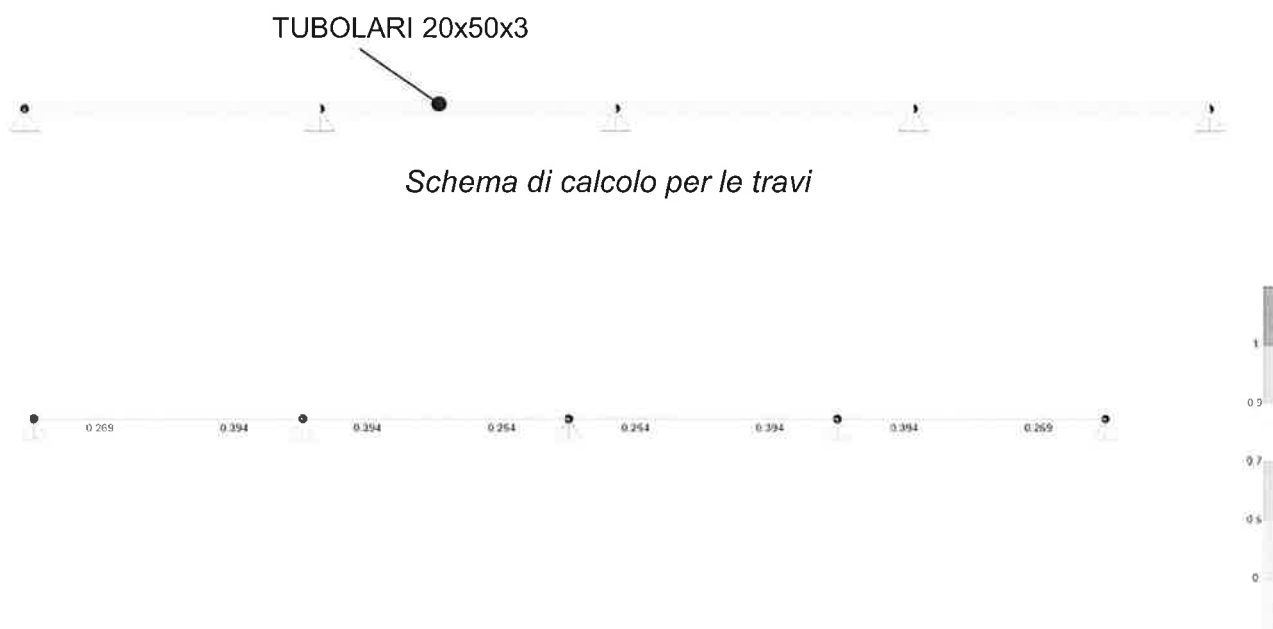


Figura 39, N-M ratio

Tale struttura poggerà direttamente, tramite gli elementi puntuali su delle nuove travi IPE200, appoggiate sui profili HEB300 esistenti del solaio del piano seminterrato. Lo schema di calcolo può essere ricondotto a quello di una trave appoggiata all'estremità, con 5 carichi concentrati.



Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:



Schema di calcolo per le travi

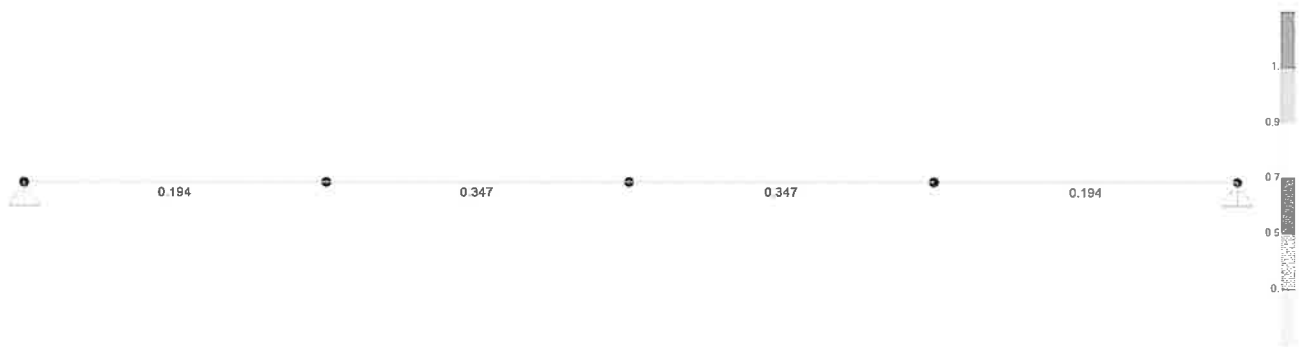


Figura 40, N-M ratio

6.5 Verifiche di Deformabilità

Seguendo quanto prescritto al par. 4.2.4.2.1 lo spostamento verticale deve essere valutato secondo la combinazione caratteristica (SLE_03). La verifica è prevista sia per lo spostamento massimo (δ_{max}), dovuto alla somma dello spostamento elastico prodotto dai carichi permanenti (δ_1) con lo spostamento elastico prodotto dai soli carichi accidentali (δ_2), sia per il solo spostamento elastico generato dai carichi accidentali (δ_2).

In particolare considerando per la struttura i limiti previsti per i solai generici si ha:

- $\delta_{max} / L < 1 / 250$
- $\delta_2 / L < 1 / 300$

6.5.1 Pavimentazione tipo A

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM:



Figura 41, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03



Figura 42, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo risulta per le due condizioni di carico pari a:

- $\delta_{\max} = 1.3\text{mm}$ (SLE03) < $L/250 = 1050/250 = 4.2\text{mm}$
- $\delta_2 = 0.9\text{mm}$ (LL) < $L/300 = 1050/300 = 3.5\text{mm}$
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

6.5.2 Pavimentazione tipo B

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM:

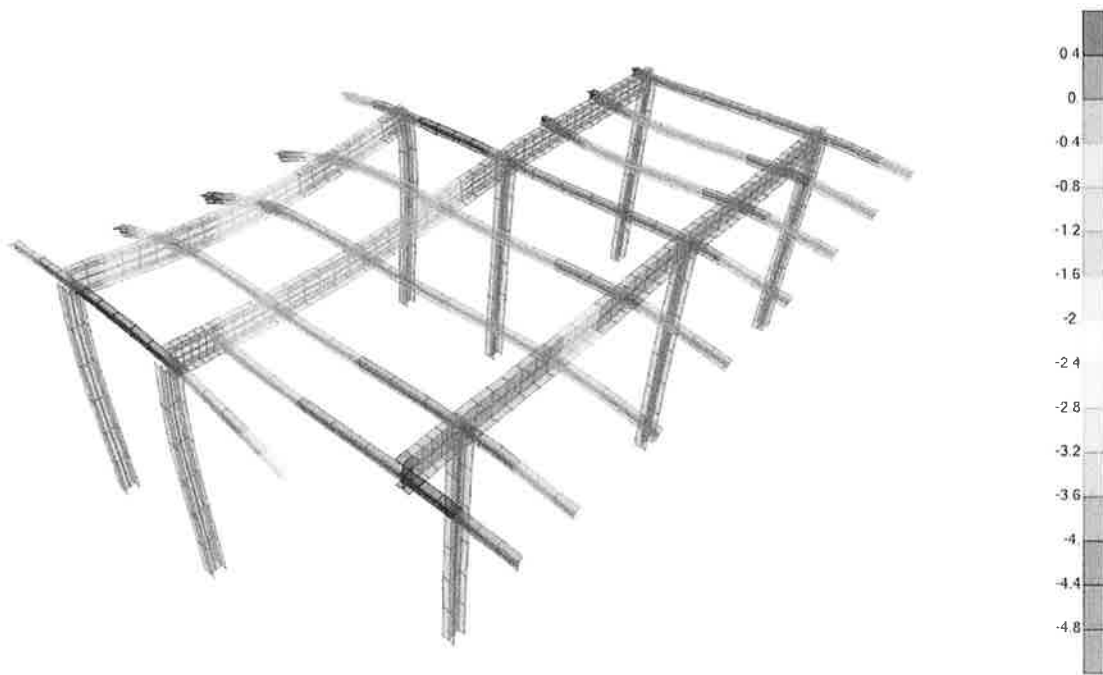


Figura 43, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

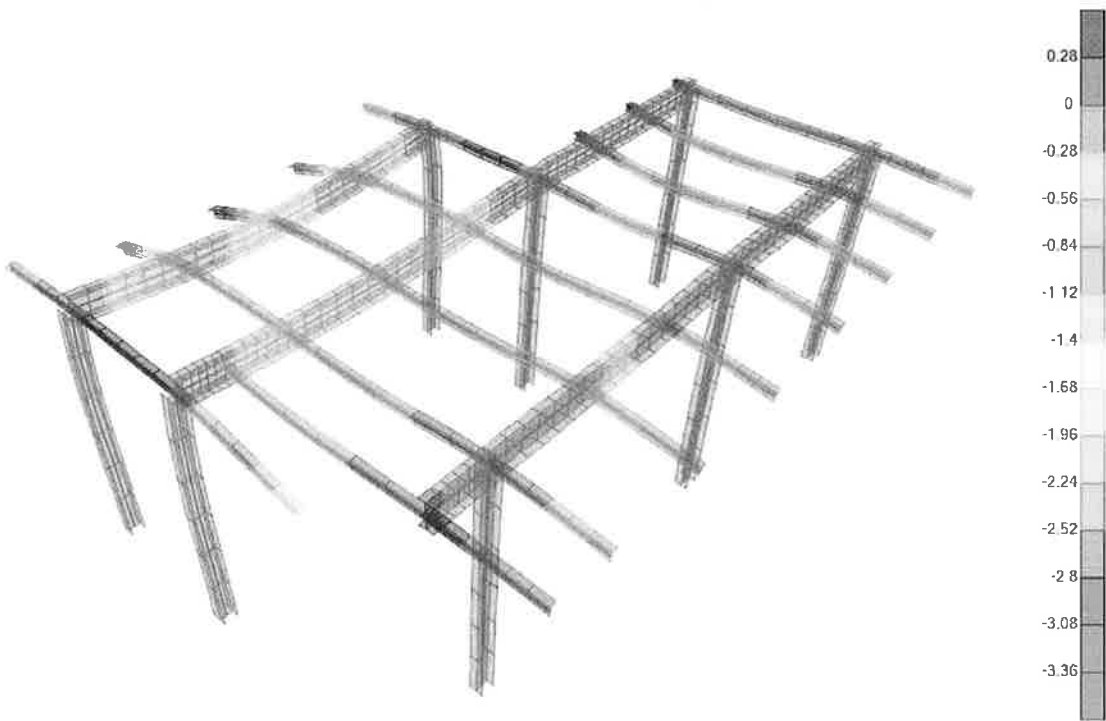


Figura 44, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo si verifica nei tratti di travi a mensola, e risulta per le due condizioni di carico pari a:

- $\delta_{\max} = 3.1\text{mm}$ (SLE03) < $2L / 250 = 2 \times 700 / 250 = 5.6\text{mm}$
- $\delta_2 = 2.2\text{mm}$ (LL) < $2L / 300 = 2 \times 700 / 300 = 4.67\text{mm}$
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

6.5.3 Pavimentazione di tipo C

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM della trave appoggiata su 5 punti con carico uniformemente distribuito:



Figura 45, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

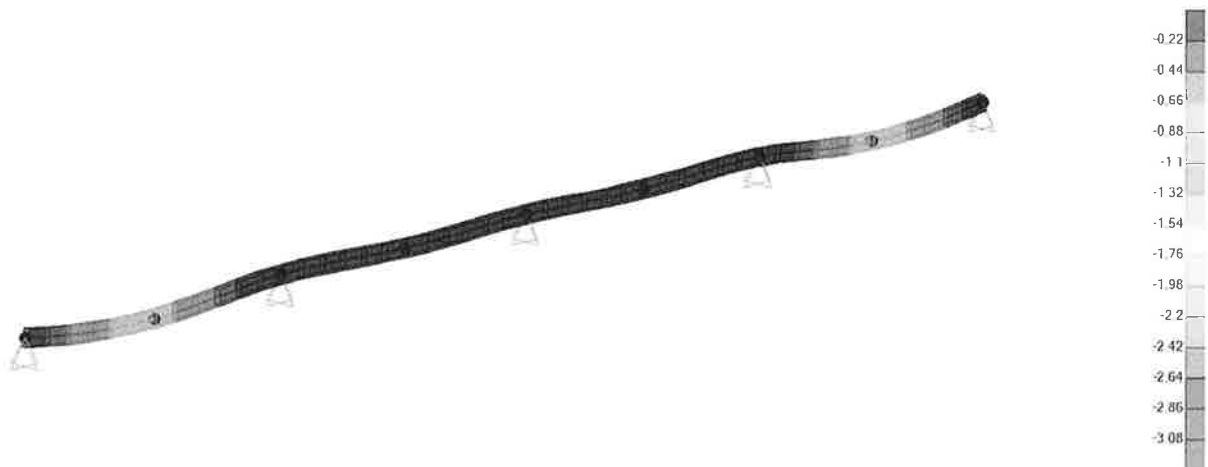


Figura 46, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo si verifica nelle campate di estremità e risulta per le due condizioni di carico pari a:

- $\delta_{\max} = 1\text{mm}$ (SLE03) < $L/250 = 975/250 = 3.9\text{mm}$
- $\delta_2 = 0.75\text{mm}$ (LL) < $L/300 = 975/300 = 3.25\text{mm}$
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM della trave appoggiata all'estremità con carico concentrato in 5 punti:

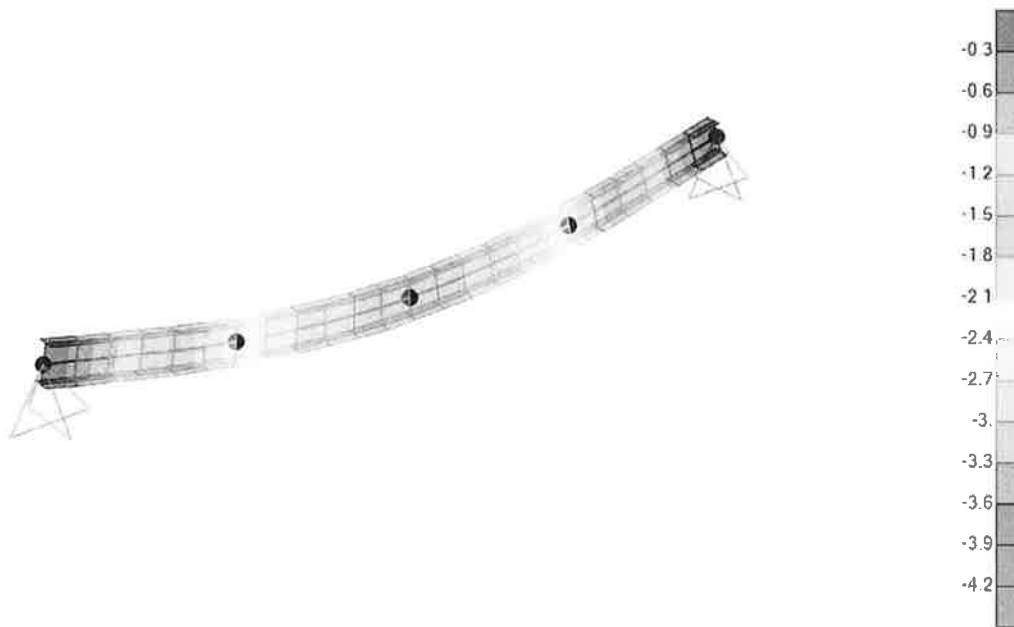


Figura 47, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03



Figura 48, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo risulta per le due condizioni di carico pari a:

- $\delta_{\max} = 3 \text{ mm}$ (SLE03) < $L / 250 = 3900 / 250 = 15.6 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 2.2 \text{ mm}$ (LL) < $L / 300 = 3900 / 300 = 13 \text{ mm}$
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

7 IL SOLAIO

7.1 Analisi dei Carichi

Le verifiche di resistenza della struttura sono state eseguite sulla base della seguente analisi dei carichi.

7.1.1 Carichi Verticali

Di seguito si riportano le condizioni di carico considerate così come previsto dalla normativa di riferimento (NTC2008), tenendo conto che le azioni derivanti da agenti atmosferici (vento e neve) non si sono considerate in quanto si tratta di pavimentazioni interne.

Per quanto riguarda il peso proprio delle strutture fisicamente presenti nei modelli agli elementi finiti, i carichi sono assegnati direttamente dal programma di calcolo una volta assegnato il peso proprio del materiale (peso acciaio = 78.5 kN/m³).

7.1.1.1 Pavimentazione A – B - C

➤ CARICHI PERMANENTI:

- Peso proprio (DEAD)

(peso proprio dei differenti profili)

Peso proprio solaio (lamiera+getto) **Q=2.00 kN/m²**

- Permanenti Portati (DS)

Pavimentazione in legno **Q=1.00 kN/m²**

➤ CARICHI ACCIDENTALI:

- Accidentali

Cat. C3 (LL) **Q=5.00 kN/m²**



7.2 Azione Sismica

Per i parametri di determinazione dell'azione sismica di progetto vedi par. 5.2.

Di seguito si riportano le frequenze, i fattori di partecipazione e le percentuali di massa partecipante dei principali modi di vibrare per la struttura del nuovo solaio.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode	1	0.13	0.00	0.00	0.48	0.00	0.00	0.48
Mode	2	0.12	0.85	0.00	0.00	0.85	0.00	0.48
Mode	3	0.08	0.00	0.00	0.00	0.85	0.00	0.48
Mode	4	0.06	0.00	0.00	0.02	0.85	0.00	0.50
Mode	5	0.06	0.15	0.00	0.00	1.00	0.00	0.50
Mode	6	0.06	0.00	0.00	0.16	1.00	0.00	0.66
Mode	7	0.05	0.00	0.00	0.13	1.00	0.00	0.79
Mode	8	0.04	0.00	0.00	0.14	1.00	0.00	0.93
Mode	9	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	0.01	0.93
Mode	10	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	0.01	0.93
Mode	11	0.03	0.00	0.00	0.00	1.00	0.01	0.94
Mode	12	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.01	0.94
Mode	13	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.01	0.94
Mode	14	0.02	0.00	0.08	0.00	1.00	0.08	0.94
Mode	15	0.02	0.00	0.00	0.00	1.00	0.08	0.94
Mode	16	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.08	0.94
Mode	17	0.01	0.00	0.00	0.06	1.00	0.08	1.00
Mode	18	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.08	1.00
Mode	19	0.01	0.00	0.21	0.00	1.00	0.29	1.00
Mode	20	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.29	1.00
Mode	21	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.29	1.00
Mode	22	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.29	1.00
Mode	23	0.01	0.00	0.14	0.00	1.00	0.43	1.00
Mode	24	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.43	1.00
Mode	25	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.43	1.00
Mode	26	0.01	0.00	0.00	0.00	1.00	0.43	1.00
Mode	27	0.01	0.00	0.39	0.00	1.00	0.82	1.00
Mode	28	0.01	0.00	0.04	0.00	1.00	0.87	1.00
Mode	29	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.87	1.00
Mode	30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.87	1.00

Figura 49, Modi di Vibrare solaio

7.3 Combinazioni di Carico

Le condizioni di carico precedentemente descritte e la loro simbologia possono essere così riassunte:

<u>N°</u>	<u>Denominazione</u>	<u>Descrizione della singola condizione di carico</u>
1	DEAD	pesi propri
2	DS	permanenti
3	LL	accidentale Cat. C
4	$\pm EX/\pm EY$	sisma

I carichi elementari sono stati combinati per ottenere le sollecitazioni consone alle verifiche SLE e SLU.

In particolare le combinazioni considerate sono:

SLU_01: $1.3 \times \text{DEAD} + 1.5 \times \text{DS} + 1.5 \times \text{LL}$

SLU_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 1 \times \text{EX} \pm 0.3 \times \text{EY}$

SLU_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL} \pm 0.3 \times \text{EX} \pm 1 \times \text{EY}$

SLE_01: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.7 \times \text{LL}$

(frequente)

SLE_02: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 0.6 \times \text{LL}$

(q. permanente)

SLE_03: $1 \times (\text{DEAD} + \text{DS}) + 1 \times \text{LL}$

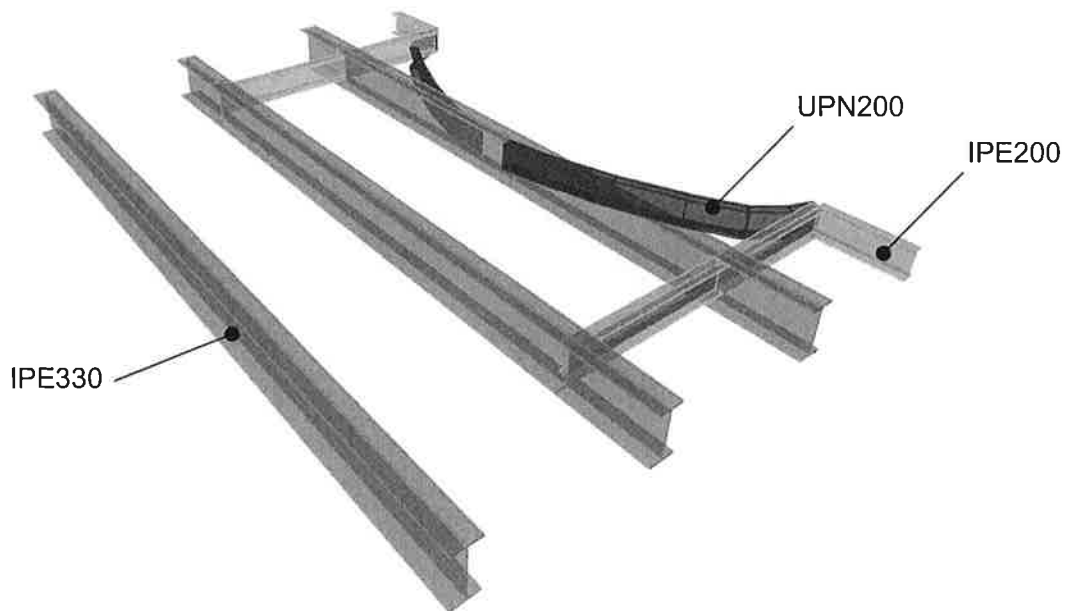
(caratteristica)

7.4 Verifiche di Resistenza Carpenteria Metallica

La struttura del nuovo telaio è costituita da 3 travi principali IPE330 su cui è poggiata un lamiera grecata con getto di completamento; il confine di forma circolare verso la scala è definito da un profilo UPN200 di chiusura.

Lo schema strutturale funziona come semplici travi appoggiate.

Nella immagine seguente si riportano le dimensioni e i tassi di lavoro dei profili per le combinazioni SLU:



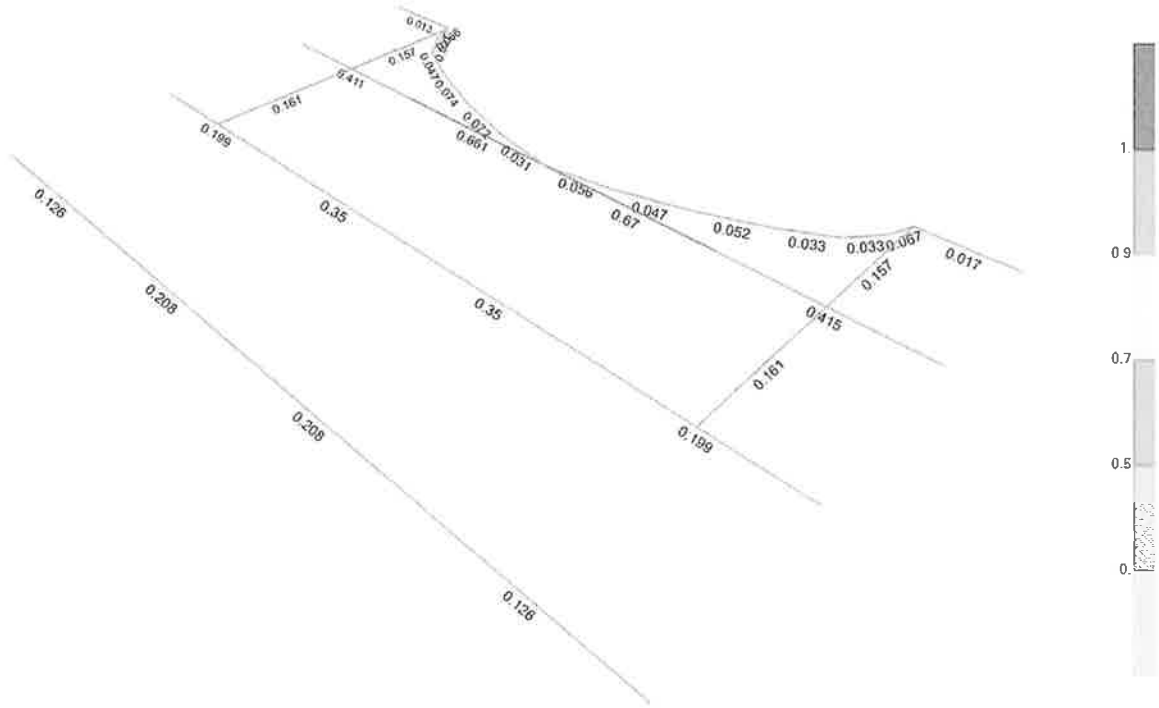


Figura 50, N-M ratio



7.5 Verifiche di Deformabilità

Seguendo quanto prescritto al par. 4.2.4.2.1 lo spostamento verticale deve essere valutato secondo la combinazione caratteristica (SLE_03). La verifica è prevista sia per lo spostamento massimo (δ_{max}), dovuto alla somma dello spostamento elastico prodotto dai carichi permanenti (δ_1) con lo spostamento elastico prodotto dai soli carichi accidentali (δ_2), sia per il solo spostamento elastico generato dai carichi accidentali (δ_2).

In particolare considerando per la struttura i limiti previsti per i solai generici si ha:

- $\delta_{max} / L < 1 / 250$
- $\delta_2 / L < 1 / 300$

Nell'immagine seguente si riportano gli abbassamenti totali e per solo carico accidentali ottenuti dal modello FEM:

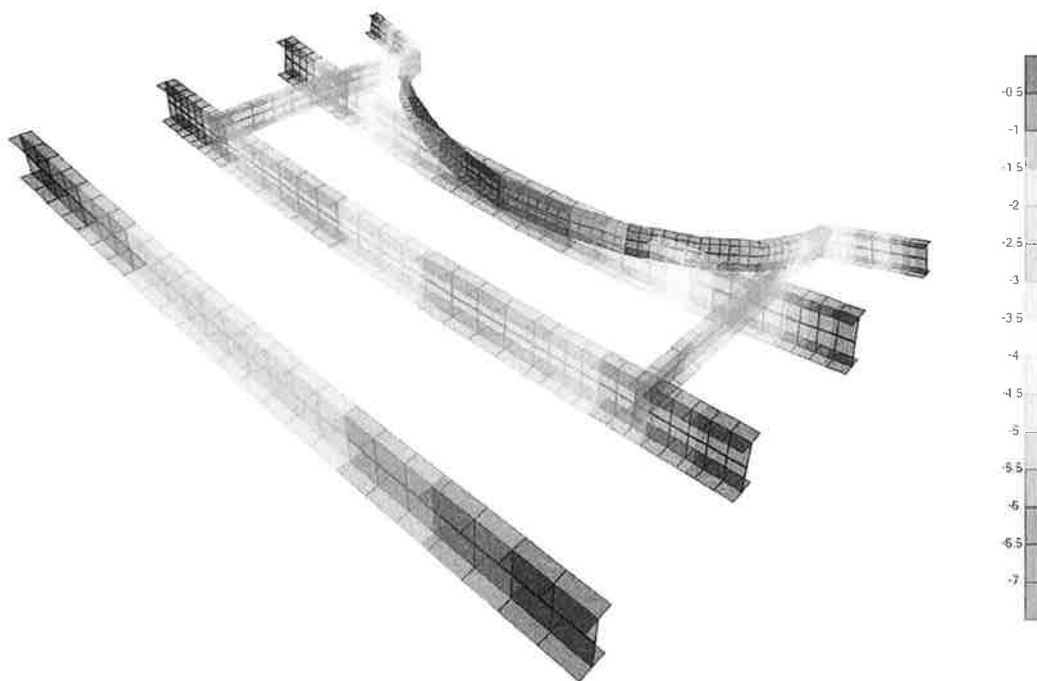


Figura 51, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

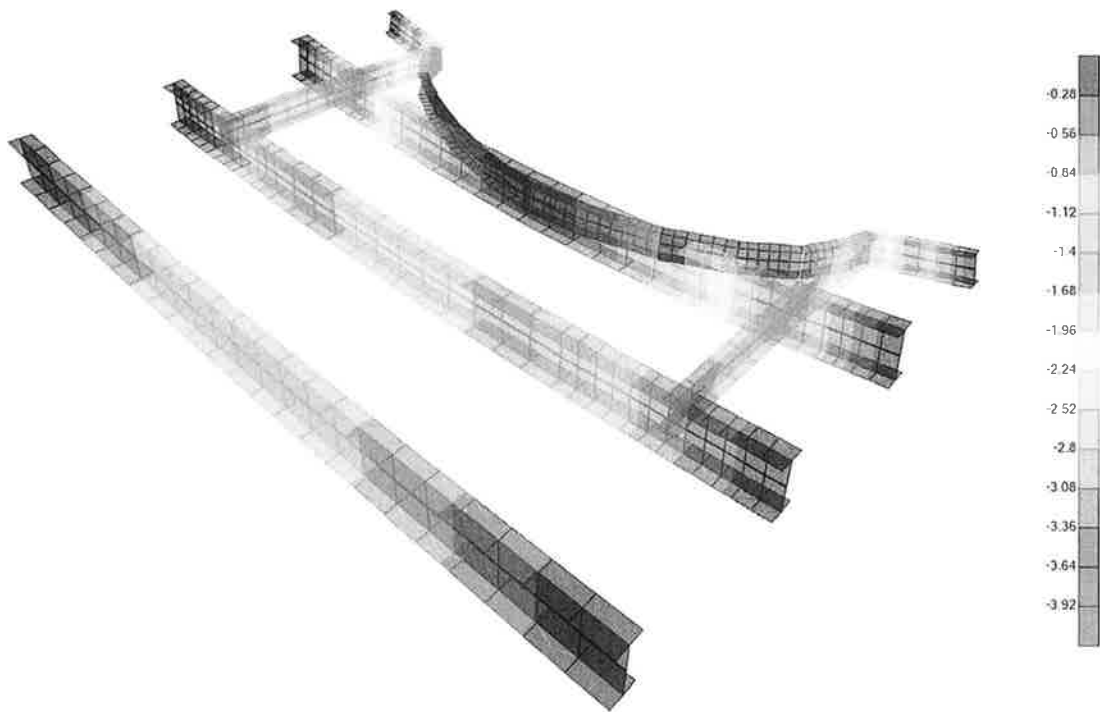


Figura 52, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo risulta per le due condizioni di carico pari a:

- $\delta_{\max} = 6\text{mm}$ (SLE03) < $L/250 = 4900/250 = 19.6\text{mm}$
- $\delta_2 = 3.5\text{mm}$ (LL) < $L/300 = 4900/300 = 16.3\text{mm}$
- La verifica risulta dunque soddisfatta.

8 VERIFICHE SUI SOLAI ESISTENTI

Come anticipato, dal punto di vista strutturale l'inserimento di questi nuovi componenti non interagisce con l'originario impianto strutturale dell'edificio; si tratta infatti di elementi autoportanti, il cui impatto come esclusivo carico verticale rientra nell'analisi dei carichi per cui sono stati dimensionati i solai esistenti.

Come si evince dal collaudo dell'edificio, i carichi precedentemente considerati per il dimensionamento dei solai sono i seguenti:

4.2. Carichi di progetto

4.2.1 Analisi dei carichi

Piani in elevazione destinati ad ufficio aperti al pubblico

Lamiera 7/10 Hi Bond+ getto in c.l.s. s=10 cm	190	kg/m ²
Pavimentazione + sottofondo	150	kg/m ²
Tramezzi	70	kg/m ²
<u>Controsoffitto + impianti</u>	<u>40</u>	<u>kg/m²</u>
Totall permanenti	450	kg/m²
Accidentali	300	kg/m²
TOTALE	750	kg/m²

NB: I pesi delle travi in acciaio principali sono computati in automatico dal programma di calcolo.

Piano terra con destinazione hall di ingresso e uffici

Lamiera 7/10 Hi Bond+ getto in c.l.s. s=10 cm	190	kg/m ²
Pavimentazione + sottofondo	150	kg/m ²
Tramezzi	80	kg/m ²
<u>Controsoffitto</u>	<u>30</u>	<u>kg/m²</u>
Totall permanenti	450	kg/m²
Accidentali	500	kg/m²
TOTALE	950	kg/m²

NB: I pesi delle travi in acciaio principali sono computati in automatico dal programma di calcolo.

Piano interrato con destinazione sala riunioni

Lamiera 7/10 Hi Bond+ getto in c.l.s. s=10 cm	190	kg/m ²
Pavimentazione + sottofondo	150	kg/m ²
Tramezzi	80	kg/m ²
<u>Controsoffitto</u>	<u>30</u>	<u>kg/m²</u>
Totall permanenti	450	kg/m²
Accidentali	1000	kg/m²
TOTALE	1450	kg/m²

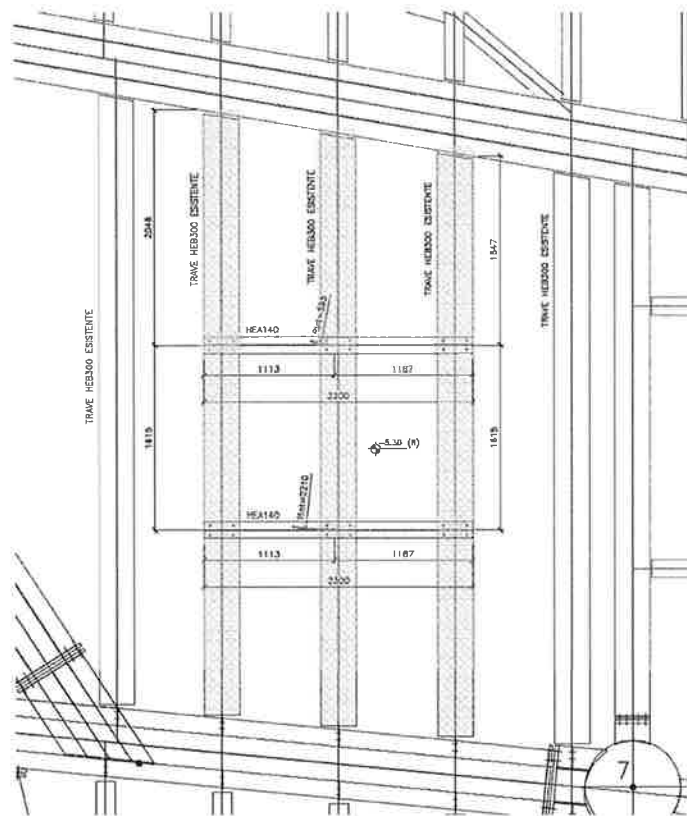
NB: I pesi delle travi in acciaio principali sono computati in automatico dal programma di calcolo.

Per ogni nuovo elemento inserito è stata eseguita una verifica locale, per considerare l'effetto sulle strutture esistenti.

8.1 Scala D

Il corpo scala D scarica essenzialmente il suo peso in due punti: alla partenza, tramite i due cosciali, sul solaio seminterrato e all'arrivo, tramite i due pianerottoli, sulle travi di bordo del vano, appartenenti al solaio del piano terra.

Per la verifica del solaio del piano interrato è stato realizzato un modello di calcolo locale delle nuove travi HEA140, di arrivo dei cosciali, considerati come carico puntuale, e delle travi del solaio esistente HEA300, sulle quali andranno a poggiare. Queste ultime saranno considerate come travi semplicemente appoggiate e caricate secondo l'analisi dei carichi derivante dal collaudo, per le rispettive aree d'influenza (carico permanente e carico accidentale).



Travi esistenti HEA300

Nuove travi HEA140 di arrivo dei cosciali

Figura 53, Stralcio pianta strutturale solaio piano interrato

Nelle immagini seguenti si riportano i tassi di lavoro e gli abbassamenti totali e per solo carico accidentale ottenuti dal modello FEM:

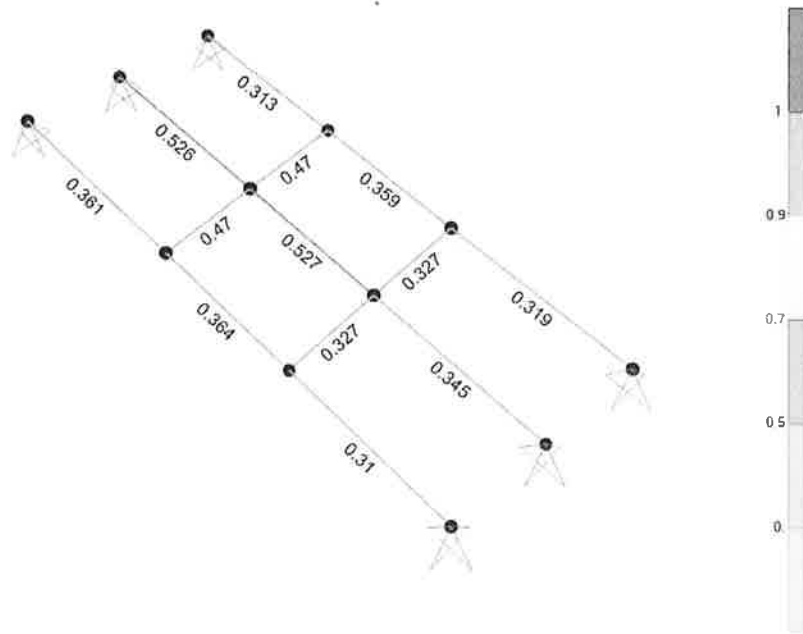


Figura 54, N-M ratio

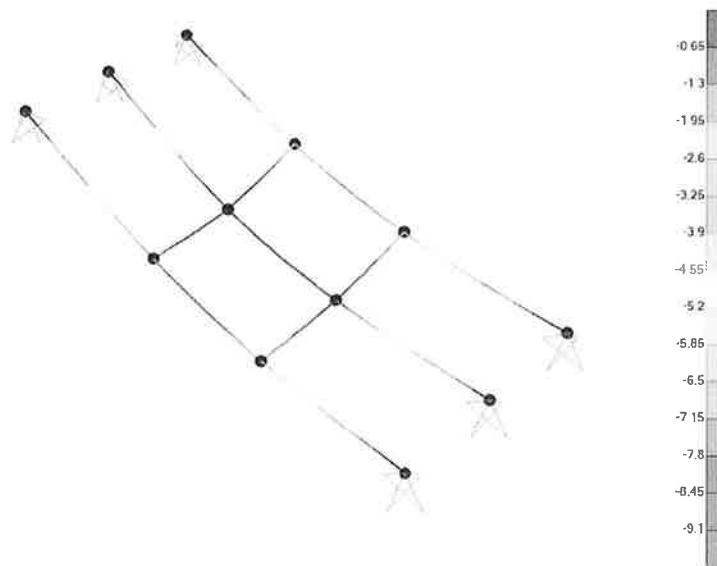


Figura 55, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03



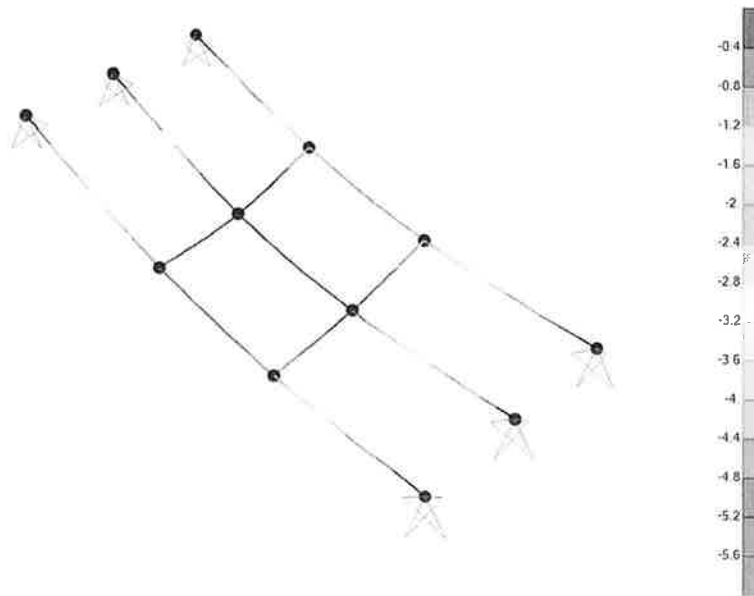


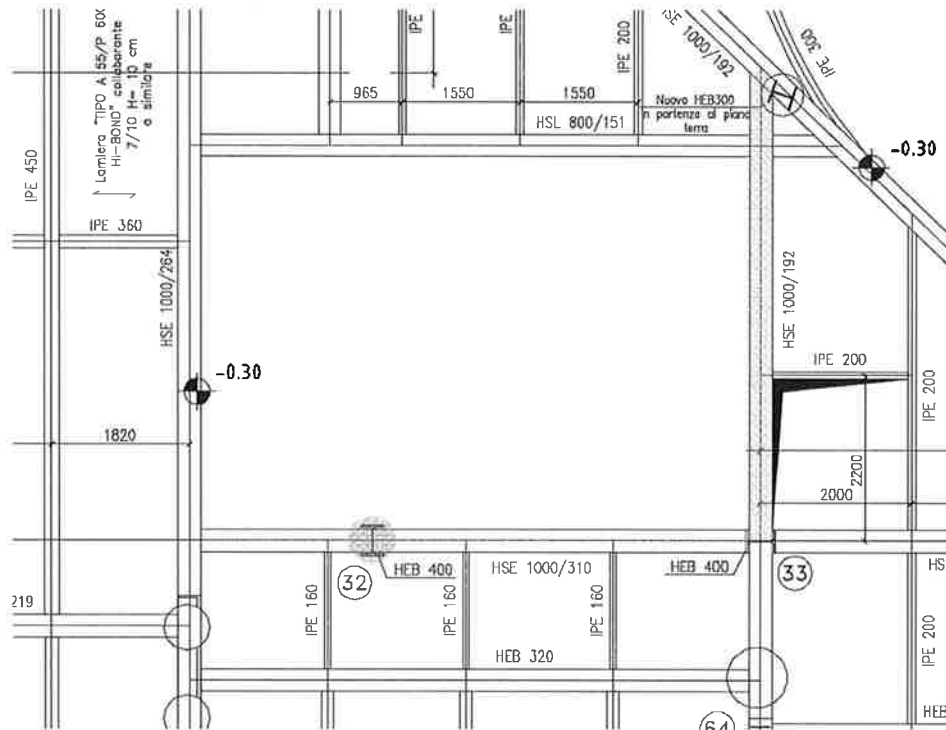
Figura 56, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo si verifica per le travi esistenti HEA300 e per le due condizioni di carico risulta pari a:

- $\delta_{\max} = 9 \text{ mm}$ (SLE03) < $L/250 = 5490/250 = 22 \text{ mm}$
- $\delta_2 = 5.7 \text{ mm}$ (LL) < $L/300 = 5490/300 = 18.3 \text{ mm}$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

Per la verifica del solaio del piano terra è stato realizzato un modello di calcolo locale delle travi di bordo esistenti caricate dai due pianerottoli della nuova scala D, considerate come travi semplicemente appoggiate, e caricate secondo l'analisi dei carichi derivanti dal collaudo, cui sono stati aggiunti i carichi derivanti dal nuovo corpo scala e dal nuovo solaio.



Trave esistente HSE 1000/310

Trave esistente HSE 1000/192

Pilastro esistente HEB400

Figura 57, Stralcio pianta strutturale solaio piano terra

Si riporta solo la verifica della trave di bordo HSE1000x310, essendo la più sollecitata.

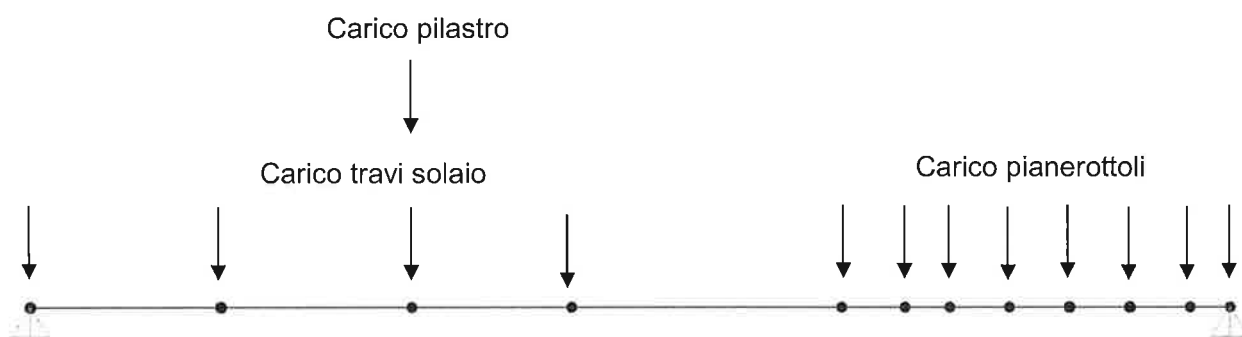
Tale trave risulta avere una luce pari a 7510mm e, oltre ad essere caricata per i carichi di sua competenza, è caricata da un pilastro HEB400 in falso a circa 1/3 della sua luce. Essendo un pilastro in falso, oltre ai carichi portati per ogni interpiano superiore, si è considerata anche la componente

verticale dell'azione sismica, come da par.7.2.1 del D.M.2008 - "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

A questi carichi si è aggiunto inoltre il contributo dei carichi concentrati trasferiti dai pianerottoli della scala a chiocciola.

Inoltre, sono stati considerati i carichi trasferiti dai nuovi profili IPE330 di supporto del nuovo solaio di chiusura del vano scala.

Lo schema di calcolo risulta il seguente:



Nella immagine seguente si riporta il tasso di lavoro gli abbassamenti totali e per solo carico accidentale ottenuti dal modello FEM della trave HSE1000x310:



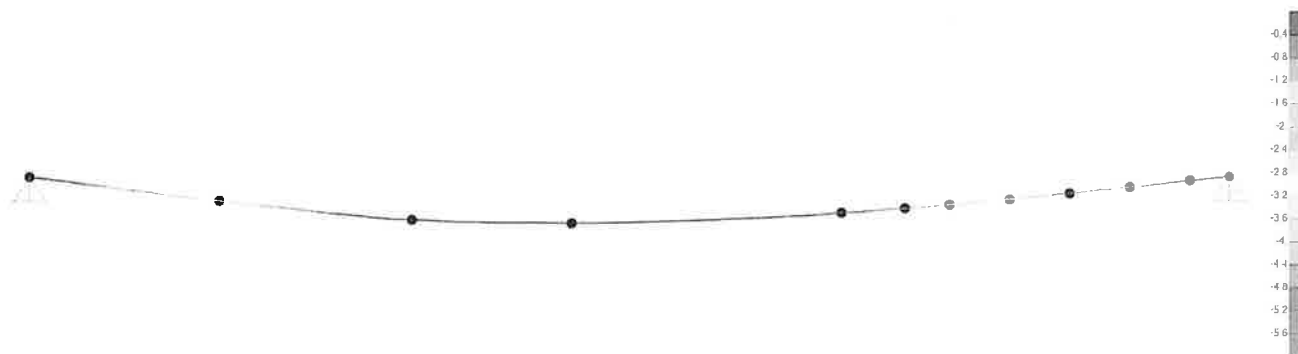


Figura 58, Spost. Verticali [mm] - Combo SLE03

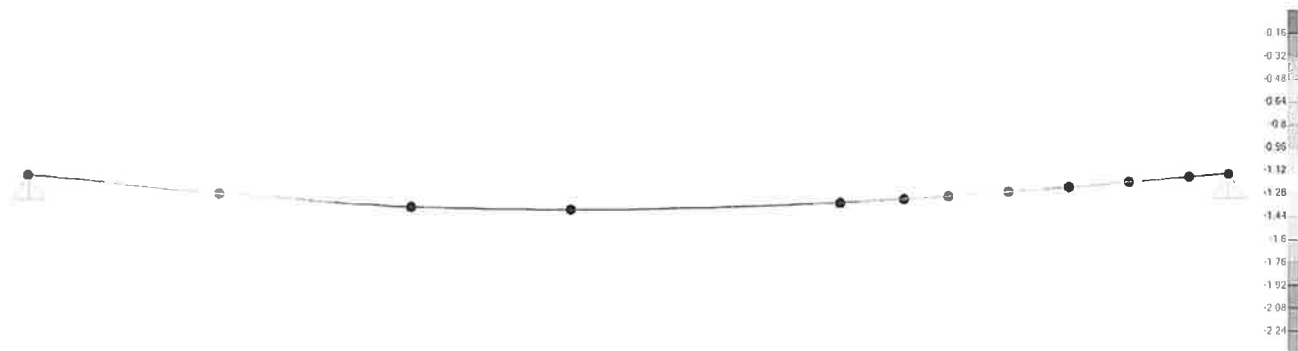


Figura 59, Spost. Verticali [mm] – Carico LL

L'abbassamento massimo per le due condizioni di carico è:

- $\delta_{\max} = 6\text{ mm (SLE03)} < L/250 = 7510/250 = 30\text{ mm}$
- $\delta_2 = 2.3\text{ mm (LL)} < L/300 = 7510/300 = 25\text{ mm}$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

8.2 Scala F-L

Il carico trasferito dai nuovi corpi di scala F e L sono trascurabili rispetto ai carichi globali per cui sono stati dimensionati i solai esistenti.

Se ne omette pertanto la verifica.

8.3 Scala H

Il carico trasferito dalla nuova scala H è più basso della scala sostituita.

Si omette pertanto la verifica delle travi interessate.



9 VALIDAZIONE MODELLO DI CALCOLO

Con il presente capitolo, si intende dimostrare la piena affidabilità del codice di calcolo in relazione all'attendibilità dei risultati forniti dall'output del programma.

9.1 Normative di riferimento

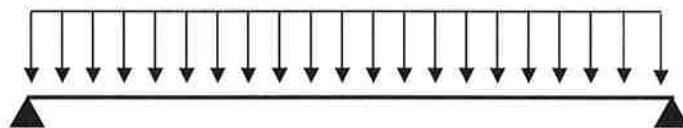
Il controllo di affidabilità del codice di calcolo è effettuato secondo quanto esposto al cap. 10.2 del DM 14/01/2008.

9.2 Codice di calcolo

Si riportano di seguito i dati del codice di calcolo adottato.

NOME DEL PROGRAMMA:	Sap 2000 programma ad elementi finiti.
RELEASE:	Relase V12.00 del 2009
LICENZA	SE82

9.3 Test di validazione: trave appoggiata



9.3.1 Calcolo Manuale

$L = 10.0 \text{ m}$

$P = 1.0 \text{ t/m}$

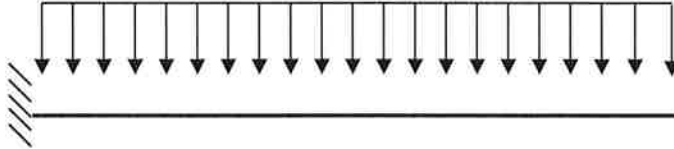
Momento in mezzera $M = qL^2/8 = 12.5 \text{ tm}$

Taglio all'appoggio $T = PL/2 = 5.0 \text{ t}$

9.3.2 Calcolo Automatico

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	0,00	G	LinStatic	0,00	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00
1	0,50	G	LinStatic	0,00	-4,50	0,00	0,00	0,00	2,38
1	1,00	G	LinStatic	0,00	-4,00	0,00	0,00	0,00	4,50
1	1,50	G	LinStatic	0,00	-3,50	0,00	0,00	0,00	6,38
1	2,00	G	LinStatic	0,00	-3,00	0,00	0,00	0,00	8,00
1	2,00	G	LinStatic	0,00	-3,00	0,00	0,00	0,00	8,00
1	2,50	G	LinStatic	0,00	-2,50	0,00	0,00	0,00	9,38
1	3,00	G	LinStatic	0,00	-2,00	0,00	0,00	0,00	10,50
1	3,50	G	LinStatic	0,00	-1,50	0,00	0,00	0,00	11,38
1	4,00	G	LinStatic	0,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	12,00
1	4,00	G	LinStatic	0,00	-1,00	0,00	0,00	0,00	12,00
1	4,50	G	LinStatic	0,00	-0,50	0,00	0,00	0,00	12,38
1	5,00	G	LinStatic	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	12,50
1	5,50	G	LinStatic	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	12,38
1	6,00	G	LinStatic	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	12,00
1	6,00	G	LinStatic	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	12,00
1	6,50	G	LinStatic	0,00	1,50	0,00	0,00	0,00	11,38
1	7,00	G	LinStatic	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	10,50
1	7,50	G	LinStatic	0,00	2,50	0,00	0,00	0,00	9,38
1	8,00	G	LinStatic	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	8,00
1	8,00	G	LinStatic	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	8,00
1	8,50	G	LinStatic	0,00	3,50	0,00	0,00	0,00	6,38
1	9,00	G	LinStatic	0,00	4,00	0,00	0,00	0,00	4,50
1	9,50	G	LinStatic	0,00	4,50	0,00	0,00	0,00	2,38
1	10,00	G	LinStatic	0,00	5,00	0,00	0,00	0,00	0,00

9.4 Test di validazione: trave a mensola



9.4.1 Calcolo Manuale

$$L = 10.0 \text{ m}$$

$$P = 1.0 \text{ t/m}$$

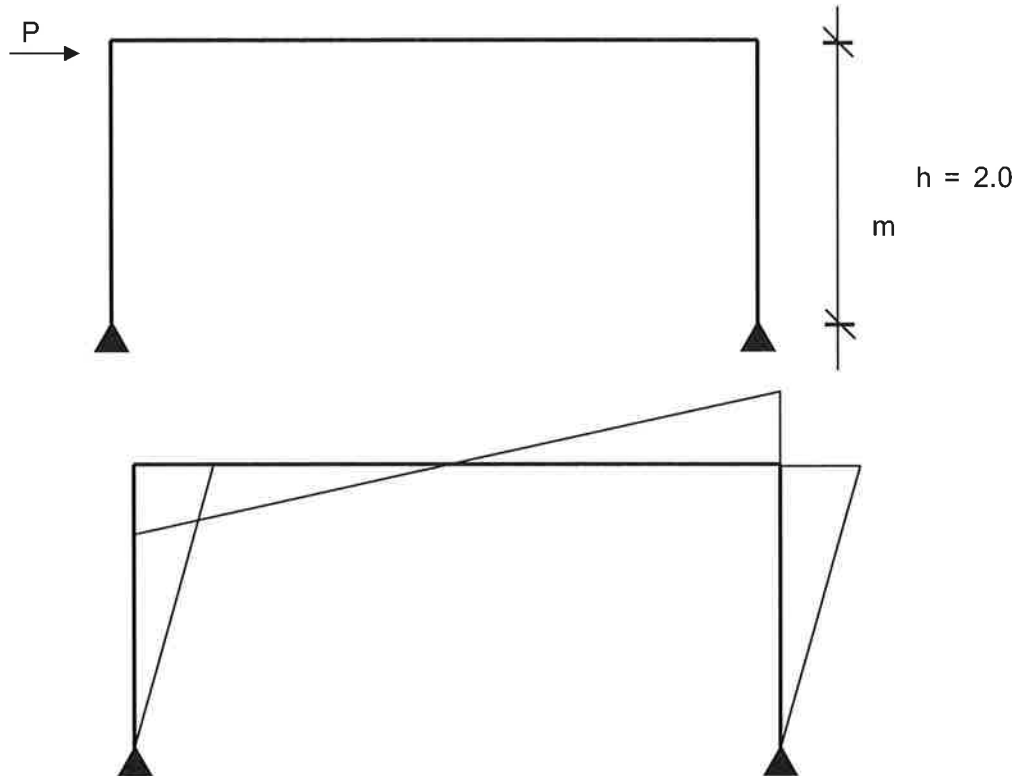
$$\text{Momento all'incastro } M = qL^2/2 = 50 \text{ tm}$$

$$\text{Taglio all'appoggio } T = PL = 10 \text{ t}$$

9.4.2 Calcolo Automatico

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
2	0	DEAD	LinStatic	0	-10	0	0	0	-50
2	0.58824	DEAD	LinStatic	0	-9.4118	0	0	0	-44.29066
2	1.17647	DEAD	LinStatic	0	-8.8235	0	0	0	-38.92734
2	1.76471	DEAD	LinStatic	0	-8.2353	0	0	0	-33.91003
2	2.35294	DEAD	LinStatic	0	-7.6471	0	0	0	-29.23875
2	2.94118	DEAD	LinStatic	0	-7.0588	0	0	0	-24.91349
2	3.52941	DEAD	LinStatic	0	-6.4706	0	0	0	-20.93426
2	4.11765	DEAD	LinStatic	0	-5.8824	0	0	0	-17.30104
2	4.70588	DEAD	LinStatic	0	-5.2941	0	0	0	-14.01384
2	5.29412	DEAD	LinStatic	0	-4.7059	0	0	0	-11.07266
2	5.88235	DEAD	LinStatic	0	-4.1176	0	0	0	-8.47751
2	6.47059	DEAD	LinStatic	0	-3.5294	0	0	0	-6.22837
2	7.05882	DEAD	LinStatic	0	-2.9412	0	0	0	-4.32526
2	7.64706	DEAD	LinStatic	0	-2.3529	0	0	0	-2.76817
2	8.23529	DEAD	LinStatic	0	-1.7647	0	0	0	-1.55709
2	8.82353	DEAD	LinStatic	0	-1.1765	0	0	0	-0.69204
2	9.41176	DEAD	LinStatic	0	-0.5882	0	0	0	-0.17301
2	10	DEAD	LinStatic	0	-1.938E-15	0	0	0	2.246E-14

9.5 Test di validazione: telaio



9.5.1 Calcolo Manuale

$$P = 1.0 \text{ t}$$

$$\text{Momento massimo } M_{\max} = Ph/2 = 1 \text{ tm}$$

$$\text{Taglio massimo } T_{\max} = P/2 = 0.5 \text{ t}$$

9.5.2 Calcolo Automatico

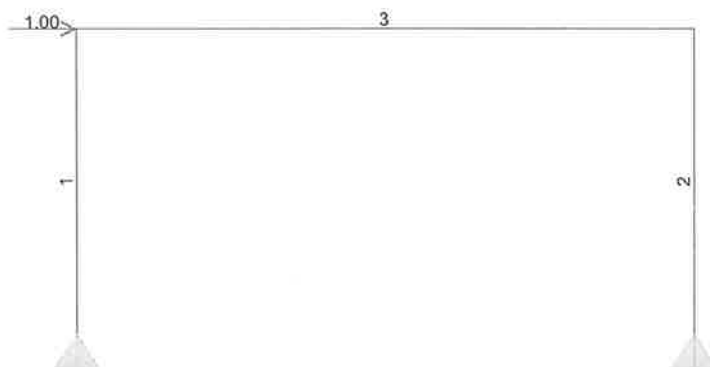


TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	Station	OutputCase	CaseType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m	Ton-m
1	0	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
1	0.22222	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.1
1	0.44444	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.2
1	0.66667	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.3
1	0.88889	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.4
1	1.11111	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.6
1	1.33333	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.7
1	1.55556	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.8
1	1.77778	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.9
1	2	DEAD	LinStatic	0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-1.0
2	0	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.22222	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.1
2	0.44444	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.2
2	0.66667	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.3
2	0.88889	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.4
2	1.11111	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.6
2	1.33333	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.7
2	1.55556	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.8
2	1.77778	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.9
2	2	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-1.0
3	0	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	1.0
3	0.44444	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.8
3	0.88889	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.6
3	1.33333	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.3
3	1.77778	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	0.1
3	2.22222	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.1
3	2.66667	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.3
3	3.11111	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.5
3	3.55556	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-0.8
3	4	DEAD	LinStatic	-0.5	0.5	0.0	0.0	0.0	-1.0

9.6 Conclusioni

Per tutti gli schemi di calcolo proposti, i risultati forniti dal modello di calcolo mostrano l'efficacia e l'attendibilità del codice di calcolo adottato per l'analisi agli elementi finiti.

