



Comune di Cedegolo (BS)

Progetto esecutivo

**Opere di manutenzione straordinaria per la realizzazione
di un ostello finalizzato alla valorizzazione turistico-
culturale del centro polifunzionale comunale nella
frazione di Grevo**

ELABORATO	T10 - RELAZIONE DI CALCOLO
DATA	Dicembre 2022
COMMITTENTE	Comune di Cedegolo Piazza Roma, n.1 25051 Cedegolo (BS)
PROGETTISTA	Ing. Riva Stefano Ordine Ingegneri della Prov. di Brescia - n. 4802A

1 Descrizione dell'edificio e dello schema strutturale

Oggetto della presente relazione sono le opere previste dal progetto strutturale definitivo dei lavori di realizzazione di un ostello presso il centro polifunzionale comunale in frazione Grevo, nel Comune di Cedegolo.

Il progetto prevede la formazione di un nuovo solaio in acciaio-calcestruzzo a coprire una zona attualmente a doppia altezza, così da ricavare nuova superficie da adibire ad ostello, e la conseguente verifica globale dell'edificio in quanto il suddetto intervento strutturale ricade cautelativamente nella categoria dell'adeguamento ai sensi del cap. 8 delle Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018.

In questa fase progettuale lo stato di fatto della struttura in oggetto è stato ricavato principalmente dai disegni strutturali e dai documenti depositati al momento della realizzazione del centro polifunzionale, nei primi anni 2000. In una eventuale fase successiva si sottolinea la imprescindibile necessità di effettuare indagini più approfondite circa lo stato e la consistenza delle strutture esistenti, dei materiali impiegati, nonché una indagine geologica in grado di individuare una categoria di sottosuolo ed una categoria topografica in maniera da poter effettuare delle analisi basate sugli spettri di risposta previsti da normativa.

Dal punto di vista strutturale, l'edificio esistente è composto da un piano terra, che poggia in parte su un muro in c.a. di interrato ed in parte in falso su una trave del solaio di interrato, e da un piano primo. Attualmente il solaio in laterocemento che separa il piano terra dal piano primo non occupa tutta la superficie dell'edificio ma è presente una porzione a doppia altezza. Il fronte ovest del piano primo non è allineato con il muro a piano terra ma è realizzato su mensole in c.a. che sporgono a quota del solaio di interpiano. La muratura portante con cui è realizzato l'edificio è in termolaterizio e blocchi in cemento facciavista, con spessore totale di 20+20 cm. Il solaio esistente di interpiano è in laterocemento, così come il solaio di copertura della porzione a doppia altezza, mentre il solaio di copertura del piano primo è in legno. E' prevista la formazione di un nuovo solaio a livello dell'attuale solaio di interpiano, con profili in acciaio e lamiera grecata collaborante. La trave principale del nuovo solaio andrà ad appoggiarsi da un lato su un pilastro in c.a. esistente e dall'altro lato su un nuovo pilastro in c.a. ricavato nello spessore della muratura perimetrale, che trova continuità in fondazione essendo sovrapposto al muro in c.a. di interrato. Alla muratura nel suo complesso è affidato il compito di sopportare le azioni verticali statiche e orizzontali sismiche (le azioni orizzontali indotte dall'azione del vento, in questo caso, risultano inferiori a quelle sismiche e vengono pertanto trascurate).

In accordo alla normativa di riferimento, vista la destinazione d'uso dell'edificio in oggetto, si è assunto che lo stesso appartenga alla classe d'uso III ovvero "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi [...]"; la vita nominale VN dell'opera è stata definita maggiore o uguale a 50 anni.

Il dimensionamento degli elementi strutturali è eseguito ai sensi della Legge 5 Novembre 1971 n. 1086 e successivi aggiornamenti, in particolare tutte le verifiche strutturali sono state condotte in accordo al quanto indicato nella normativa vigente D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni" e Circolare Applicativa N°7/2019, integrazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018).

Scopo della presente è l'illustrazione dei criteri e delle ipotesi di calcolo adottati, delle verifiche in merito alle condizioni di stabilità dei manufatti ed al tasso di lavoro dei materiali per le tipologie strutturali maggiormente significative.

2 Normativa di riferimento

- Legge 5 Novembre 1971 n. 1086, "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- Legge 2/2/1974 n. 64, "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circolare Applicativa N°7/2019, integrazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018);
- UNI EN 1992-1-1:2005, "Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici";
- UNI EN 1995-1-1:2005, "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici";
- UNI EN 1996-1-1:2006, "Eurocodice 6 - Progettazione delle strutture di muratura- Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata";
- UNI EN 1998-1:2005, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici";
- UNI EN 1998-5:2005, "Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici".

3 Caratteristiche dei materiali

In accordo a quanto indicato sulle relative tavole strutturali, per i nuovi elementi si utilizzeranno i seguenti materiali:

PRESCRIZIONI PER I MATERIALI

CALCESTRUZZO	classe resistenza	classe consistenza	classe esposizione	Ø max inerte
NUOVA SOLETTA COLLABORANTE OPERE IN ELEVAZIONE MAGRONE	LC30/33 C25/30	vedi scheda tecnica S4	XC1 XC1	vedi scheda tecnica 20 mm

ACCIAIO PER C.A.

FERRO TONDO PER C.A. RETE ELETTRISALDATA	B450C B450C	f_{yk} 450 N/mm ² f_{yk} 450 N/mm ²
---	----------------	--

ACCIAIO DA CARPENTERIA METALLICA

Materiale:

profili laminati a caldo:	UNI EN 10025	S275JR	$f_{yk} > 275$ N/mm ²	$f_{tk} > 430$ N/mm ²
profili cavi formati a freddo:	UNI EN 10219-2			
profili cavi laminati a caldo:	UNI EN 10210-2	S275JRH	$f_{yk} > 275$ N/mm ²	$f_{tk} > 430$ N/mm ²

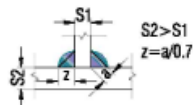
Bulloneria:

bulloneria strutturale a serraggio non controllato: 8.8 SB secondo EN 15048
bulloneria strutturale a serraggio controllato: 10.9 HV secondo EN 14399-4

Saldatura:

se non diversamente specificato, in relazione allo spessore minimo S1 collegato, si prescrive doppio cordone d'angolo o equivalente a parziale penetrazione, con gola:

- acciaio S235 $a > 0,46$ t
- acciaio S275 $a > 0,48$ t
- acciaio S355 $a > 0,55$ t
- per tutte le classi di acciaio $a < 0,7$ t



Esecuzione (secondo EN 1090-2):

- classe di esecuzione EXC2
- classe di tolleranza Classe 2
- classe di corrosività C2 bassa

Di seguito si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzate nelle analisi statiche non lineari descritte nei capitoli successivi.

Materiali

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	T/f _{vm0} [N/cm ²]
Muratura pietra esistente	870,00	290,00	19	74,07	1,48
Poroton P800	4.660,00	1.864,00	12	666,00	28,57
Muratura pietra ricostruita	2.262,00	754,00	21	250,37	5,39
Mattoni pieni	10.800,00	4.320,00	18	1.543,00	42,86

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]
C25/30	31.476,00	13.115,00	25	33,0	25,00

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,0	450,00

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]
S 235	210.000,00	80.769,00	79	231,0	215,00
S 275	210.000,00	80.769,00	79	274,0	255,00

Legno

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{wm} [N/mm ²]	f _{wk} [N/mm ²]
ANS1 Conifere. pioppo (Abete Nord 1)	12.000,00	750,00	4	41,0	29,00

Le caratteristiche del terreno di fondazione sono state ipotizzate: categoria topografica T1 e categoria di sottosuolo C.

I coefficienti di sicurezza dei materiali adottati in sede di dimensionamento e verifica sono quelli riportati nel capitolo 4 e 8 del D.M. 17 gennaio 2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

4 Carichi e combinazioni di carico

4.1 Analisi dei carichi statici

Le seguenti analisi dei carichi sono state desunte dagli elaborati strutturali originali e dai pesi dei vari materiali in accordo alla normativa vigente.

Per i solai esistenti del I° impalcato all'interno dell'edificio si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali compiutamente definiti (G2): 2.5 kN/m²
- Variabili ambienti suscettibili di affollamento – cat. C2 (Q): 4 kN/m²

Per il solaio esistente del II° impalcato di copertura dei servizi igienici con la possibile presenza di neve al suolo si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali compiutamente definiti (G2): 1.5 kN/m²
- Neve con possibile accumulo (<1000 m s.l.m.): da 3.0 kN/m²

Per il solaio esistente del II° impalcato interno si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali compiutamente definiti (G2): 3 kN/m²
- Variabili ambienti suscettibili di affollamento – cat. C1 (Q): 3 kN/m²

Per il solaio nuovo del II° impalcato interno si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali compiutamente definiti (G2): 3.5 kN/m²
- Variabili ambienti suscettibili di affollamento – cat. C1 (Q): 3 kN/m²

Per la copertura in legno esistente del secondo piano si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali (G2): 1.4 kN/m2
- Neve (<1000 m s.l.m.): 2.65 kN/m2

Per la copertura in laterocemento esistente del secondo piano si sono considerati i seguenti sovraccarichi oltre al peso proprio:

- Permanenti non strutturali (G2): 1.5 kN/m2
- Neve (<1000 m s.l.m.): 2.65 kN/m2

Il peso proprio degli elementi in calcestruzzo armato (G1) è stato assunto pari a 25 kN/m3.

Il peso proprio degli elementi in muratura portante (G1) è stato assunto pari a 11 kN/m3 per le murature in laterizio, 12 kN/m3 per le murature in cemento facciavista.

Il peso proprio degli elementi in legno (G1) è stato assunto pari a 3,8 kN/m3.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto della masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma

Si sono considerati i seguenti coefficienti:

- Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento: $\psi_{2i} = 0.6$
- Neve (sotto 1000 m s.l.m.): $\psi_{2i} = 0$

4.2 Grado di sismicità e moto sismico

Si riportano di seguito i dati utili alla definizione delle azioni sismiche relative al Comune di Cedegolo (BS) ed alla tipologia di edificio. Si riportano di seguito i dati spettrali che derivano dalle assunzioni di cui sopra:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	45	0,030	2,578	0,201
SLD	75	0,036	2,615	0,221
SLV	712	0,069	2,730	0,308
SLC	1462	0,084	2,754	0,325

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$

SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$

SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_s = 1,500$

$C_G = 1,549$ info

$h/H = 0,000$

$S_T = 1,000$ info

Compon. orizzontale

☒ Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%)

$\eta = 1,000$ info

☐ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_o

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q

$\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

6/66

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,069 g
F_n	2,730
T_c	0,308 s
S_s	1,500
C_c	1,549
S_T	1,000
q	1,000

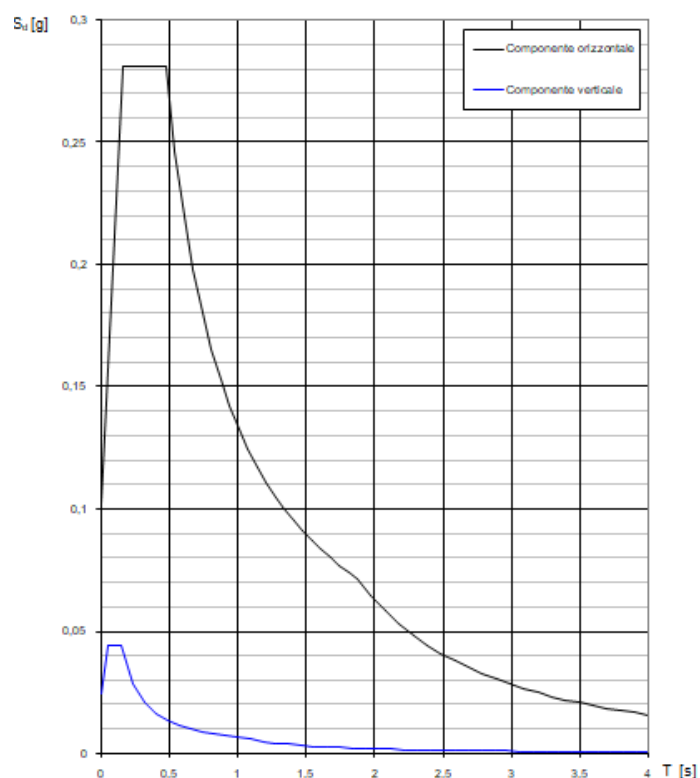
Parametri dipendenti

S	1,500
η	1,000
T_B	0,159 s
T_C	0,477 s
T_D	1,874 s

	T [s]	Se [g]	
	0,000	0,103	
T_B	0,159	0,281	
T_C	0,477	0,281	
	0,543	0,246	
	0,610	0,219	
	0,676	0,198	
	0,743	0,180	
	0,809	0,165	
	0,876	0,153	
	0,942	0,142	
	1,009	0,133	
	1,076	0,124	
	1,142	0,117	
	1,209	0,111	
	1,275	0,105	
	1,342	0,100	
	1,408	0,095	
	1,475	0,091	
	1,542	0,087	
	1,608	0,083	
	1,675	0,080	
	1,741	0,077	
	1,808	0,074	
T_D	1,874	0,071	
	1,976	0,064	
	2,077	0,058	
	2,178	0,053	
	2,279	0,048	
	2,380	0,044	
	2,482	0,041	
	2,583	0,038	
	2,684	0,035	
	2,785	0,032	
	2,887	0,030	
	2,988	0,028	
	3,089	0,026	
	3,190	0,025	
	3,291	0,023	
	3,393	0,022	
	3,494	0,021	
	3,595	0,019	
	3,696	0,018	
	3,798	0,017	
	3,899	0,016	
	4,000	0,016	

Si riportano di seguito le componenti orizzontali degli spettri elastici (coefficiente di smorzamento viscoso = 5%):

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV



4.3 Combinazioni di carico

Per gli stati limite ultimi si adotteranno le combinazioni fondamentali del tipo:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

essendo

G_1 : il valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 : il valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P_k : il valore caratteristico della forza di precompressione

Q_{ki} : il valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

γ_{G1} : 1.3 (1 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_{G2} : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

γ_P : 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)

γ_Q : 1.5 (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

ψ_{0i} : coefficiente di combinazione definito in accordo a quanto indicato dalla Tabella 2.5.I del D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni".

In accordo alla normativa di riferimento, poiché i carichi permanenti non strutturali sono compiutamente definiti, per il coefficiente γ_g si adottano i valori 1.3 o 1 se il loro contributo aumenta la sicurezza.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

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

Per gli stati limite di esercizio si devono prendere in esame le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con i γ pari a 1 e applicando ai valori caratteristici delle azioni variabili adeguati coefficienti ψ . In forma convenzionale le combinazioni possono essere espresse nel seguente modo:

Combinazione rara

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente quasi permanente

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

La combinazione dell'azione sismica (E) con le altre azioni è stata effettuata in accordo a quanto indicato nel paragrafo 2.5.3, D.M. 17/01/2018, "Norme tecniche per le costruzioni", ovvero

- **Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:**
 $E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$ [2.5.5]

essendo "E" l'azione sismica per lo stato limite in esame.

In particolare le componenti spaziali dell'azione sismica considerate saranno combinate mediante la seguente espressione:

$$1,00E_x + 0,3E_y$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi. Il simbolo "+" ha significato di "combinazione". In accordo alla normativa vigente si è presa in considerazione l'eccentricità accidentale delle masse (pari al 5% della dimensione in pianta dell'impalcato, misurata nella direzione ortogonale al sisma considerato).

Come specificato nei successivi capitoli, vista la geometria della struttura considerata, in accordo alla normativa di riferimento, non si è considerata la componente verticale E_z dell'azione sismica.

4.4 Masse

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

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

dove ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i} Q_{ki}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma

5 Principali risultati delle analisi numeriche e verifiche globali

5.1 Modello di calcolo

Lo studio del comportamento globale dell'edificio in oggetto è stato condotto utilizzando una serie di analisi statiche non lineari.

Per l'analisi sismica globale, il modello di riferimento è quello a telaio equivalente tridimensionale, il modello di calcolo elaborato è descritto nelle successive figure

La modellazione dell'edificio viene realizzata mediante l'inserimento di pareti che vengono discretizzate in macro-elementi, rappresentativi di maschi murari e fasce di piano deformabili; i nodi rigidi sono indicati nelle porzioni di muratura che tipicamente sono meno soggette al danneggiamento sismico. Solitamente i maschi e le fasce sono contigui alle aperture, i nodi rigidi rappresentano elementi di collegamento tra maschi e fasce. La concezione matematica che si nasconde nell'impiego di tale elemento, permette di riconoscere il meccanismo di danno, a taglio nella sua parte centrale o a pressoflessione sui bordi dell'elemento in modo da percepire la dinamica del danneggiamento così come si presenta effettivamente nella realtà.

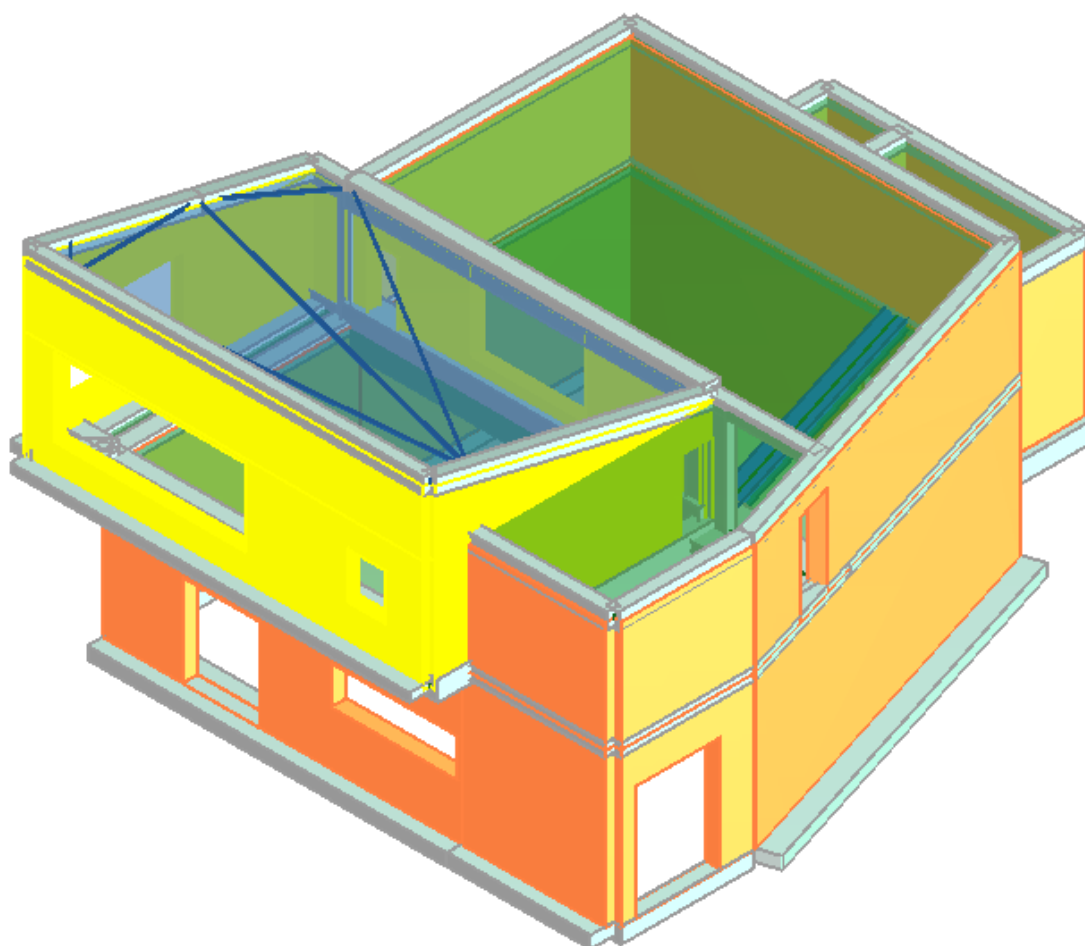


Figura 1 – Modello di calcolo vista 1

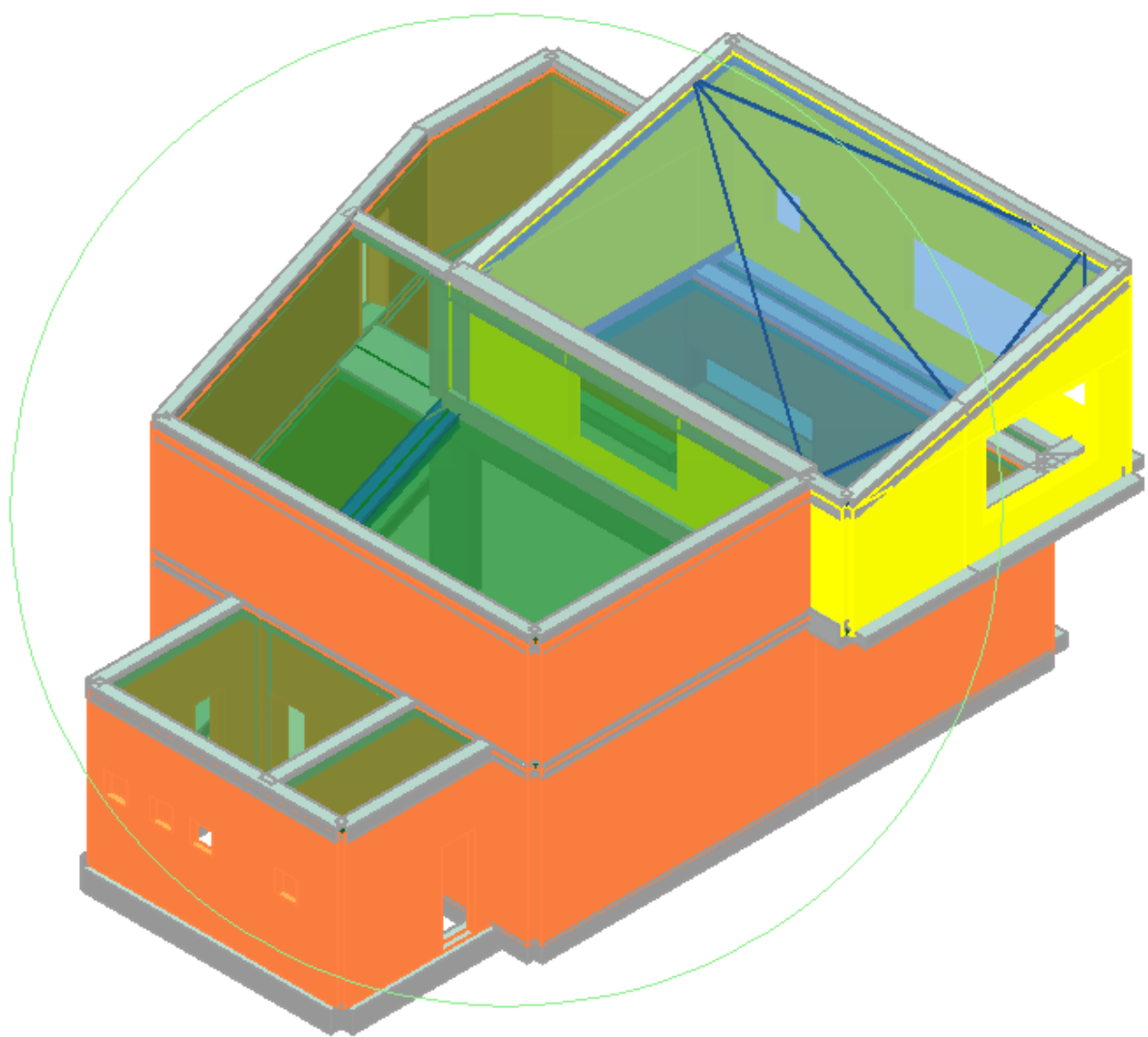


Figura 2 – Modello di calcolo vista 2

I nodi del modello sono nodi tridimensionali a 5 gradi di libertà (le tre componenti di spostamento nel sistema di riferimento globale e le rotazioni intorno agli assi X e Y) o nodi bidimensionali a 3 gradi di libertà (due traslazioni e la rotazione nel piano della parete). Quelli tridimensionali vengono usati per permettere il trasferimento delle azioni, da un primo muro a un secondo disposto trasversalmente rispetto al primo. I nodi di tipo bidimensionale hanno gradi di libertà nel solo piano della parete permettendo il trasferimento degli stati di sollecitazione tra i vari punti della parete. Gli orizzontamenti, modellati con elementi bidimensionali a tre nodi connessi ai nodi tridimensionali, sono caricabili perpendicolarmente al loro piano dai carichi accidentali e permanenti; le azioni sismiche caricano il solaio lungo la direzione del piano medio. Per questo l'elemento finito solaio viene definito con una rigidità assiale, ma nessuna rigidità flessionale, in quanto il comportamento meccanico principale che si intende sondare è quello sotto carico orizzontale dovuto al sisma.

Con riferimento alla numerazione dei nodi illustrata nelle successive figure la mesh adottata per le analisi dell'edificio è illustrata successivamente.

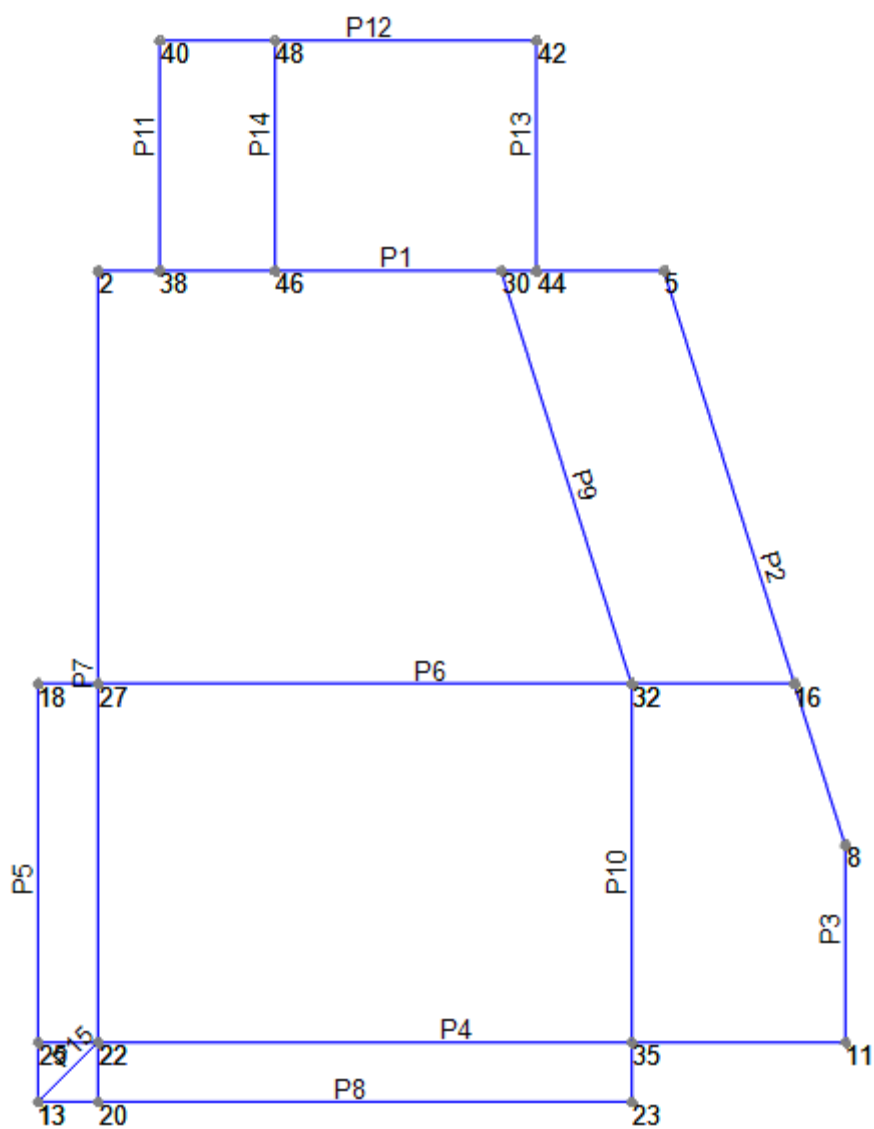


Figura 3 – Numerazione nodi livello 1

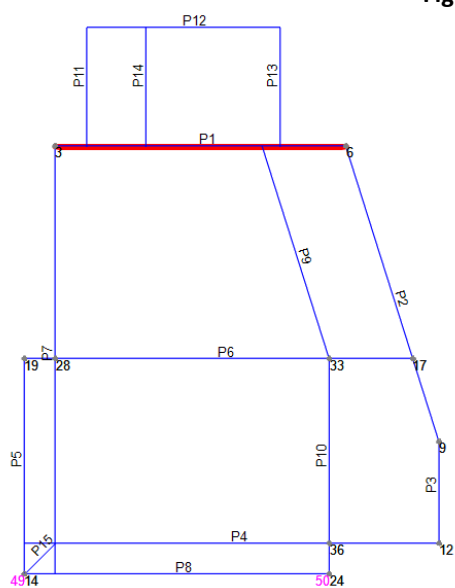
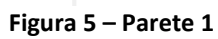


Figura 5 – Parete 1



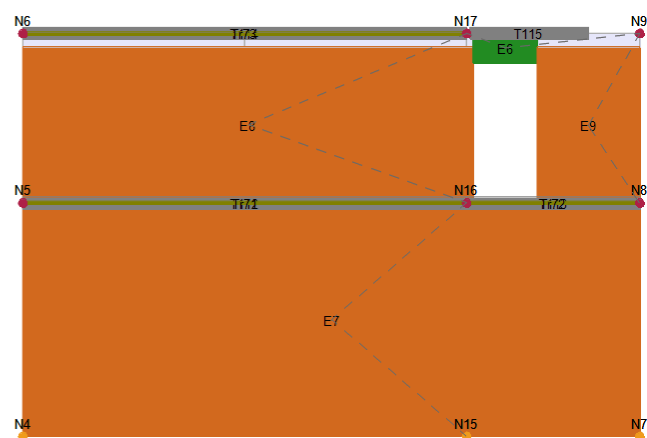
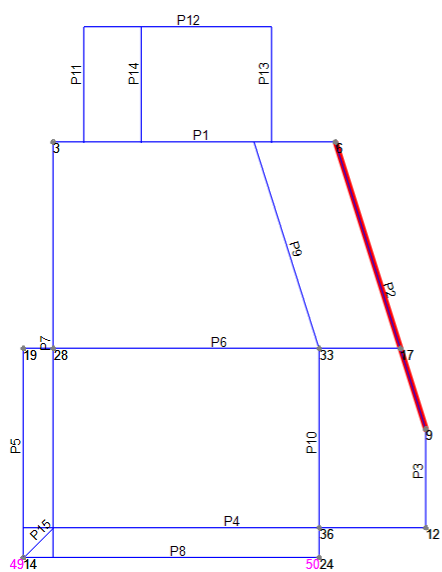


Figura 6 – Parete 2

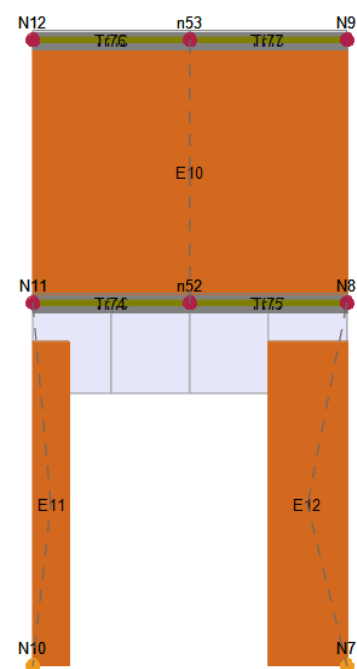
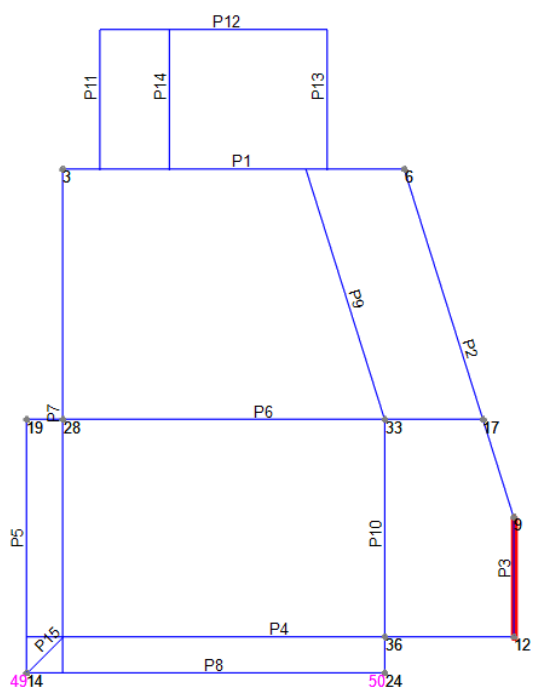
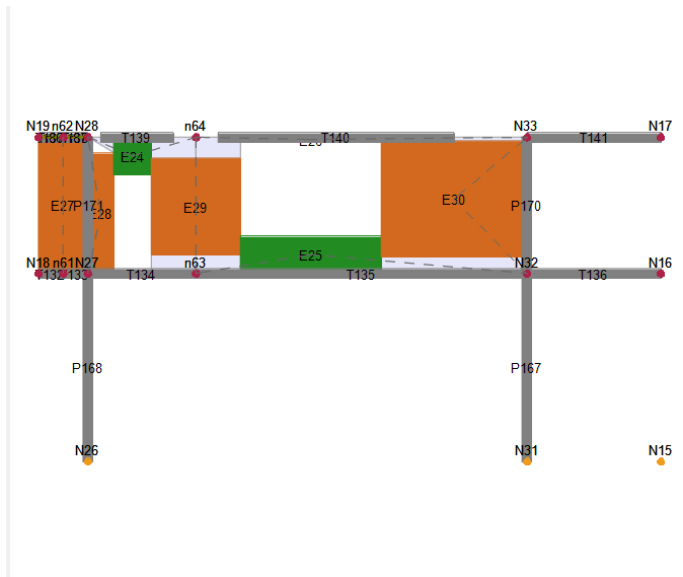


Figura 7 – Parete 3

Figura 8 – Parete 4

Figura 9 – Parete 5



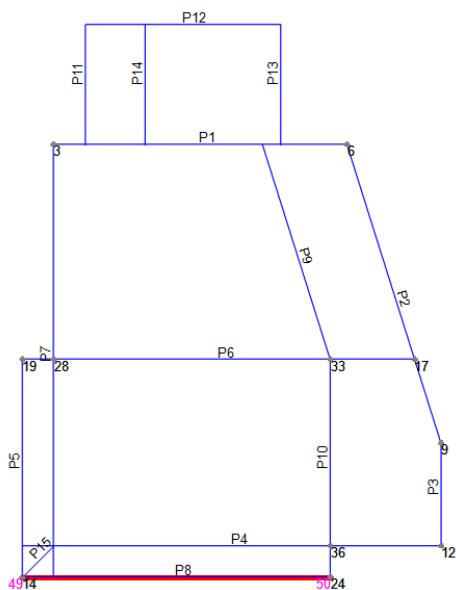


Figura 12 – Parete 8

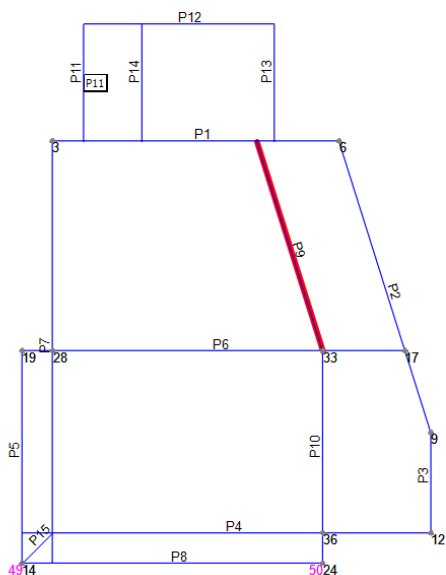
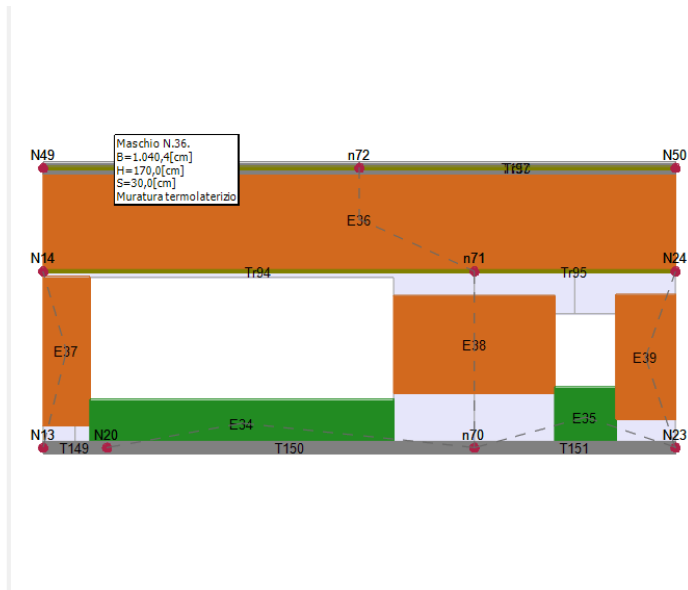
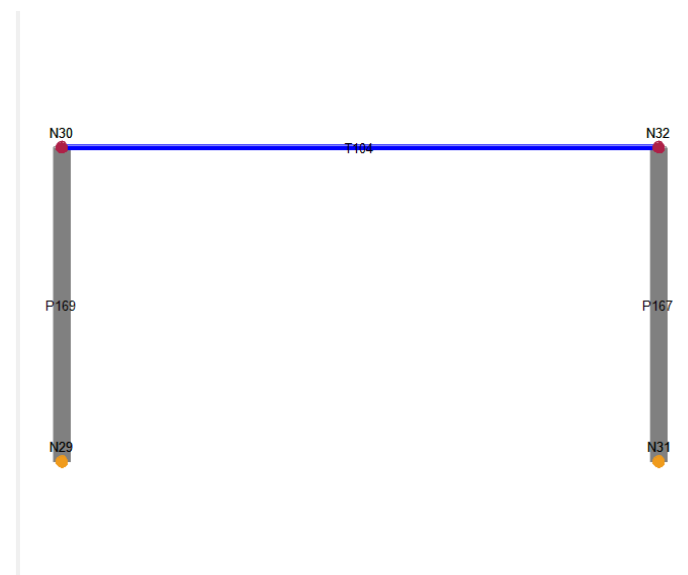


Figura 13 – Parete 9



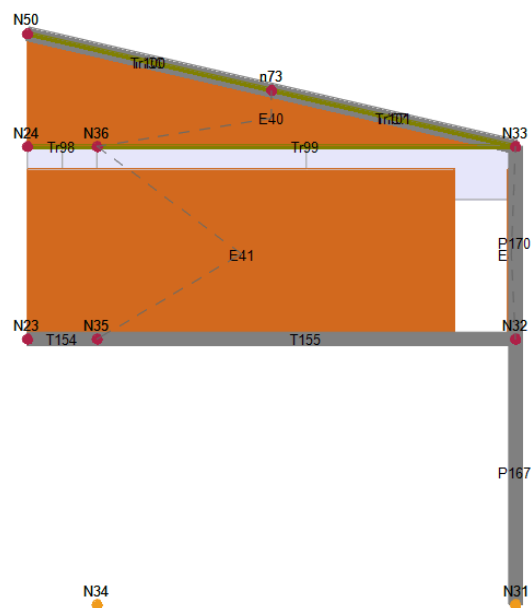
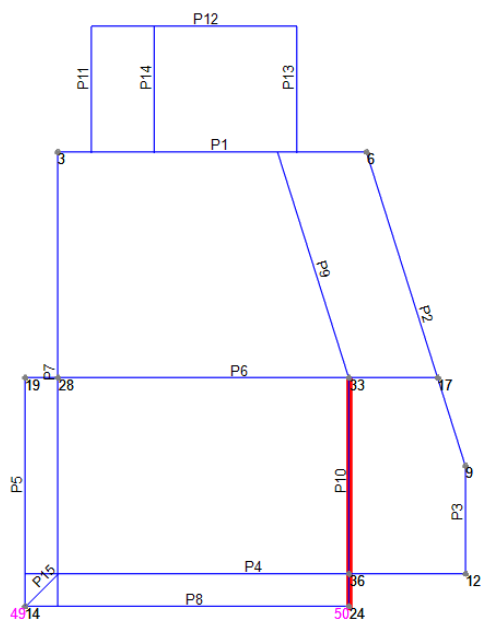


Figura 14 – Parete 10

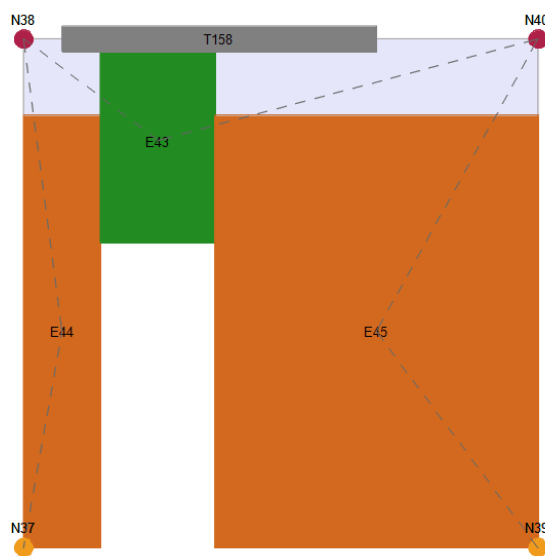
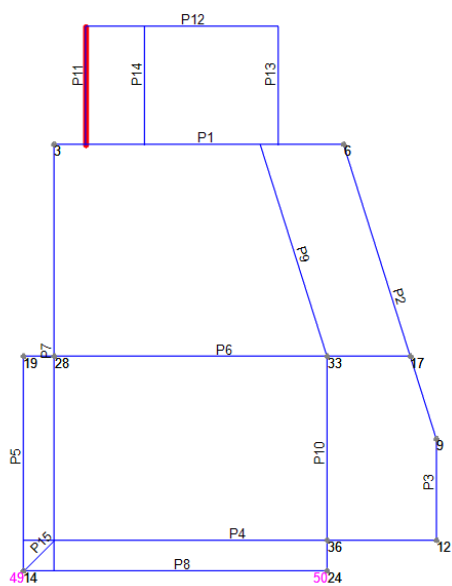
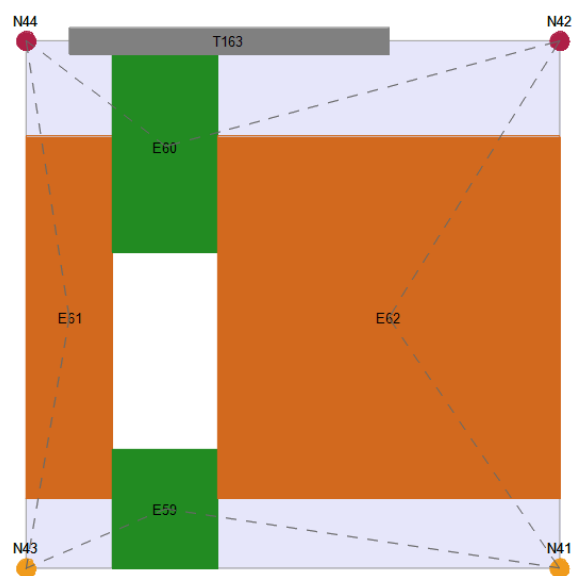
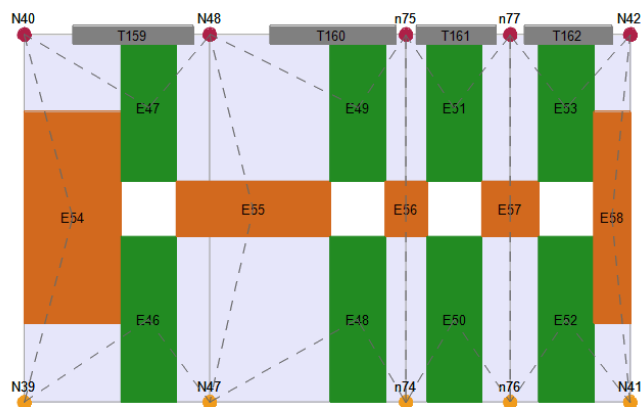


Figura 15 – Parete 11



19/66

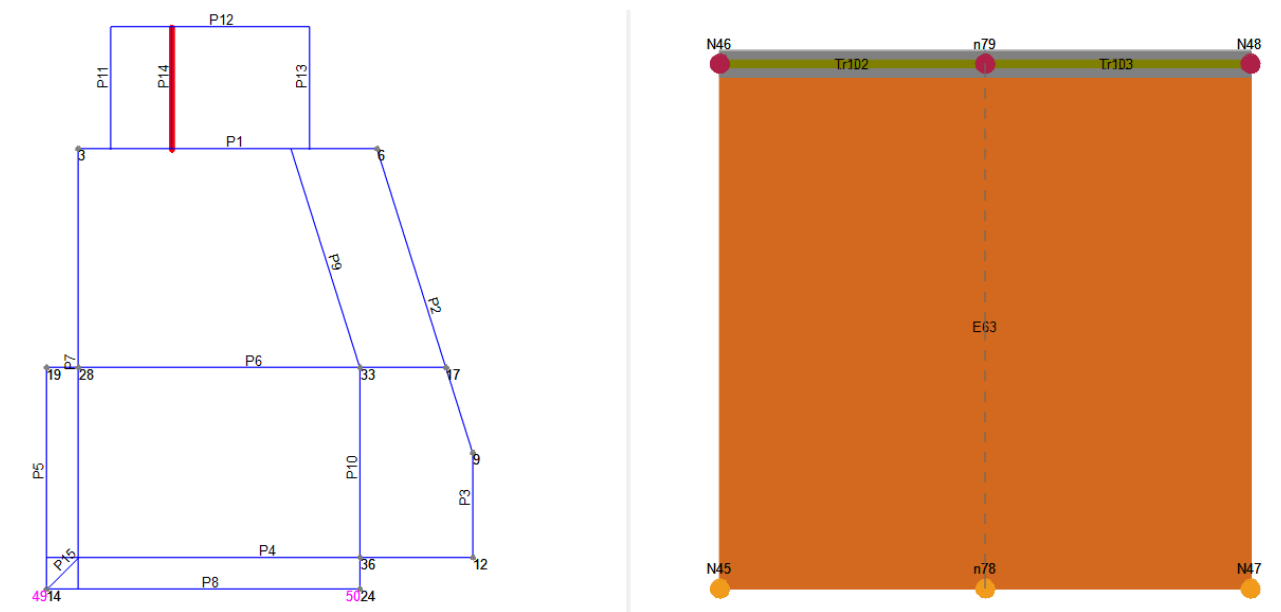


Figura 18 – Parete 14

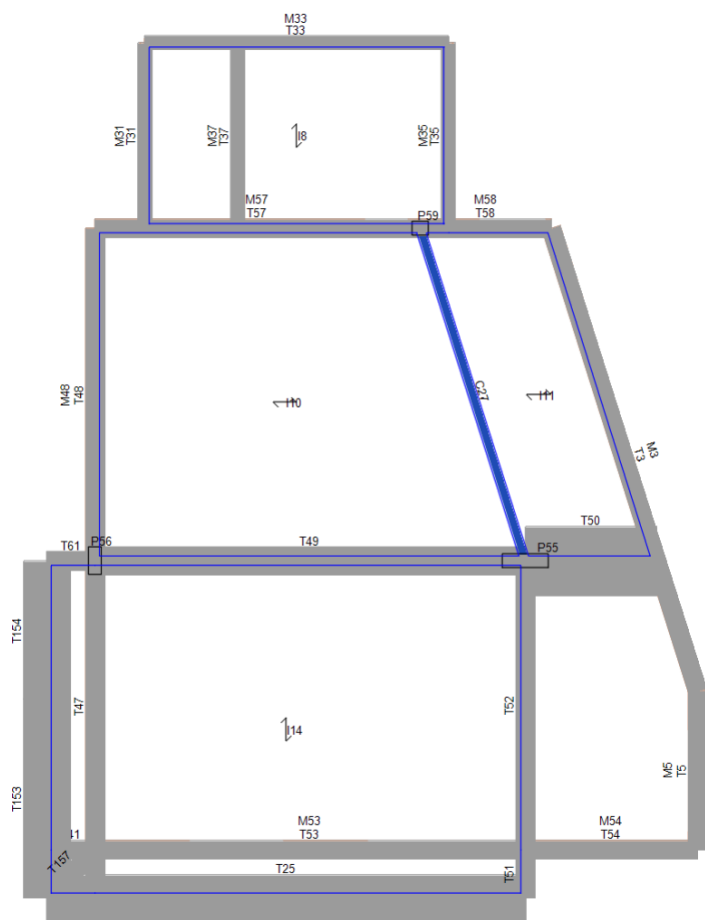


Figura 19 – Pianta livello 1

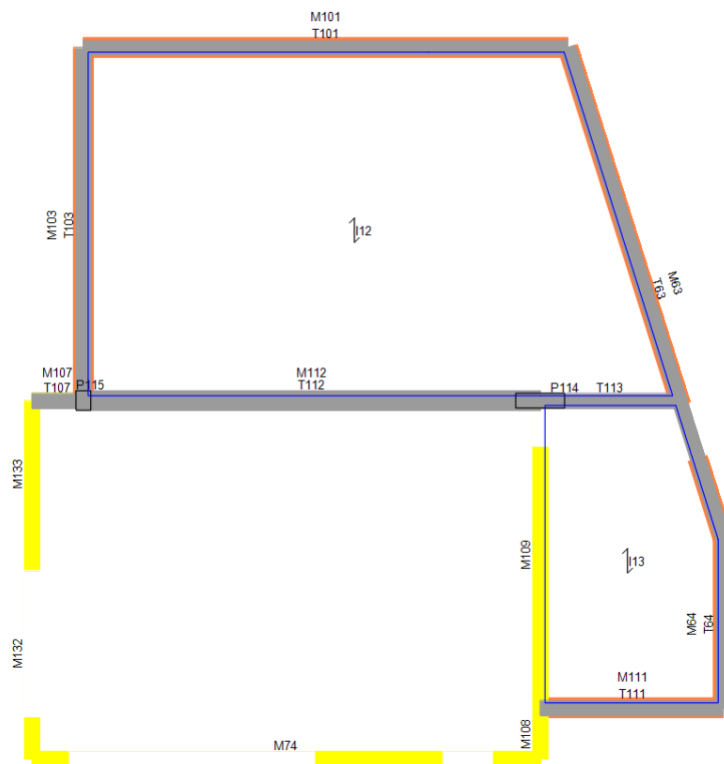


Figura 20 – Pianta livello 2

5.2 Materiali

Di seguito si riportano le caratteristiche meccaniche dei materiali usate nelle analisi.

Muratura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _m [N/cm ²]	τ/f _{vm0} [N/cm ²]
Muratura termolaterizio e cls splittato	3.150,00	945,00	11	222,22	7,41
Muratura termolaterizio	3.150,00	945,00	11	222,22	7,41

Calcestruzzo

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{cm} [N/mm ²]	f _{ck} [N/mm ²]	γ _c	α _{cc}
C25/30	31.476,00	13.115,00	25	33,0	25,0	1,50	0,85

Acciaio armatura

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
B450	206.000,00	79.231,00	79	484,0	450,0	1,15

Acciaio strutturale

Nome	E [N/mm ²]	G [N/mm ²]	Peso specifico [kN/m ³]	f _{ym} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	γ _s
S 275	210.000,00	80.769,00	79	274,0	255,0	1,05

5.3 Analisi e verifiche sismiche

Al fine di eseguire le dovute verifiche sismiche nei riguardi dell'edificio in questione, si è deciso di procedere con l'esecuzione di una analisi statica non lineare.

Le verifiche richieste si concretizzano nel confronto tra la curva di capacità per le diverse condizioni previste e la domanda di spostamento prevista dalla normativa.

La curva di capacità è individuata mediante un diagramma spostamento-taglio massimo alla base.

Secondo le prescrizioni da normativa, le condizioni di carico da esaminare devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

- Distribuzione proporzionale alle Forze statiche (Gruppo 1).
- Distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione (Gruppo 2).

L'analisi, eseguita in controllo di spostamento, procede al calcolo della distribuzione di forze che genera il valore dello spostamento richiesto. L'analisi viene fatta continuare fino a che non si verifica il decadimento del taglio al 80% dal suo valore di picco. Si calcola così il valore dello spostamento massimo alla base dell'edificio generato da quella distribuzione di forze. Questo valore di spostamento costituisce il valore ultimo dell'edificio.

Lo spostamento preso in esame per il tracciamento della curva di capacità è quello di un punto dell'edificio detto nodo di controllo.

La normativa richiede il tracciamento di una curva di capacità bi-lineare di un sistema equivalente (SDOF). Il tracciamento di tale curva deve avvenire con una retta che, passando per l'origine interseca la curva del sistema reale in corrispondenza del 70% del valore di picco; la seconda retta risulterà parallela all'asse degli spostamenti tale da generare l'equivalenza delle aree tra i diagrammi del sistema reale e quello equivalente.

La determinazione della curva relativa al sistema equivalente, permette di determinare il periodo con cui ricavare lo spostamento massimo richiesto dal sisma, secondo gli spettri riportati sulla normativa.

La normativa definisce una eccentricità accidentale del centro delle masse pari al 5% della massima dimensione dell'edificio in direzione perpendicolare al sisma.

In base alla tipologia dell'edificio e alle scelte progettuali che si ritengono più idonee, si può decidere la condizione di carico sismico da prendere in esame.

- Carico sismico: Individua quale delle due tipologie di distribuzioni (proporzionale alle masse o al primo modo) prendere in esame.
- Direzione: Individua la direzione lungo cui viene caricata la struttura (X o Y del sistema globale) dal carico sismico.

Al fine di individuare la condizione di carico sismico più gravosa, si è deciso di eseguire le analisi distinte per tipologia di carico, direzione del sisma e di eventuali eccentricità accidentali.

N.	Dir. sisma	Carico sismico proporzionale	Eccentricità [cm]	Livello	Nodo
1	+X	Uniforme	0,0	2	33
2	+X	Forze statiche	0,0	2	33
3	-X	Uniforme	0,0	2	33
4	-X	Forze statiche	0,0	2	33
5	+Y	Uniforme	0,0	2	33
6	+Y	Forze statiche	0,0	2	33
7	-Y	Uniforme	0,0	2	33
8	-Y	Forze statiche	0,0	2	33
9	+X	Uniforme	93,3	2	33
10	+X	Uniforme	-93,3	2	33
11	+X	Forze statiche	93,3	2	33
12	+X	Forze statiche	-93,3	2	33
13	-X	Uniforme	93,3	2	33
14	-X	Uniforme	-93,3	2	33
15	-X	Forze statiche	93,3	2	33
16	-X	Forze statiche	-93,3	2	33
17	+Y	Uniforme	70,8	2	33
18	+Y	Uniforme	-70,8	2	33
19	+Y	Forze statiche	70,8	2	33
20	+Y	Forze statiche	-70,8	2	33
21	-Y	Uniforme	70,8	2	33
22	-Y	Uniforme	-70,8	2	33
23	-Y	Forze statiche	70,8	2	33
24	-Y	Forze statiche	-70,8	2	33

Gli spettri di risposta, sono definiti in funzione del reticolo di riferimento definito nella “Tabella 1” (parametri spettrali) in allegato alle Norme Tecniche.

Tale tabella fornisce, in funzione delle coordinate geografiche (latitudine, longitudine), i parametri necessari a tracciare lo spettro. I parametri forniti dal reticolo di riferimento sono:

a_g : accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

La trilogia di valori qui descritta, è definita per un periodo di ritorno assegnato (TR), definito in base alla probabilità di superamento di ciascuno degli stati limite.

Tali valori, saranno pertanto definiti per ciascuno degli stati limite esaminati (vedere tabella).

Lo spettro sismico dipende anche dalla “Classe del suolo” e dalla “categoria topografica” (vedere tabella).

	SLC	SLV	SLD	SLO
Ag [m/s ²]	0,83	0,68	0,35	0,30
F0	2,75	2,72	2,61	2,57
Tc* [s]	0,33	0,31	0,22	0,20
Tr	1462,00	712,00	75,00	45,00

	SLC	SLV	SLD	SLO
Ss	1,50	1,50	1,50	1,50
Tb [s]	0,17	0,16	0,13	0,12
Tc [s]	0,50	0,48	0,38	0,36
Td [s]	1,94	1,88	1,74	1,72

Secondo le indicazioni da normativa si devono eseguire le seguenti verifiche:

Stato limite Collasso (SLC):

$$D_{max}^{SLC} \leq D_u^{SLC}$$

D_{max}^{SLC} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLC} : Spostamento massimo offerto dalla struttura corrispondente con il decadimento della curva Push-over a un valore pari al 80% di quello massimo.

$$q^* < 4.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite Vita (SLV):

$$D_{max}^{SLV} \leq D_u^{SLV}$$

D_{max}^{SLV} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa individuato dallo spettro elastico.

D_u^{SLV} : Spostamento massimo offerto dalla struttura individuato in corrispondenza di $0.75 \cdot D_u^{SLC}$.

$$q^* < 3.0$$

q^* : rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente

Stato limite di Danno (SLD):

$$D_{max}^{SLD} \leq D_u^{SLD}$$

D_{max}^{SLD} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di danno.

D_u^{SLD} : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.0020).

Stato limite di Operatività (SLO):

$$D_{max}^{SLO} \leq D_u^{SLO}$$

D_{max}^{SLO} : Spostamento massimo richiesto dalla normativa, calcolato in base allo spettro sismico definito per lo stato limite di operatività.

D_u^{SLO} : Spostamento massimo corrispondente al valore che causa il superamento del valore massimo di drift di piano (0.0013).

Vulnerabilità sismica

Per ciascuno stato limite eseguito viene calcolato l'indice di rischio α (α_{SLC} , α_{SLV} , α_{SLD} , α_{SLO}). Questi parametri vengono calcolati come indicato nel seguito:

$$\alpha_{SLC} = \frac{PGA_{CLC}}{PGA_{DLC}} ;$$

$$\alpha_{SLV} = \frac{PGA_{CLV}}{PGA_{DLV}} ;$$

$$\alpha_{SLD} = \frac{PGA_{CLD}}{PGA_{DLD}} ;$$

$$\alpha_{SLO} = \frac{PGA_{CLO}}{PGA_{DLO}} ;$$

Accelerazioni di capacità: l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere.

- PGA_{CLC} : accelerazione di capacità corrispondente a SLC
- PGA_{CLV} : accelerazione di capacità corrispondente a SLV
- PGA_{CLD} : accelerazione di capacità corrispondente a SLD
- PGA_{CLO} : accelerazione di capacità corrispondente a SLO

Accelerazioni di domanda : Valori di riferimento delle accelerazioni dell'azione sismica

Tali valori vengono definiti a partire dal carico sismico definito nella forma dello spettro.

- PGA_{DLC} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLC
- PGA_{DLV} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLV
- PGA_{DLD} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLD
- PGA_{DLO} : accelerazione di picco al suolo corrispondente a SLO

Dettaglio verifiche

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLC [cm]	Du SLC [cm]	q* SLC	SLC ver.	Dmax SLV [cm]	Du SLV [cm]	q* SLV	SLV ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,36	1,42	0,93	Sì	0,29	1,06	0,75	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,43	1,50	0,95	Sì	0,35	1,12	0,77	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,72	3,00	1,36	Sì	0,48	2,25	1,10	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,84	3,13	1,39	Sì	0,58	2,35	1,13	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,20	2,17	0,75	Sì	0,16	1,63	0,62	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,24	3,18	0,80	Sì	0,20	2,39	0,66	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,21	2,17	0,63	Sì	0,17	1,63	0,52	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,24	2,22	0,65	Sì	0,20	1,67	0,54	Sì
9	+X	Uniforme	93,3	0,34	1,40	0,91	Sì	0,27	1,05	0,73	Sì
10	+X	Uniforme	-93,3	0,38	1,37	0,95	Sì	0,31	1,02	0,77	Sì
11	+X	Forze statiche	93,3	0,40	1,48	0,92	Sì	0,32	1,11	0,75	Sì
12	+X	Forze statiche	-93,3	0,46	1,51	0,97	Sì	0,37	1,13	0,79	Sì
13	-X	Uniforme	93,3	0,64	2,92	1,31	Sì	0,43	2,19	1,06	Sì
14	-X	Uniforme	-93,3	0,79	3,07	1,40	Sì	0,55	2,30	1,13	Sì
15	-X	Forze statiche	93,3	0,74	3,05	1,37	Sì	0,50	2,29	1,11	Sì
16	-X	Forze statiche	-93,3	0,92	3,20	1,44	Sì	0,65	2,40	1,16	Sì
17	+Y	Uniforme	70,8	0,21	2,26	0,77	Sì	0,18	1,69	0,64	Sì
18	+Y	Uniforme	-70,8	0,19	2,14	0,73	Sì	0,16	1,61	0,60	Sì
19	+Y	Forze statiche	70,8	0,26	3,38	0,82	Sì	0,21	2,54	0,68	Sì
20	+Y	Forze statiche	-70,8	0,23	3,00	0,78	Sì	0,19	2,25	0,65	Sì

21	-Y	Uniforme	70,8	0,22	2,04	0,64	Sì	0,18	1,53	0,53	Sì
22	-Y	Uniforme	-70,8	0,20	2,14	0,62	Sì	0,16	1,60	0,52	Sì
23	-Y	Forze statiche	70,8	0,25	1,64	0,69	Sì	0,20	1,23	0,57	Sì
24	-Y	Forze statiche	-70,8	0,23	2,22	0,65	Sì	0,19	1,67	0,54	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	Dmax SLD [cm]	Dd SLD [cm]	SLD ver.	Dmax SLO [cm]	Do SLO [cm]	SLO ver.
1	+X	Uniforme	0,0	0,15	0,46	Sì	0,12	0,33	Sì
2	+X	Forze statiche	0,0	0,17	0,47	Sì	0,14	0,41	Sì
3	-X	Uniforme	0,0	0,22	0,26	Sì	0,18	0,20	Sì
4	-X	Forze statiche	0,0	0,26	0,27	Sì	0,22	0,20	Sì
5	+Y	Uniforme	0,0	0,09	0,28	Sì	0,07	0,28	Sì
6	+Y	Forze statiche	0,0	0,10	0,43	Sì	0,08	0,38	Sì
7	-Y	Uniforme	0,0	0,09	0,57	Sì	0,08	0,34	Sì
8	-Y	Forze statiche	0,0	0,10	0,57	Sì	0,08	0,34	Sì
9	+X	Uniforme	93,3	0,14	0,51	Sì	0,11	0,38	Sì
10	+X	Uniforme	-93,3	0,15	0,47	Sì	0,13	0,34	Sì
11	+X	Forze statiche	93,3	0,16	0,53	Sì	0,13	0,40	Sì
12	+X	Forze statiche	-93,3	0,19	0,49	Sì	0,15	0,35	Sì
13	-X	Uniforme	93,3	0,20	0,32	Sì	0,17	0,19	Sì
14	-X	Uniforme	-93,3	0,25	0,27	Sì	0,20	0,13	Sì
15	-X	Forze statiche	93,3	0,23	0,33	Sì	0,19	0,20	Sì
16	-X	Forze statiche	-93,3	0,29	0,27	Sì	0,24	0,20	Sì
17	+Y	Uniforme	70,8	0,09	0,22	Sì	0,08	0,22	Sì
18	+Y	Uniforme	-70,8	0,09	0,58	Sì	0,07	0,40	Sì
19	+Y	Forze statiche	70,8	0,11	0,41	Sì	0,09	0,32	Sì
20	+Y	Forze statiche	-70,8	0,10	0,51	Sì	0,08	0,39	Sì
21	-Y	Uniforme	70,8	0,09	0,48	Sì	0,08	0,33	Sì
22	-Y	Uniforme	-70,8	0,09	0,65	Sì	0,07	0,35	Sì
23	-Y	Forze statiche	70,8	0,10	0,48	Sì	0,09	0,33	Sì
24	-Y	Forze statiche	-70,8	0,10	0,65	Sì	0,08	0,35	Sì

N.	Dir. sisma	Carico sismico	Ecc. [cm]	α SLC	α SLV	α SLD	α SLO
1	+X	Uniforme	0,0	2,146	2,235	2,914	2,729
2	+X	Forze statiche	0,0	2,046	2,124	2,676	2,826
3	-X	Uniforme	0,0	2,918	2,736	1,187	1,073
4	-X	Forze statiche	0,0	2,763	2,659	1,010	0,915
5	+Y	Uniforme	0,0	4,129	4,119	3,078	3,716
6	+Y	Forze statiche	0,0	4,975	4,526	3,471	3,964
7	-Y	Uniforme	0,0	4,187	4,213	4,634	4,405
8	-Y	Forze statiche	0,0	3,958	3,981	4,433	4,051
9	+X	Uniforme	93,3	2,198	2,293	3,207	3,329
10	+X	Uniforme	-93,3	2,029	2,116	2,841	2,641
11	+X	Forze statiche	93,3	2,110	2,194	2,970	2,937
12	+X	Forze statiche	-93,3	1,983	2,055	2,583	2,257
13	-X	Uniforme	93,3	3,019	2,825	1,624	1,169
14	-X	Uniforme	-93,3	2,818	2,653	1,087	0,658

15	-X	Forze statiche	93,3	2,913	2,708	1,431	1,035
16	-X	Forze statiche	-93,3	2,669	2,584	0,927	0,841
17	+Y	Uniforme	70,8	4,078	4,061	2,363	2,849
18	+Y	Uniforme	-70,8	4,174	4,170	4,471	4,506
19	+Y	Forze statiche	70,8	4,868	4,395	3,320	3,557
20	+Y	Forze statiche	-70,8	4,911	4,624	3,890	4,145
21	-Y	Uniforme	70,8	3,902	3,940	4,195	4,155
22	-Y	Uniforme	-70,8	4,260	4,288	5,038	4,539
23	-Y	Forze statiche	70,8	3,086	3,143	3,947	3,807
24	-Y	Forze statiche	-70,8	4,066	4,087	4,827	4,360

Dalla tabella riassuntiva dei risultati sopra riportata si desume che le verifiche risultano non soddisfatte, le analisi più significative sono la n°. 12 e la n°. 23 , rispettivamente per le direzioni X ed Y .

La scelta di tali analisi come analisi “significative” è fatta in base alla ricerca del minore valore del parametro di vulnerabilità sismica.

Riportiamo qui di seguito i dettagli delle analisi sopra citate.

Legenda risultati

C.A.

	Integro
	Rottura per taglio
	Plastico presso flessione
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura per taglio

Legno

	Integro
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione

Acciaio

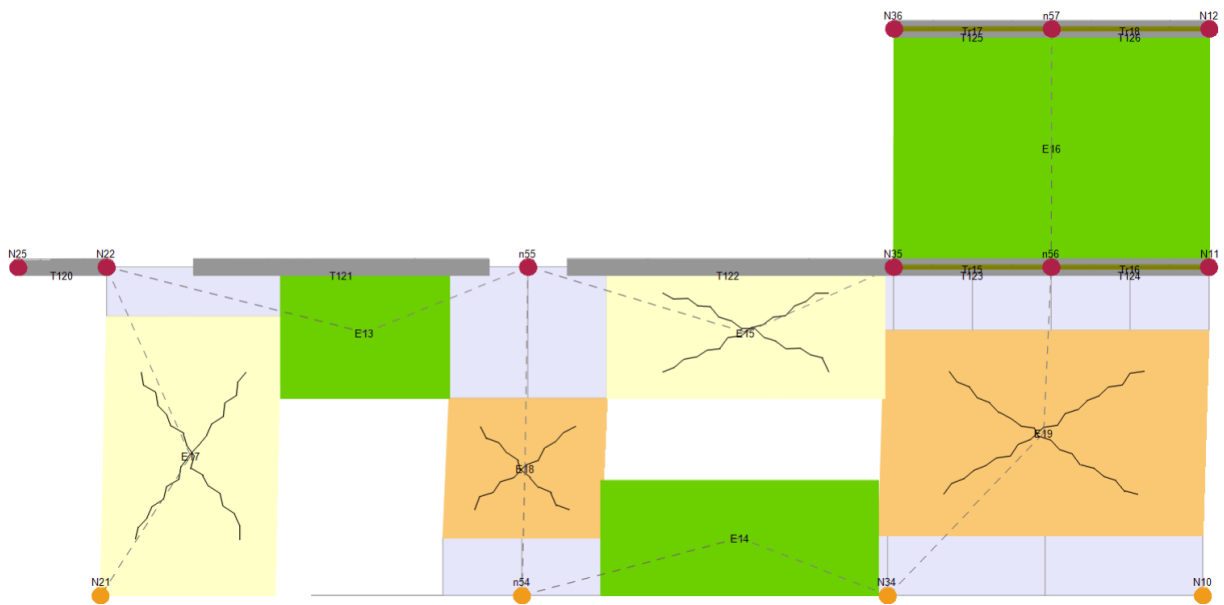
	Integro
	Plastico presso flessione
	Plastico per compressione
	Plastico per trazione
	Elemento non efficace
	Ritorno in fase elastica

Muratura

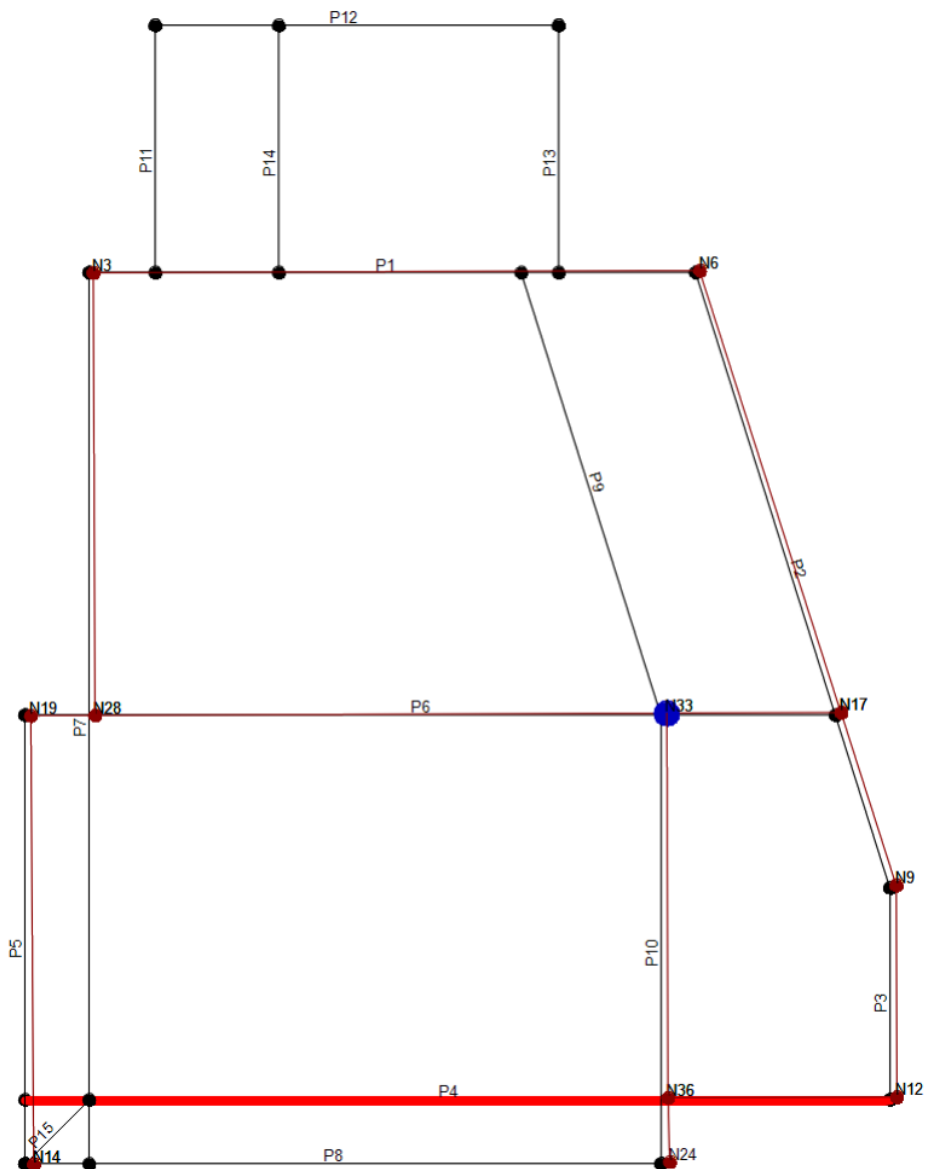
	Integro
	Plastico per taglio
	Plastico presso flessione
	Rottura per taglio
	Rottura presso flessione
	Rottura per compressione
	Rottura per trazione
	Rottura in fase elastica

Analisi sismica n. 12 Direzione X

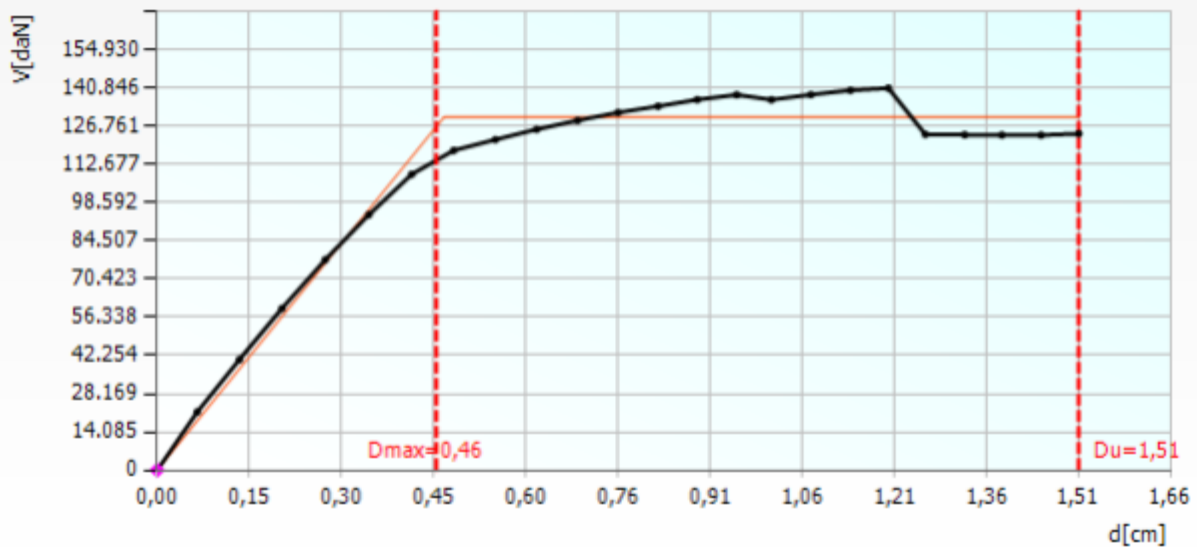
Analisi sismica n. 12 Parete 4 Sottopasso 24



Deformata Pianta



Curva Pushover (analisi n. 12)



Vulnerabilità Sismica

	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	F0 (TR)	TRc		TR=cost	
							T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	> 2475	1462	> 1,6929	0,8299	0,9614	2,76	0,34	1,1584	1,6461	1,9835
SLV	> 2475	712	> 3,4761	0,6789	0,9614	2,76	0,34	1,4162	1,3949	2,0548
SLD	1695	75	22,6000	0,3541	0,8652	2,75	0,33	2,4432	0,9149	2,5833
SLO	571	45	12,6889	0,2982	0,6386	2,71	0,30	2,1414	0,6730	2,2568

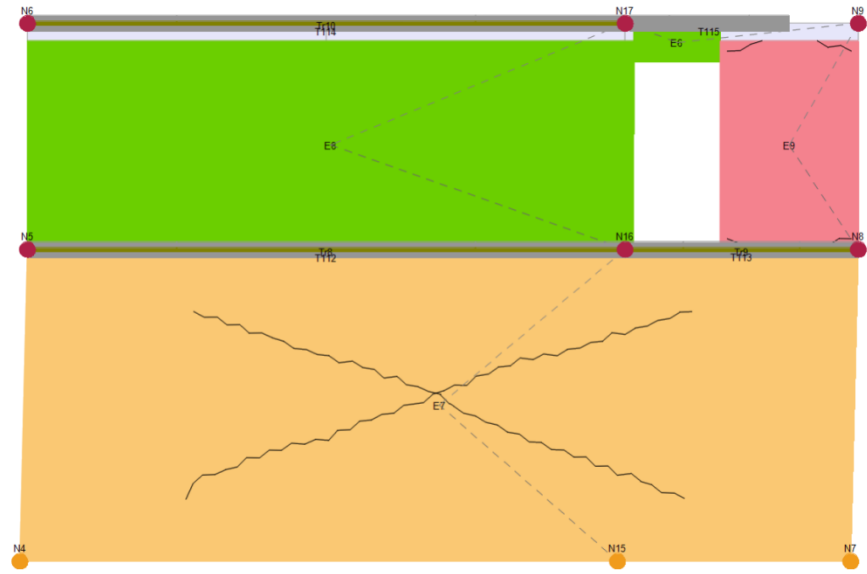
I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

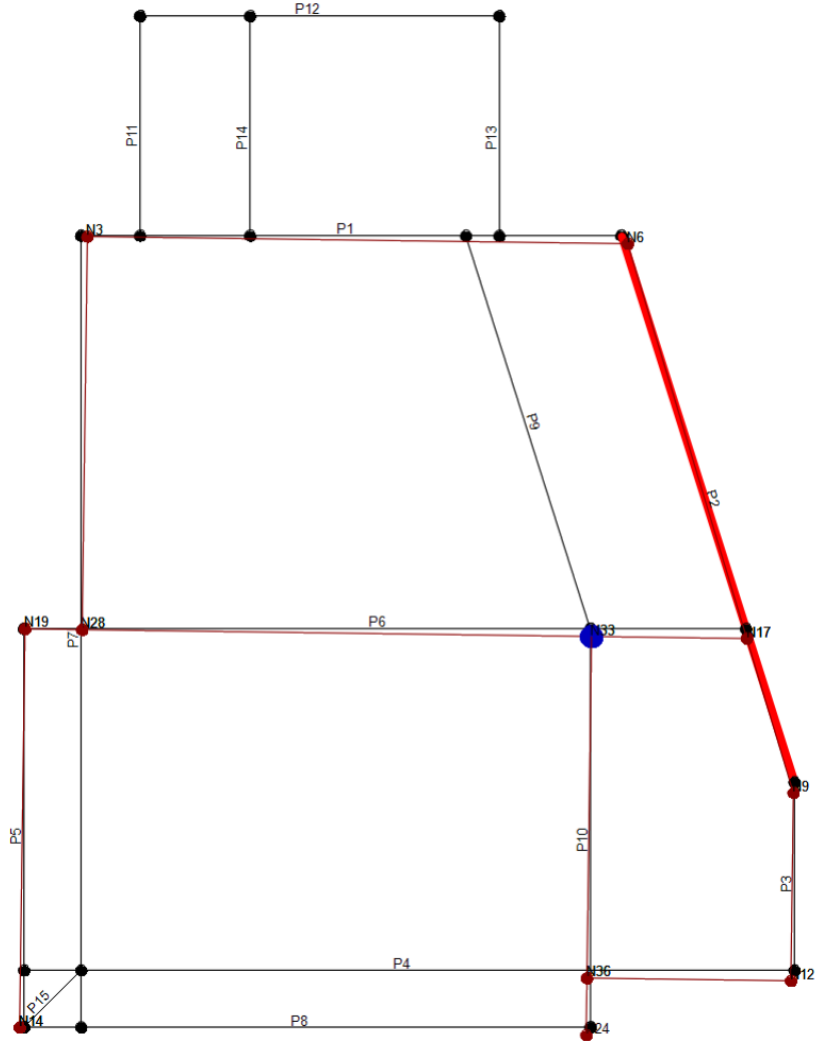
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s ²]	PGA C (TR) [m/s ²]	F0 (TR)	TRc		TR=cost	
							T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s ²]	α PGA
SLC	> 2475	1462	> 1,6929	1,2449	1,4421	2,76	0,34	1,1584	2,4692	1,9835
SLV	> 2475	712	> 3,4761	1,0183	1,4421	2,76	0,34	1,4162	2,0923	2,0548
SLD	1695	75	22,6000	0,5312	1,2979	2,75	0,33	2,4432	1,3723	2,5833
SLO	571	45	12,6889	0,4473	0,9579	2,71	0,30	2,1414	1,0096	2,2568

Analisi sismica n. 23 Direzione Y

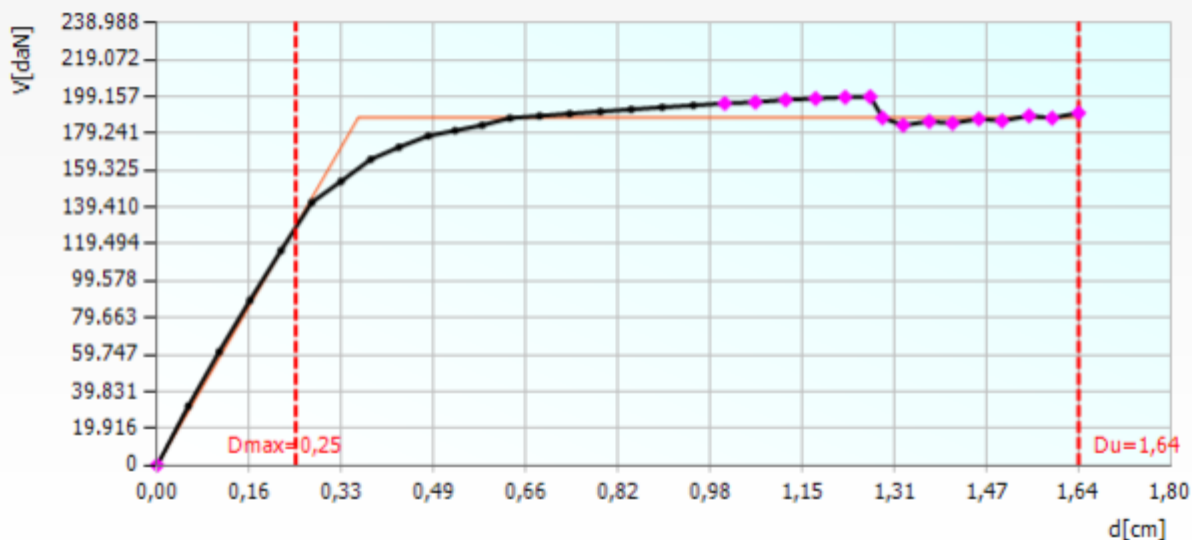
Analisi sismica n. 23 Parete 2 Sottopasso 34



Deformata Pianta



Curva Pushover (analisi n. 23)



Vulnerabilità Sismica

	TRc							TR=cost		
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLC	> 2475	1462	> 1,6929	0,8299	0,9614	2,76	0,34	1,1584	2,5608	3,0855
SLV	> 2475	712	> 3,4761	0,6789	0,9614	2,76	0,34	1,4162	2,1336	3,1430
SLD	> 2475	75	> 33,0000	0,3541	0,9614	2,76	0,34	2,7147	1,3978	3,9470
SLO	> 2475	45	> 55,0000	0,2982	0,9614	2,76	0,34	3,2237	1,1355	3,8074

I valori delle PGA riportati sono da ritenersi calcolati su suolo rigido.

Il medesimo valore su suolo di riferimento è ottenibile moltiplicando gli stessi per (SS*St); i corrispondenti valori nella tabella seguente.

	TRc							TR=cost		
	TR C	TR D	α TR	PGA D [m/s2]	PGA C (TR) [m/s2]	F0 (TR)	T* C (TR)	α PGA (TR)	PGA C [m/s2]	α PGA
SLC	> 2475	1462	> 1,6929	1,2449	1,4421	2,76	0,34	1,1584	3,8411	3,0855
SLV	> 2475	712	> 3,4761	1,0183	1,4421	2,76	0,34	1,4162	3,2004	3,1430
SLD	> 2475	75	> 33,0000	0,5312	1,4421	2,76	0,34	2,7147	2,0967	3,9470
SLO	> 2475	45	> 55,0000	0,4473	1,4421	2,76	0,34	3,2237	1,7032	3,8074

Conclusioni

Analisi sismica n. 12 Direzione X

Analisi sismica n. 23 Direzione Y

Stato limite	α PGA (TR)	α TR	α PGA (TR)	α TR
SLC	1,1584	> 1,6929	1,1584	> 1,6929

(*) Tutti i valori di α_{TR} sono da ritenersi calcolati come $\alpha_{TR}=TR_C/TR_D$ (privi di qualsiasi esponente correttivo).

In base alla tipologia di edificio si assume $\zeta_{E_lim}= 1,000$

La verifica risulta superata, la condizione più gravosa si ha in corrispondenza della direzione [Y] del sisma.

Verifica statica

Le verifiche statiche eseguite sulla struttura in questione sono le seguenti:

Snellezza della muratura

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.4. del D.M.2018.

Si definisce snellezza di una muratura il rapporto h_0/t in cui:

h_0 : lunghezza libera di inflessione del muro pari a $\rho \cdot h$;

t : spessore del muro.

h : l'altezza interna di piano;

ρ : il fattore laterale di vincolo.

La verifica di snellezza risulta soddisfatta se risulta verificata la seguente:

$$h_0/t < 20$$

Eccentricità dei carichi

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risultino verificate le seguenti condizioni:

$$e_1/t \leq 0.33$$

$$e_2/t \leq 0.33$$

in cui:

t : spessore del muro

$$e_1 = |e_s| + |e_a| \quad ; \quad e_2 = \frac{e_1}{2} + |e_v|$$

e_s : eccentricità totale dei carichi verticali

$$e_a: h/200$$

e_v : eccentricità dovuta al vento $e_v = M_v / N$

Verifica a carichi verticali

La verifica di snellezza è eseguita in accordo con quanto riportato al punto 4.5.6.2. del D.M.2018.

Tale verifica risulta soddisfatta qualora risulti verificata la seguente:

$$N_d \leq N_r$$

in cui:

N_d : carico verticale agente

N_r : carico verticale resistente; $N_r = \phi f_d A$

A: area della sezione orizzontale del muro al netto delle aperture;

f_d : resistenza di calcolo della muratura;

ϕ : coefficiente di riduzione della resistenza del muro

Queste verifiche sono state eseguite in ogni maschio murario della struttura, nelle tre sezioni principali (inferiore, centrale, superiore).

I valori dello sforzo normale resistente saranno calcolabili solamente se le verifiche di snellezza ed eccentricità dei carichi risultano soddisfatte. Riportiamo nel seguito i dettagli di verifica per le singole pareti.

Parete : 1

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
1	275	40	6,875	0,326	0,127	0,209	Sì
2	400	40	10,000	0,180	0,083	0,155	Sì
3	400	40	10,000	0,183	0,084	0,156	Sì
4	400	40	10,000	0,184	0,085	0,157	Sì
5	396	40	9,900	0,050	0,050	0,050	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
1	24.660	0,235	69.106	0,357	32.889	0,589	173.248	0,190	41.117	0,426	125.362	0,328	Sì
2	47.708	0,421	73.422	0,650	53.432	0,611	106.525	0,502	59.157	0,473	82.418	0,718	Sì
3	2.188	0,415	3.458	0,633	2.461	0,609	5.068	0,486	2.735	0,470	3.914	0,699	Sì
4	10.063	0,412	15.948	0,631	11.334	0,607	23.527	0,482	12.605	0,468	18.127	0,695	Sì
5	1.099	0,714	3.100	0,354	1.242	0,714	3.100	0,400	1.385	0,714	3.100	0,447	Sì

Parete : 2

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
7	400	40	10,000	0,086	0,050	0,074	Sì
8	275	40	6,875	0,151	0,061	0,104	Sì
9	275	40	6,875	0,103	0,037	0,063	Sì

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr

7	50.265	0,604	189.249	0,266	62.356	0,710	222.331	0,280	74.446	0,637	199.323	0,373	Si
8	17.382	0,543	124.098	0,140	23.279	0,742	169.620	0,137	29.177	0,633	144.734	0,202	Si
9	1.927	0,635	33.060	0,058	3.270	0,814	42.367	0,077	4.614	0,735	38.268	0,121	Si

Parete : 3

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
10	275	40	6,875	0,034	0,034	0,034	Si
11	400	40	10,000	0,050	0,050	0,050	Si
12	400	40	10,000	0,050	0,050	0,050	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
10	3.032	0,823	84.641	0,036	5.911	0,823	84.641	0,070	8.790	0,823	84.641	0,104	Sì
11	1.227	0,710	8.415	0,146	1.636	0,710	8.415	0,194	2.044	0,710	8.415	0,243	Sì
12	4.215	0,710	18.319	0,230	5.104	0,710	18.319	0,279	5.994	0,710	18.319	0,327	Sì

Parete : 4

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
16	275	40	6,875	0,089	0,040	0,073	Si
17	385	40	9,625	0,148	0,070	0,133	Si
18	385	40	9,625	0,223	0,109	0,213	Si
19	400	40	10,000	0,050	0,050	0,050	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
16	15.236	0,662	73.529	0,207	18.343	0,807	89.537	0,205	21.450	0,705	78.217	0,274	Si
17	23.320	0,493	30.250	0,771	25.333	0,657	40.322	0,628	27.345	0,521	31.983	0,855	Si
18	28.985	0,336	18.694	1,551	29.898	0,568	31.598	0,946	30.810	0,358	19.930	1,546	No
19	69.299	0,710	81.063	0,855	72.054	0,710	81.063	0,889	74.809	0,710	81.063	0,923	Si

Parete : 5

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
21(*)	85	30	2,833	0,014	0,014	0,014	Si
22	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si
23	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
21(*)	5.471	0,939	153.337	0,036	6.811	0,939	153.337	0,044	8.151	0,939	153.337	0,053	Sì
22	8.518	0,740	14.262	0,597	8.973	0,740	14.262	0,629	9.429	0,740	14.262	0,661	Sì
23	355	0,740	57.263	0,006	757	0,740	57.263	0,013	2.587	0,740	57.263	0,045	Sì

Parete : 6

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
27	275	30	9,167	0,073	0,046	0,064	Si

28	286	30	9,533	0,072	0,048	0,066	Si
29	271	30	9,033	0,065	0,045	0,062	Si
30	271	30	9,033	0,060	0,045	0,057	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	
27	2.671	0,657	15.339	0,174	3.324	0,740	17.265	0,193	3.977	0,685	15.972	0,249	Si
28	1.703	0,652	8.043	0,212	2.008	0,727	8.961	0,224	2.314	0,672	8.286	0,279	Si
29	9.954	0,686	28.947	0,344	10.789	0,745	31.444	0,343	11.625	0,694	29.306	0,397	Si
30	13.863	0,700	48.237	0,287	15.491	0,745	51.290	0,302	17.120	0,709	48.817	0,351	Si

Parete : 7

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
31	385	40	9,625	0,048	0,048	0,048	Si
32	396	40	9,900	0,118	0,055	0,102	Si
33	271	40	6,775	0,034	0,034	0,034	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
31	68.780	0,723	135.042	0,509	75.988	0,723	135.042	0,563	83.195	0,723	135.042	0,616	Sì
32	56.046	0,545	117.114	0,479	64.340	0,698	149.971	0,429	72.634	0,575	123.579	0,588	Sì
33	20.499	0,827	177.588	0,115	26.512	0,827	177.588	0,149	32.525	0,827	177.588	0,183	Sì

Parete : 8

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
36(*)	170	30	5,667	0,269	0,095	0,151	Si
37	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si
38	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si
39	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
36(*)	7.859	0,347	80.271	0,098	11.653	0,674	155.806	0,075	15.446	0,568	131.217	0,118	Si
37	9.601	0,740	12.636	0,760	10.005	0,740	12.636	0,792	10.409	0,740	12.636	0,824	Si
38	361	0,740	43.591	0,008	723	0,740	43.591	0,017	1.633	0,740	43.591	0,037	Si
39	2.837	0,740	16.188	0,175	3.270	0,740	16.188	0,202	3.703	0,740	16.188	0,229	Si

Parete : 10

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
40(*)	85	30	2,833	0,014	0,014	0,014	Si
41	275	30	9,167	0,046	0,046	0,046	Si
42	260	30	8,667	0,043	0,043	0,043	Si

Superiore				Centrale				Inferiore				Verificato
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr

40(*)	5.013	0,939	153.337	0,033	6.353	0,939	153.337	0,041	7.693	0,939	153.337	0,050	Sì
41	14.809	0,740	105.674	0,140	18.344	0,740	105.674	0,174	21.879	0,740	105.674	0,207	Sì
42	277	0,758	2.075	0,133	344	0,758	2.075	0,166	412	0,758	2.075	0,199	Sì

Parete : 11

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
44	400	20	20,000	0,100	0,100	0,100	Sì
45	400	20	20,000	0,100	0,100	0,100	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
44	2.321	0,334	2.994	0,775	2.615	0,334	2.994	0,874	2.909	0,334	2.994	0,972	Sì
45	3.403	0,334	12.593	0,270	4.640	0,334	12.593	0,368	5.878	0,334	12.593	0,467	Sì

Parete : 12

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
54	400	20	20,000	0,194	0,100	0,165	Sì
55	400	20	20,000	0,195	0,100	0,191	Sì
56	400	20	20,000	0,213	0,105	0,209	Sì
57	400	20	20,000	0,205	0,102	0,201	Sì
58	400	20	20,000	0,195	0,100	0,152	Sì

Parete : 13

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
61	400	20	20,000	0,100	0,100	0,100	Sì
62	400	20	20,000	0,100	0,100	0,100	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
61	2.980	0,334	3.241	0,919	3.238	0,334	3.241	0,999	3.495	0,334	3.241	1,078	Sì
62	3.407	0,334	12.840	0,265	4.427	0,334	12.840	0,345	5.448	0,334	12.840	0,424	Sì

Parete : 14

Maschio	ho [cm]	t [cm]	ho/t	e1/t Inferiore	e2/t Centrale	e1/t Superiore	Verificato
63	400	20	20,000	0,100	0,100	0,100	Sì

Superiore					Centrale				Inferiore				
Maschio	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Nd	Φ	Nr	Nd/Nr	Verificato
63	6.678	0,334	20.040	0,333	8.995	0,334	20.040	0,449	11.311	0,334	20.040	0,564	Sì

(*) Elementi di copertura

6 Verifiche dei principali elementi strutturali

Nel presente capitolo si riportano le verifiche strutturali di alcuni elementi strutturali ritenuti significativi.

6.1 Solaio lamiera grecata-acciaio-cls del secondo impalcato

Dati generali:

Normativa di riferimento: DM 17/01/2018 NTC

Categoria carichi variabili: C1 - Ambienti suscettibili di affollamento. Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento.

Dati geometrici:

Travi in acciaio: IPE 360

$A = 72.8 \text{ cm}^2$, $W_x = 904.1 \text{ cm}^3$, $W_{px} = 1019.6 \text{ cm}^3$, $J_x = 16273.2 \text{ cm}^4$, $P.p. = 57.1 \text{ kg/m}$

Interasse travi: $i = 136.5 \text{ cm}$

Luce di calcolo: $L = 850.0 \text{ cm}$

Lamiera grecata collaborante: $sp. = 1,0 \text{ mm}$, $h = 55 \text{ mm}$, $Area = 15.50 \text{ cm}^2/\text{m}$, $P.p. = 13.08 \text{ kg/m}^2$

valori di calcolo riferiti ad una striscia di un metro: $J = 76.59 \text{ cm}^4$, $W = 27.54 \text{ cm}^3$, $W_{eff} \text{ (sez. cl.4)} = 22.72 \text{ cm}^3$

Spessore complessivo (soletta in CLS + lamiera grecata): $t_c = 10.5 \text{ cm}$

Larghezza di calcolo della soletta: $b = 100.0 \text{ cm}$

Materiali

Acciaio travi e lamiera grecata:

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f_{yk}	Tensione di snervamento
f_{tk}	Tensione di rottura
E	Modulo elastico
ρ_A	Peso per unità di volume

Acciaio: S 275

f_{yk}	f_{tk}	E	ρ_A
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
2750.0	4300.0	2100000.0	7850.0

Lamiera grecata: Fe E 280 G (Lamiera in acciaio zincata EN 10147)

f_{yk}	f_{tk}	E	ρ_A
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
2800.0	3600.0	2100000.0	7850.0

Calcestruzzo della soletta:

Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo:

R_{ck}	Resistenza cubica
f_{ck}	Resistenza cilindrica
f_{ctm}	Resistenza media a trazione semplice assiale
f_{cd}	Resistenza di progetto a compressione
f_{ctd}	Resistenza di progetto a trazione
E_c	Modulo elastico
G_c	Modulo di elasticità tangenziale
ρ_c	Peso per unità di volume

Calcestruzzo classe: LC30/33 D1,4

R_{ck}	f_{ck}	f_{ctm}	f_{cd}	f_{ctd}	E_c	G_c	ρ_c
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
330.0	274.0	29.0	155.3	13.5	130178.0	58115.0	1400.0

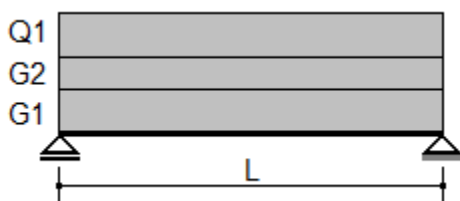
Acciaio per armature:

Caratteristiche meccaniche dell'acciaio:

f_{yk}	Tensione di snervamento
f_{tk}	Tensione di rottura
E	Modulo elastico
ρ_A	Peso per unità di volume

Acciaio: B450C (barre ad aderenza migliorata)

f_{yk}	f_{tk}	E	ρ_A
daN/cm ²	daN/cm ²	daN/cm ²	daN/mc
4500.0	5400.0	2060000.0	7850.0

Schema statico:**Analisi dei carichi:**

Carichi permanenti:

- pavimento+sottotondo	190,0	daN/mq
- soletta nervata in CLS	108,0	daN/mq
- p.p. lamiera grecata	13,1	daN/mq
g1 =	311,1	daN/mq

g1 x interasse travi (1.37 m)	424.6	daN/m
peso proprio trave acciaio	57.1	daN/m
G1 =	481.7	daN/m

Carichi permanenti non strutturali:

- ripartizione tramezzature	160.0	daN/mq
g2 =	160,0	daN/mq

G2 = g2 x interasse travi (1.37 m)	218.4	daN/m
---	--------------	--------------

Carichi variabili:

q = sovraccarico variabile	300,0	daN/mq
Q1 = q x interasse travi (1.37 m)	409.5	daN/m

Azioni di calcolo:

Carico per verifiche di resistenza (SLU):

$$Q = G1 \gamma_{g1} + G2 \gamma_{g2} + Q1 \gamma_{q1} = 1568.11 \text{ daN/m} \quad (\gamma_{g1} = 1.30; \gamma_{g2} = 1.50; \gamma_{q1} = 1.50)$$

Carico per verifiche in esercizio (SLE combinazione rara)

$$Q_r = G1 + G2 + Q1 = 1109.64 \text{ daN/m}$$

VERIFICA DELLE TRAVI IN ACCIAIO:

Classificazione della sezione:

$$\varepsilon = (235 / f_{yk})^{1/2} = 0.92$$

$$\text{Alì in compressione: } b / (2 t_f) = 6.69 < 9 \varepsilon = 8.32 \quad (\text{Classe 1})$$

$$\text{Anima a flessione: } h_w / t_w = 37.33 < 72 \varepsilon = 66.56 \quad (\text{Classe 1})$$

La sezione è di classe 1

Verifica a taglio:

$$\text{Taglio sollecitante: } V_{sd} = Q L / 2 = 6664.48 \text{ daN}$$

Area a taglio della sezione: $A_v = t_w h = 28.80 \text{ cm}^2$

Taglio resistente: $V_{rd} = A_v f_{yk} / (\gamma_a \sqrt{3}) = 43548.70 \text{ daN}$

$V_{sd} / V_{rd} = 0.153 < 1$ (Ok)

Verifica a flessione:

Momento flettente: $M_{sd} = Q L^2 / 8 = 1416202.00 \text{ daN cm}$

Essendo: $V_{sd} / V_{rd} < 0,5$ si può trascurare l'effetto del taglio.

Momento resistente: $M_{pl,Rd} = W_{px} f_{yk} / \gamma_a = 2670417.00 \text{ daN cm}$

$M_{sd} / M_{pl,Rd} = 0.530 < 1$ (Ok)

Deformabilità:

cmb. SLE (comb. rara)

$f = 5 Q L^4 / (384 E J) = 2.2070 \text{ cm}$

VERIFICA LAMIERA GRECATA IN FASE DI GETTO:

Nella fase di getto, la sezione resistente è costituita dalla sola lamiera grecata.

Carichi:

- peso dei mezzi d'opera	150,0 daN/mq
- getto CLS	108,0 daN/mq
- p.p. lamiera grecata	13,1 daN/mq
g1 =	271,1 daN/mq

$P = 2,71 \text{ daN/cm}$; $L = 136,5 \text{ cm}$

Deformabilità:

$f = 5 P L^4 / (384 E J) = 0.0762 \text{ cm} < 2 \text{ cm}$ (Ok); $f = L / 1792 < L / 180$ (Ok)

Verifica a flessione:

Momento flettente: $M_{sd} = P L^2 / 8 = 6313.31 \text{ daN cm}$

Momento resistente: $M_{rd} = W_{eff} f_{yk} / \gamma_a = 60585.60 \text{ daN cm}$

$M_{sd} / M_{rd} = 0.104 < 1$ (Ok)

Verifica a taglio:

Taglio sollecitante: $V_{sd} = P L / 2 = 185.01 \text{ daN}$

Taglio resistente: $V_{rd} = A_v f_{yk} / (\gamma_a \sqrt{3}) = 10735.97 \text{ daN}$

$V_{sd} / V_{rd} = 0.017 < 1$ (Ok)

VERIFICA DELLA LAMIERA CON CLS COLLABORANTE:

Carichi permanenti:

- pavimento+sottofondo	190,0 daN/mq
- soletta nervata in CLS	108,0 daN/mq
- p.p. lamiera grecata	13,1 daN/mq
g1 =	311,1 daN/mq

Carichi permanenti non strutturali:

- ripartizione tramezzature	160,0 daN/mq
g2 =	160,0 daN/mq

Carichi variabili:

q = sovraccarico variabile 300,0 daN/mq

Azioni di calcolo:

Carichi riferiti ad una striscia di soletta larga $b = 15.0 \text{ cm}$, corrispondente all'interasse delle nervature.

Carico per verifiche di resistenza (SLU):

$Q = g_1 \gamma_{g1} + g_2 \gamma_{g2} + q \gamma_{q1} = 164.16 \text{ daN/m}$ ($\gamma_{g1} = 1.30$; $\gamma_{g2} = 1.50$; $\gamma_{q1} = 1.50$)

Carico per verifiche in combinazioni rare

$$Q_r = g_1 + g_2 + q = 115.66 \text{ daN/m}$$

Carico per verifiche in combinazioni frequenti

$$Q_f = g_1 + g_2 + q \psi_{11} = 102.16 \text{ daN/m} \quad (\psi_{11} = 0.70)$$

Carico per verifiche in combinazioni quasi permanenti

$$Q_p = g_1 + g_2 + q \psi_{21} = 97.66 \text{ daN/m} \quad (\psi_{21} = 0.60)$$

Verifica a flessione:

$$\text{Momento sollecitante: } M_{sd} = Q L^2 / 8 = 3823.31 \text{ daN cm}$$

$$\text{Momento resistente: } M_{rd} = 34389.59 \text{ daN cm}$$

$$M_{sd} / M_{rd} = 0.111 < 1 \quad (\text{Ok})$$

Verifica a taglio:

La soletta è priva di armatura specifica a taglio. Si applicherà la formula 4.1.22 NTC

$$\text{Taglio sollecitante: } V_{sd} = Q L / 2 = 112.04 \text{ daN}$$

$$\text{Altezza utile: } d = t_c - h / 2 = 7.75 \text{ cm}$$

$$\text{Larghezza utile della nervatura: } b_o = 7.40 \text{ cm}$$

$$\text{Area lamiera del tratto } b = 15.0 \text{ cm: } A_p = 2.33 \text{ cmq}$$

$$\text{Area cls del tratto } b = 15.0 \text{ cm: } A_c = 115.70 \text{ cmq}$$

$$\rho = A_p / A_c = 0.020$$

$$k = \min [1 + (200 / d)^{1/2} ; 2] = 2.00$$

$$V_{rd} = \max [0.18 k (100 \rho f_{ck})^{1/3} / \gamma_c ; 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}] b_o d = 523.68 \text{ daN}$$

$$V_{sd} / V_{rd} = 0.214 < 1 \quad (\text{Ok})$$

Verifiche SLE:

$$\text{Momento sollecitante condizioni rare: } M_{sd} = Q_r L^2 / 8 = 2693.77 \text{ daN cm}$$

$$\text{Tensione max CLS} = 12.1 \text{ daN/cm}^2 < 164.4 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Tensione max lamiera} = 279.1 \text{ daN/cm}^2 < 2240.0 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Momento sollecitante condizioni frequenti: } M_{sd} = Q_f L^2 / 8 = 2379.35 \text{ daN cm}$$

$$\text{Fessure max } W_k = 0.00000000 \text{ mm} < 0.40 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Momento sollecitante condizioni quasi permanenti: } M_{sd} = Q_p L^2 / 8 = 2274.54 \text{ daN cm}$$

$$\text{Tensione max CLS} = 10.2 \text{ daN/cm}^2 < 123.3 \text{ daN/cm}^2 \quad (\text{Ok})$$

$$\text{Fessure max } W_k = 0.00000000 \text{ mm} < 0.30 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Verifica Af minima in corrispondenza degli appoggi sulle travi:

$$\text{Area della sezione trasversale del calcestruzzo posta al di sopra delle nervature: } 500.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armatura: rete elettrosaldata } \phi 6 \text{ } 20 \times 20$$

$$A_f = 1.41 \text{ cm}^2/\text{m} > 0.2\% A_{cls} = 1.00 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (lamiera non puntellata)} \quad (\text{Ok})$$

6.2 Travi secondarie IPE360

I - PARAMETERS

I.1 - General parameters

Element type :	Steel element
Span length of the member :	$L = 8,9 \text{ m}$
Buckling length :	$L_{cr,y} = 8,9 \text{ m}$
Orientation :	Horizontal
Supports :	Simply supported
Bending axis :	y-y

I.2 - Position of the member

The considered member is an intermediate member.

Spacing of the considered member :

- To the left member : $D_1 = 1,365 \text{ m}$
- To the right member : $D_2 = 1,365 \text{ m}$

I.3 - Cross-section

Profile :	IPE 360
Grade :	S275 - JR/J0/J2
Standard :	EN 10025-2

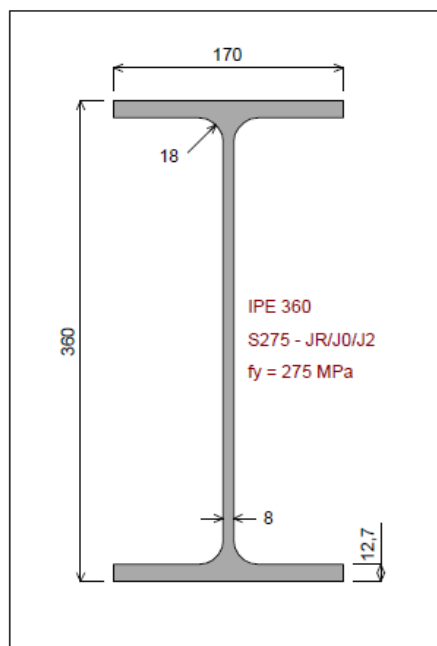


Figure 1 : Cross-section

- Profile properties :

$A = 72,73 \text{ cm}^2$
 $A_{v,y} = 43,18 \text{ cm}^2$
 $I_y = 16265,63 \text{ cm}^4$
 $W_{el,y} = 903,65 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,y} = 1019,15 \text{ cm}^3$
 $I_t = 37,49 \text{ cm}^4$
 $I_w = 313580,32 \text{ cm}^6$

$m = 57,092 \text{ kg/m}$
 $A_{v,z} = 35,14 \text{ cm}^2$
 $I_z = 1043,45 \text{ cm}^4$
 $W_{el,z} = 122,76 \text{ cm}^3$
 $W_{pl,z} = 191,1 \text{ cm}^3$

- Properties of structural steel :

Grade : S275 - JR/J0/J2
 Standard : EN 10025-2 : 2019
 Flange : $f_y = 275 \text{ MPa}$
 Web : $f_y = 275 \text{ MPa}$
 Cross-section : $f_y = 275 \text{ MPa}$
 $\alpha = 0,92$

I.4 - Lateral restraints

Continuous lateral restraint of the member.

I.5 - Load cases

- Load case 1 : Permanent loads (G)

Member weight : 0,56 kN/m
 Uniform load : $p = 4,8 \text{ kN/m}^2$
 Or : $q = p(D_1 + D_2)/2 = 6,552 \text{ kN/m}$

- Load case 2 : Live loads (Q1)

Uniform load : $p = 3 \text{ kN/m}^2$
 Or : $q = p(D_1 + D_2)/2 = 4,095 \text{ kN/m}$

I.6 - Calculation parameters

Partial factors on loads :
 $G_{sup} = 1,30$
 $\gamma_{G,inf} = 1,00$
 $Q = 1,50$
 Partial factors on resistances :
 $\gamma_{M0} = 1,05$
 $\gamma_{M1} = 1,05$

Generation of combinations according to EN 1990 : up to 2 variable actions

National Annexes: No

Design plastic resistance under combined actions (M-N or M-N-V): Exact calculation

The buckling resistance of members in bending is calculated using Clause 6.3.2.2 (EN 1993-1-1)

Interaction factors k_{ij} are calculated using: Annex A

Factor for shear resistance:

$$\eta = 1,20$$

Limit deflections:

$$w_{\max} \leq L/250 = 3,56 \text{ cm}$$

$$w_3 \leq L/350 = 2,543 \text{ cm}$$

Limit natural frequencies:

$$f \geq f_{\lim} = 2,60 \text{ Hz}$$

Percentage of live loads: 34%

I.7 - Load combinations

- Ultimate Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	ULS01 (Auto)		1,30G+1,50Q1	Yes
2	ULS02 (Auto)		G+1,50Q1	Yes

- Serviceability Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	SLS01 (Auto)		G+Q1	Yes

II - INTERNAL FORCES UNDER ULS COMBINATIONS

- ULS01 (Auto) = 1,30G+1,50Q1

Normal force : $N_{Ed} = 0$ kN
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{max} = 68,477$ kN ($x = 0$ m)
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{max} = 152,362$ kNm ($x = 4,45$ m)

Vertical reactions at supports : Left end $R_{z,L} = 68,477$ kN
 Right end $R_{z,R} = 68,477$ kN

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M (kN.m)
1	0	-	68,477	0
2	0,178	65,738	65,738	11,945
3	0,356	62,999	62,999	23,403
4	0,534	60,26	60,26	34,373
5	0,712	57,521	57,521	44,855
6	0,89	54,782	54,782	54,85
7	1,068	52,043	52,043	64,358
8	1,246	49,304	49,304	73,378
9	1,424	46,565	46,565	81,91
10	1,602	43,826	43,826	89,955
11	1,78	41,086	41,086	97,512
12	1,958	38,347	38,347	104,582
13	2,136	35,608	35,608	111,164
14	2,314	32,869	32,869	117,258
15	2,492	30,13	30,13	122,865
16	2,67	27,391	27,391	127,984
17	2,848	24,652	24,652	132,616
18	3,026	21,913	21,913	136,761
19	3,204	19,174	19,174	140,417
20	3,382	16,435	16,435	143,586
21	3,56	13,695	13,695	146,268
22	3,738	10,956	10,956	148,462
23	3,916	8,217	8,217	150,168
24	4,094	5,478	5,478	151,387
25	4,272	2,739	2,739	152,119
26	4,45	0	0	152,362
27	4,628	-2,739	-2,739	152,119
28	4,806	-5,478	-5,478	151,387
29	4,984	-8,217	-8,217	150,168
30	5,162	-10,956	-10,956	148,462
31	5,34	-13,695	-13,695	146,268
32	5,518	-16,435	-16,435	143,586

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M (kN.m)
33	5,696	-19,174	-19,174	140,417
34	5,874	-21,913	-21,913	136,761
35	6,052	-24,652	-24,652	132,616
36	6,23	-27,391	-27,391	127,984
37	6,408	-30,13	-30,13	122,865
38	6,586	-32,869	-32,869	117,258
39	6,764	-35,608	-35,608	111,164
40	6,942	-38,347	-38,347	104,582
41	7,12	-41,086	-41,086	97,512
42	7,298	-43,826	-43,826	89,955
43	7,476	-46,565	-46,565	81,91
44	7,654	-49,304	-49,304	73,378
45	7,832	-52,043	-52,043	64,358
46	8,01	-54,782	-54,782	54,85
47	8,188	-57,521	-57,521	44,855
48	8,366	-60,26	-60,26	34,373
49	8,544	-62,999	-62,999	23,403
50	8,722	-65,738	-65,738	11,945
51	8,9	-68,477	-	0

- ULS02 (Auto) = G+1,50Q1

Normal force : $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{\max} = 58,983 \text{ kN (x = 0 m)}$
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{\max} = 131,237 \text{ kNm (x = 4,45 m)}$

Vertical reactions at supports : Left end $R_{z,L} = 58,983 \text{ kN}$
 Right end $R_{z,R} = 58,983 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M (kN.m)
1	0	-	58,983	0
2	0,178	56,624	56,624	10,289
3	0,356	54,264	54,264	20,158
4	0,534	51,905	51,905	29,607
5	0,712	49,546	49,546	38,636
6	0,89	47,186	47,186	47,245
7	1,068	44,827	44,827	55,434
8	1,246	42,468	42,468	63,204
9	1,424	40,108	40,108	70,553
10	1,602	37,749	37,749	77,482
11	1,78	35,39	35,39	83,992
12	1,958	33,03	33,03	90,081
13	2,136	30,671	30,671	95,75
14	2,314	28,312	28,312	101
15	2,492	25,952	25,952	105,829
16	2,67	23,593	23,593	110,239
17	2,848	21,234	21,234	114,229
18	3,026	18,875	18,875	117,798
19	3,204	16,515	16,515	120,948
20	3,382	14,156	14,156	123,678
21	3,56	11,797	11,797	125,987
22	3,738	9,437	9,437	127,877
23	3,916	7,078	7,078	129,347
24	4,094	4,719	4,719	130,397
25	4,272	2,359	2,359	131,027
26	4,45	0	0	131,237
27	4,628	-2,359	-2,359	131,027
28	4,806	-4,719	-4,719	130,397
29	4,984	-7,078	-7,078	129,347
30	5,162	-9,437	-9,437	127,877
31	5,34	-11,797	-11,797	125,987
32	5,518	-14,156	-14,156	123,678
33	5,696	-16,515	-16,515	120,948
34	5,874	-18,875	-18,875	117,798

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M (kN.m)
35	6,052	-21,234	-21,234	114,229
36	6,23	-23,593	-23,593	110,239
37	6,408	-25,952	-25,952	105,829
38	6,586	-28,312	-28,312	101
39	6,764	-30,671	-30,671	95,75
40	6,942	-33,03	-33,03	90,081
41	7,12	-35,39	-35,39	83,992
42	7,298	-37,749	-37,749	77,482
43	7,476	-40,108	-40,108	70,553
44	7,654	-42,468	-42,468	63,204
45	7,832	-44,827	-44,827	55,434
46	8,01	-47,186	-47,186	47,245
47	8,188	-49,546	-49,546	38,636
48	8,366	-51,905	-51,905	29,607
49	8,544	-54,264	-54,264	20,158
50	8,722	-56,624	-56,624	10,289
51	8,9	-58,983	-	0

III - DEFLECTIONS UNDER ELEMENTARY LOAD CASES

Load cases	$w_{z,max}$ (mm)	x (m)
G	17,01	4,45
Q1	9,79	4,45

IV - ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)

IV.1 - ULS Verifications

- COMBINATION: ULS01 (Auto) = 1,30G+1,50Q1

- Resistance of cross-sections

Section class :

1

Resistance of the cross-section to axial force :

$$N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to shear force

at $x = 0$ m :

$$I'_{Vz,\max} = 0,129 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to bending moment

at $x = 4,45$ m :

$$M_{y,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N

at $x = 4,45$ m :

$$I'_{MyN,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V

at $x = 4,45$ m :

$$MyVz,\max = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V

at $x = 4,45$ m :

$$I'_{MyNVz,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

- Web resistance

No verification required because: $h_w / t_w < 72; / \quad (\eta = 1,2)$

- Member resistance - Flexural buckling about the major axis

No verification required because:

$$N_{Ed} = 0$$

- Member resistance - Flexural buckling about the minor axis

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - Lateral torsional buckling

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - M-N buckling interaction

No verification required because:

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

- COMBINATION: ULS02 (Auto) = G+1,50Q1

- Resistance of cross-sections

Section class : 1

Resistance of the cross-section to axial force :

$$N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to shear force

at x = 0 m :

$$I \quad V_{z,\max} = 0,111 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to bending moment

at x = 4,45 m :

$$M_{y,\max} = 0,492 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N

at x = 4,45 m :

$$I \quad M_{yN,\max} = 0,492 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V

at x = 4,45 m :

$$M_{yVz,\max} = 0,492 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V

at x = 4,45 m :

$$I \quad M_{yNVz,\max} = 0,492 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

- Web resistance

No verification required because: $h_w / t_w < 72; / \quad (\eta = 1,2)$

- Member resistance - Flexural buckling about the major axis

No verification required because:

$$N_{Ed} = 0$$

- Member resistance - Flexural buckling about the minor axis

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - Lateral torsional buckling

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - M-N buckling interaction

No verification required because:

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

IV.2 - Synthesis of verifications

- Resistance of cross-sections

Resistance of the cross-section to axial force (Comb. ULS01 (Auto)): $N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to shear force
at $x = 0$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I_{Vz,\max} = 0,129 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to bending moment
at $x = 4,45$ m, Comb. ULS01 (Auto): $M_{y,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N
at $x = 4,45$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I_{MyN,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V
at $x = 4,45$ m, Comb. ULS01 (Auto): $MyV_{\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V
at $x = 4,45$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I_{MyNV,\max} = 0,571 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

- Web resistance

Shear buckling: No verification required

- Member resistance

Flexural buckling about the major axis: No verification required

Flexural buckling about the minor axis: No verification required

Lateral torsional buckling: No verification required

M-N buckling interaction: No verification required

V - SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

V.1 - Deflections

Maximum deflection :

$$w_{z,max} = 26,8 \text{ mm at } x = 4,45 \text{ m (Combination SLS01 (Auto))}$$

$$w_{z,3,max} = 9,8 \text{ mm at } x = 4,45 \text{ m (Combination SLS01 (Auto))}$$

Verification :

$$w_{z,max} = 26,8 \text{ mm} < L/250 = 35,6 \text{ mm} \Rightarrow \text{Satisfied}$$

$$w_{z,3,max} = 9,8 \text{ mm} < L/350 = 25,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{Satisfied}$$

V.2 - Vibrations

Minimum natural frequency :

$$f_{min} = 3,94 \text{ Hz (Combination G+0,34Q1)}$$

Verification :

$$f_{min} = 3,94 \text{ Hz} > 2,6 \text{ Hz} \Rightarrow \text{Satisfied}$$

6.3 Trave principale HEA 400

I - PARAMETERS

I.1 - General parameters

Element type :	Steel element
Span length of the member :	$L = 7,3 \text{ m}$
Buckling length :	$L_{cr,y} = 7,3 \text{ m}$
Orientation :	Horizontal
Supports :	Simply supported
Bending axis :	y-y

I.2 - Position of the member

The considered member is an intermediate member.

Spacing of the considered member :

- To the left member : $D_1 = 8,9 \text{ m}$
- To the right member : $D_2 = 2,67 \text{ m}$

I.3 - Cross-section

Profile :	HE 400 A
Grade :	S275 - JR/J0/J2
Standard :	EN 10025-2

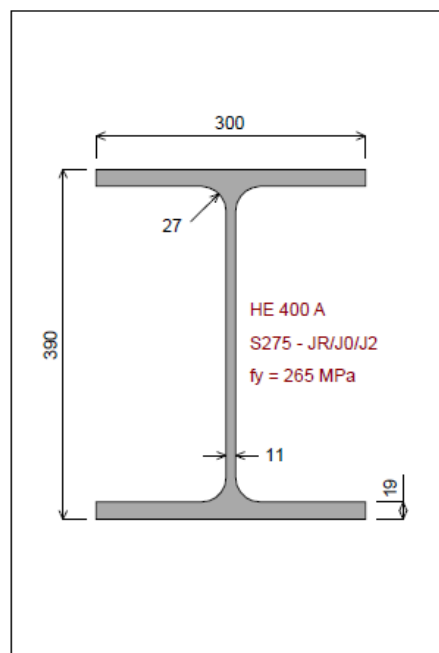


Figure 1 : Cross-section

- Profile properties :

A	$= 158,98 \text{ cm}^2$	m	$= 124,798 \text{ kg/m}$
$A_{v,y}$	$= 114 \text{ cm}^2$	$A_{v,z}$	$= 57,33 \text{ cm}^2$
I_y	$= 45069,4 \text{ cm}^4$	I_z	$= 8563,83 \text{ cm}^4$
$W_{el,y}$	$= 2311,25 \text{ cm}^3$	$W_{el,z}$	$= 570,92 \text{ cm}^3$
$W_{pl,y}$	$= 2561,8 \text{ cm}^3$	$W_{pl,z}$	$= 872,86 \text{ cm}^3$
I_t	$= 189,76 \text{ cm}^4$		
I_w	$= 2942076,38 \text{ cm}^6$		

- Properties of structural steel :

Grade :	S275 - JR/J0/J2
Standard :	EN 10025-2 : 2019
Flange :	$f_y = 265 \text{ MPa}$
Web :	$f_y = 275 \text{ MPa}$
Cross-section :	$f_y = 265 \text{ MPa}$
	$\alpha = 0,94$

I.4 - Lateral restraints

Continuous lateral restraint of the member.

I.5 - Load cases

- Load case 1 : Permanent loads (G)

Member weight :	1,224 kN/m	
Uniform load :	$p = 4,8 \text{ kN/m}^2$	
Or :		$q = p(D_1 + D_2)/2 = 27,768 \text{ kN/m}$

- Load case 2 : Live loads (Q1)

Uniform load :	$p = 3 \text{ kN/m}^2$	
Or :		$q = p(D_1 + D_2)/2 = 17,355 \text{ kN/m}$

I.6 - Calculation parameters

Partial factors on loads :	G_{sup}	$= 1,30$
	γG_{inf}	$= 1,00$
	Q	$= 1,50$
Partial factors on resistances :	γ_{M0}	$= 1,05$
	γ_{M1}	$= 1,05$

Generation of combinations according to EN 1990 : up to 2 variable actions

National Annexes: No

Design plastic resistance under combined actions (M-N or M-N-V): Exact calculation

The buckling resistance of members in bending is calculated using Clause 6.3.2.2 (EN 1993-1-1)

Interaction factors k_{ij} are calculated using: Annex A

Factor for shear resistance:

$$\eta = 1,20$$

Limit deflections:

$$w_{\max} \leq L/250 = 2,92 \text{ cm}$$

$$w_3 \leq L/350 = 2,086 \text{ cm}$$

Limit natural frequencies:

$$f \geq f_{\lim} = 2,60 \text{ Hz}$$

Percentage of live loads: 34%

I.7 - Load combinations

- Ultimate Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	ULS01 (Auto)		1,30G+1,50Q1	Yes
2	ULS02 (Auto)		G+1,50Q1	Yes

- Serviceability Limit States

No.	Name	Description	Combination	Calculation
1	SLS01 (Auto)		G+Q1	Yes

II - INTERNAL FORCES UNDER ULS COMBINATIONS

- ULS01 (Auto) = 1,30G+1,50Q1

Normal force : $N_{Ed} = 0$ kN
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{max} = 232,587$ kN (x = 0 m)
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{max} = 424,471$ kNm (x = 3,65 m)

Vertical reactions at supports : Left end $R_{z,L} = 232,587$ kN
 Right end $R_{z,R} = 232,587$ kN

Section No.	x (m)	$V_{z,L}$ (kN)	$V_{z,R}$ (kN)	M (kN.m)
1	0	-	232,587	0
2	0,146	223,283	223,283	33,279
3	0,292	213,98	213,98	65,199
4	0,438	204,676	204,676	95,761
5	0,584	195,373	195,373	124,964
6	0,73	186,07	186,07	152,81
7	0,876	176,766	176,766	179,297
8	1,022	167,463	167,463	204,425
9	1,168	158,159	158,159	228,196
10	1,314	148,856	148,856	250,608
11	1,46	139,552	139,552	271,662
12	1,606	130,249	130,249	291,357
13	1,752	120,945	120,945	309,694
14	1,898	111,642	111,642	326,673
15	2,044	102,338	102,338	342,294
16	2,19	93,035	93,035	356,556
17	2,336	83,731	83,731	369,46
18	2,482	74,428	74,428	381,005
19	2,628	65,124	65,124	391,193
20	2,774	55,821	55,821	400,022
21	2,92	46,517	46,517	407,492
22	3,066	37,214	37,214	413,605
23	3,212	27,91	27,91	418,359
24	3,358	18,607	18,607	421,755
25	3,504	9,303	9,303	423,792
26	3,65	0	0	424,471
27	3,796	-9,303	-9,303	423,792
28	3,942	-18,607	-18,607	421,755
29	4,088	-27,91	-27,91	418,359
30	4,234	-37,214	-37,214	413,605
31	4,38	-46,517	-46,517	407,492
32	4,526	-55,821	-55,821	400,022

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M (kN.m)
33	4,672	-65,124	-65,124	391,193
34	4,818	-74,428	-74,428	381,005
35	4,964	-83,731	-83,731	369,46
36	5,11	-93,035	-93,035	356,556
37	5,256	-102,338	-102,338	342,294
38	5,402	-111,642	-111,642	326,673
39	5,548	-120,945	-120,945	309,694
40	5,694	-130,249	-130,249	291,357
41	5,84	-139,552	-139,552	271,662
42	5,986	-148,856	-148,856	250,608
43	6,132	-158,159	-158,159	228,196
44	6,278	-167,463	-167,463	204,425
45	6,424	-176,766	-176,766	179,297
46	6,57	-186,07	-186,07	152,81
47	6,716	-195,373	-195,373	124,964
48	6,862	-204,676	-204,676	95,761
49	7,008	-213,98	-213,98	65,199
50	7,154	-223,283	-223,283	33,279
51	7,3	-232,587	-	0

- ULS02 (Auto) = G+1,50Q1

Normal force : $N_{Ed} = 0 \text{ kN}$
 Maximum shear force : $|V_{z,Ed}|_{\max} = 200,84 \text{ kN (x = 0 m)}$
 Maximum bending moment : $|M_{y,Ed}|_{\max} = 366,534 \text{ kNm (x = 3,65 m)}$

Vertical reactions at supports : Left end $R_{z,L} = 200,84 \text{ kN}$
 Right end $R_{z,R} = 200,84 \text{ kN}$

Section No.	x (m)	$V_{z,L} \text{ (kN)}$	$V_{z,R} \text{ (kN)}$	M (kN.m)
1	0	-	200,84	0
2	0,146	192,807	192,807	28,736
3	0,292	184,773	184,773	56,3
4	0,438	176,74	176,74	82,69
5	0,584	168,706	168,706	107,908
6	0,73	160,672	160,672	131,952
7	0,876	152,639	152,639	154,824
8	1,022	144,605	144,605	176,523
9	1,168	136,571	136,571	197,049
10	1,314	128,538	128,538	216,402
11	1,46	120,504	120,504	234,582
12	1,606	112,471	112,471	251,589
13	1,752	104,437	104,437	267,423
14	1,898	96,403	96,403	282,084
15	2,044	88,37	88,37	295,573
16	2,19	80,336	80,336	307,888
17	2,336	72,303	72,303	319,031
18	2,482	64,269	64,269	329,001
19	2,628	56,235	56,235	337,797
20	2,774	48,202	48,202	345,421
21	2,92	40,168	40,168	351,872
22	3,066	32,134	32,134	357,15
23	3,212	24,101	24,101	361,256
24	3,358	16,067	16,067	364,188
25	3,504	8,034	8,034	365,947
26	3,65	0	0	366,534
27	3,796	-8,034	-8,034	365,947
28	3,942	-16,067	-16,067	364,188
29	4,088	-24,101	-24,101	361,256
30	4,234	-32,134	-32,134	357,15
31	4,38	-40,168	-40,168	351,872
32	4,526	-48,202	-48,202	345,421
33	4,672	-56,235	-56,235	337,797
34	4,818	-64,269	-64,269	329,001

Section No.	x (m)	V _{z,L} (kN)	V _{z,R} (kN)	M (kN.m)
35	4,964	-72,303	-72,303	319,031
36	5,11	-80,336	-80,336	307,888
37	5,256	-88,37	-88,37	295,573
38	5,402	-96,403	-96,403	282,084
39	5,548	-104,437	-104,437	267,423
40	5,694	-112,471	-112,471	251,589
41	5,84	-120,504	-120,504	234,582
42	5,986	-128,538	-128,538	216,402
43	6,132	-136,571	-136,571	197,049
44	6,278	-144,605	-144,605	176,523
45	6,424	-152,639	-152,639	154,824
46	6,57	-160,672	-160,672	131,952
47	6,716	-168,706	-168,706	107,908
48	6,862	-176,74	-176,74	82,69
49	7,008	-184,773	-184,773	56,3
50	7,154	-192,807	-192,807	28,736
51	7,3	-200,84	-	0

III - DEFLECTIONS UNDER ELEMENTARY LOAD CASES

Load cases	$w_{z,max}$ (mm)	x (m)
G	11,33	3,65
Q1	6,78	3,65

IV - ULTIMATE LIMIT STATES (ULS)

IV.1 - ULS Verifications

- COMBINATION: ULS01 (Auto) = 1,30G+1,50Q1

- Resistance of cross-sections

Section class :

1

Resistance of the cross-section to axial force :

$$N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to shear force

at $x = 0$ m :

$$I_{Vz,\max} = 0,278 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to bending moment

at $x = 3,65$ m :

$$My_{\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N

at $x = 3,65$ m :

$$I_{MyN,\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V

at $x = 3,65$ m :

$$MyVz_{\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V

at $x = 3,65$ m :

$$I_{MyNVz,\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

- Web resistance

No verification required because: $h_w / t_w < 72\epsilon / (\eta = 1,2)$

- Member resistance - Flexural buckling about the major axis

No verification required because:

$$N_{Ed} = 0$$

- Member resistance - Flexural buckling about the minor axis

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - Lateral torsional buckling

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - M-N buckling interaction

No verification required because:

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

- COMBINATION: ULS02 (Auto) = G+1,50Q1

- Resistance of cross-sections

Section class : 1

Resistance of the cross-section to axial force :

$$N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to shear force

at x = 0 m :

$$I \quad V_{z,\max} = 0,24 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to bending moment

at x = 3,65 m :

$$M_{y,\max} = 0,567 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N

at x = 3,65 m :

$$I \quad M_{yN,\max} = 0,567 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V

at x = 3,65 m :

$$M_{yVz,\max} = 0,567 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V

at x = 3,65 m :

$$I \quad M_{yNVz,\max} = 0,567 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$$

- Web resistance

No verification required because: $h_w / t_w < 72 \epsilon / (\eta_1 = 1,2)$

- Member resistance - Flexural buckling about the major axis

No verification required because:

$$N_{Ed} = 0$$

- Member resistance - Flexural buckling about the minor axis

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - Lateral torsional buckling

No verification required because the member is restrained laterally

- Member resistance - M-N buckling interaction

No verification required because:

$$N_{Ed} = M_{z,Ed} = 0$$

IV.2 - Synthesis of verifications

- Resistance of cross-sections

Resistance of the cross-section to axial force (Comb. ULS01 (Auto)): $N_{\max} = 0 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to shear force
at $x = 0$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I'_{Vz,\max} = 0,278 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to bending moment
at $x = 3,65$ m, Comb. ULS01 (Auto): $My_{\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N
at $x = 3,65$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I'_{MyN,\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-V
at $x = 3,65$ m, Comb. ULS01 (Auto): $MyV_{\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

Resistance of the cross-section to combined actions M-N-V
at $x = 3,65$ m, Comb. ULS01 (Auto): $I'_{MyNV,\max} = 0,657 < 1 \Rightarrow \text{Satisfied}$

- Web resistance

Shear buckling: No verification required

- Member resistance

Flexural buckling about the major axis: No verification required

Flexural buckling about the minor axis: No verification required

Lateral torsional buckling: No verification required

M-N buckling interaction: No verification required

V - SERVICEABILITY LIMIT STATES (SLS)

V.1 - Deflections

Maximum deflection :

$$w_{z,max} = 18,1 \text{ mm at } x = 3,65 \text{ m (Combination SLS01 (Auto))}$$

$$w_{z,3,max} = 6,8 \text{ mm at } x = 3,65 \text{ m (Combination SLS01 (Auto))}$$

Verification :

$$w_{z,max} = 18,1 \text{ mm} < L/250 = 29,2 \text{ mm} \Rightarrow \text{Satisfied}$$

$$w_{z,3,max} = 6,8 \text{ mm} < L/350 = 20,9 \text{ mm} \Rightarrow \text{Satisfied}$$

V.2 - Vibrations

Minimum natural frequency :

$$f_{min} = 4,81 \text{ Hz (Combination G+0,34Q1)}$$

Verification :

$$f_{min} = 4,81 \text{ Hz} > 2,6 \text{ Hz} \Rightarrow \text{Satisfied}$$