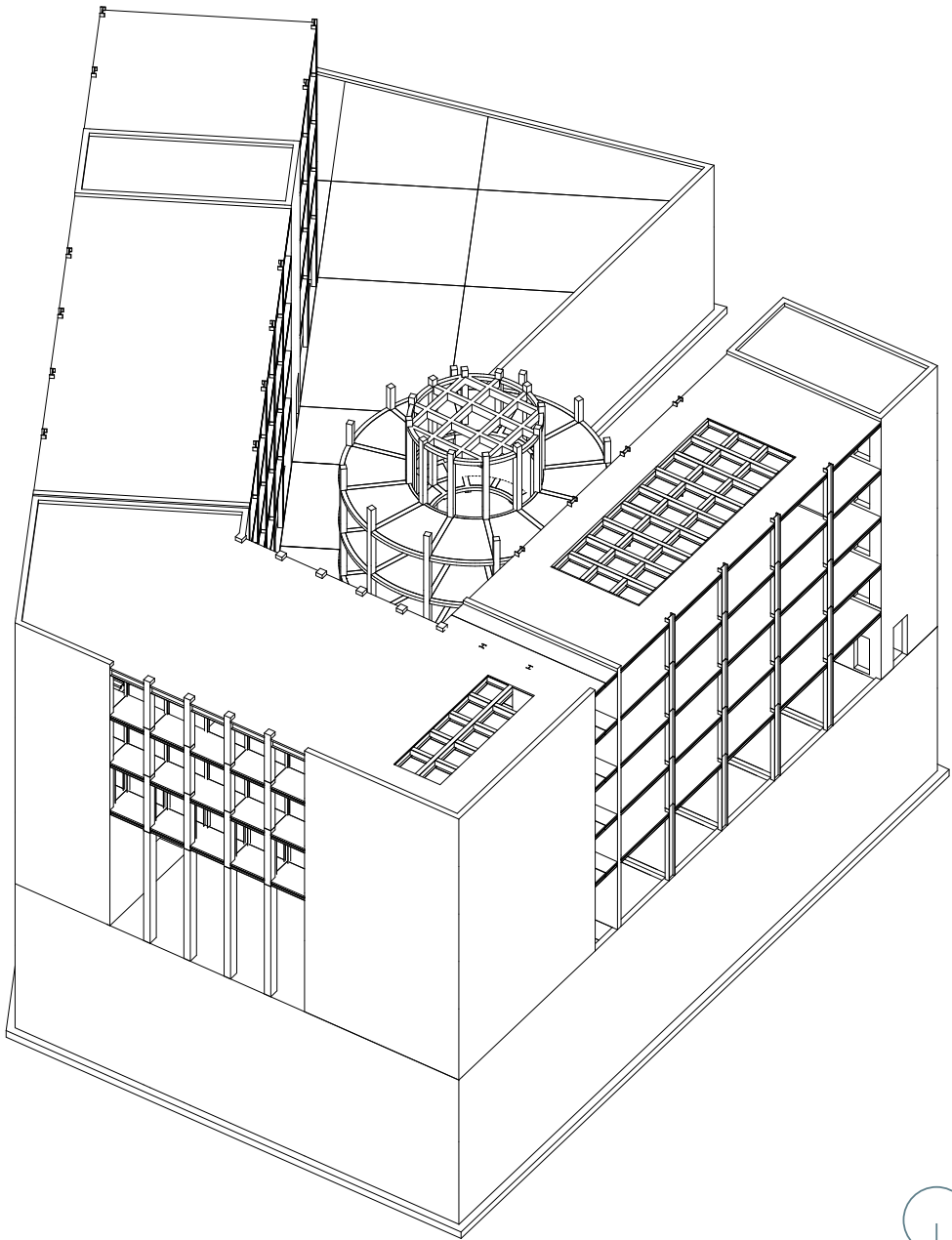


INDICE

1. Introduzione	..p. 05
2. Normativa vigente	..p. 08
Condizioni di carico	..p. 09
la neve	
il vento	
il sisma	
Criteri di carico	..p. 14
Limiti di deformabilità	..p. 17
I materiali	..p. 19
3. EDIFICIO A CORTE	..p. 22
Ala pubblico	..p. 26
Copertura	
Cassettonato	
Interpiano Q_{uso} spazio espositivo	
Interpiano Q_{uso} ristorante	
Pilastro	
Midas	
Ala uffici	..p. 68
Copertura	
Interpiano Q_{uso} uffici	
Facciata	
Midas	
	..p. 98
Ponte	
Copertura	
Cassettonato	
Interpiano	
Vierendeel	
Pilastrini	
4. INTERRATI	..p.124
Parcheggi	
Archivio	

5. CILINDRO	..p.172
Tamburo	
Copertura	
Interpiano Q_{uso} biblioteca	
Facciata	
Pilastrini	
6. Conclusioni	
7. Elaborati grafici	..p.228
8. Appendice	



INTRODUZIONE

Il progetto preso in esame dalla presente relazione di calcolo strutturale, si colloca nel centro storico di Roma e riguarda l'ampliamento di Palazzo Montecitorio. Il concorso che diede l'intenzione originaria, indetto nel 1967, prevedeva nuovi uffici per la Camera dei Deputati. Oggi, una rilettura in chiave moderna del bando, ha fatto emergere la necessità di prevedere degli uffici, ma anche alcuni spazi destinati alla collettività.

Si tratta dunque della realizzazione di un nuovo edificio che debba ospitare diverse funzioni, pubbliche e private, frequentato da diverse persone nell'arco della giornata, e che si pone come obiettivo quello di trovare un punto d'incontro tra la figura del politico e quella della società.

Sono di seguito riportati i calcoli, ma anche le scelte e i ragionamenti effettuati durante il percorso di elaborazione, al fine di restituire un quadro quanto più completo del progetto strutturale del nuovo edificio.

L'approccio che abbiamo cercato di seguire è stato quello di avvicinarci ed affrontare il tema delle strutture valutandole non come vincolo, ma come un mezzo per conseguire nel modo migliore gli scopi suggeriti dalla progettualità.

Sono stati affrontati temi quali la conformazione tipologica, i materiali messi in opera e le scelte tecnologiche, tutti elementi che concorrono a definire le sollecitazioni a cui è sottoposta la struttura e la capacità di risposta della stessa. Qui verranno affrontati dal punto di vista strutturale, ma è importante precisare quanto imprescindibili siano state le interazioni con le diverse competenze settoriali della progettazione e le scelte che queste hanno comportato, concorrendo alla soluzione ultima di seguito riportata.

Questi risultati sono stati raggiunti grazie anche all'utilizzo di programmi per la realizzazione e il calcolo di modelli strutturali elaborati quali MIDAS Gen che, grazie all'interoperabilità stabilita con Revit, ci ha fornito rapidità ed accuratezza di calcolo. Ci ha concesso inoltre la possibilità di valutare sistemi strutturali complessi, altrimenti impossibili da analizzare con un approccio di calcolo manuale semplificato.

La suggestione progettuale compositiva è stata quella di riprendere la tipologia costruttiva della corte, tipica del centro storico romano. Tutt'intorno all'area di progetto infatti si sviluppano sistemi stratificati di corti interne, che siano esse pubbliche o private. Lo stesso Palazzo di Montecitorio è stato sviluppato con questo principio.

L'intento è dunque quello di porre una nuova corte all'interno del tessuto urbano consolidato, composta dal nuovo edificio e dalle presistenze, andando a completare il vuoto urbano risultante nel lotto.

Simbolicamente questa corte vuole rappresentare il punto d'incontro tra la classe politica e i cittadini, per questo motivo il centro della corte è occupato da una funzione che li accomuna, la biblioteca.

Il progetto può essere geometricamente semplificato dividendolo in due parti: un edificio a corte aperta e un edificio cilindrico, posto centralmente rispetto ad essa. I due diversi volumi sono collegati internamente nei piani interrati.

Al fine di garantire una miglior stabilità sismica, il primo corpo è stato diviso in 3 parti, attraverso l'utilizzo di giunti sismici. Questi ultimi sono stati posti ad appianare le irregolarità della forma in pianta e in alzato, al fine di ottimizzare il comportamento alle sollecitazioni orizzontali del complesso.

La struttura conta tre piani interrati, raggiunge i cinque piani fuori terra con il corpo principale, con un'altezza di 22 m. L'edificio cilindrico rimane più basso rispetto al corpo adiacente, raggiungendo una quota di 17 m.

CARATTERISTICHE DELL'INTERVENTO

UBICAZIONE DEL SITO DI PROGETTO

Regione: Lazio
Comune: Roma
Area: Centro storico | Rione Colonna
Indirizzo: Piazza del Parlamento

Dati cartografici:

Longitudine: 12.2840°
Latitudine: 41.5407°
Altitudine: 32 s.l.m.

Dati sulla zona sismica:

Zona sismica: 3A
che indica un valore di $a_g \geq 0,10g$

Vita nominale della struttura: 50 anni; che corrisponde alle costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie.



TIPOLOGIA D'INTERVENTO

Tipologia d'intervento: Nuova costruzione

Tipologia funzionale dell'opera:

- Edificio per Uffici
- Biblioteca
- Auditorium
- Funzioni pubbliche
 - Ristorante | Bar
 - Spazio educativo
 - Spazio espositivo

Classe d'uso dell'edificio: II

Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente.

NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I calcoli e le verifiche effettuate nella presente relazione sono state effettuate in riferimento alla normativa nazionale vigente; in particolare:

- Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018 'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni' [NTC 2018]
- Circolare del 2 Febbraio 2009, n. 617 'Circolare applicativa delle NTC 2018 D.M. 14.01.2018.

I CARICHI

Le azioni che gravano sulla struttura vengono classificate in relazione alla durata della loro efficacia e variazione nell'arco di tempo e nell'intera vita nominale del progetto.

|G| Permanenti

Si tratta di azioni che possono essere approssimate come costanti nel tempo. Principalmente riguardano il peso proprio degli elementi strutturali portanti e degli elementi portati quali, per esempio, finiture ed elementi di arredo.

|Q| Variabili

Si tratta di azioni che agiscono sulla struttura con valori variabili, istantanei e sensibilmente diversi tra loro nel tempo. Sono riconducibili ai sovraccarichi tra i quali segnaliamo l'azione del vento e il carico della neve.

|E| Sismiche

Si tratta di azioni che derivano dall'azione sismica.

CARICHI DA NEVE

La pressione provocata dalla neve sulle strutture verrà valutata, in conformità con quanto descritto nel paragrafo 3.4 della NTC2018, mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

dove:

q_{sk} = valore di riferimento del carico della neve al suolo

μ_i = coefficiente di forma della copertura

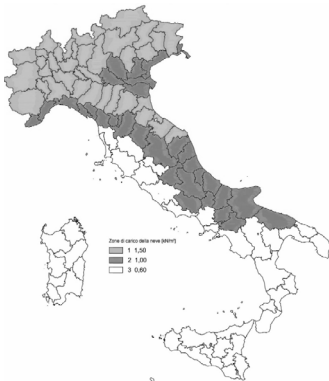
C_e = coefficiente di esposizione

C_t = coefficiente termico

q_s = carico della neve

Il carico q_s agisce verticalmente sulla superficie di copertura

q_{sk}	0,6 kN/m ²
μ	0,8
C_e	1
C_t	1
q_s	0,48 kN/m ²



Mappa delle zone di carico da neve al suolo in cui è suddiviso il territorio italiano

CARICHI DEL VENTO

In conformità con quanto prescritto nella normativa vigente, vengono di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione della pressione del vento.

$$p = q_r C_e C_p C_d$$

dove:

q_r = pressione cinetica di riferimento

$$q_r = \frac{1}{2} \cdot \rho v^2$$

C_e = coefficiente di esposizione

C_p = coefficiente di forma

C_d = coefficiente dinamico

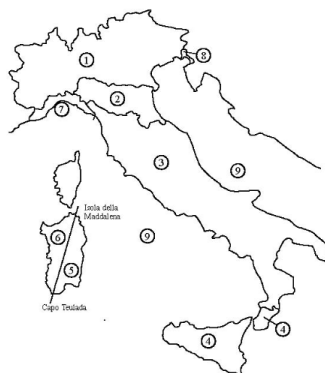
Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37

Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_s - Tab. 3.3.1 della NTC 2018

CARICO DEL VENTO		
velocità base di riferimento [m/s]	$V_b = C_a \cdot V_{b0}$	V_{b0} 27
	C_a 1	V_b 27
velocità di riferimento [m/s]	$V_r = V_b \cdot C_r$	V_b 27
	C_r 1	V_r 27
pressione cinetica di riferimento [kN/m ²]	$q_r = V_r^2 \cdot 1,25/2/1000$	q_r 0,46
coefficiente di forma	C_p 0,8 sopravento	C_p 0,4 sottovento
coefficiente di esposizione dle sito	$C_e = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \ln(z/z_0)]$	
	k_r 0,22	z_0 0,3 m
	z_{min} 8 m	

z (altezze)	k_r^2	C_t	$\ln(z/z_0)$	$[7 + C_t \ln(z/z_0)]$	C_e
8	0,0484	1	3,28	10,28	1,63
10	0,0484	1	3,51	10,51	1,78
14	0,0484	1	3,84	10,84	2,02
18	0,0484	1	4,09	11,09	2,20
22	0,0484	1	4,30	11,30	2,35

C_e	q_r	C_d	sopravento			sottovento				
			C_p	p [kN/m ²]	h	C_p	p [kN/m ²]	h		
1,63	0,46	1	0,8	0,6	6	3,57	0,4	0,3	6	1,79
1,78	0,46	1	0,8	0,65	4	2,6	0,4	0,32	4	1,3
2,02	0,46	1	0,8	0,74	4	2,94	0,4	0,37	4	1,47
2,2	0,46	1	0,8	0,8	4	3,21	0,4	0,4	4	1,6
2,35	0,46	1	0,8	0,86	4	3,42	0,4	0,43	4	1,71



Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano - Fig. 3.3.1 della NTC 2018

AZIONE SISMICA

'Le azioni sismiche in base alle quali valutare i diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla 'pericolosità sismica di base' del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.'

Dati sulla zona sismica:

Dati cartografici:

Longitudine: 12.2840°

Latitudine: 41.5407°

Zona sismica: 3A

che indica un valore di $a_g \geq 0,10g$

Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato · Tab. 3.2.II della NTC 2018

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Espressioni di S_s e di C_c · Tab. 3.2.IV della NTC 2018

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Caratteristiche del sottosuolo:

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Categorie topografiche · Tab. 3.2.III della NTC 2018

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T · Tab. 3.2.V della NTC 2018

Vita nominale della struttura: 50 anni

Tipologia di costruzione: opere ordinarie

Classe d'uso: II

Stabiliti questi parametri, si valuta lo spettro di risposta SLV.

Stato limite	a_g/g	F_a	T_c^*	a_g
Operatività (SLO)	0,0444 (g)	2,531	0,258 s	0,436 m/s ²
Danno (SLD)	0,0519 (g)	2,515	0,270 s	0,509 m/s ²
Salvaguardia vita (SLV)	0,1098 (g)	2,644	0,306 s	1,077 m/s ²
Collasso (SLC)	0,1353 (g)	2,661	0,318 s	1,327 m/s ²

	SLO	SLD	SLV	SLC
S_a Amp. Stratigrafica	1,5000	1,500	1,500	1,484
C_s Coef. Funz. Categoria	1,6420	1,617	1,551	1,532
S_T Amp. Topografica	1,0000	1,000	1,000	1,000
S Amp. Sito $S=S_a \cdot S_T$	1,5000	1,5000	1,5000	1,4840



Periodi fondamentali		
T_0	0,000	s
T_a	0,158	s
T_c	0,475	s
T_b	2,039	s

Acc. Spettro orizzontale elastico		
$Se(0)$	0,165	m/s ²
$Se(T_a)$	0,435	m/s ²
$Se(T_c)$	0,435	m/s ²
$Se(T_b)$	0,102	m/s ²

Acc. Spettro orizzontale di progetto		
$Sd(0)$	0,165	m/s ²
$Sd(T_a)$	0,435	m/s ²
$Sd(T_c)$	0,435	m/s ²
$Sd(T_b)$	0,102	m/s ²

Coordinate spettro		
T	$Se(T)$	$Sd(T)$
s	m/s ²	m/s ²
0,00	0,165	0,165
0,01	0,182	0,182
0,02	0,199	0,199
0,03	0,216	0,216
0,04	0,233	0,233
0,05	0,250	0,250
0,06	0,267	0,267
0,07	0,284	0,284
0,08	0,301	0,301
0,09	0,318	0,318
0,10	0,335	0,335
0,11	0,353	0,353
0,12	0,370	0,370
0,13	0,387	0,387
0,14	0,404	0,404
0,15	0,421	0,421
0,16	0,435	0,435
0,17	0,435	0,435
0,18	0,435	0,435
0,19	0,435	0,435
0,20	0,435	0,435
0,21	0,435	0,435
0,22	0,435	0,435
0,23	0,435	0,435
0,24	0,435	0,435
0,25	0,435	0,435

CRITERI DI CALCOLO

Le verifiche strutturali sono state eseguite secondo il metodo degli stati limite, come previsto dal D. M. del 17 Gennaio 2018.

Il metodo degli stati limite prevede di sommare le diverse azioni agenti sulla struttura, applicando dei coefficienti di riduzione o amplificazione ai carichi per simulare la probabilità della loro simultaneità.

SLU

Stato limite ultimo

'capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera'

$$Y_{G1} \cdot G_1 + Y_{G2} \cdot G_2 + Y_P \cdot P + Y_{Q1} \cdot Q_{k1} + Y_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{k2} + Y_{Q3} \cdot \Psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots$$

SLV

Stato limite di salvaguardia della vita

"A seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali;"

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} \cdot Q_{k1} + \Psi_{22} \cdot Q_{k2} \dots$$

SLE

Stati limite di esercizio

capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;

Rara

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

Frequente

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

Quasi Permanente

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_i	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q_i}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU · Tab. 2.6.I della NTC 2018

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 - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
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

Valori dei coefficienti di combinazione dei carichi · Tab. 2.5.I della NTC 2018

Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni - Tab. 3.1.II della NTC 2018

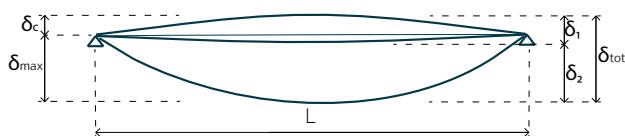
Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

LIMITI DI DEFORMABILITA'

In conformità con quanto stabilito nella normativa vigente, vengono di seguito riportati i parametri utilizzati per la valutazione dei limiti di deformabilità degli elementi strutturali, suddivisi in spostamenti verticali e spostamenti orizzontali.

Queste verifiche vengono effettuate tenendo in considerazione le condizioni agli stati limite di esercizio.

Spostamenti verticali



Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio · Fig. 4.2.3 della NTC 2018

dove L è la luce dell'elemento che, in caso di mensole, va considerato come il doppio dello sbalzo.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

Limiti di deformabilità per gli elementi di interpiano delle costruzioni ordinarie · Tab. 4.2.XII della NTC 2018

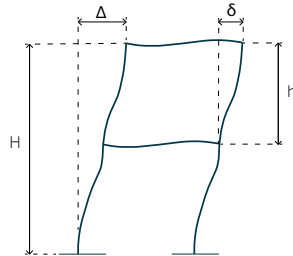
In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

Nei calcoli da noi svolti e di seguito riportati, sono state considerate le coperture generiche come praticabili, nonostante il progetto preveda che siano accessibili alla sola manutenzione. Questa scelta deriva dal fatto che devono supportare il peso di innumerevoli pannelli solari.

Per evitare di effettuare dei calcoli troppo ottimistici, come deformazione massima è stata considerata $\delta_{max}/250$, al pari degli altri elementi valutati.

Spostamenti orizzontali

Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio · Fig. 4.2.4 della NTC 2018



dove

Δ è lo spostamento in sommità dell'edificio, mentre δ è lo spostamento relativo al piano.

Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali · Tab. 4.2.XIII della NTC 2018

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.

I MATERIALI

I materiali utilizzati nella progettazione dell'edificio oggetto della presente relazione, rispondono ai requisiti indicati dal capitolo 11 della NTC 2018.

L'edificio è stato studiato con un sistema a telaio in acciaio con nuclei di controventamento in calcestruzzo armato.

La scelta dei materiali di seguito riportati è stata dettata dalle prestazioni richieste per supportare le grandi luci previste da progetto e illustrate successivamente all'interno della relazione.

| ACCIAIO |

Tipologia di materiale: Acciaio strutturale utilizzato per le travi

Nome: **S275**

Densità: 7850 kg/ m^3

F_{yk}

Tensione caratteristica di snervamento

$$F_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$$

F_{yd}

Tensione di progetto

$$F_{yd} = F_{yk}/\gamma = 261,90 \text{ N/mm}^2$$

dove $\gamma = 1,05$

F_{cd}

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{cd} = 430 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di Poisson

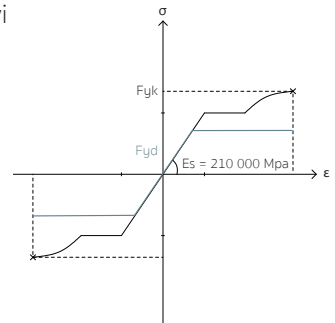
(Tratto elastico)

$$n = 0,3$$

E_s

Modulo elastico

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$



Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità · Tab. 4.2.VII della NTC 2018

Tipologia di materiale: Acciaio strutturale usato per pilastri

Nome: **S355**

Densità: 7850 kg/ m³

F_{yk}

Tensione caratteristica di snervamento

$$F_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

F_{yd}

Tensione di progetto

$$F_{yd} = F_{yk}/\gamma = 338,10 \text{ N/mm}^2$$

dove $\gamma = 1,05$

Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità · Tab. 4.2.VII della NTC 2018

F_{cd}

Tensione caratteristica di rottura

$$F_{cd} = 510 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di Poisson

(Tratto elastico)

$$n = 0,3$$

E_s

Modulo elastico

$$E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$$

Tipologia di materiale: Acciaio in barre per cementi armati

Nome: **B450C**

Densità: 76 518,00 N/m³

F_{yk}

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$$

F_{cd}

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{cd} = 540 \text{ N/mm}^2$$

| CALCESTRUZZO |

Tipologia di materiale: Conglomerato cementizio armato

Classe di resistenza: **C35/45**

Caratteristiche:

Densità: 24 525,00 N/mm²

Fck

Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

Fck = 35,00 N/mm²

Rck

Resistenza caratteristica cubica a compressione

Rck = 45,00 N/mm²

Ec

Modulo elastico in sede di progettazione

Ec = 34 625,485 N/mm²

dove Ec = 22 000 · (fcm/10)^{0,3}

Classe di resistenza: **C25/35**

Caratteristiche:

Densità: 24 525,00 N/m³

Fck

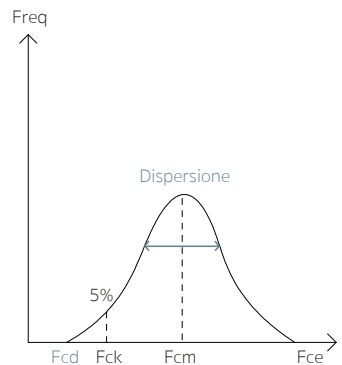
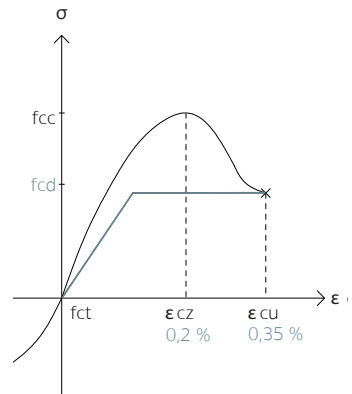
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione

Fck = 25,00 N/mm²

Rck

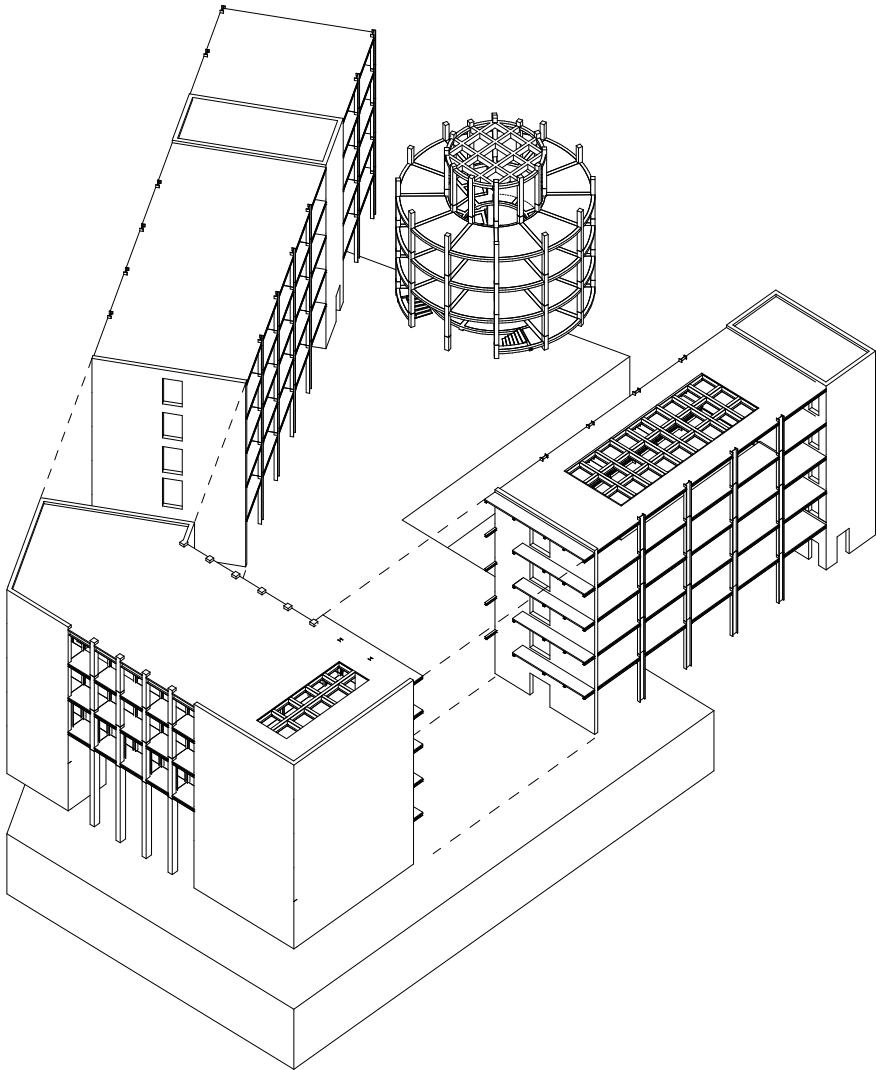
Resistenza caratteristica cubica a compressione

Rck = 35,00 N/mm²



Tab. 4.1.I della NTC 2018

EDIFICIO A CORTE



L'edificio a corte aperta vuole essere un rimando alla tipologia costruttiva storicamente usata nel centro storico romano, ovvero la corte. Esso si pone a completamento del vuoto urbano presente nel lotto, andando a creare un nuovo spazio protetto con l'aiuto degli edifici preesistenti.

Per fare ciò, si chiude sull'angolo verso Piazza del Parlamento affiancandosi a Palazzo Montecitorio, con il quale verrà stabilito un collegamento diretto posto in quota per permettere una migliore sinergia tra gli edifici e la fruizione delle nuove sale riunioni e spazi per conferenze.

La forma geometrica dell'impianto è riconducibile ad una "C", tuttavia presenta delle giaciture inclinate e non speculari. I diversi orientamenti derivano dalla scelta di porsi in continuità con gli edifici adiacenti, e dall'impronta lasciata da un edificio storico non più esistente.

Per quanto riguarda l'alzato, il volume presenta un'irregolarità costituita dal grande portale d'ingresso alla corte su Piazza del Parlamento.

Si compone di 5 piani fuori terra, raggiunge un'altezza di +22 m rispetto alla quota di pavimentazione dell'intorno.

Dal punto di vista strutturale, per permettere un miglior comportamento alle sollecitazioni orizzontali, l'edificio è stato suddiviso in 3 corpi strutturalmente distinti da giunti sismici. Questi sono stati posizionati in punti strategici per migliorare la regolarità dell'edificio, in pianta e in alzato, e per cercare di posizionare i nuclei di controventamento in modo adeguatamente distribuito nei diversi corpi formatisi.

Le due ali laterali presentano un'impianto assimilabile. Si tratta di una struttura in acciaio, controventata da setti in calcestruzzo armato posizionati, all'incirca, alle estremità dei corpi. Dove questi si chiudono a formare un nucleo di controventamento, sono stati posti gli impianti di risalita che servono l'edificio.

Il braccio centrale, che si affaccia su Piazza del Parlamento, presenta una struttura a ponte caratterizzata da una grande apertura che permette il collegamento tra la corte interna e la piazza antistante.

L'intento progettuale di realizzare questa apertura mantenendo la luce libera ai piani superiori, per potervi collocare una grande sala conferenze, ha fatto nascere un tema strutturale fondativo del progetto.

Per poter sviluppare questo nodo abbiamo realizzato un sistema scatolare di travi Vierendeel alte un piano, utilizzato per la creazione di uno spazio impianti che serve l'intero edificio. Il sistema scatolare è sollevato e sorretto per i primi due piani da dei setti in calcestruzzo, alcuni dei quali appartengono al sistema di controventamento del corpo centrale. I tre piani superiori e la copertura gravano su questo sistema.

Questo punto rappresenta il nodo di collegamento e di interscambio tra pubblico e privato, il punto di contatto tra la funzione di uffici privati dei parlamentari e uno spazio pubblico vissuto durante l'intero arco della giornata.

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

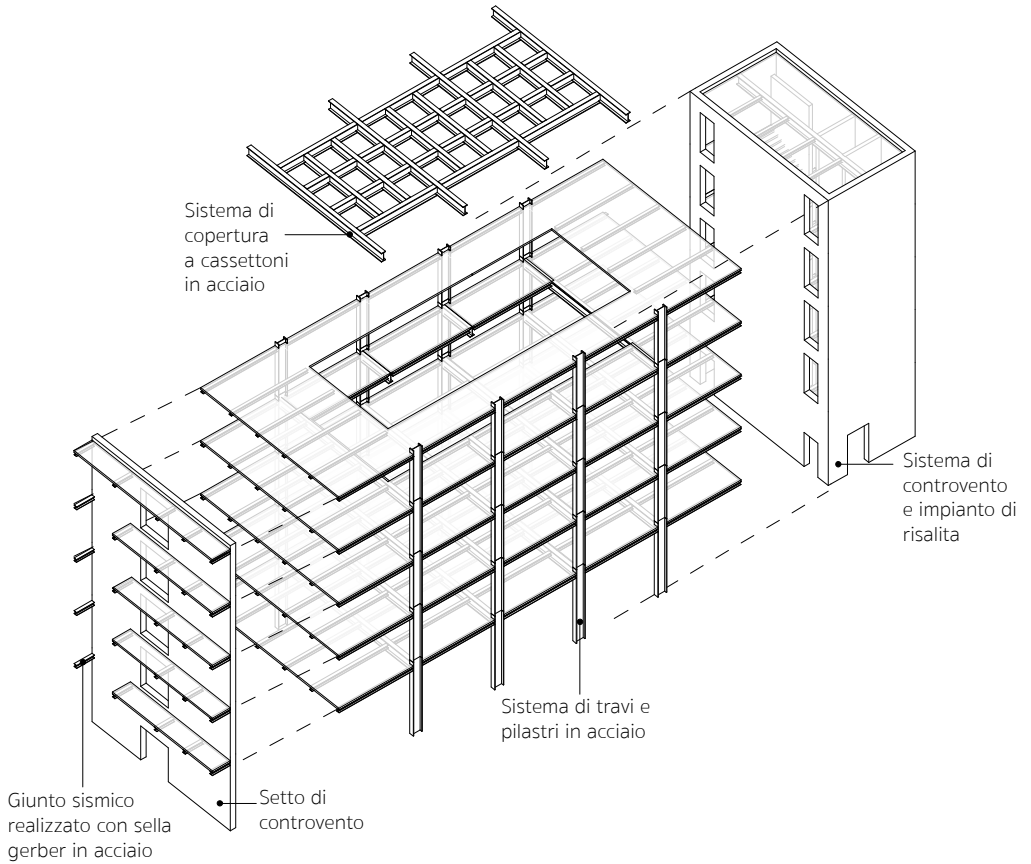
La scelta di sviluppare un sistema costruttivo in acciaio deriva dalla volontà di avere grandi luci libere per poter valorizzare funzioni pubbliche quali uno spazio espositivo e delle sale conferenze, ma allo stesso tempo, per poter contenere l'altezza delle travi. Questo ci permette di realizzare tutti gli spazi richiesti dal bando di concorso, senza superare i limiti di altezza imposti dall'intorno.

I controventi sono stati realizzati in calcestruzzo armato in quanto, tra le caratteristiche di questo materiale è prevista una più alta resistenza alle sollecitazioni orizzontali derivanti dal sisma o dal vento.

Per quanto riguarda gli interrati, anche in questo caso sono stati realizzati interamente con il calcestruzzo armato.

La linea guida è stata quella di cercare di sfruttare al meglio le caratteristiche dei due materiali da costruzione: la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a trazione dell'acciaio.

ALA PUBBLICO



L'ala del pubblico presenta una geometria rettangolare in pianta, con una luce libera di 11,5 m per una lunghezza di 37,5 m.

E' costituita da 2 piani interrati e 5 piani fuori terra, raggiunge la quota di + 22 m come la restante parte dell'edificio a corte.

I controventi sono posti ad inizio e fine del corpo per conferire una maggiore regolarità e sono costituiti da setti in calcestruzzo, uno dei quali ospita l'impianto di risalita.

La struttura, composta da travi e pilastri in acciaio, ha un passo di 6 m.

All'interno di questo corpo si sviluppano diverse funzioni pubbliche, quali: un bar - ristorante per i primi due piani, uno spazio educativo nel piano centrale e uno spazio espositivo agli ultimi due piani, sotto la copertura.

Questi ultimi sono stati sviluppati come un grande spazio a doppia altezza, con un ballatoio che corre lungo il perimetro in quota. Proprio in vista di questa funzione, in copertura, è stato aperto un lucernario centrale di dimensioni 7 m x 18 m sostenuto da un sistema a cassettoni in acciaio, che permette un suggestivo illuminamento dell'ambiente dall'alto.

Data la diversità delle funzioni che ospita, i carichi accidentali sono stati calcolati per ogni interpiano diverso, oltre alla copertura sono stati riportati le analisi dei carichi dell'interpiano dello spazio espositivo e quello del piano bar - ristorante. E' stato scelto questo come piano tipo in quanto presenta le stesse caratteristiche, in termini di sovraccarichi Q , del piano dello spazio educativo. I carichi Q accidentali a cui si fa riferimento sono reperibili all'interno della NTC 2018 nel paragrafo 3.1.4 e li si è calcolati tendendo in considerazione il fattore di contemporaneità nelle modalità riportate nel paragrafo introduttivo della relazione.

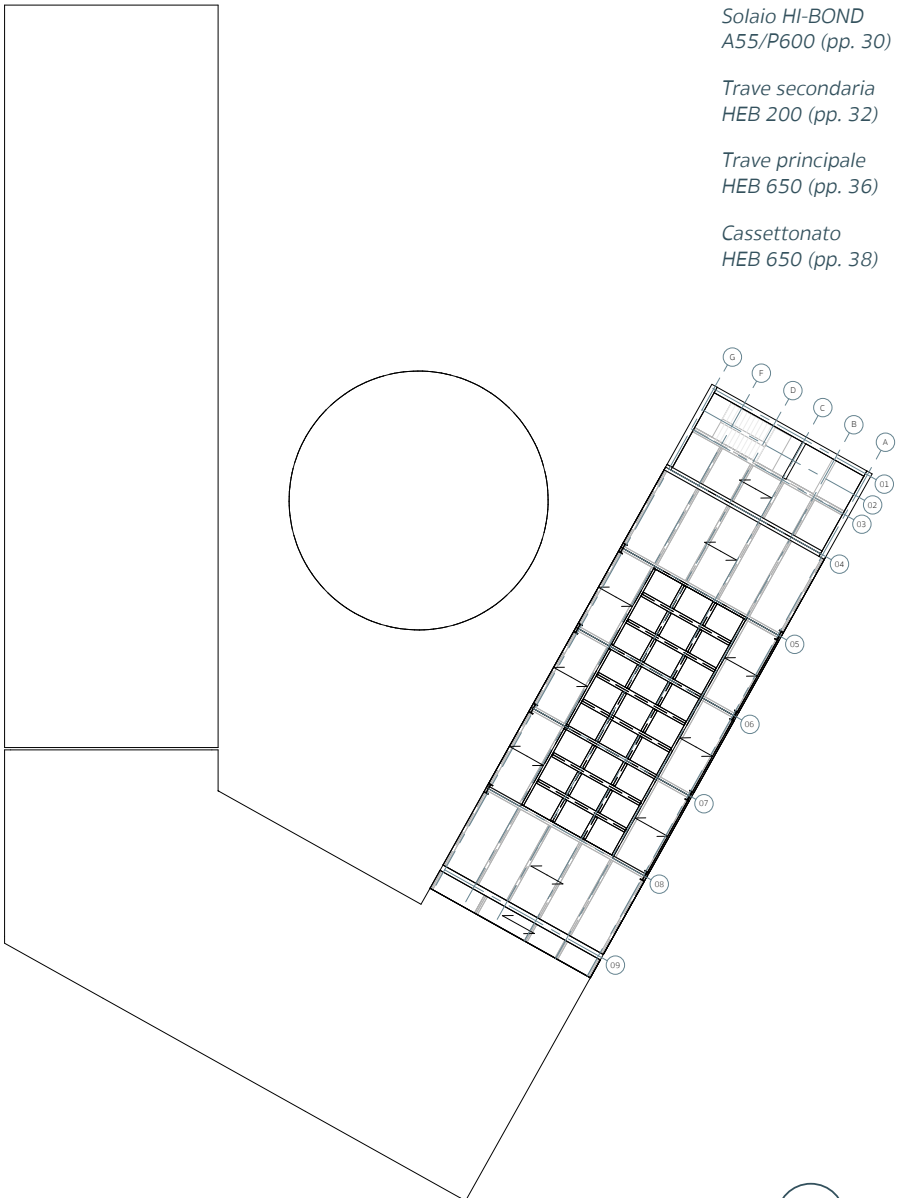
COPERTURA

*Solaio HI-BOND
A55/P600 (pp. 30)*

*Trave secondaria
HEB 200 (pp. 32)*

*Trave principale
HEB 650 (pp. 36)*

*Cassettonato
HEB 650 (pp. 38)*



Analisi dei carichi trave secondaria

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento flottante	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,20 m	1,48 kN/m ³	0,30 kN/m ²
Barriera al vapore (strati bituminosi)	0,01 m	0,1 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di pendenza	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,00 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			4,92 kN/m²

Per l'analisi dei carichi agenti sulle travi secondarie in copertura è stato applicato il più alto valore tra carico accidentale da neve e quello dato dalla manutenzione, dato che non ci troviamo in presenza di una copertura praticabile.

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,65 kN/m ²
G2*	2,27 kN/m ²
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,50 kN/m ²
Q _{k, neve*}	0,48 kN/m ²
Q _{k, vento}	0,00 kN/m ²
Q _{k, sisma*}	0,00 kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0	0	0
0,5	0,2	0
0,6	0,2	0
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale	7,96 kN/m²
neve principale	7,57 kN/m ²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

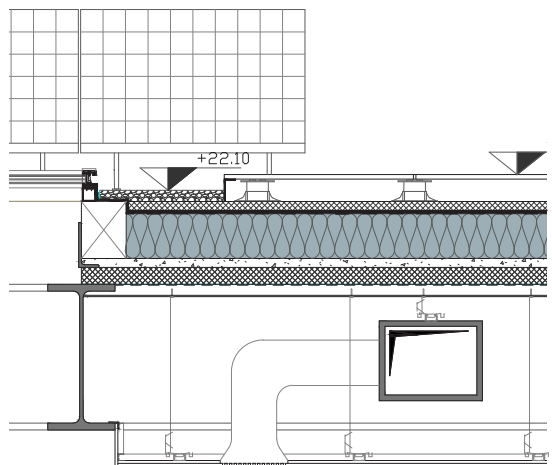
uso principale	4,92 kN/m ²
neve principale	5,01 kN/m²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

	4,92 kN/m²
--	------------------------------

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale	5,42 kN/m²
neve principale	5,40 kN/m ²



DIMENSIONAMENTO SOLAIO

PREDIMENSIONAMENTO

$$h_{\text{solaio}} \geq 1/25 \text{ luce}$$

$$\text{luce} = 2,36 \text{ m}$$

$$h_{\text{min solaio}} = 0,095 \text{ m}$$

$$f \leq L/250$$

Lamiera grecata collaborante

La lamiera grecata viene prodotta per essere solidale con il getto in calcestruzzo, impedendone sia lo scorrimento longitudinale che il distacco verticale.

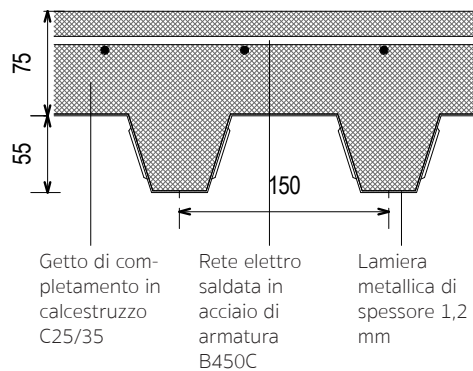
La lamiera grecata funge da armatura tesa a seguito della rappresa del getto in calcestruzzo.

Viene fissata alle travi di solaio per mezzo di connettori a piolo che ottimizzano la resistenza della struttura. Assumono la funzione di assorbire gli sforzi di taglio tra i diversi materiali di cui è costituita la struttura: acciaio e calcestruzzo.

Lamiera grecata collaborante

HI - BOND A 55/P 600

$\text{Sigma amm} < 165 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$



SOLAIO ALA PUBBLICA

Luce solaio	linf	2,36 m
Peso al m2	Q,slu	14,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaio	f _{yk}	355 N/mm ²

Carico Slu totale	q, slu	33,49 KN/m
Momento massimo in mezzeria	Msd, max	23,31 KNm
Resistenza di progetto	f _{yd}	338 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	68,97 cm ³

VERIFICA FLESSIONE A SLU

W _x	126,84 cm ³		
Mrd, max	42,87 KNm		
Mrd	42,87	>	23,31 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	9,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
J tot	Jtot	9582000,00 mm ⁴
Carico Sle totale	q, sle	23,16 KN/m
Freccia massima	f	4,648 mm
Deformazione max ammissibile	fmax	9,44 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	4,65	<	9,44 fmax verificato
Indice di sfruttamento della lamiera			49%

Per la valutazione della deformata massima, il solaio di copertura è stato considerato come se fosse praticabile, ponendolo al pari degli altri solai. Questo comporta un valore della freccia limite di L/250.

TRAVE SECONDARIA

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

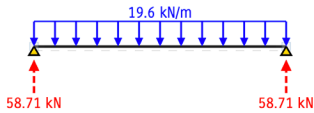


Diagramma del taglio

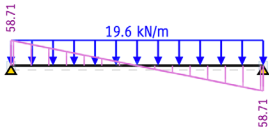
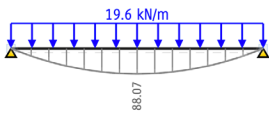
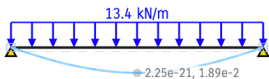


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 1,89 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$2,4 \geq 1,89 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi secondarie della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incerniate alle estremità alle travi principali, che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi secondarie è affidato il compito di reggere il carico dei solai e trasmetterlo alle travi principali.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza e permettere il passaggio degli impianti nel controsoffitto.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 2,36 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$

$$= (19,57 \cdot 6) / 2 = 58,71 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$

$$= (19,57 \cdot 6^2) / 8 = 88,06 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$

$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave secondaria

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	2,36 m
Peso al m ²	Q	7,96 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	19,57 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		88,07 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	336,15 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	2880 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	58,71 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	435 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	435	>	58,71 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,13	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	149,24 KNm			
Mrd	149,24	>	88,07 Msd	verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,42 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	13,40 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		18,900 mm
Deformazione massima ammisi fmax		24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

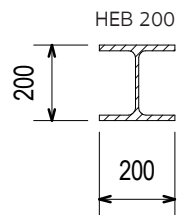
f	18,90	<	24,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			79%	

Travi secondarie*

Peso	0,61 KN/m
L trave	6 m
L infl	2,36 m
A infl	14,16 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 200	
b	200 mm
h	200 mm
Sanima	9 mm
Sali	15 mm
raggio	18 mm
Wx	569,6 cm ³
Ix	5696 cm ⁴
A	78,08 cm ²
Peso	61,3 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

INTERDISCIPLINARITA'

Il tema dell'interdisciplinarietà tra moduli è l'ammissione dell'interazioni di diverse competenze settoriali che convergono in un unico ambito e si completano reciprocamente.

In questo caso vediamo coinvolte la disciplina strutturale e quella impiantistica.

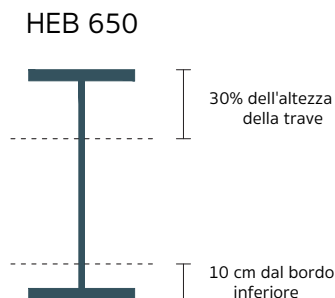
Viste la diversità e la tipologia delle funzioni ospitate all'interno dell'edificio, il sistema impiantistico presenta delle dimensioni notevoli per poter conferire sia una temperatura adeguata ai diversi ambienti che un ottimo comfort termogrometrico e della qualità dell'aria. I volumi più importanti sono quindi rappresentati dal sistema di trattamento dell'aria (UTA) e dai suoi condotti di diffusione.

Dove questi condotti risultavano eccessivamente alti per poter essere posti nel controsoffitto si è scelto di farli passare attraverso le travi, andando a ridurre lo spessore complessivo del pacchetto del solaio.

Per questa ragione le travi interessate da questa interazione sono state maggiorate.

Per fare ciò sono inoltre stati presi degli accorgimenti riguardanti il punto e le dimensioni esatte del foro da praticare nelle travi in acciaio.

Le travi verranno bucate in mezzera in quanto, essendo travi in appoggio - appoggio, presentano il momento massimo e taglio nullo in questa posizione. Inoltre le dimensioni del foro dovranno rispettare i margini riportati dallo schema sottostante:



Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento flottante	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,001 m	- kN/m ³	0,02 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,001 m	- kN/m ³	0,02 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,20 m	1,48 kN/m ³	0,30 kN/m ²
Barriera al vapore (strati bituminosi)	0,01 m	0,1 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di pendenza	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	78 kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			5,09 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85 kN/m ²
G2*	2,24 kN/m ²
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,50 kN/m ²
Q _{k, neve*}	0,48 kN/m ²
Q _{k, vento}	0,00 kN/m ²
Q _{k, sisma*}	0,00 kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0	0	0
0,5	0,2	0
0,6	0,2	0
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale	8,17 kN/m²
neve principale	7,78kN/m ²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

uso principale	5,18kN/m ²
neve principale	5,33 kN/m²

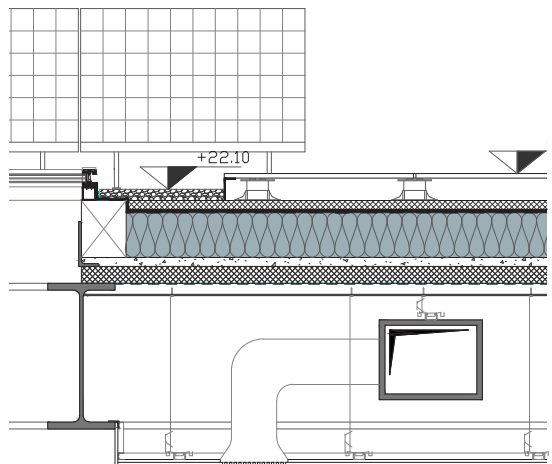
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

5,18 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale	5,68 kN/m²
neve principale	5,57kN/m ²

Per l'analisi dei carichi agenti sulle travi principali di copertura è stato applicato lo stesso principio riportato per le travi secondarie; ovvero è stato utilizzato il più alto valore tra carico accidentale da neve e quello dato dalla manutenzione, dato che non ci troviamo in presenza di una copertura praticabile.



TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

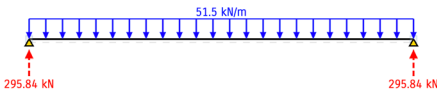


Diagramma del taglio

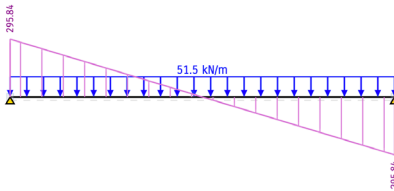
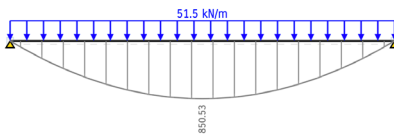
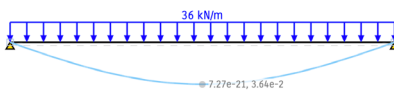


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 1,89 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$
$$4,6 \geq 3,64$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 11,5 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$
$$= (51,45 \cdot 11,5) / 2 = 295,84 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$
$$= (51,45 \cdot 11,5^2) / 8 = 850,53 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$
$$= 4,6 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	11,5 m
Luce d'influenza	linf	6 m
Peso al m2	Q	8,17 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	51,45 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		850,57 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	3246,45 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	10274 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	fyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	295,85 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	1551 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	1551	>	295,85 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,19	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1123,19 KNm
Mrd	1123,19 > 850,57 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,68 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	35,97 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		36,385 mm
Deformazione massima ammisi fmax		46,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	36,38	<	46,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			79%	

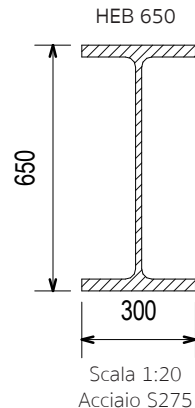
Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.

Trave principale*

Peso	1,87 KN/m
L trave	11,5 m
L infl	6 m
A infl	69 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

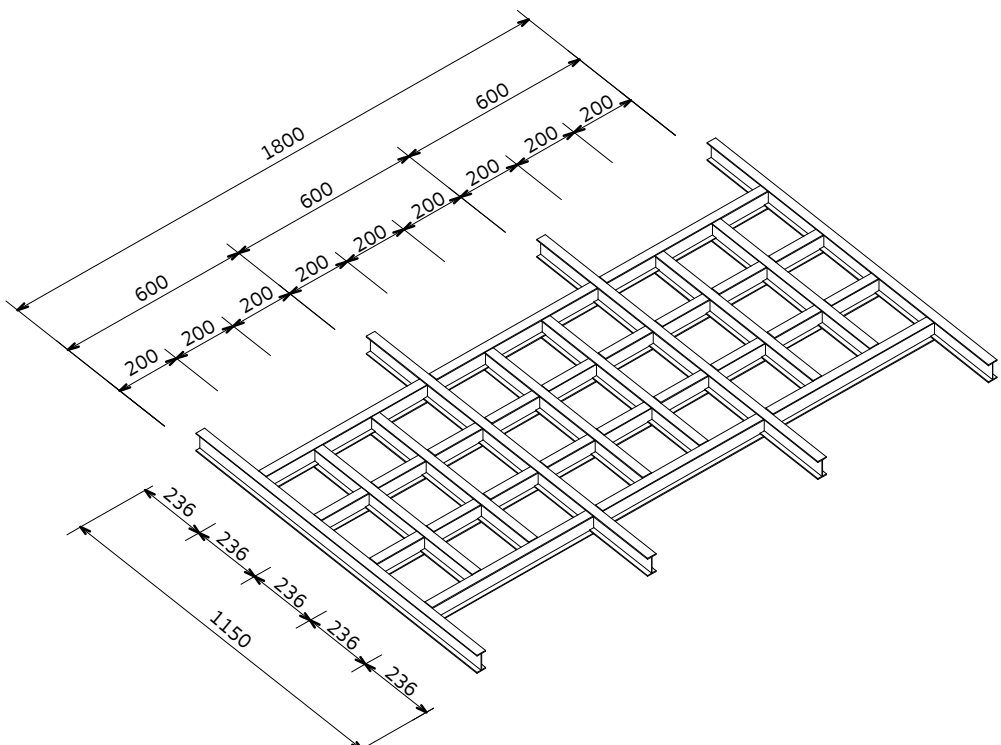
HEB 500	
b	300 mm
h	500 mm
Sanima	14,5 mm
Sali	28 mm
raggio	27 mm
Wx	4287 cm ³
Ix	107200 cm ⁴
A	238,6 cm ²
Peso	187 kg/m



CASSETTONATO

La copertura di questa parte dell'edificio è stata pensata per essere una copertura trasparente, che permettesse l'illuminamento degli ambienti dall'alto. Questa scelta è stata basata sulla funzione che gli ultimi due piani, di questa porzione di edificio ospitano: uno spazio espositivo. La suggestione della doppia altezza di questo spazio sarà coronata da un soffitto a cassettoni in acciaio.

Dal punto di vista strutturale inoltre, risulta la scelta ottimale per coprire la grande luce libera che questo spazio richiede, e supportare il peso del triplo vetro posto al di sopra.



Predimensionamento cassettonato SPAZIO ESPOSITIVO
Geometria

Luce nervatura	11,5 m
Linfl	2,3 m
Coeff. Momento	8

Caratteristiche acciaio S275

fyk	275,00 Mpa
fyd	261,90 Mpa
Es	210.000,00 Mpa
Coeff. Def max	500,00
indice peso proprio trave	1,10

Carichi

Linfl	2,3 m
G1	2,85 KN/mq
G2	2,24 KN/mq
Qk_MAX	0,50 KN/mq
SLU_max	18,79 KN/m
Sovraccarico accidentale	1,15 KN/m
M_max_SLU	310,65 kNm
V_SLU	108,05 kN

Caratteristiche geometriche minime

Wxmin	1.186,10 cm ³
Ixmin	88.602,00 cm ⁴

Verifica di resistenza

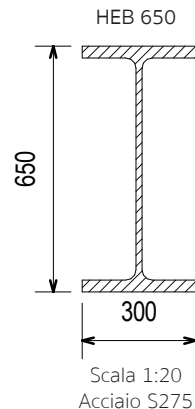
fattore moltiplicativo	1,05
q_peso proprio	2,23 kN/m
M_agente_tot	325,37 kNm
V_agente_tot	120,85 kN
sigma_M	57,07 Mpa
sigma_N	/ Mpa
tau	17,02 Mpa
sigma_id	64,24 Mpa
indice di sfruttamento	25% OK

Verifica di deformabilità

v_max_q	0,73 mm
v_max_p.p	1,41 mm
v_max_tot	2,14 mm
v_amm	23,00 mm
indice di sfruttamento	9% OK

Tipo Profilo:	
HEB 600	
b	300 mm
h	600 mm
Sanima	15,5 mm
Sali	30 mm
raggio	27 mm
Wx	5701 cm ³
Ix	171000 cm ⁴
A	270 cm ²
Peso	212 kg/m

Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.



L'elemento di copertura a cassettoni è stato verificato ulteriormente tramite l'utilizzo del software Midas-Gen, attraverso la modellazione della sua struttura tridimensionale e l'applicazione dei carichi distribuiti lungo tutte le travi.

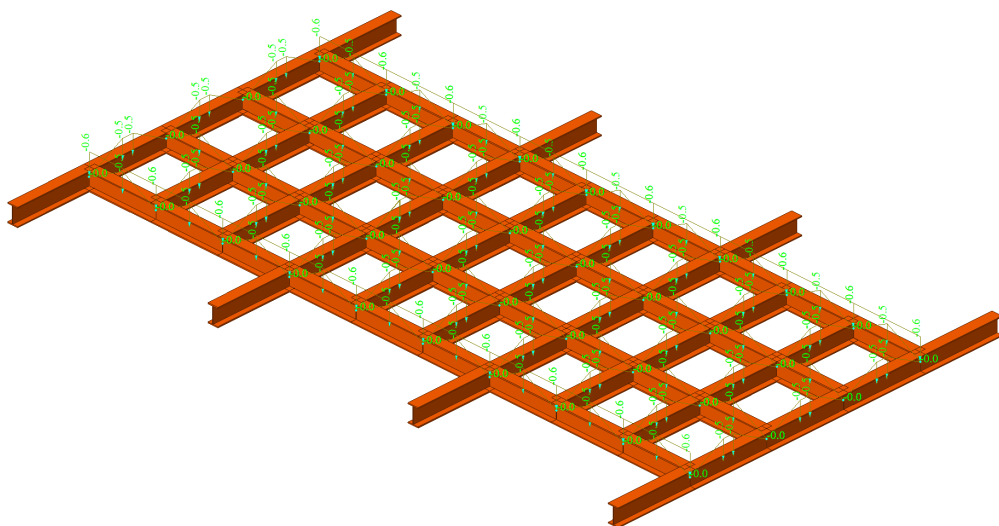
Confrontando le verifiche estrapolate dal software, di seguito riproposte, e i calcoli effettuati e riportati precedentemente si possono notare delle piccole discrepanze.

Riteniamo che siano dovute principalmente all'aver modellato l'intera struttura, compresa di controventi all'interno del programma. Questo comporta sicuramente un risultato diverso e più accurato nel calcolo delle sollecitazioni della struttura.

In seconda battuta, potrebbe essere dovuto ad una semplificazione all'interno dei calcoli da noi svolti.

Riteniamo comunque che, trattandosi di differenze di minima entità, siano accettabili.

Assonometria cassettonato con carichi applicati



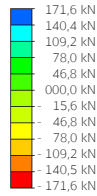
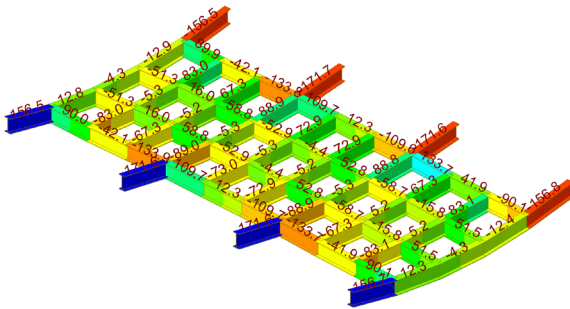


Diagramma del taglio

La verifica del taglio è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLU.

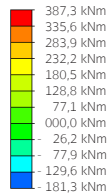
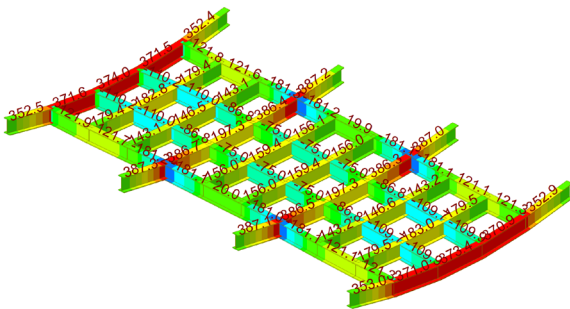
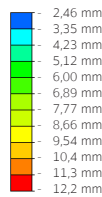
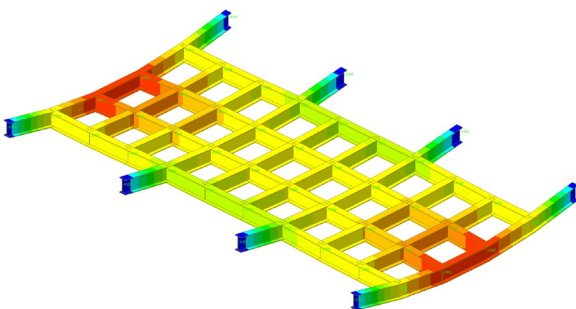


Diagramma dei momenti

La verifica dei momenti è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLU.



Deformata alla SLE

La verifica della freccia è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLE:

$$f = 1,22 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

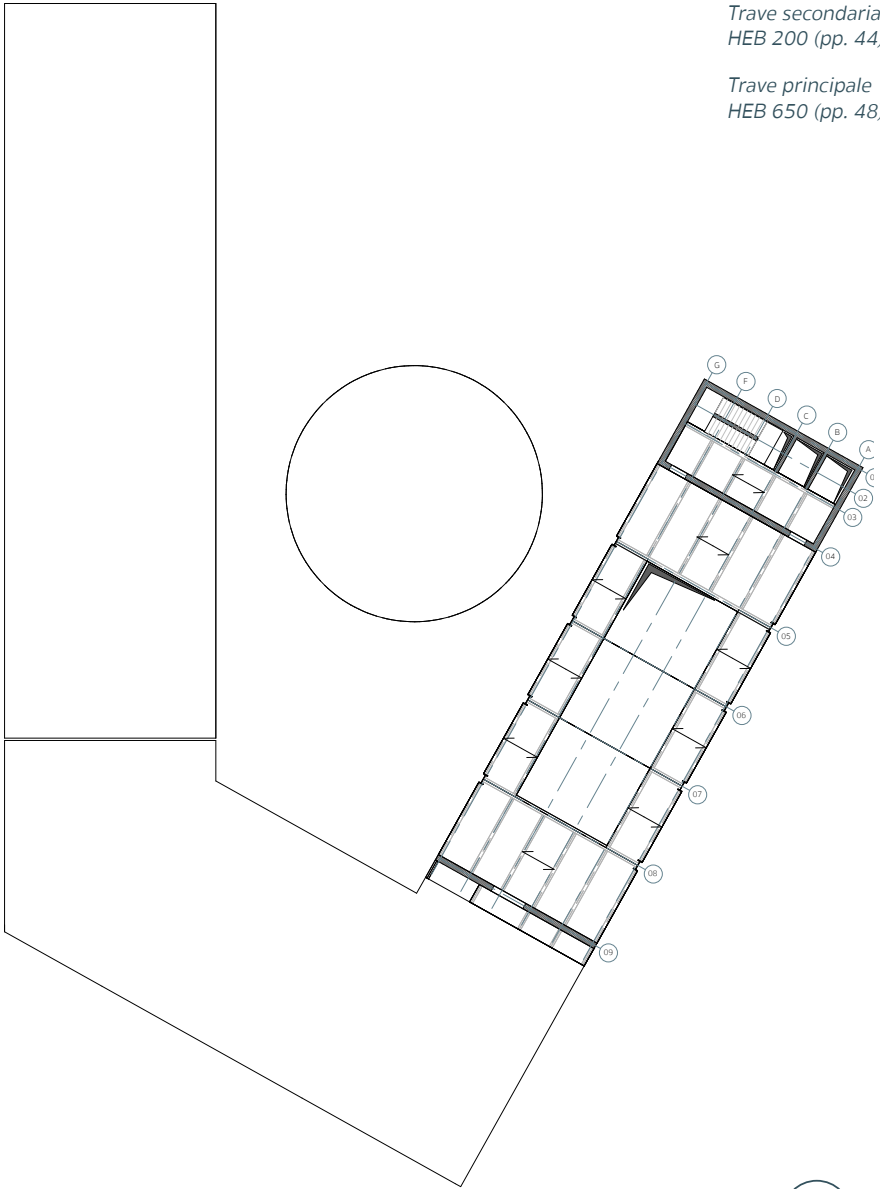
$$4,6 \geq 1,22 \text{ cm}$$

VERIFICATO

INTERPIANO SPAZIO ESPOSITIVO

*Trave secondaria
HEB 200 (pp. 44)*

*Trave principale
HEB 650 (pp. 48)*



Analisi dei carichi trave secondaria

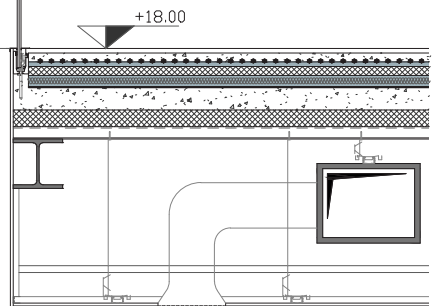
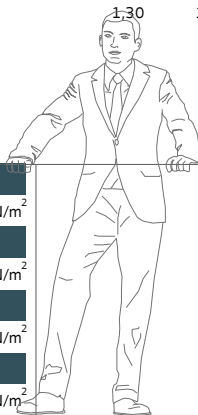
	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 4,81 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,65kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2*	2,16kN/m ²	0,7	0,7	0,6
Q _{k, uso spazio espositivo}	5,00kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
uso principale	14,19 kN/m²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
uso principale	8,31 kN/m²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
	7,81 kN/m²
COMBINAZIONE SLE RARA	
uso principale	9,81 kN/m²



TRAVE SECONDARIA

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

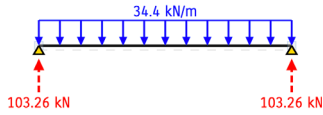


Diagramma del taglio

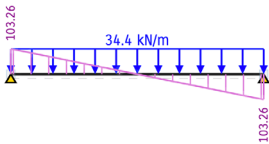
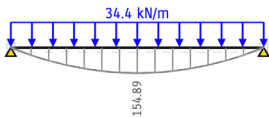
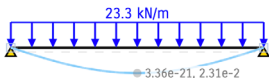


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 2,31 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$2,4 \geq 2,31 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi secondarie della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità alle travi principali, che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi secondarie è affidato il compito di reggere il carico dei solai e trasmetterlo alle travi principali.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza e permettere il passaggio degli impianti nel controsoffitto.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 2,36 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$ql/2$$

$$= (34,42 \cdot 6)/2 = 103,26 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$ql^2/8$$

$$= (34,42 \cdot 6^2)/8 = 154,89 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave secondaria

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	2,36 m
Peso al m ²	Q	14,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	34,42 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		154,87 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	591,10 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	3242 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	103,25 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	490 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	490	>	103,25 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,21	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	192,70 KNm			
Mrd	192,70	>	154,87 Msd	verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	9,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	23,28 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		23,125 mm
Deformazione massima ammisi fmax		24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

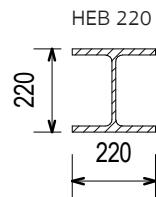
f	23,12	<	24,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			96%	

Travi secondarie*

Peso	0,72 KN/m
L trave	6 m
L infl	2,36 m
A infl	14,16 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 220	
b	220 mm
h	220 mm
Sanima	9,5 mm
Sali	16 mm
raggio	18 mm
Wx	735,5 cm ³
Ix	8091 cm ⁴
A	91,04 cm ²
Peso	71,5 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

INTERDISCIPLINARITA'

Il tema dell'interdisciplinarietà tra moduli è l'ammissione dell'interazioni di diverse competenze settoriali che convergono in un unico ambito e si completano reciprocamente.

In questo caso vediamo coinvolte la disciplina strutturale e quella impiantistica.

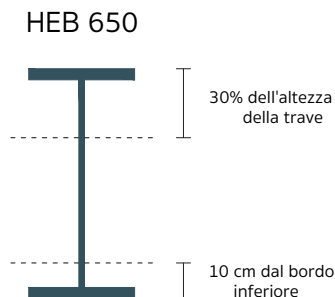
Viste la diversità e la tipologia delle funzioni ospitate all'interno dell'edificio, il sistema impiantistico presenta delle dimensioni notevoli per poter conferire sia una temperatura adeguata ai diversi ambienti che un ottimo comfort termogrometrico e della qualità dell'aria. I volumi più importanti sono quindi rappresentati dal sistema di trattamento dell'aria (UTA) e dai suoi condotti di diffusione.

Dove questi condotti risultavano eccessivamente alti per poter essere posti nel controsoffitto si è scelto di farli passare attraverso le travi, andando a ridurre lo spessore complessivo del pacchetto del solaio.

Per questa ragione le travi interessate da questa interazione sono state maggiorate.

Per fare ciò sono inoltre stati presi degli accorgimenti riguardanti il punto e le dimensioni esatte del foro da praticare nelle travi in acciaio.

Le travi verranno bucate in mezzera in quanto, essendo travi in appoggio - appoggio, presentano il momento massimo e taglio nullo in questa posizione. Inoltre le dimensioni del foro dovranno rispettare i margini riportati dallo schema sottostante:



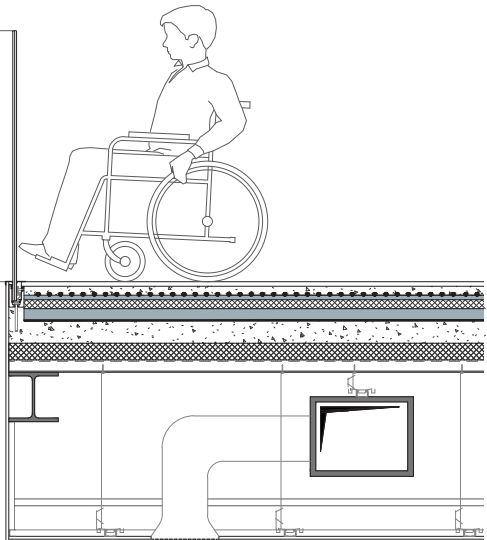
Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie (coefficiente di ampliamento)			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			5,01 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2*	2,16kN/m ²	0,7	0,7	0,6
Q _{k, uso spazio espositivo}	5,00kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Q^k}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
uso principale	14,45 kN/m²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
uso principale	8,51 kN/m²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
uso principale	8,01 kN/m²
COMBINAZIONE SLE RARA	
uso principale	10,01 kN/m²



TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

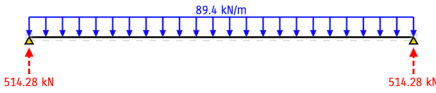


Diagramma del taglio

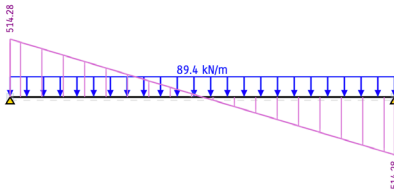
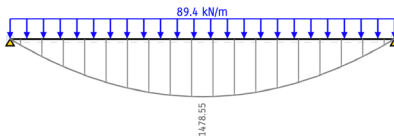
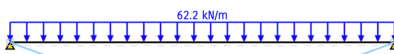


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 3,94 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$4,6 \geq 3,94 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 11,5 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio massimo agli appoggi:
 $ql/2$
 $= (89,45 \cdot 11,5)/2 = 514,34 \text{ kN}$

Momento massimo in mezzeria:
 $ql^2/8$
 $= (89,45 \cdot 11,5^2)/8 = 1478,72 \text{ kNm}$

Deformata:
 $f_{\max} \leq l/250$
 $= 4,6 \text{ cm}$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	11,5 m
Luce d'influenza	linf	6 m
Peso al m ²	Q	14,45 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	89,44895 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		1478,70 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	5643,90 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	12540 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	fyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	514,33 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	1894 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	1894	>	514,33 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,27	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1493,66 KNm
Mrd	1493,66 > 1478,70 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	10,01 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	62,20 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		39,443 mm
Deformazione massima ammissibile fmax		46,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	39,44	<	46,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			86%	

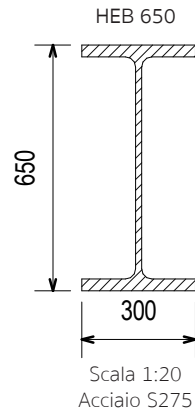
Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.

Trave principale*

Peso	2,12 KN/m
L trave	11,5 m
L infl	6 m
A infl	69 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 600	
b	300 mm
h	600 mm
Sanima	15,5 mm
Sali	30 mm
raggio	27 mm
Wx	5701 cm ³
Ix	171000 cm ⁴
A	270 cm ²
Peso	212 kg/m



Verifico la trave principale a taglio e momento agli stati limite ultimi, mentre la deformata agli stati limite di esercizio in condizioni rare, che risultano essere le peggiorative

Diagramma del taglio

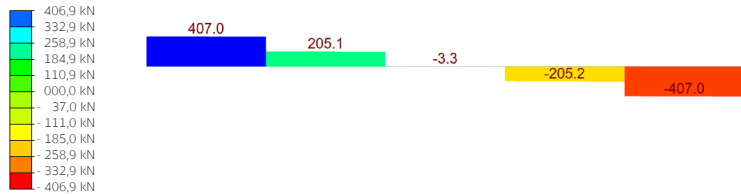


Diagramma del momento

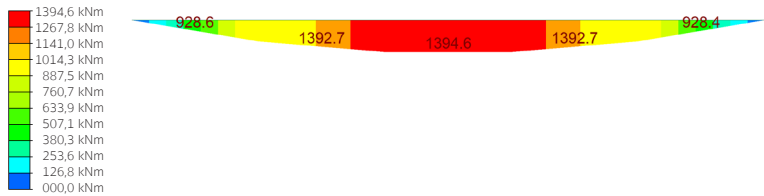
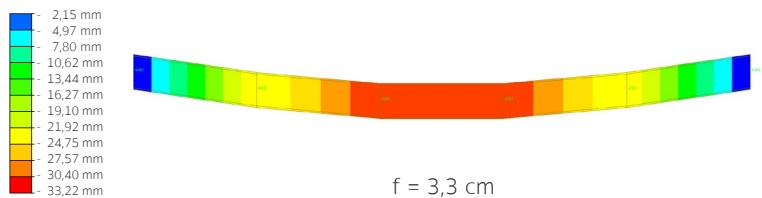


Diagramma della deformata agli SLE



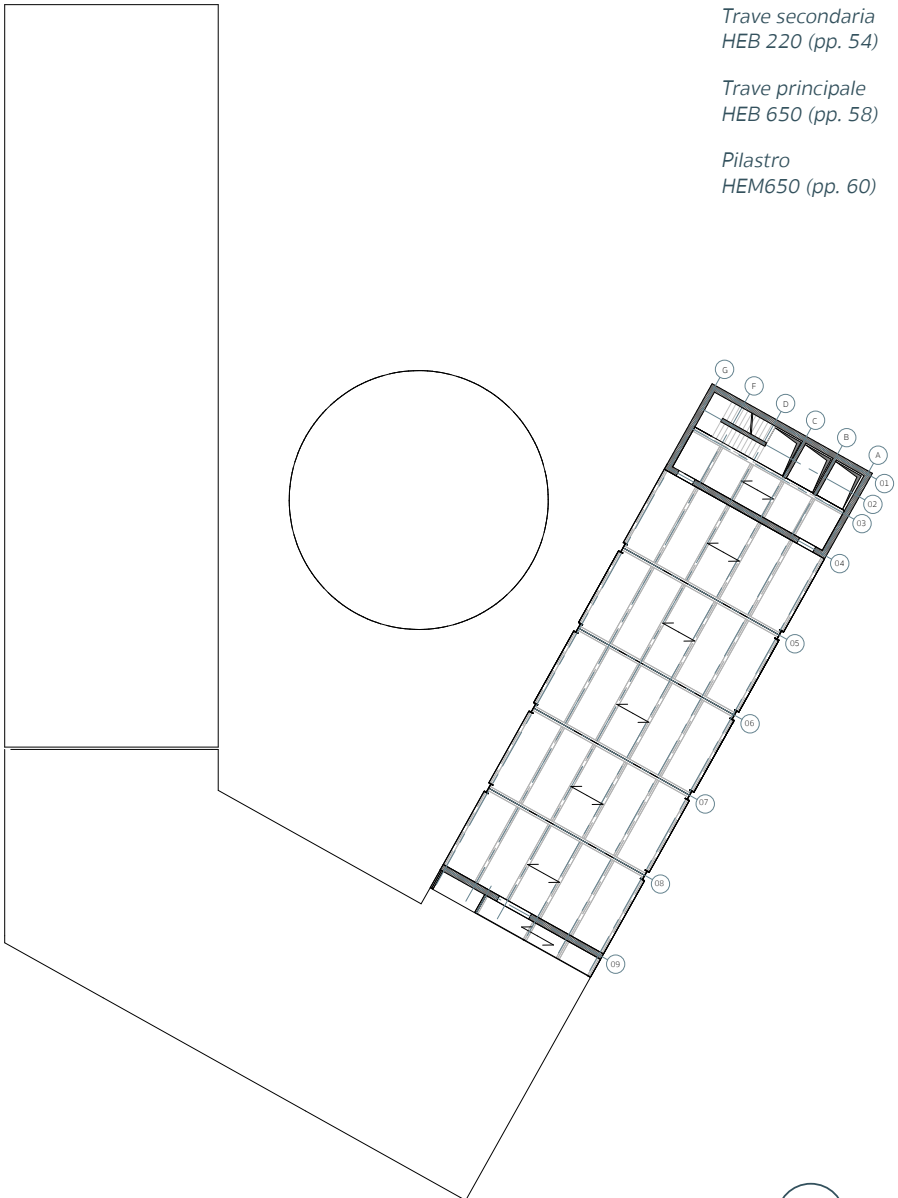
$f = 3,3 \text{ cm}$
 $f_{\max} \geq f$
 $4,6 \geq 3,3 \text{ cm}$
VERIFICATO

INTERPIANO SPAZIO EDUCATIVO E RISTORANTE

Trave secondaria
HEB 220 (pp. 54)

Trave principale
HEB 650 (pp. 58)

Pilastro
HEM650 (pp. 60)



Analisi dei carichi trave secondaria

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 4,81 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,65kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso spazio rist}	3,00kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0,7	0,7	0,6
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **11,19** kN/m²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

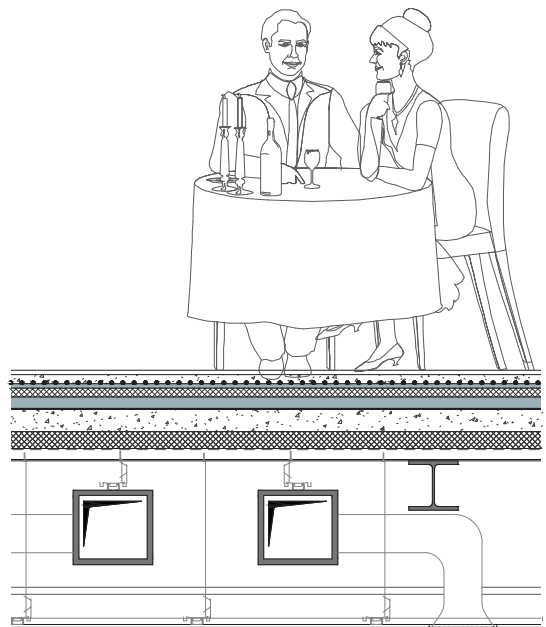
uso principale **6,91** kN/m²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

6,61 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **7,81** kN/m²



TRAVE SECONDARIA

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

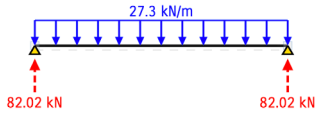


Diagramma del taglio

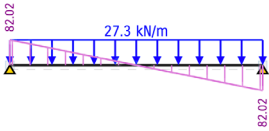
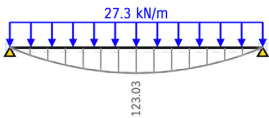
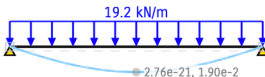


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 1,90 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$
$$2,4 \geq 1,90 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi secondarie della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità alle travi principali, che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi secondarie è affidato il compito di reggere il carico dei solai e trasmetterlo alle travi principali.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza e permettere il passaggio degli impianti nel controsoffitto.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 2,36 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$
$$= (27,34 \cdot 6) / 2 = 82,02 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$
$$= (27,34 \cdot 6^2) / 8 = 123,03 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$
$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave secondaria

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	2,36 m
Peso al m ²	Q	11,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai f_{yk}		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	27,34 KN/m
Momento massimo in mezzeria $M_{sd, max}$		123,01 KNm
Resistenza di progetto	f_{yd}	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	W_{min}	469,50 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	3242 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	f_{tyd}	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	82,01 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	490 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	490	>	82,01 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,17	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	192,70 KNm			
Mrd	192,70	>	123,01 Msd	verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	7,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	19,15 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		19,022 mm
Deformazione massima ammisi f_{max}		24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	19,02	<	24,00 f_{max}	verificato
Indice di sfruttamento della trave			79%	

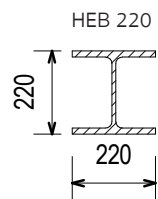
Travi secondarie*

Peso	0,72 KN/m
L trave	6 m
L infl	2,36 m
A infl	14,16 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 220

b	220 mm
h	220 mm
Sanima	9,5 mm
Sali	16 mm
raggio	18 mm
Wx	735,5 cm ³
Ix	8091 cm ⁴
A	91,04 cm ²
Peso	71,5 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

INTERDISCIPLINARITA'

Il tema dell'interdisciplinarietà tra moduli è l'ammissione dell'interazioni di diverse competenze settoriali che convergono in un unico ambito e si completano reciprocamente.

In questo caso vediamo coinvolte la disciplina strutturale e quella impiantistica.

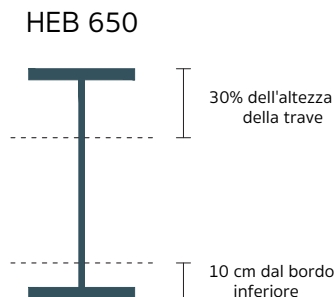
Viste la diversità e la tipologia delle funzioni ospitate all'interno dell'edificio, il sistema impiantistico presenta delle dimensioni notevoli per poter conferire sia una temperatura adeguata ai diversi ambienti che un ottimo comfort termogrometrico e della qualità dell'aria. I volumi più importanti sono quindi rappresentati dal sistema di trattamento dell'aria (UTA) e dai suoi condotti di diffusione.

Dove questi condotti risultavano eccessivamente alti per poter essere posti nel controsoffitto si è scelto di farli passare attraverso le travi, andando a ridurre lo spessore complessivo del pacchetto del solaio.

Per questa ragione le travi interessate da questa interazione sono state maggiorate.

Per fare ciò sono inoltre stati presi degli accorgimenti riguardanti il punto e le dimensioni esatte del foro da praticare nelle travi in acciaio.

Le travi verranno bucate in mezzera in quanto, essendo travi in appoggio - appoggio, presentano il momento massimo e taglio nullo in questa posizione. Inoltre le dimensioni del foro dovranno rispettare i margini riportati dallo schema sottostante:



Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie (coefficiente di ampliamento)			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 5,01 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso spazio rist}	3,00kN/m ²

Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
0,7	0,7	0,6
γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **11,45 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

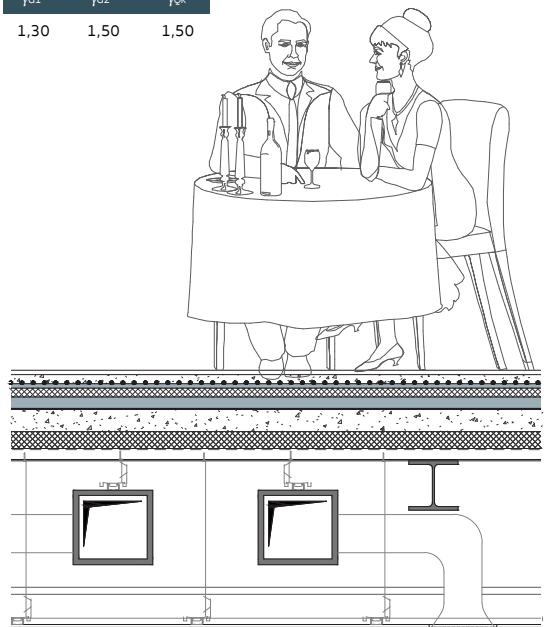
uso principale 7,11kN/m²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

6,81kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **8,01 kN/m²**



TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

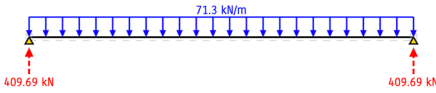


Diagramma del taglio

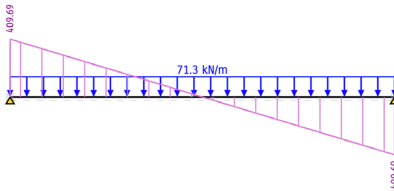
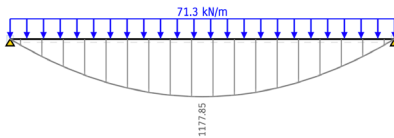
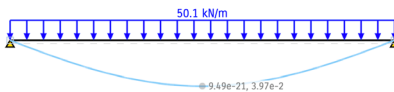


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 3,97 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$4,6 \geq 3,97 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 11,5 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio massimo agli appoggi:
 $qL/2$
 $= (71,26 \cdot 11,5)/2 = 409,69 \text{ kN}$

Momento massimo in mezzera:
 $qL^2/8$
 $= (71,26 \cdot 11,5^2)/8 = 1177,85 \text{ kNm}$

Deformata:
 $f_{\max} \leq l/250$
 $= 4,6 \text{ cm}$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	11,5 m
Luce d'influenza	linf	6 m
Peso al m ²	Q	11,45 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	71,257 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		1177,97 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	4496,06 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	11382 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	fyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	409,73 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	1719 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	1719	>	409,73 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,24	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1302,40 KNm
Mrd	1302,40 > 1177,97 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	8,01 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	50,05 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		39,705 mm
Deformazione massima ammisi fmax		46,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	39,71	<	46,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			86%	

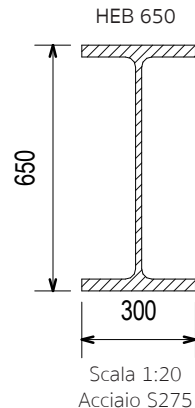
Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.

Trave principale*

Peso	1,99 KN/m
L trave	11,5 m
L infl	6 m
A infl	69 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 550	
b	300 mm
h	550 mm
Sanima	15 mm
Sali	29 mm
raggio	27 mm
Wx	4971 cm ³
Ix	136700 cm ⁴
A	254,1 cm ²
Peso	199 kg/m



PILASTRI IN ACCIAIO

Analisi dei carichi agenti sul pilastro in acciaio alla base

I dimensionamenti riportati considerano i pilastri come soggetti al solo sforzo di compressione di carichi verticali.

Si è assunto che le azioni orizzontali, che potrebbero essere causate dal sisma e dal vento, vengano assorbite quasi totalmente dai nuclei e muri di controventamento e, di conseguenza, che i pilastri in acciaio assumano un ruolo secondario nella risposta a queste specifiche sollecitazioni.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$\sigma_n = N/A \leq f_{yd}$$

La verifica di resistenza è stata effettuata con la seguente formula:

$$\sigma_n / f_{yd} < 1$$

Data la grande resistenza dell'acciaio come materiale da costruzione anche in sezioni ridotte, rispetto al calcestruzzo o alla muratura, bisogna controllare i fenomeni di instabilità delle sezioni solitamente snelle.

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame.

$\lambda_{max} \leq 200$ per gli elementi principali

$\lambda_{max} \leq 250$ per gli elementi secondari

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

La verifica di stabilità è stata effettuata con il metodo lambda-omega (ω)

$$\sigma_n = \frac{\omega \cdot N}{A} \leq f_{yd}$$

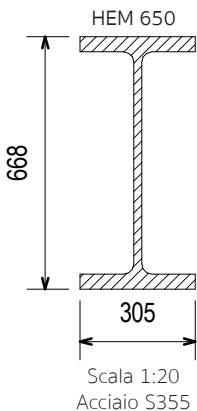
dove ω risulta dipendente dalla λ (e quindi dai vincoli), dal tipo di acciaio, dal tipo di profilo e dallo spessore.

La verifica al carico critico serve a definire la resistenza della sezione del pilastro posto al piano terra, sotto l'azione di compressione di tutto l'edificio sovrastante. Si calcola tramite la formula

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_0^2}$$

Caratteristiche pilastri	
Altezza pilastro piano terra	6 m
Altezza pilastro interpiano	4 m
Numero piani	4

Tipo profilo	
HEM650	
b	305 mm
h	668 mm
Sanima	21 mm
Sali	40 mm
raggio	27 mm
Wx	8433 cm ³
Ix	281700 cm ⁴
A	373,7 cm ²
Peso	293 kg/m
ix	27,45 cm



Taglio agente sugli appoggi

Copertura	Totale	373,89 kN
Solaio d'interpiano	Totale	2475,63 kN
Peso proprio pilastri	Totale	64,46 kN

N base pilastro

2913,98 kN

VERIFICA RESISTENZA

A	374 cm ²
f _{yk}	355 MPa
f _{yd}	338,1 MPa
σ _N	77,98 MPa
σ _N / f _{yd}	0,23 < 1 verificato

VERIFICA SNELLEZZA (λ ≤ 200)

λ max accettabile	200
β	0,7
L	600 cm
L ₀	420 cm
i (raggio gir.) minimo	2,10
ix	27,45 cm
	27,45 > 2,10 verificato

VERIFICA DI STABILITA'

σ _{ag}	$\frac{N}{A}$	<	$\frac{f_{yd}}{w}$
w	1,82		
N	2913,98		
A	374		
f _{yd}	338,1		
	374	>	156,86 verificato

VERIFICA DEL CARICO CRITICO DEL PILASTRO

E	210000,00 N/mm ²
I	281700 mm ⁴
L ₀	420 mm
P critico	3309,84 kN
Ned < P critico	2913,98 < 3309,84 verificato

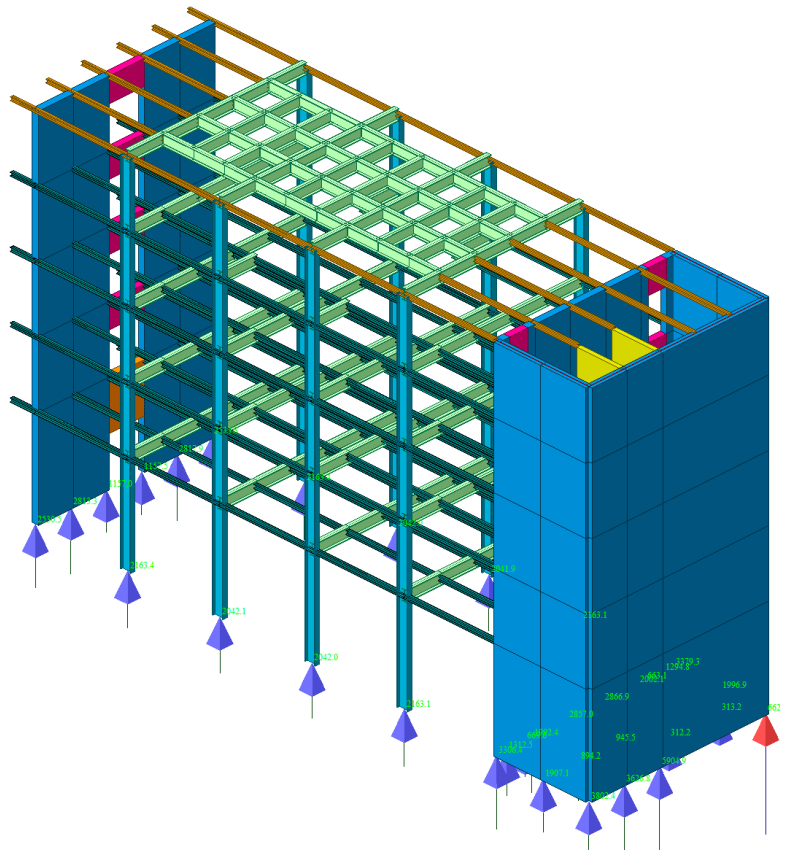
MIDAS GEN

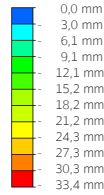
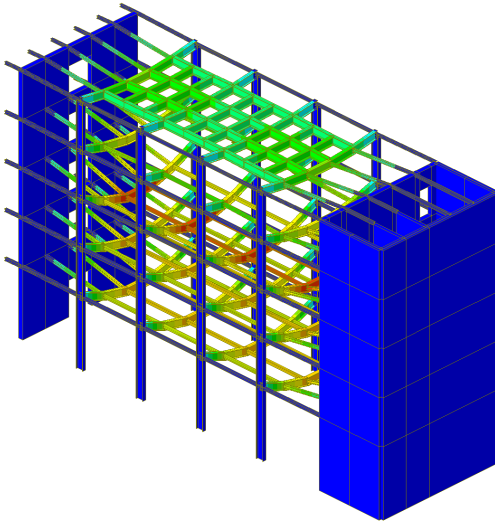
L'intero corpo è stato verificato successivamente tramite l'utilizzo del software per calcolo strutturale Midas-Gen per poter valutare il comportamento complessivo dell'edificio in risposta alle sollecitazioni del vento e del sisma.

Sono stati modellati gli elementi, i carichi agenti sulla struttura in accordo con i calcoli mostrati precedentemente, aggiungendo il carico del vento nelle diverse direzioni. Quest'ultimo viene calcolato in modo automatico dal software utilizzando i parametri dell'Eurocode 2005,

Sono stati inoltre inseriti i materiali strutturali con caratteristiche da NTC 2018.

Assonometria del corpo modellato con le componenti di reazione vincolare al suolo.





Deformata all'involuppo agli SLE

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'involuppo a SLE. La freccia massima ammissibile risulta essere 1/250 della luce della trave.

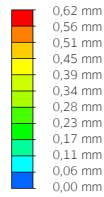
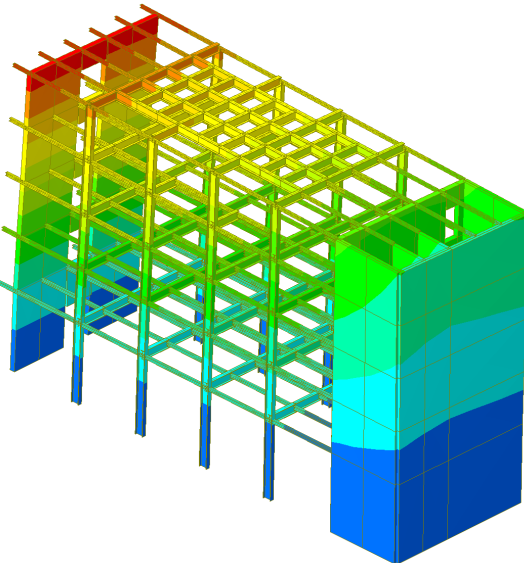
$$\delta_{\max} = \frac{L_{\text{trave}}}{250} \quad L_{\text{trave}} = 11,5 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,034 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,034 \text{ m} < 0,046 \text{ m}$$

VERIFICATO



Deformata all'azione del vento in Y

Il vento è stato impostato con una velocità pari a 27 m/s e rugosità del terreno IV, data la località del sito di progetto.

E' stata verificata la deformata all'azione del vento in direzione X e Y, dove quest'ultima risulta essere la peggiore tra le due. Il punto di spostamento massimo non dovrebbe essere maggiore del valore limite di riferimento che corrisponde a 1/500 dell'altezza dell'edificio.

$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,00062 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

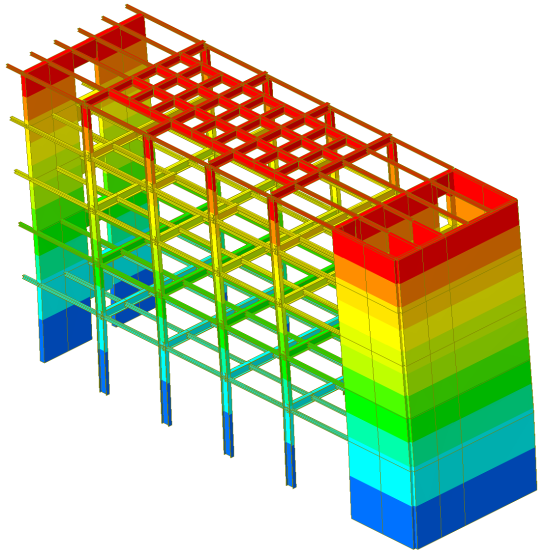
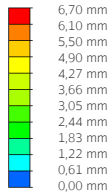
$$0,00062 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO

Deformata all'azione del sisma in Y

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'azione del sisma in y.

La freccia massima ammissibile risulta essere $h/250$.



$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

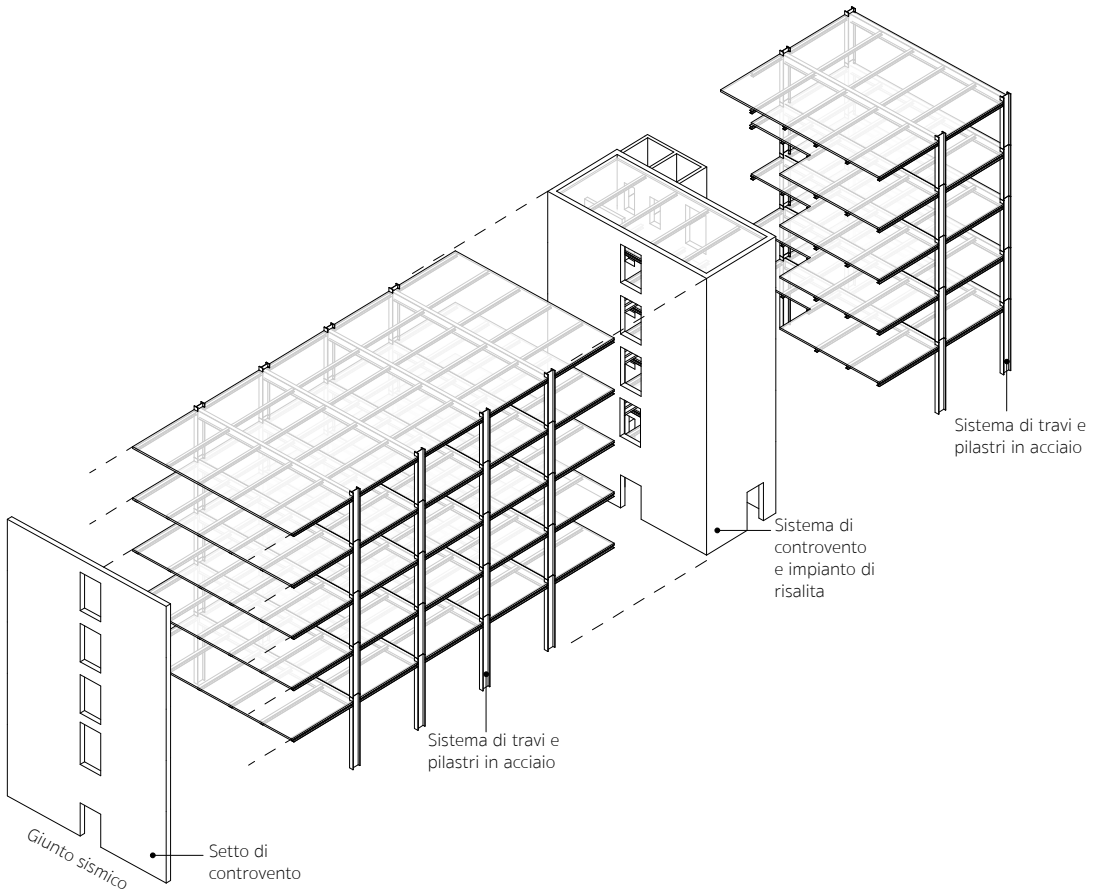
$$\delta_{\text{ed}} = 0,0067 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,0067 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO

ALA PRIVATO



L'ala di sinistra, a differenza di quella di destra precedentemente analizzata, ospita un'unica funzione privata quale gli uffici dei parlamentari e le loro sale riunioni.

Dal punto di vista strutturale, presenta un sistema assimilabile all'ala del pubblico: si tratta di una struttura in travi e pilastri in acciaio con dei setti di controventamento in calcestruzzo armato.

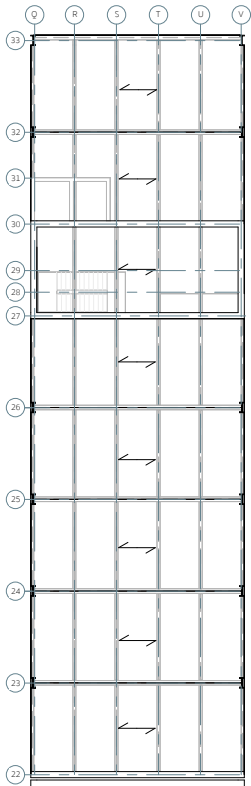
Il passo della struttura principale misura 6 m e risulta regolare in pianta. La variazione si riscontra nella luce libera di questo braccio, che misura 13,5 m.

In alzato non presenta variazioni rispetto all'edificio, raggiungendo una quota rispetto al livello di pavimento di + 22 m, sviluppati in 5 piani di uffici.

Adiacente a questo corpo si sviluppa la rampa di discesa al secondo piano interrato di parcheggi. Sempre sul lato est troviamo la vicinanza con il prospetto di palazzo Montecitorio, con il quale sarà sviluppato un collegamento in quota per poter permettere ai due edifici di lavorare come un sistema.

Il funzionamento, la stratigrafia e, di conseguenza le combinazioni di carico dei solai di copertura, sono uguali alla porzione di edificio presentato precedentemente nella relazione.

COPERTURA



*Solaio HI - BOND
A55/P600 (pp. 72)*

*Trave secondaria
HEB 200 (pp. 74)*

*Trave principale
HEB 650 (pp. 76)*



Analisi dei carichi trave secondaria

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento flottante	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,20 m	1,48 kN/m ³	0,30 kN/m ²
Barriera al vapore (strati bituminosi)	0,01 m	0,1 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di pendenza	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,00 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 4,92 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,65 kN/m ²
G2*	2,27 kN/m ²
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,50 kN/m ²
Q _{k, neve*}	0,48 kN/m ²
Q _{k, vento}	0,00 kN/m ²
Q _{k, sisma*}	0,00 kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0	0	0
0,5	0,2	0
0,6	0,2	0
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale	7,96 kN/m²
neve principale	7,57 kN/m ²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

uso principale	4,92 kN/m ²
neve principale	5,01 kN/m²

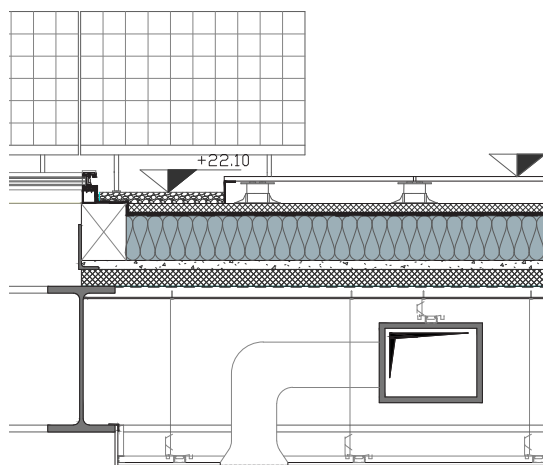
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

	4,92 kN/m²
--	------------------------------

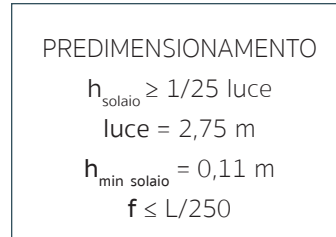
COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale	5,42 kN/m²
neve principale	5,40 kN/m ²

Per l'analisi dei carichi agenti sulle travi secondarie in copertura è stato applicato il più alto valore tra carico accidentale da neve e quello dato dalla manutenzione, non ci troviamo in presenza di una copertura praticabile.



DIMENSIONAMENTO SOLAIO



Lamiera grecata collaborante

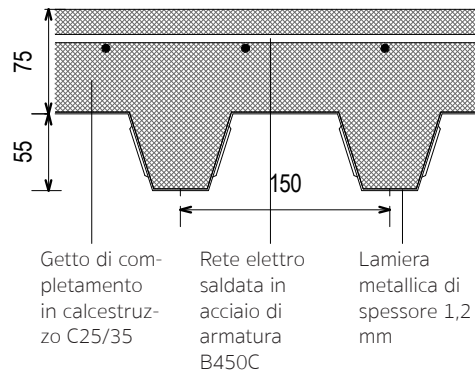
La lamiera grecata viene prodotta per essere solidale con il getto in calcestruzzo, impedendone sia lo scorrimento longitudinale che il distacco verticale.

La lamiera grecata funge da armatura tesa a seguito della rappresa del getto in calcestruzzo.

Viene fissata alle travi di solaio per mezzo di connettori a piolo che ottimizzano la resistenza della struttura. Assumono la funzione di assorbire gli sforzi di taglio tra i diversi materiali di cui è costituita la struttura: acciaio e calcestruzzo.

Lamiera grecata collaborante
HI - BOND A 55/P 600

$\text{Sigma amm} < 165 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$



SOLAIO ALA PRIVATA

Luce solaio	l _{inf}	2,75 m
Peso al m2	Q,slu	11,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaio	f _{yk}	355 N/mm ²

Carico Slu totale	q, slu	30,77 KN/m
Momento massimo in mezzeria	M _{sd, max}	29,09 KNm
Resistenza di progetto	f _{yd}	338 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	W _{min}	86,05 cm ³

VERIFICA FLESSIONE A SLU

W _x	126,84 cm ³		
M _{rd, max}	42,87 KNm		
M _{rd}	42,87	>	29,09 M _{sd} verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	7,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
J tot	J _{tot}	9582000,00 mm ⁴
Carico Sle totale	q, sle	21,48 KN/m
Freccia massima	f	7,951 mm
Deformazione max ammissibile	f _{max}	11,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	7,95	<	11,00 f _{max} verificato
Indice di sfruttamento della lamiera			72%

TRAVE SECONDARIA

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

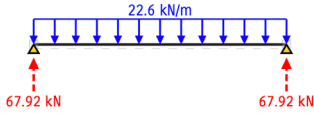


Diagramma del taglio

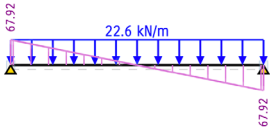
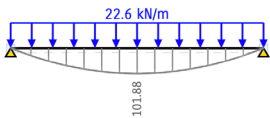
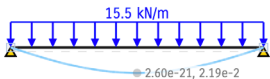


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 2,19 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$
$$2,4 \geq 2,19 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi secondarie della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità alle travi principali, che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi secondarie è affidato il compito di reggere il carico dei solai e trasmetterlo alle travi principali.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza e permettere il passaggio degli impianti nel controsoffitto.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 2,75 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$
$$= (22,64 \cdot 6) / 2 = 67,92 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$
$$= (22,64 \cdot 6^2) / 8 = 101,88 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$
$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave secondaria

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	2,746 m
Peso al m ²	Q	7,96 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaio	fyk	275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	22,64 KN/m
Momento massimo in mezzeria	Msd, max	101,89 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	388,89 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	2880 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	67,93 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	435 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	435	>	67,93 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,16	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	149,24 KNm			
Mrd	149,24	>	101,89 Msd	verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,42 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	15,49 KN/m
Freccia (deformazione) massim	f	21,849 mm
Deformazione massima ammissi	fmax	24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

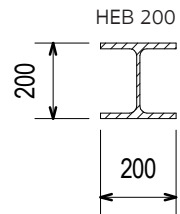
f	21,85	<	24,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			91%	

Travi secondarie*

Peso	0,61 KN/m
L trave	6 m
L infl	2,746 m
A infl	16,476 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 200	
b	200 mm
h	200 mm
Sanima	9 mm
Sali	15 mm
raggio	18 mm
Wx	569,6 cm ³
Ix	5696 cm ⁴
A	78,08 cm ²
Peso	61,3 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

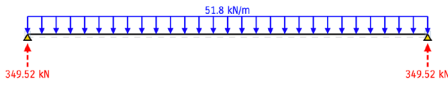


Diagramma del taglio

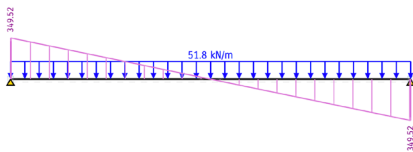
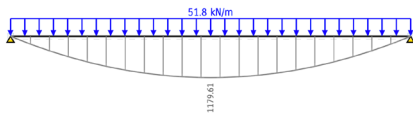
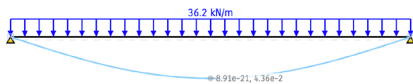


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 4,92 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$5,4 \geq 4,92 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 13,5 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio massimo agli appoggi:
 $q/2$
 $= (51,78 \cdot 13,5)/2 = 349,52 \text{ kN}$

Momento massimo in mezz'aria:
 $q l^2/8$
 $= (51,78 \cdot 13,5^2)/8 = 1179,61 \text{ kNm}$

Deformata:
 $f_{\max} \leq l/250$
 $= 5,4 \text{ cm}$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	13,5 m
Luce d'influenza	l _{inf}	6 m
Peso al m ²	Q	8,17 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaia	f _{yk}	275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, sl _u	51,78 KN/m
Momento massimo in mezzeria	M _{sd, max}	1179,55 KNm
Resistenza di progetto	f _{yd}	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	W _{min}	4502,10 mm ³
Area utile al taglio del profilo	A _{tg}	12540 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	f _{tyd}	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	V _{sd}	349,50 KN
Taglio resistente sezione	V _{rd}	1894 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

V _{rd}	1894	>	349,50 V _{sd}	verificato
V _{sd} /V _{rd}	0,18	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

M _{rd, max}	1493,66 KNm
M _{rd}	1493,66 > 1179,55 M _{sd} verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, S _{le, rara}	5,68 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico S _{le} totale	q, s _{le}	36,22 KN/m
Freccia (deformazione) massim	f	43,618 mm
Deformazione massima ammissi	f _{max}	54,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	43,62	<	54,00 f _{max}	verificato
Indice di sfruttamento della trave				81%

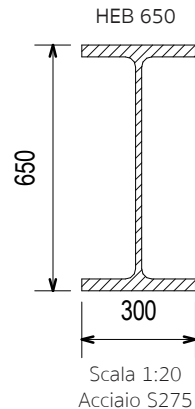
Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.

Trave principale*

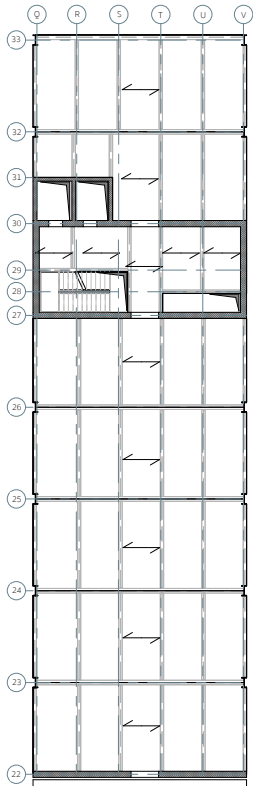
Peso	2,12 KN/m
L trave	13,5 m
L infl	6 m
A infl	81 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 600	
b	300 mm
h	600 mm
Sanima	15,5 mm
Sali	30 mm
raggio	27 mm
W _x	5701 cm ³
I _x	171000 cm ⁴
A	270 cm ²
Peso	212 kg/m



INTERPIANO



*Trave di bordo
HEB 220 (pp. 82)*

*Trave di bordo
HEB 650 (pp. 84)*

*Trave secondaria
HEB 220 (pp. 86)*

*Trave principale
HEB 650 (pp. 90)*



Analisi dei carichi trave secondaria

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 4,81 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,65kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso Uffici}	3,00kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0,7	0,5	0,3
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **11,19 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

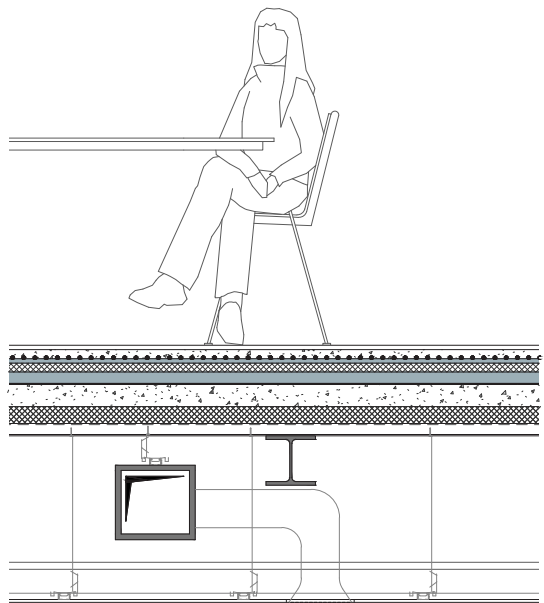
uso principale 6,31kN/m²

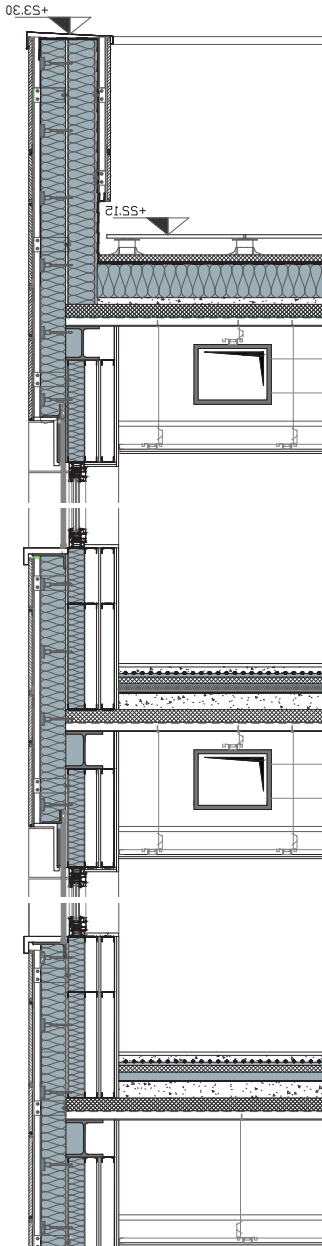
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

5,71kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **7,81 kN/m²**





Analisi dei carichi della facciata per le travi di bordo d'interpiano

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Cartongesso	0,01 m	6,6 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Cartongesso	0,01 m	6,6 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Alluminio	0,00 m	27 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Cartongesso	0,01 m	6,6 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Cartongesso	0,01 m	6,6 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,10 m	0,78 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Aquapanel outdoor	0,01 m	11,5 kN/m ³	0,12 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,15 m	0,78 kN/m ³	0,12 kN/m ²
Travertino	0,02 m	27 kN/m ³	0,54 kN/m ²
			Totale 1,18 kN/m ²
Altezza interpiano	4 m		
Peso della facciata al metro lineare	4,72 kN/m		

TRAVE DI BORDO - LATERALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Le travi di bordo vengono considerate come travi secondarie, a queste travi è affidato il compito di reggere il carico della facciata e quello derivante dei solai per trasmetterlo alle travi principali.

Gli schemi statici delle travi di bordo della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incerniate alle estremità ai pilastri, supportano un carico uniformemente distribuito per tutta la lunghezza della trave.

Reazioni vincolari

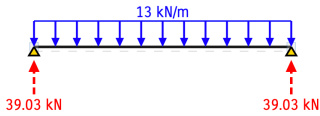


Diagramma del taglio

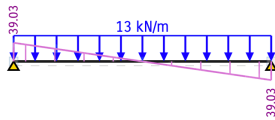
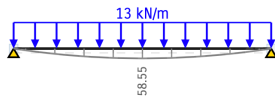
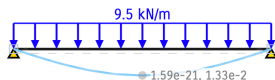


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 1,33 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$2,4 \geq 1,33 \text{ cm}$$

VERIFICATO

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 1,35 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q/2$$

$$= (13,01 \cdot 6)/2 = 39,03 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzera:

$$ql^2/8$$

$$= (13,01 \cdot 6^2)/8 = 58,55 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave di bordo

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	1,35 m
Peso al m2	Q	8,17 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaic	fyk	275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	13,01 KN/m
Momento massimo in mezzeria	Msd, max	58,53 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	223,40 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	2880 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	39,02 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	435 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	435	>	39,02 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,09	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	149,24 KNm
Mrd	149,24 > 58,53 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,68 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	9,46 KN/m
Freccia (deformazione) massim	f	13,353 mm
Deformazione massima ammissi	fmax	24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	13,35	<	24,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			56%	

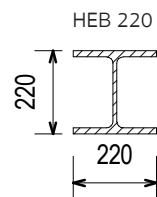
Trave di bordo*

Peso	0,61 KN/m
L trave	6 m
L infl	1,35 m
A infl	8,1 m ²
Gamma G1	1,3

Peso facciata	1,18 kN/m
---------------	-----------

Tipo Profilo:

HEB 200	
b	200 mm
h	200 mm
Sanima	9 mm
Sali	15 mm
raggio	18 mm
Wx	569,6 cm ³
Ix	5696 cm ⁴
A	78,08 cm ²
Peso	61,3 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

TRAVE DI BORDO - SUD

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

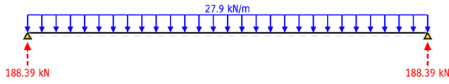


Diagramma del taglio

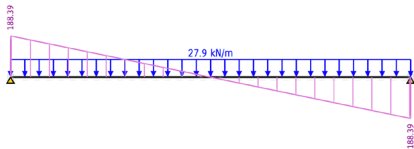
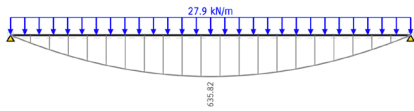
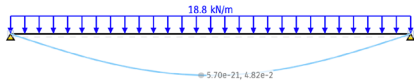


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 4,82 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$5,4 \geq 4,82 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Le travi di bordo vengono considerate come travi secondarie, a queste travi è affidato il compito di reggere il carico della facciata e quello derivante dei solai per trasmetterlo alle travi principali.

Gli schemi statici delle travi di bordo della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, supportano un carico uniformemente distribuito per tutta la lunghezza della trave.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 13,5 m

Lunghezza d'influenza: 3 m

$$\begin{aligned} \text{Taglio massimo agli appoggi:} \\ & q l / 2 \\ & = (27,91 \cdot 13,5) / 2 = 188,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento massimo in mezzatura:} \\ & q l^2 / 8 \\ & = (27,91 \cdot 13,5^2) / 8 = 635,82 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Deformata:

$$\begin{aligned} f_{\max} & \leq l / 250 \\ & = 5,4 \text{ cm} \end{aligned}$$

Predimensionamento trave di bordo sud

Luce trave	l	13,5 m
Luce d'influenza	linf	3,00 m
Peso al m ²	Q	8,17 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaia	fyk	275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	27,91 KN/m
Momento massimo in mezzeria	Msd, max	635,91 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	2427,12 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	9108 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	188,42 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	1375 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	1375	>	188,42 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,14	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	930,36 KNm
Mrd	930,36 > 635,91 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,68 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	18,76 KN/m
Freccia (deformazione) massim	f	48,357 mm
Deformazione massima ammissi	fmax	54,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	48,36	<	54,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave				90%

Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.

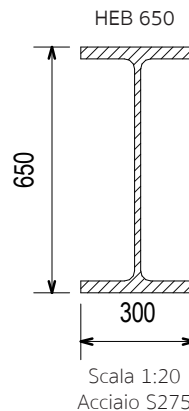
Trave di bordo*

Peso	1,71 KN/m
L trave	13,5 m
L infl	3,00 m
A infl	40,5 m ²
Gamma G1	1,3

Peso facciata	1,18 kN/m
---------------	-----------

Tipo Profilo:

HEB 450	
b	300 mm
h	450 mm
Sanima	14 mm
Sali	26 mm
raggio	27 mm
Wx	3551 cm ³
Ix	79890 cm ⁴
A	218 cm ²
Peso	171 kg/m



TRAVE SECONDARIA

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

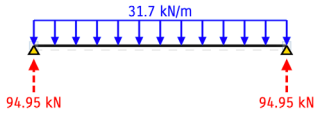


Diagramma del taglio

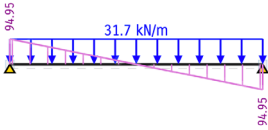
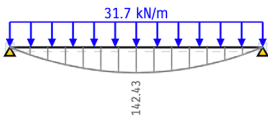
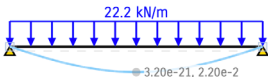


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 2,19 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$2,4 \geq 2,19 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi secondarie della porzione di edificio preso in esame sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incerniate alle estremità alle travi principali, che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi secondarie è affidato il compito di reggere il carico dei solai e trasmetterlo alle travi principali.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza e permettere il passaggio degli impianti nel controsoffitto.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 6 m

Lunghezza d'influenza: 2,75 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$

$$= (31,65 \cdot 6) / 2 = 94,95 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$

$$= (31,65 \cdot 6^2) / 8 = 142,43 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$

$$= 2,4 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave secondaria

Luce trave	l	6 m
Luce d'influenza	linf	2,746 m
Peso al m ²	Q	11,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai f_{yk}		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	31,65 KN/m
Momento massimo in mezzeria M_{sd} , max		142,44 KNm
Resistenza di progetto	f_{yd}	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	W_{min}	543,68 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	3242 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	f_{tyd}	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	94,96 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	490 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	490	>	94,96 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,19	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	192,70 KNm			
Mrd	192,70	>	142,44 Msd	verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	7,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	22,17 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		22,017 mm
Deformazione massima ammisi f_{max}		24,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

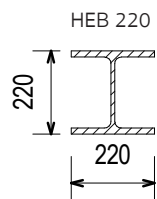
f	22,02	<	24,00 f_{max}	verificato
Indice di sfruttamento della trave			92%	

Travi secondarie*

Peso	0,72 KN/m
L trave	6 m
L infl	2,746 m
A infl	16,476 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 220	
b	220 mm
h	220 mm
Sanima	9,5 mm
Sali	16 mm
raggio	18 mm
Wx	735,5 cm ³
Ix	8091 cm ⁴
A	91,04 cm ²
	71,5 kg/m



Scala 1:20
Acciaio S275

INTERDISCIPLINARITA'

Il tema dell'interdisciplinarietà tra moduli è l'ammissione dell'interazioni di diverse competenze settoriali che convergono in un unico ambito e si completano reciprocamente.

In questo caso vediamo coinvolte la disciplina strutturale e quella impiantistica.

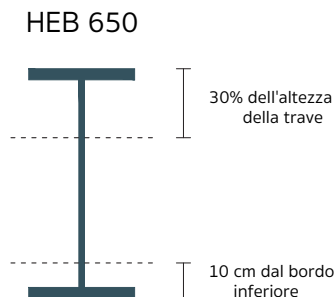
Viste la diversità e la tipologia delle funzioni ospitate all'interno dell'edificio, il sistema impiantistico presenta delle dimensioni notevoli per poter conferire sia una temperatura adeguata ai diversi ambienti che un ottimo comfort termogrometrico e della qualità dell'aria. I volumi più importanti sono quindi rappresentati dal sistema di trattamento dell'aria (UTA) e dai suoi condotti di diffusione.

Dove questi condotti risultavano eccessivamente alti per poter essere posti nel controsoffitto si è scelto di farli passare attraverso le travi, andando a ridurre lo spessore complessivo del pacchetto del solaio.

Per questa ragione le travi interessate da questa interazione sono state maggiorate.

Per fare ciò sono inoltre stati presi degli accorgimenti riguardanti il punto e le dimensioni esatte del foro da praticare nelle travi in acciaio.

Le travi verranno bucate in mezzera in quanto, essendo travi in appoggio - appoggio, presentano il momento massimo e taglio nullo in questa posizione. Inoltre le dimensioni del foro dovranno rispettare i margini riportati dallo schema sottostante:



Analisi dei carichi trave principale

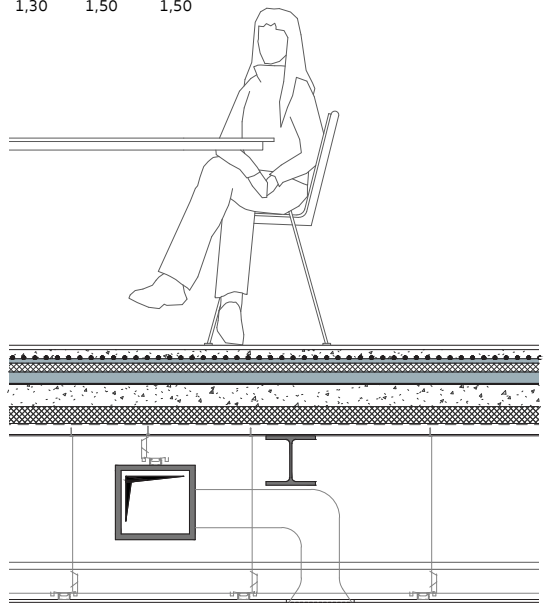
	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie (coefficiente di ampliamento)			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			5,01 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso uffici}	3,00kN/m ²

Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
0,7	0,5	0,3
γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
uso principale	11,45 kN/m²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
uso principale	6,51 kN/m²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
	5,91 kN/m²
COMBINAZIONE SLE RARA	
uso principale	8,01 kN/m²



TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

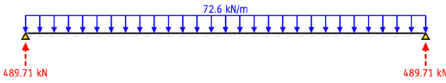


Diagramma del taglio

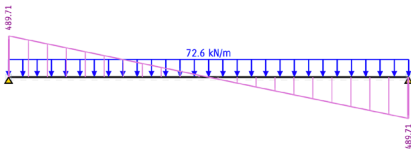
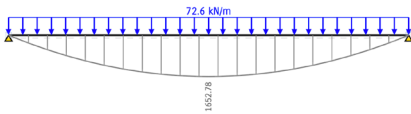
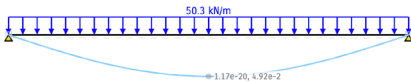


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 4,92 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$5,4 \geq 4,92 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 13,5 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio massimo agli appoggi:
 $q l / 2$
 $= (72,55 \cdot 13,5) / 2 = 489,71 \text{ kN}$

Momento massimo in mezzeria:
 $q l^2 / 8$
 $= (72,55 \cdot 13,5^2) / 8 = 1652,78 \text{ kNm}$

Deformata:
 $f_{\max} \leq l / 250$
 $= 5,4 \text{ cm}$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	13,5 m
Luce d'influenza	linf	6 m
Peso al m ²	Q	11,45 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	72,55 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		1652,72 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	6308,10 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	13748 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio	Vsd	489,70 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	2076 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	2076	>	489,70 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,24	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1697,76 KNm
Mrd	1697,76 > 1652,72 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	8,01 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	50,33 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		49,213 mm
Deformazione massima ammisi fmax		54,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

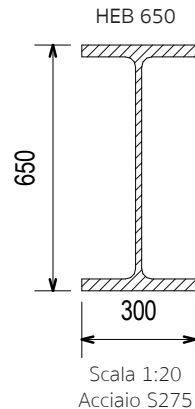
f	49,21	<	54,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			91%	

Trave principale*

Peso	2,25 KN/m
L trave	13,5 m
L infl	6 m
A infl	81 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 650	
b	300 mm
h	650 mm
Sanima	16 mm
Sali	31 mm
raggio	27 mm
Wx	6480 cm ³
Ix	210600 cm ⁴
A	286,3 cm ²
Peso	225 kg/m



Verifico la trave principale a taglio e momento agli stati limite ultimi, mentre la deformata agli stati limite di esercizio in condizioni rare, che risultano essere le peggiorative

Diagramma del taglio

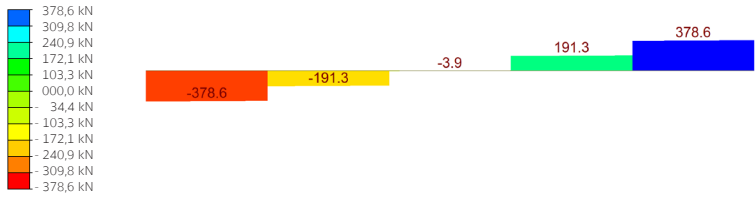


Diagramma del momento

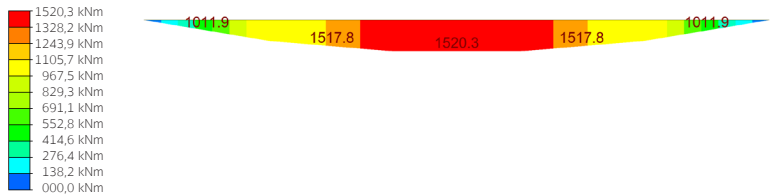
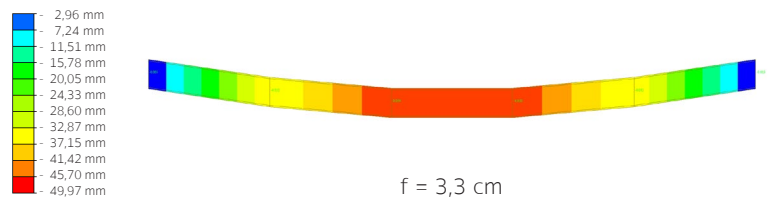
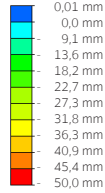
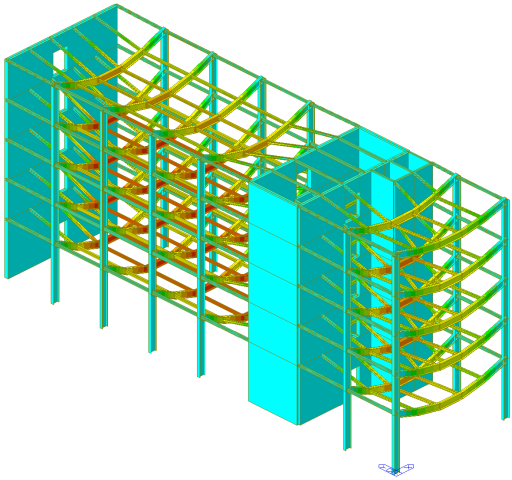


Diagramma della deformata agli SLE



$f = 3,3 \text{ cm}$
 $f_{\max} \geq f$
 $5,4 \geq 5,0 \text{ cm}$
VERIFICATO



Deformata all'involuppo agli SLE

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'involuppo agli SLE. La freccia massima ammissibile risulta essere 1/250 della luce della trave.

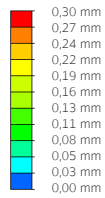
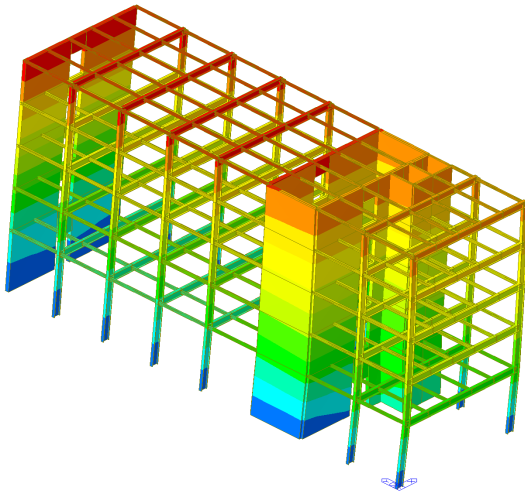
$$\delta_{\max} = \frac{L_{\text{trave}}}{250} \quad L_{\text{trave}} = 13,5 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,05 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,05 \text{ m} < 0,054 \text{ m}$$

VERIFICATO



Deformata all'azione del vento in Y

Il vento è stato impostato con una velocità pari a 27 m/s e rugosità del terreno IV, data la località del sito di progetto.

E' stata verificata la deformata all'azione del vento in direzione X e Y, dove quest'ultima risulta essere la peggiore tra le due. Il punto di spostamento massimo non dovrebbe essere maggiore del valore limite di riferimento che corrisponde a 1/500 dell'altezza dell'edificio.

$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,0003 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

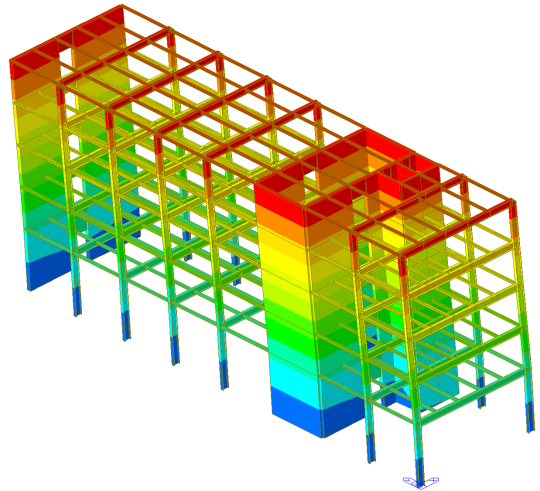
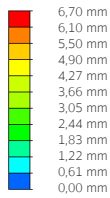
$$0,0003 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO

Deformata all'azione del sisma in Y

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'azione del sisma in y.

La freccia massima ammissibile risulta essere $h/250$.



$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

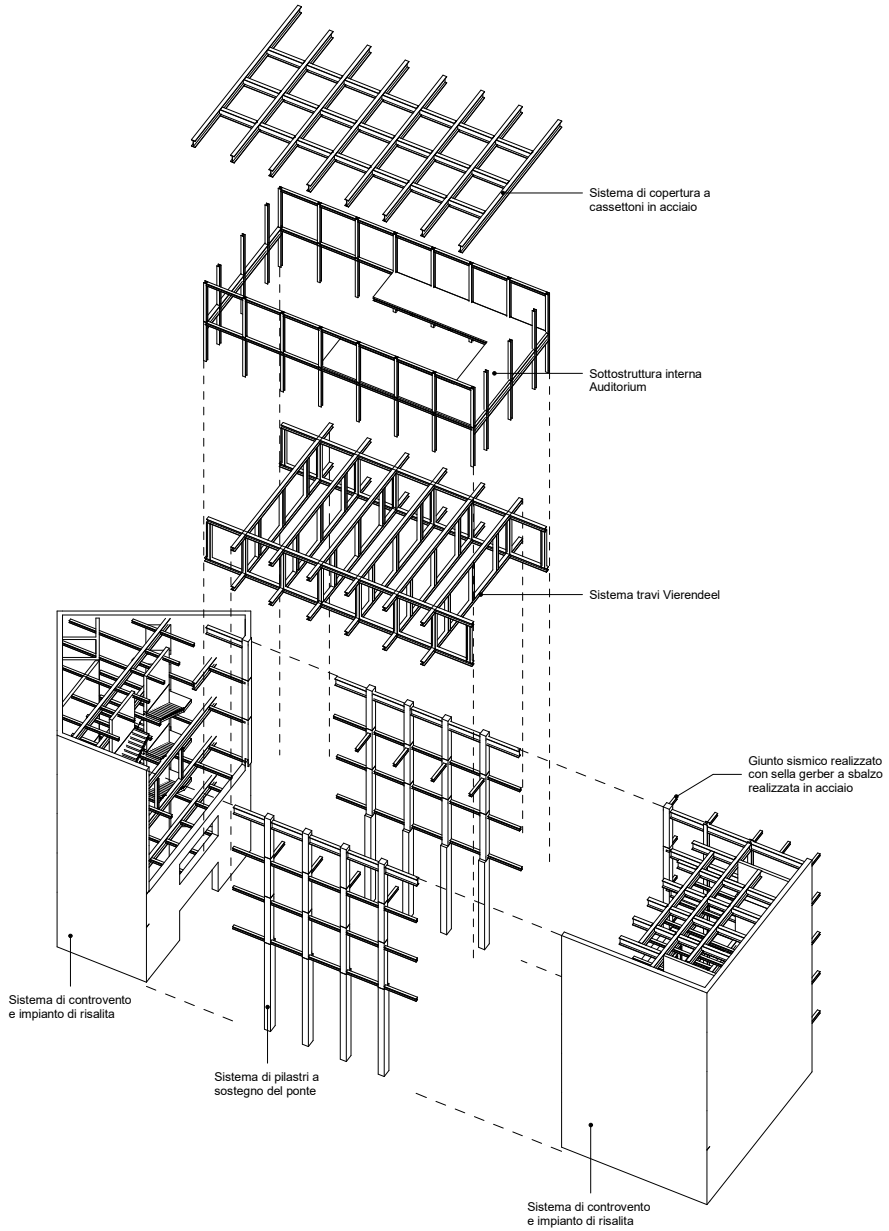
$$\delta_{\text{ed}} = 0,0067 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,0067 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO

PONTE



Il corpo centrale dell'edificio è caratterizzato da una grande apertura che collega la nuova corte interna a Piazza del Parlamento. La struttura può essere assimilata a quella di ponte con una luce di circa 15 m.

L'intento progettuale era quello di realizzare questa grande apertura mantenendo la luce libera ai piani superiori per potervi collocare una grande sala conferenze. La sala conferenze, come anche l'apertura stessa rappresentano il nodo di collegamento e di interscambio tra pubblico e privato. Il punto di contatto tra la funzione di uffici dei parlamentari e la volontà di creare uno spazio pubblico vissuto durante l'intero arco della giornata.

Per poter sviluppare questo nodo abbiamo realizzato un sistema scatolare di travi Vierendeel alte un piano, utilizzato per la creazione di uno spazio impianti che serve l'intero edificio. Il sistema scatolare è sollevato e sorretto per i primi due piani da dei setti in calcestruzzo, alcuni dei quali appartengono al sistema di controventamento del corpo centrale. I tre piani superiori e la copertura gravano su questo sistema. Il piano impianti è stato dimensionato utilizzando il peso di un macchinario al mq (UTA) e sommando questo carico ai carichi portati G2, in modo da dimensionare tutto il solaio allo sforzo maggiore.

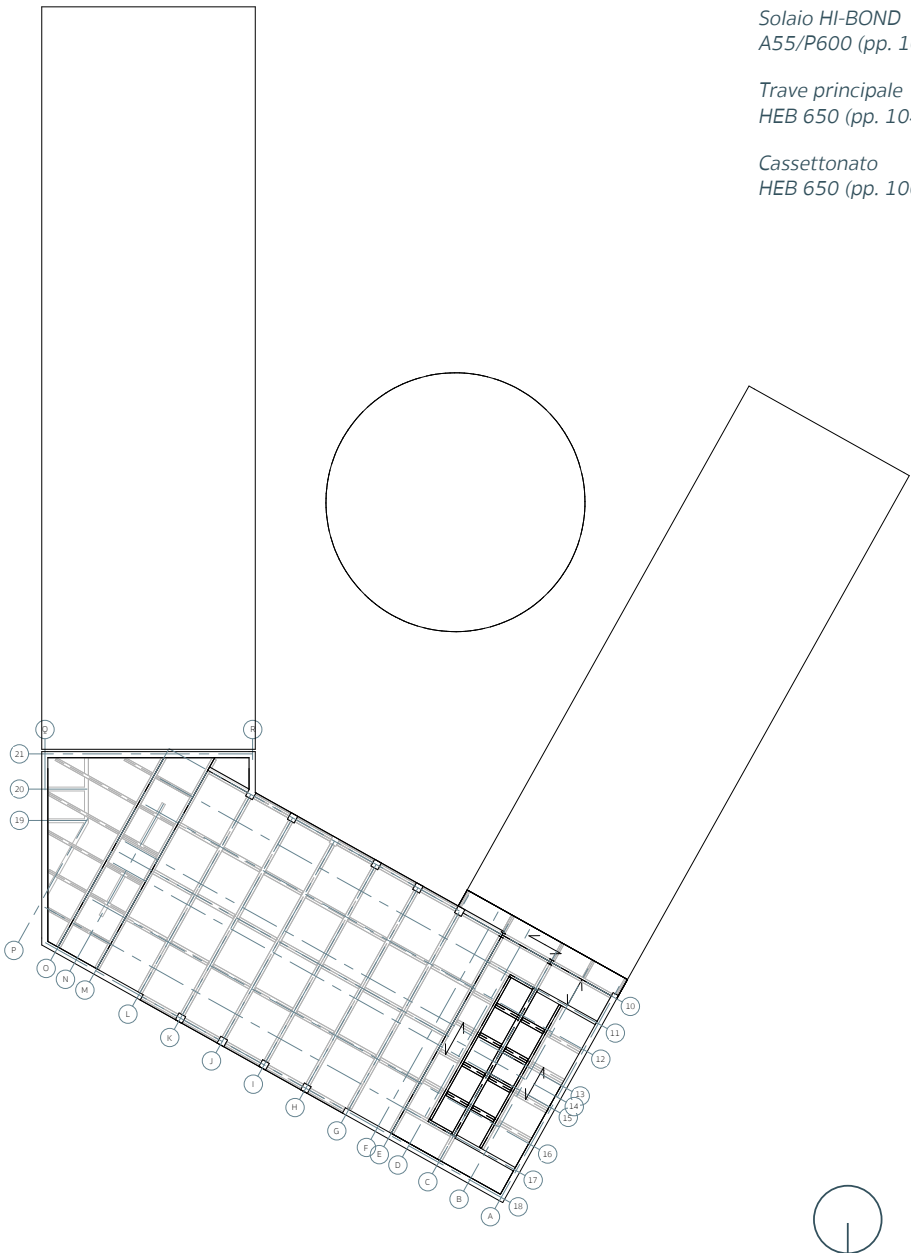
In copertura, i setti che portano il sistema sono collegati e coperti da un grande cassettonato che, insieme alle travi Vierendeel, migliora l'irrigidimento del sistema.

COPERTURA

*Solaio HI-BOND
A55/P600 (pp. 102)*

*Trave principale
HEB 650 (pp. 104)*

*Cassettonato
HEB 650 (pp. 106)*



Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento flottante	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,001 m	- kN/m ³	0,02 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,001 m	- kN/m ³	0,02 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,20 m	1,48 kN/m ³	0,30 kN/m ²
Barriera al vapore (strati bituminosi)	0,01 m	0,1 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di pendenza	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	78 kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			5,09 kN/m²

Per l'analisi dei carichi agenti sulle travi secondarie in copertura è stato applicato il più alto valore tra carico accidentale da neve e quello dato dalla manutenzione, non ci troviamo in presenza di una copertura accessibile.

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85 kN/m ²
G2*	2,24 kN/m ²
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,50 kN/m ²
Q _{k, neve*}	0,48 kN/m ²
Q _{k, vento}	0,00 kN/m ²
Q _{k, sisma*}	0,00 kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0	0	0
0,5	0,2	0
0,6	0,2	0
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Q*}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale	8,17 kN/m²
neve principale	7,78kN/m ²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

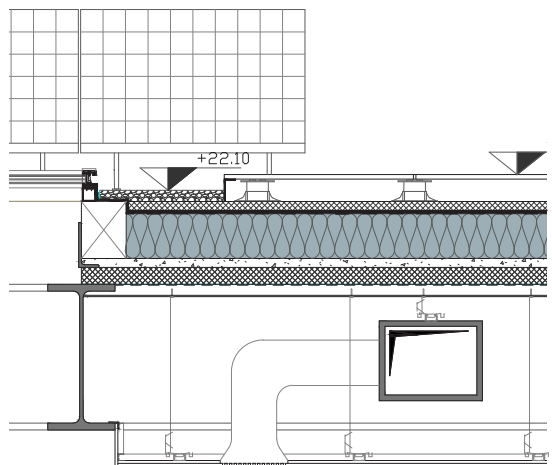
uso principale	5,18kN/m ²
neve principale	5,33 kN/m²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

5,18 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale	5,68 kN/m²
neve principale	5,57kN/m ²



DIMENSIONAMENTO SOLAIO

PREDIMENSIONAMENTO

$$h_{\text{solaio}} \geq 1/25 \text{ luce}$$

$$\text{luce} = 2,75 \text{ m}$$

$$h_{\text{min solaio}} = 0,11 \text{ m}$$

$$f \leq L/250$$

Lamiera grecata collaborante

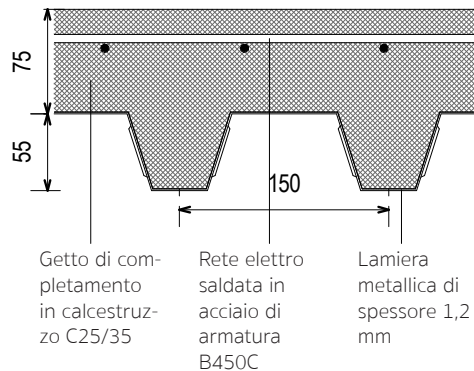
La lamiera grecata viene prodotta per essere solidale con il getto in calcestruzzo, impedendone sia lo scorrimento longitudinale che il distacco verticale.

La lamiera grecata funge da armatura tesa a seguito della rappresa del getto in calcestruzzo.

Viene fissata alle travi di solaio per mezzo di connettori a piolo che ottimizzano la resistenza della struttura. Assumono la funzione di assorbire gli sforzi di taglio tra i diversi materiali di cui è costituita la struttura: acciaio e calcestruzzo.

Lamiera grecata collaborante HI - BOND A 55/P 600

$\text{Sigma amm} < 165 \text{ N/mm}^2$
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 250 \text{ daN/cm}^2$



SOLAIO PONTE

Luce solaio	l _{inf}	2,9 m
Peso al m2	Q _{slu}	12,69 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciaio	f _{yk}	355 N/mm ²

Carico Slu totale	q, sl _u	36,67 KN/m
Momento massimo in mezzeria	M _{sd, max}	38,28 KNm
Resistenza di progetto	f _{yd}	338 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	W _{min}	113,27 cm ³

VERIFICA FLESSIONE A SLU

W _x	126,84 cm ³		
M _{rd, max}	42,87 KNm		
M _{rd}	42,87	>	38,28 M _{sd} verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, S _{le, rara}	8,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
J tot	J _{tot}	9582000,00 mm ⁴
Carico Sle totale	q, s _{le}	25,47 KN/m
Freccia massima	f	11,496 mm
Deformazione max ammissibile	f _{max}	11,56 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

f	11,50	<	11,56 f _{max} verificato
Indice di sfruttamento della lamiera			99%

TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

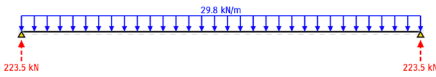


Diagramma del taglio

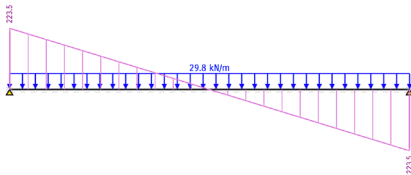
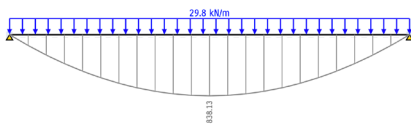
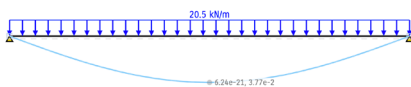


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 3,77 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$6 \geq 3,77 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie e di bordo che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano i carichi di pavimento e quelli di facciata.

Si è scelto di utilizzare delle travi in acciaio per poterne contenere l'altezza nonostante la grande luce libera e per permettere il passaggio degli impianti.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 15 m

Lunghezza d'influenza: 3,4 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$ql/2 \\ = (29,80 \cdot 15)/2 = 223,5 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezz'aria:

$$ql^2/8 \\ = (29,80 \cdot 15^2)/8 = 838,125 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250 \\ = 6 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	15 m
Luce d'influenza	linf	3,4 m
Peso al m ²	Q	7,96 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	29,80 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		838,23 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	3199,35 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	12540 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	ftyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio*	Vsd	223,53 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	1894 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	1894	>	223,53 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,12	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1493,66 KNm
Mrd	1493,66 > 838,23 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	5,42 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	20,54 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		44,489 mm
Deformazione massima ammisi fmax		60,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

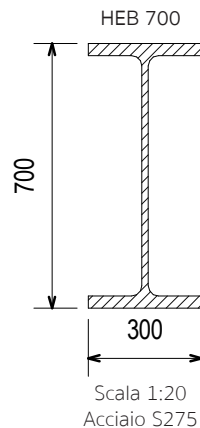
f	44,49	<	60,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			74%	

Trave principale*

Peso	2,12 KN/m
L trave	11,5 m
L infl	6 m
A infl	69 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 600	
b	300 mm
h	600 mm
Sanima	15,5 mm
Sali	30 mm
raggio	27 mm
Wx	5701 cm ³
Ix	171000 cm ⁴
A	270 cm ²
Peso	212 kg/m

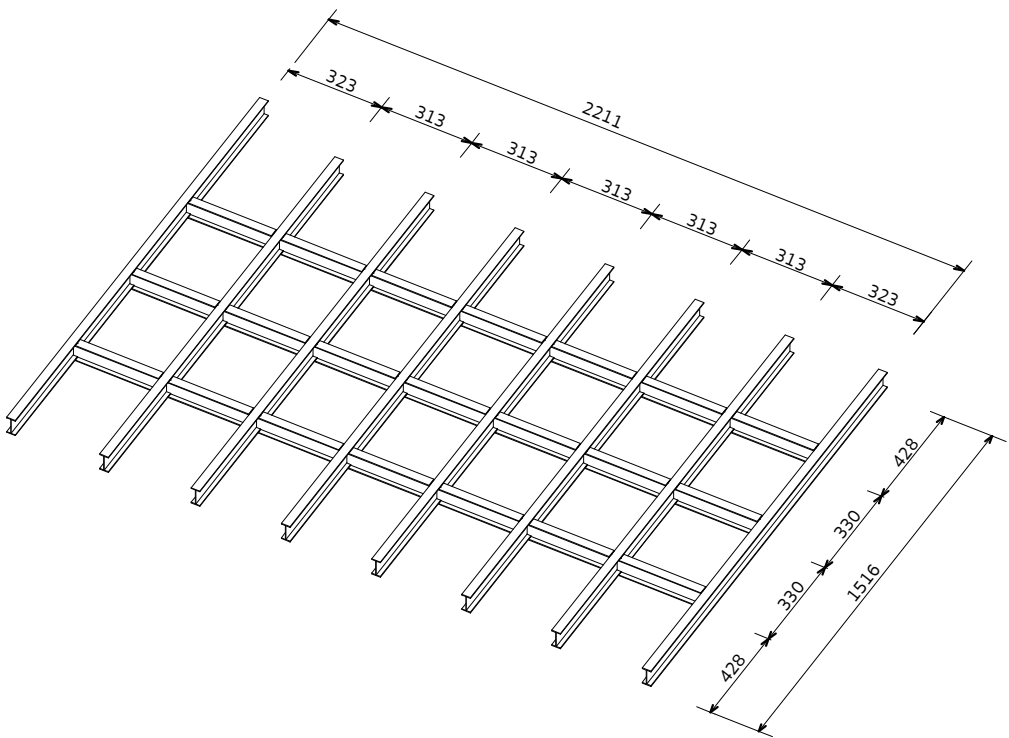


Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 700.

CASSETTONATO

Per coprire la grande luce libera richiesta dalla funzione di auditorium, ospitata negli ultimi due piani sovrastanti il grande portale di ingresso, si è scelto di utilizzare un sistema di copertura a cassettoni.

Dal punto di vista compositivo la scelta è ricaduta su questo sistema in quanto sicuramente conferisce più carattere allo spazio sottostante; mentre, dal punto di vista strutturale, risultava il modo migliore per irrigidire le connessioni della struttura di questa parte di edificio, conferendogli maggior stabilità ed un comportamento più uniforme se sottoposto a sollecitazioni.



Predimensionamento cassettonato PONTE
Geometria

Luce nervatura	15 m
Linfl	3,1 m
Coeff. Momento	8

Caratteristiche acciaio S275

f _{yk}	275,00 Mpa
f _{yd}	261,90 Mpa
E _s	210.000,00 Mpa
Coeff. Def max	500,00
indice peso proprio trave	1,10

Carichi

Linfl	3,1 m
G1	2,85 KN/mq
G2	2,24 KN/mq
Q _{k_MAX}	0,50 KN/mq
SLU_max	25,33 KN/m
Sovraccarico accidentale	1,55 KN/m
M_max_SLU	712,34 kNm
V_SLU	189,96 kN

Caratteristiche geometriche minime

W _{xmin}	2.719,84 cm ³
I _{xmin}	265.007,18 cm ⁴

Verifica di resistenza

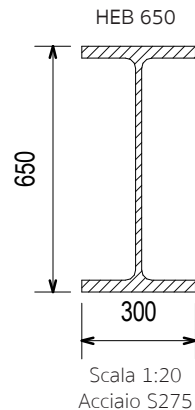
fattore moltiplicativo	1,05
q_peso proprio	2,23 kN/m
M_agente_tot	737,38 kNm
V_agente_tot	206,65 kN
sigma_M	129,34 Mpa
sigma_N	/ Mpa
tau	29,11 Mpa
sigma_id	138,82 Mpa
indice di sfruttamento	53% OK

Verifica di deformabilità

v_max_q	2,85 mm
v_max_p.p	4,09 mm
v_max_tot	6,93 mm
v_amm	30,00 mm
indice di sfruttamento	23% OK

Tipo Profilo:	
HEB 600	
b	300 mm
h	600 mm
Sanima	15,5 mm
Sali	30 mm
raggio	27 mm
W _x	5701 cm ³
I _x	171000 cm ⁴
A	270 cm ²
Peso	212 kg/m

Per motivi di uniformità tra le diverse parti dell'edificio, e per poter permettere il passaggio degli impianti come precedentemente descritto, si è scelto di sovradimensionare il profilo con un HEB 650.



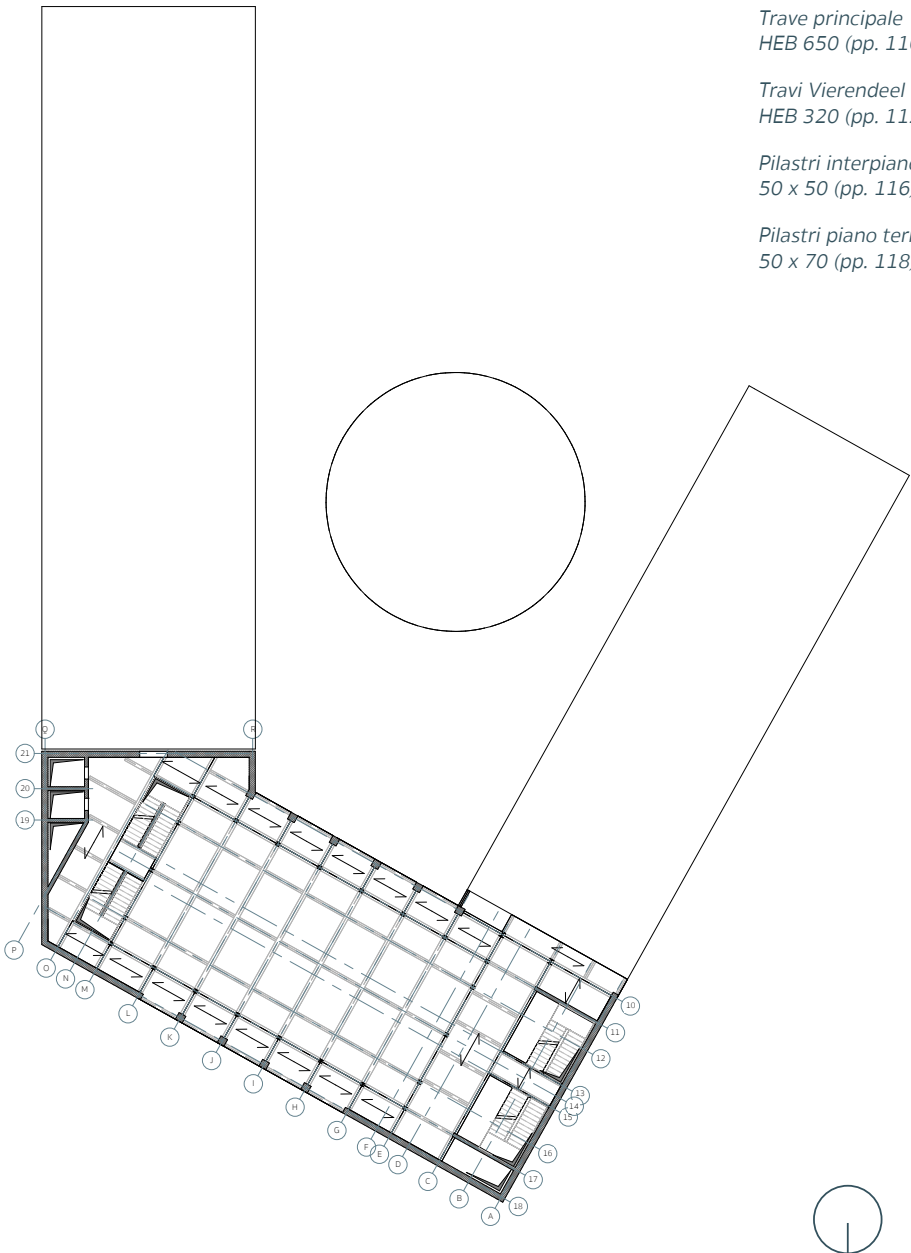
INTERPIANO

*Trave principale
HEB 650 (pp. 110)*

*Travi Vierendeel
HEB 320 (pp. 112)*

*Pilastrini interpianto
50 x 50 (pp. 116)*

*Pilastrini piano terra
50 x 70 (pp. 118)*



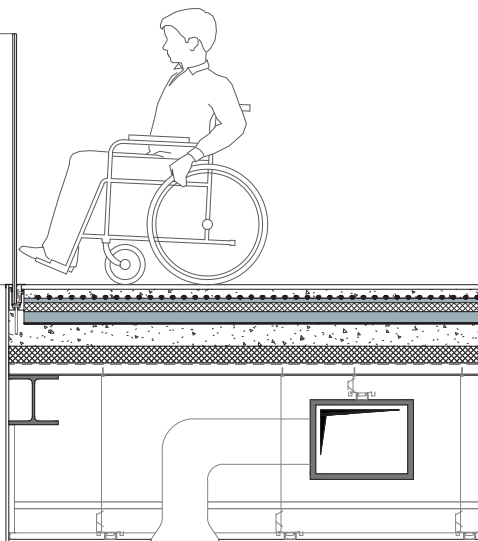
Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Lamiera grecata collaborante	0,13 m	kN/m ³	2,65 kN/m ²
Travi secondarie (coefficiente di ampliamento)			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			5,01 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2*	2,16kN/m ²	0,7	0,7	0,6
Q _{k, uso spazio espositivo}	5,00kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
uso principale	14,45 kN/m²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
uso principale	8,51 kN/m²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
	8,01 kN/m²
COMBINAZIONE SLE RARA	
uso principale	10,01 kN/m²



TRAVE PRINCIPALE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

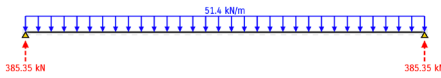


Diagramma del taglio

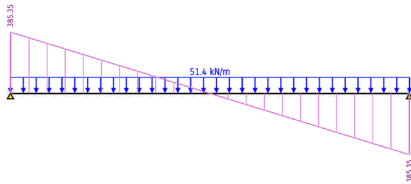
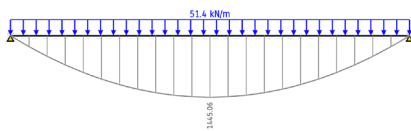
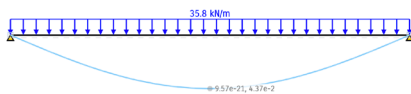


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 4,37 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$6 \geq 4,37 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali, nella porzione di edificio preso in esame, sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri, e che supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave.

Alle travi principali sono, a loro volta, incernierati i sistemi di travi secondarie, che reggono i solai in lamiera grecata e che supportano quindi i carichi di pavimento. Il peso della facciata, in questo caso è sostenuto dai setti in calcestruzzo armato presenti, in quanto ci troviamo in un nucleo di controventamento della struttura.

La trave presa in esame è stata dimensionata considerando degli apporti di carico derivanti dal sistema delle vierendeel situato al secondo piano della struttura. Dimensionando la trave in condizioni peggiorative e, di conseguenza, in favore di sicurezza.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 15 m

Lunghezza d'influenza: 3,4 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$ql/2$$

$$= (51,38 \cdot 15)/2 = 385,35 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$ql^2/8$$

$$= (51,38 \cdot 15^2)/8 = 1445,06 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 6 \text{ cm}$$

Dimensionamento trave principale

Luce trave	l	15 m
Luce d'influenza	linf	3,4 m
Peso al m ²	Q	14,19 KN/m ²
Resistenza caratteristica acciai fyk		275 N/mm ²
Carico Slu totale	q, slu	51,38 KN/m
Momento massimo in mezzeria Msd, max		1608,47 KNm
Resistenza di progetto	fyd	262 N/mm ²
Modulo di resistenza minimo	Wmin	6139,21 mm ³
Area utile al taglio del profilo	Atg	15356 mm ²
Resistenza al taglio di progetto	fyd	151 N/mm ²
Taglio agente sull'appoggio*	Vsd	429,26 KN
Taglio resistente sezione	Vrd	2319 KN

VERIFICA TAGLIO A SLU

Vrd	2319	>	429,26 Vsd	verificato
Vsd/Vrd	0,19	<	0,5	verificato

VERIFICA FLESSIONE A SLU

Mrd, max	1923,08 KNm
Mrd	1923,08 > 1608,47 Msd verificato

VERIFICA DELLE DEFORMAZIONI A SLE RARO

Carico SLE, rara	Q, Sle, rara	9,81 KN/m ²
Modulo elastico acciaio	E	2E+05 N/mm ²
Carico Sle totale	q, sle	35,77 KN/m
Freccia (deformazione) massim f		50,499 mm
Deformazione massima ammisi fmax		60,00 mm

VERIFICA DEFORMAZIONE

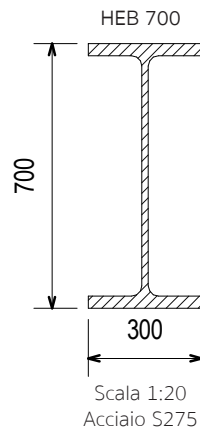
f	50,50	<	60,00 fmax	verificato
Indice di sfruttamento della trave			84%	

Trave principale*

Peso	2,41 KN/m
L trave	11,5 m
L infl	6 m
A infl	69 m ²
Gamma G1	1,3

Tipo Profilo:

HEB 700	
b	300 mm
h	700 mm
Sanima	17 mm
Sali	32 mm
raggio	27 mm
Wx	7340 cm ³
Ix	256900 cm ⁴
A	306,4 cm ²
Peso	241 kg/m

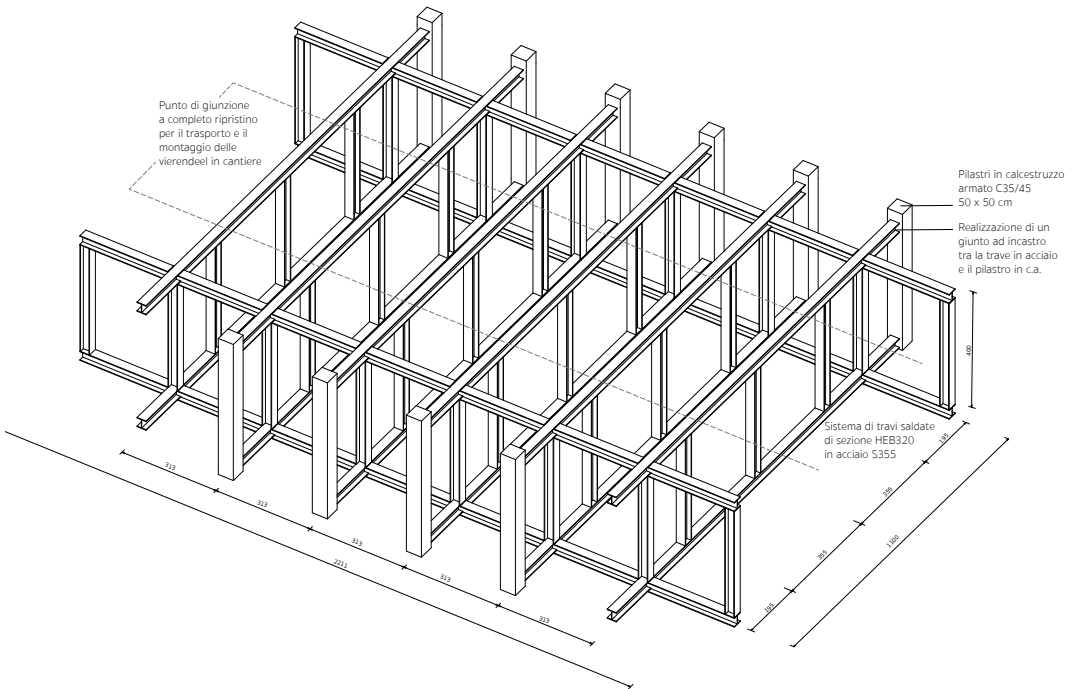


TRAVI VIERENDEEL

Il sistema di travi Vierendeel è stato progettato per sopperire la grande luce del ponte, senza dover incorrere in appoggi intermedi e sostenere il peso dei piani sovrastanti. Le travi Vierendeel hanno un'altezza importante, tra il corrente superiore e quello inferiore è stato possibile collocare un piano dedicato agli impianti.

Questo sistema è stato verificato tramite l'utilizzo del software Midas-Gen, attraverso la modellazione della struttura tridimensionale. Questo strumento è stato fondamentale nel processo in quanto ci ha permesso di verificare un sistema strutturale, come ad esempio questo riportato, che altrimenti non saremmo riuscite a calcolare manualmente, permettendoci di ottenere un risultato affidabile.

Assonometria travi Vierendeel



Analisi dei carichi trave Vierendeel

Corrente superiore

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85 kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2	2,16 kN/m ²	0,7	0,7	0,6
Q_k , uso auditorium	4 kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

Manutenzione principale **12,95 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

Manutenzione principale **5,01 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

7,41 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

Manutenzione principale **9,01 kN/m²**

Corrente inferiore

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,85 kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2	3,93 kN/m ²	0	0	0
Q_k , uso auditorium	0,50 kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

Manutenzione principale **10,35 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

Manutenzione principale **6,78 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

6,78 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

Manutenzione principale **7,28 kN/m²**

Diagramma del taglio

La verifica del taglio è stata valutata secondo la combinazione di carico dell'involuppo agli SLU.

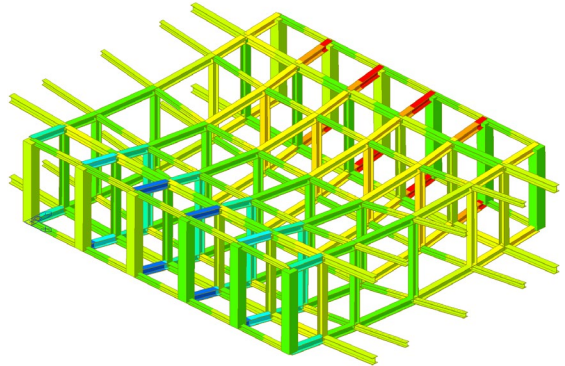
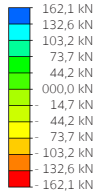
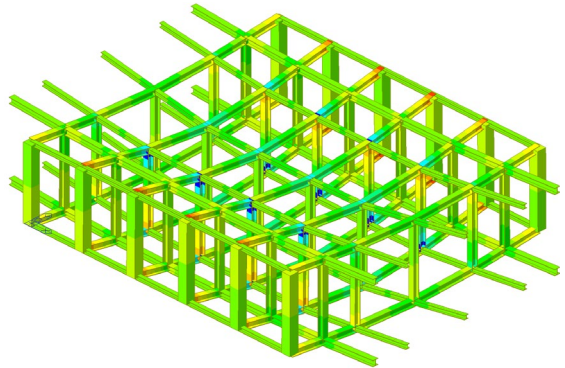
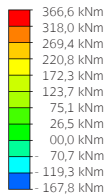


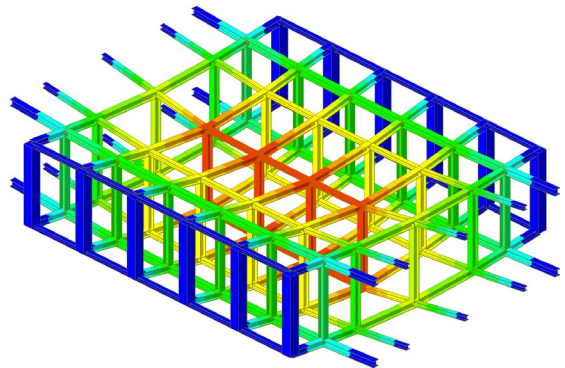
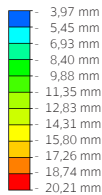
Diagramma dei momenti

La verifica dei momenti è stata valutata secondo la combinazione di carico dell'involuppo agli SLU.



Deformata alla SLE

La verifica della freccia è stata valutata secondo la combinazione di carico dell'involuppo agli SLE:



$$f = 2,02 \text{ cm}$$
$$f_{\max} \geq f$$
$$5,9 \geq 2,02 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Verifico la trave principale a taglio e momento agli stati limite ultimi, mentre la deformata agli stati limite di esercizio in condizioni rare, che risultano essere le condizioni peggiori.

Diagramma del taglio



Diagramma del momento

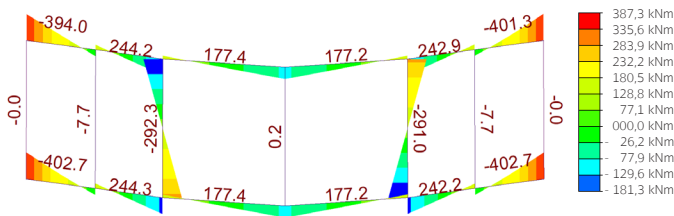
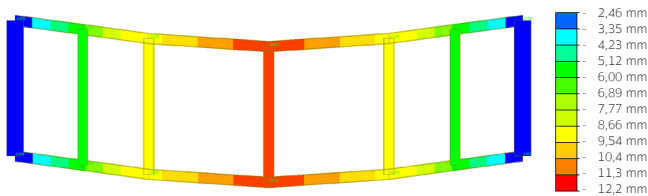


Diagramma della deformata agli SLE



$f = 1,2 \text{ cm}$
 $f_{\max} \geq f$
 $5,9 \geq 1,2 \text{ cm}$
 VERIFICATO

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che sorreggono il sistema di travi Vierendeel, sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbite per la maggior parte dai muri di controventamento.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c \cdot I}{l}$$

La sezione del pilastro varia, si rastrema non mantenendo costante il baricentro, ma allineandosi lateralmente.

Questo comporta che il punto di applicazione dei carichi nel pilastro 50 x 70 cm non coincida con il baricentro della sezione, generando una pressoflessione retta.

La sezione è stata verificata alla flessione retta grazie all'utilizzo del software VCA SLU, che ci permette di verificare anche il dominio delle resistenze all'interno della sezione del pilastro.

PILASTRI 50 x 50

Verifica compressione del pilastro			
Ned	1162,77	kN	
fcd	19,83	N/mm ²	
Apil	586,27	cm ²	
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	24,21	cm	

Verifica di snellezza del pilastro			
Lato	50	cm	
i	14,43	cm	
coefficiente β	0,5		
Lo	200	cm	
Lambda	13,86		
N _{Ed}	1163	kN	
Ac	2500	cm ²	
fcd	19,83	MPa	
vi	0,2345		
lambda_lim	51,63		
lambda < lambda lim	13,86	<	51,63 verificato

Verifica degli effetti del II ordine			
Altezza totale (L)	12000,00	mm	
E	66498,81	N/mm ²	
I	5208333333	mm ⁴	
N piani	3,00		
P critico	486267,55	kN	
Ned < P critico	1162,77	<	486267,55 verificato

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE			
Ned	1162,77	kN	
f _{yd}	391,30	N/mm ²	
As min tot (0,1*N/f _{yd})	297,15	mm ²	
Ac	250000,00	mm ²	
As min tot (0,003*Ac)	750	mm ²	
As max tot (0,04*Ac)	10000	mm ²	
c copriferro	30	mm	
ϕ staffe	10	mm	
ϕ lon	12	mm	
d'	46	mm	
d	454	mm	
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3		
N. ferri min tot	8		
Allora fi_long min	12	mm	
As tot	904,8	mmq	
As traz = A's compr	339,3	mmq	

Verifica di rottura allo schiacciamento			
Ned < Nrd	1162,77	<	5312,38 verificato

Taglio agente sugli appoggi	
Copertura	
V principale appoggio	295,85 kN
V trave bordo appoggi	78,04 kN
Totale	373,89 kN
Solaio d'interpiano	
V principale appoggio	609,30 kN
V trave bordo appoggi	104,58 kN
Totale	713,88 kN
Totale	1087,77 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,50 m
Lato maggiore	0,50 m
Altezza p 2,3,4	4,00 m
Numero pilastri	3,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	75,00 kN

Totale	1162,77 kN
--------	------------

Classe di resistenza del cls	
f _{ck}	35 N/mm ²
R _{ck}	45 N/mm ²
f _{yk}	450 N/mm ²
f _{yd}	391,30 N/mm ²

PILASTRI 50 x 70

Taglio agente sugli appoggi	
Copertura	
V principale appoggio	295,85 kN
V trave bordo appoggi	78,04 kN
Totale	373,89 kN
Solaio d'interpiano	
V principale appoggio	609,30 kN
V trave bordo appoggi	104,58 kN
Totale	713,88 kN
Totale	1087,77 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,50 m
Lato maggiore	0,50 m
Altezza p 2,3,4	4,00 m
Numero pilastri	3,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	75,00 kN

Totale 1162,77 kN

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

Verifica compressione del pilastro		
Ned	1250,27	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	630,50	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	25,11	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	50	cm
i	14,43	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	500	cm
Lambda	34,64	
N_Ed	1250	kN
Ac	2500	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,2522	
lambda_lim	49,79	
lambda < lambda lim	34,64	< 49,79 verificato

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	10000,00	mm
E	66498,81	N/mm ²
I	14291666667	mm ⁴
N piani	1,00	
P critico	1133144,03	kN
Ned < P critico	1250,27	< 1133144,0 verificato

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	1250,27	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	319,51	mm ²
Ac	350000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	1050	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	14000	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕstaffe	10	mm
ϕlon	12	mm
d'	46	mm
d	454	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	10	
Se N. ferri long =	10	
Allora fi_long min	12	mm
As tot	1131,0	mmq
As traz = A's compr	395,8	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	1250,27	< 78050,39 verificato

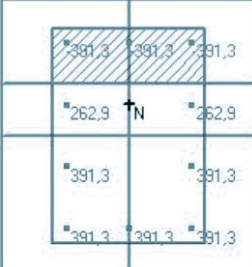
N° Vertici Zoom

N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	25	35
2	-25	35
3	-25	-35
4	25	-35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,539	-20,4	30,4
2	1,539	0	30,4
3	1,539	20,4	30,4
4	1,539	-20,4	10,13
5	1,539	20,4	10,13
6	1,539	-20,4	-10,13

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]
 xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd

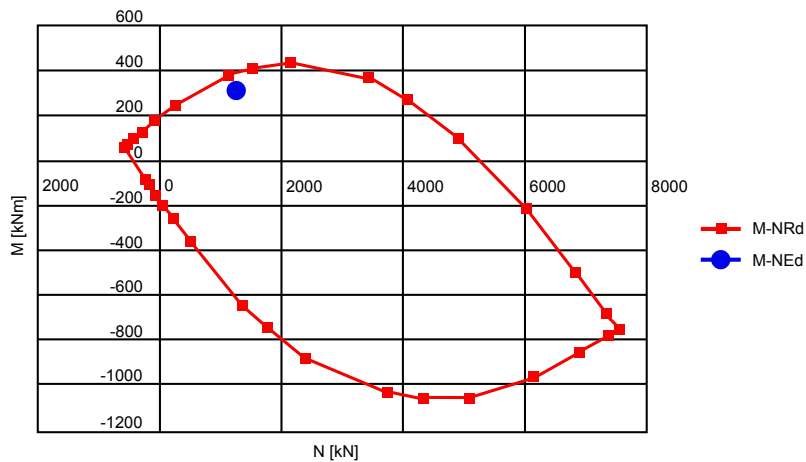
L₀ cm Col. modello

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	67,5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391,3 N/mm²	ε _{cu}	3,5 ‰
E _s	200.000 N/mm²	f _{cd}	19,83
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0,8 ?
ε _{syd}	1,957 ‰	σ _{c,adm}	9,75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0,6
		τ _{c1}	1,829

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Precompresso



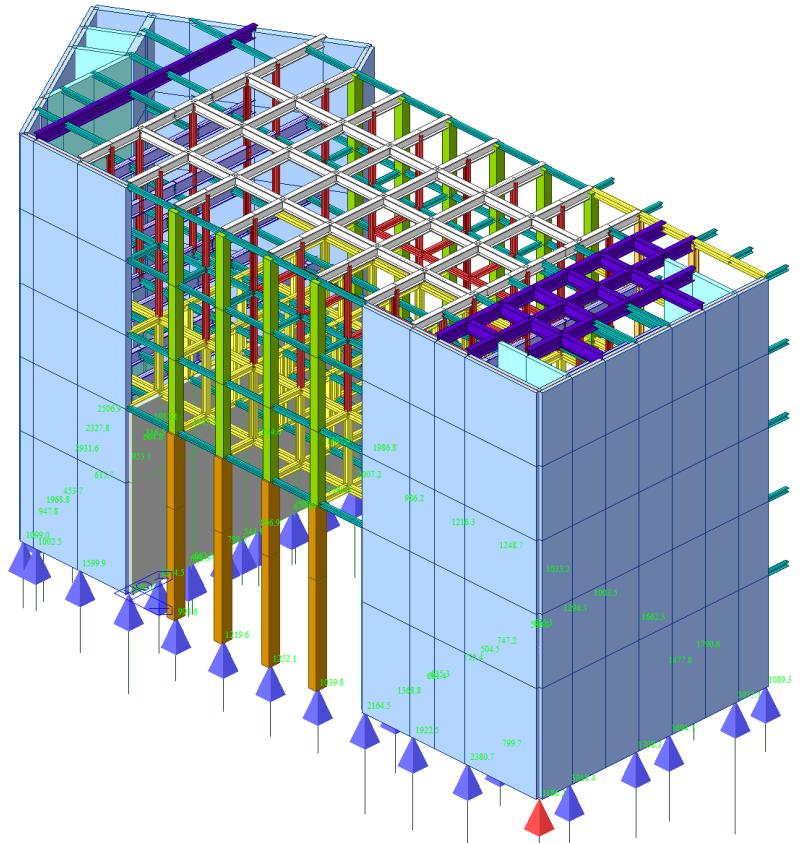
MIDAS GEN

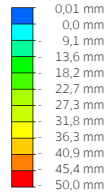
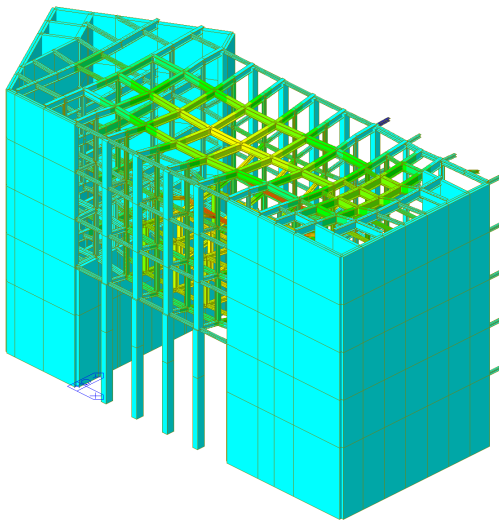
L'intero corpo è stato verificato successivamente tramite l'utilizzo del software per calcolo strutturale Midas-Gen per poter valutare il comportamento complessivo dell'edificio in risposta alle sollecitazioni del vento e del sisma.

Sono stati modellati gli elementi, i carichi agenti sulla struttura in accordo con i calcoli mostrati precedentemente, aggiungendo il carico del vento nelle diverse direzioni. Quest'ultimo viene calcolato in modo automatico dal software utilizzando i parametri dell'Eurocode 2005,

Sono stati inoltre inseriti i materiali strutturali con caratteristiche da NTC 2018.

Assonometria del corpo modellato con le componenti di reazione vincolare al suolo.





Deformata all'involuppo agli SLE

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'involuppo agli SLE. La freccia massima ammissibile risulta essere 1/250 della luce della trave.

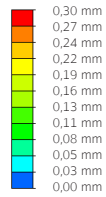
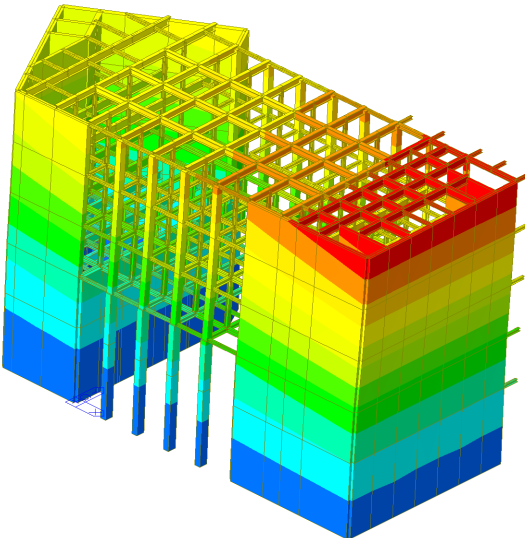
$$\delta_{\max} = \frac{L_{\text{trave}}}{250} \quad L_{\text{trave}} = 13,5 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,05 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,05 \text{ m} < 0,054 \text{ m}$$

VERIFICATO



Deformata all'azione del vento in Y

Il vento è stato impostato con una velocità pari a 27 m/s e rugosità del terreno IV, data la località del sito di progetto.

E' stata verificata la deformata all'azione del vento in direzione X e Y, dove quest'ultima risulta essere la peggiore tra le due. Il punto di spostamento massimo non dovrebbe essere maggiore del valore limite di riferimento che corrisponde a 1/500 dell'altezza dell'edificio.

$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,0003 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

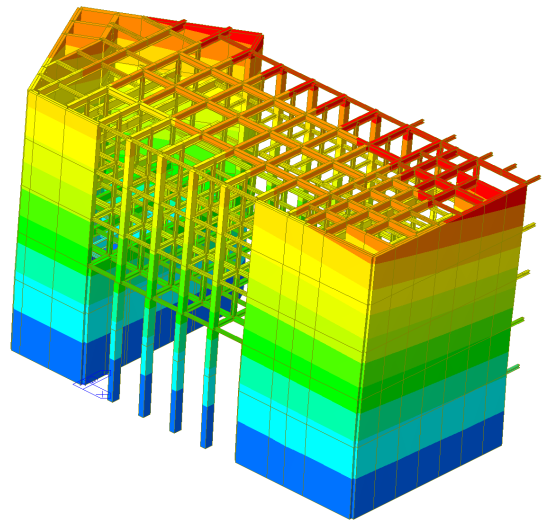
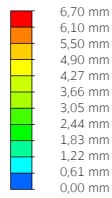
$$0,0003 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO

Deformata all'azione del sisma in Y

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'azione del sisma in y.

La freccia massima ammissibile risulta essere h/250.



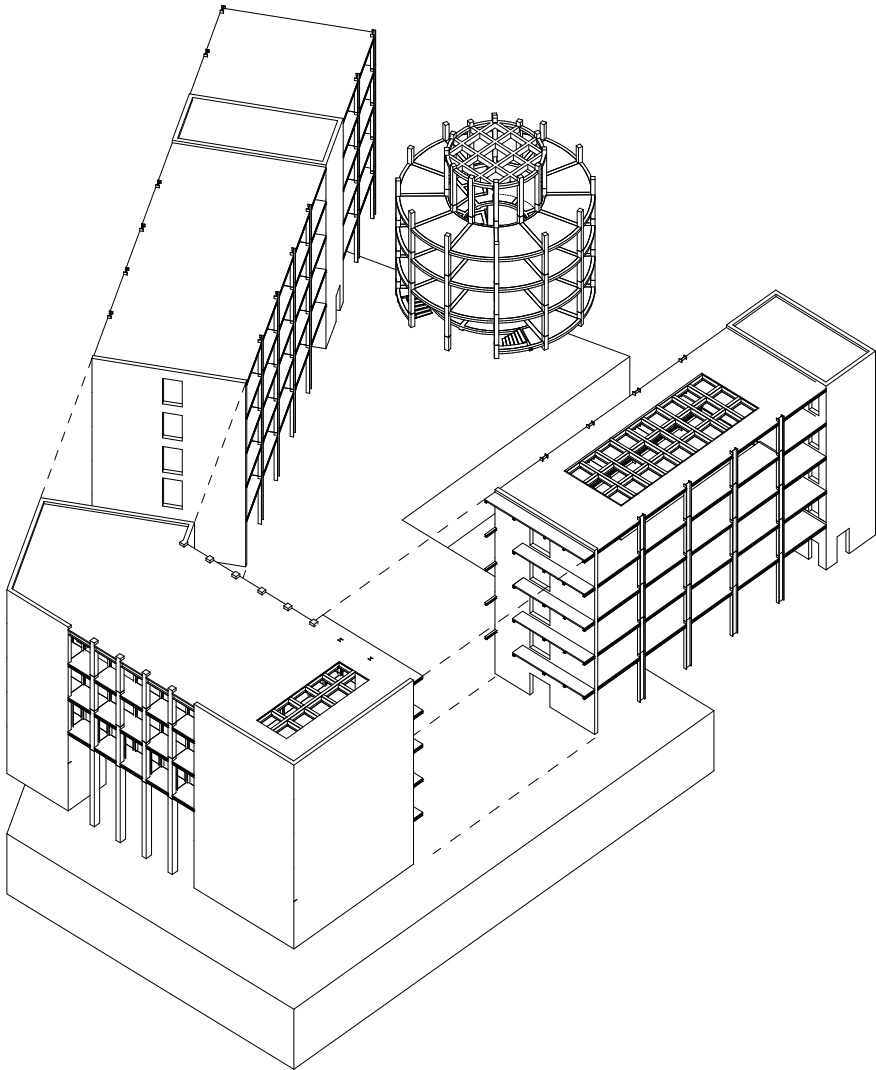
$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 22 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,0067 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,0067 \text{ m} < 0,044 \text{ m}$$

VERIFICATO



I piani interrati sono in totale 3 e raggiungono un'altezza di circa 12 m sotto la quota stradale. La pianta di questi piani occupa una superficie maggiore in pianta, sviluppandosi al di sotto dell'intero complesso e collegando le diverse parti che lo compongono.

Dal punto di vista funzionale questi piani ospitano funzioni essenziali per l'efficienza del corpo in superficie quali l'archivio e il magazzino della biblioteca, il centro elettronico di elaborazione dati e il centro di microfilmatura.

Sono stati inoltre qui posizionati due piani di parcheggi per poter permettere al meglio la fruizione dell'edificio.

Il Q_k di questi ambienti non è soggetto ad affollamento ma è molto elevato in quanto deve poter sostenere i pesi degli oggetti che contiene. Si tratta infatti di un valore da valutare come $\geq 6 \text{ kN/m}$.

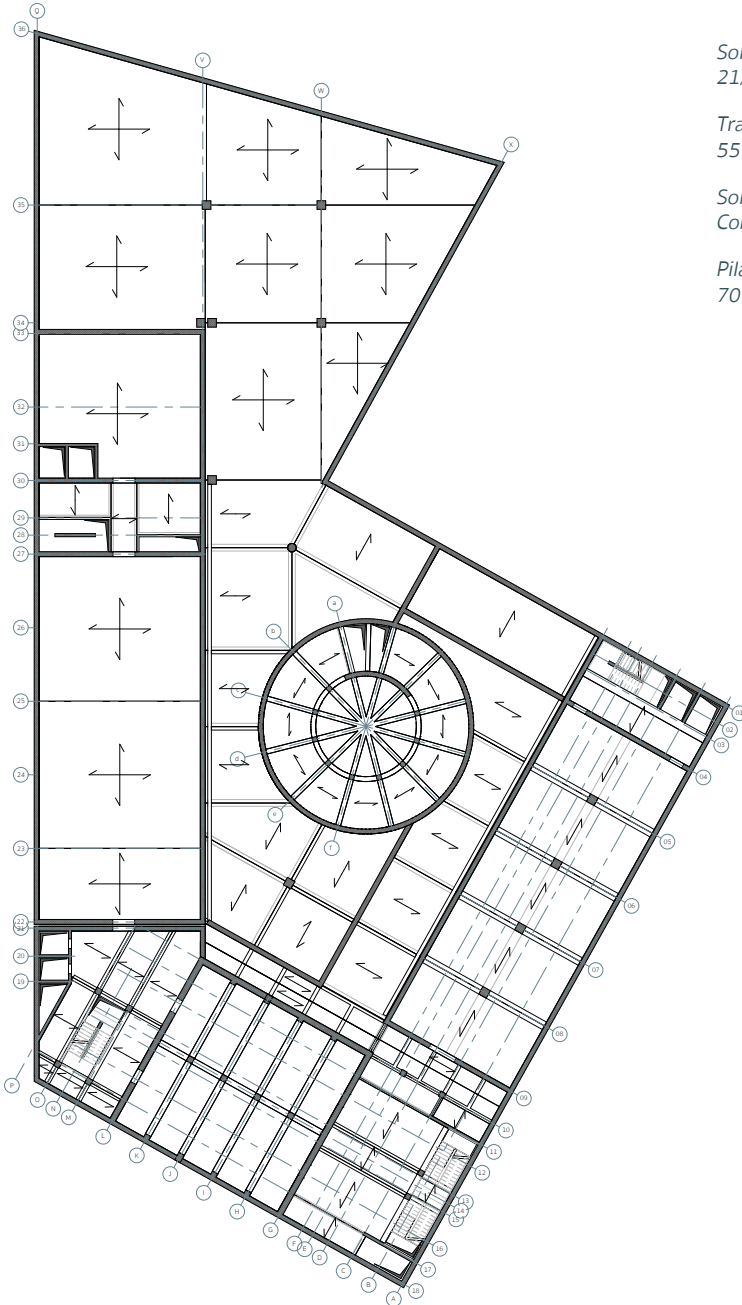
I piani interrati sono stati studiati interamente con elementi strutturali in cemento armato, per poter meglio supportare i carichi di compressione agenti e dare maggior stabilità all'intero edificio.

Data la posizione nel centro storico, situata in un nucleo di edifici consolidato, lo scavo sarà da effettuare con le giuste precauzioni e puntellamenti dei muri controterra degli edifici adiacenti. Il successivo attacco con gli edifici esistenti sarà da trattare in maniera specifica tramite giunti; il fine è quello di evitare fenomeni di martellamento o qualsiasi tipo di trasmissione dei movimenti del nuovo edificio a quelli adiacenti.

L'amplificazione o la creazione di movimenti non valutati durante la realizzazione dell'edificio potrebbero causare irrimediabili danni alla struttura dello stesso.

Per quanto riguarda le fondazioni saranno effettuate su pali, di diametro 80 cm e profondi non meno di 15 m, collegati tra loro da plinti e travi rovesce che correranno al di sotto di tutti gli elementi strutturali portanti.

INTERRATI - PARCHEGGI



*Solaio Plastbau
21/3 (pp. 128)*

*Trave 1
55 x 70 (pp. 130)*

*Solaio bidirezionale
Cobiax SL (pp. 136)*

*Pilastro parcheggi
70 x 70 (pp. 138)*



PARCHEGGI

Analisi dei carichi solaio Plastbau

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Vernice	0,01 m	2E-05 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Solaio plastbau	0,29 m	8 kN/m ³	2,37 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Totale			3,67 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,37kN/m ²
G2*	1,30kN/m ²
Q _{k, uso autorimesse}	2,50kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0,7	0,7	0,6
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **8,78 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

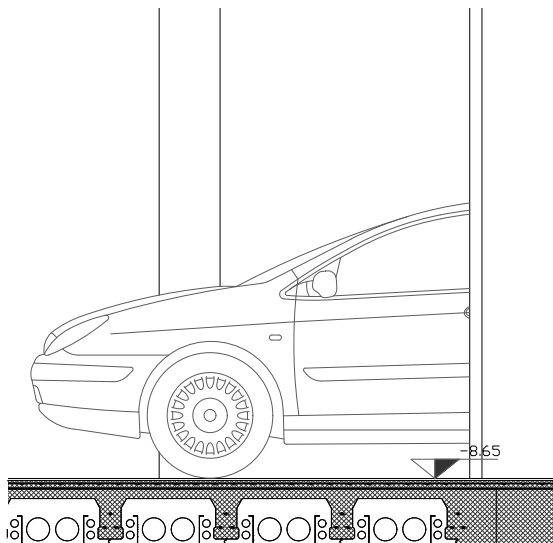
uso principale 5,42kN/m²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

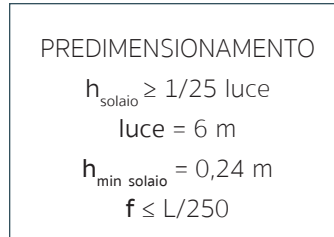
5,17kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **6,17 kN/m²**



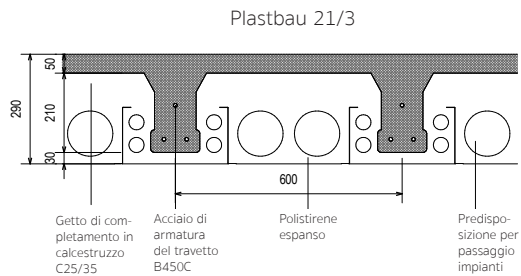
DIMENSIONAMENTO SOLAIO



Solaio in calcestruzzo alleggerito con sistema PLASTBAU

I solai nei piani interrati sono stati realizzati con calcestruzzo alleggerito da elementi di polistirene espanso del sistema Plastbau Metal.

Materiali:
Polistirene espanso
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per armatura B450C



I sistemi di alleggerimento permettono di sostituire il calcestruzzo, elemento strutturale molto pesante che grava sulla struttura, laddove questo non fornisce alcun contributo alla capacità portante del solaio. Grazie a questo sistema la quantità di calcestruzzo diminuisce, migliorando le prestazioni del solaio in termini di riduzione della freccia.

Il dimensionamento di questi solai è stato verificato tramite il calcolatore online rilasciato direttamente dal sito del produttore.

Altezza totale solaio: **29**
Altezza solo travetto: **21**
Spessore soletta: **5 cm**
Spessore d'isolamento del sotto travetto: **3 cm**
Interasse travetti: **60 cm**
Peso Proprio del Solaio finito: **237.00 kg/m²**
Resistenza Termica: **4.12 m²K/W**

INTERPIANO

Caratteristiche del solaio ricavate dal calcolo online messo a disposizione del sito produttore e dalla scheda tecnica del prodotto scelto, reperibile nell'appendice.

U Trasmittanza termica: **0.242 W/m²K**
Luce di calcolo: **6.000000006 ml**
Fabbisogno di Ferro d'armatura: **7.84 Kg/m²**
Valore del Momento di Inerzia (JXO): **34813.00 cm⁴**
Fabbisogno di Calcestruzzo per il getto in opera: **0.092 mc/m²**
Sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio: **600 Kg**
Rompitratta provvisori: interasse massimo **1.70 ml**
Fabbisogno di mano d'opera: **0.20 ore/m² (vedi analisi economica)**

Travetto

Con una larghezza alla base di cm 13 la nervatura consente l'impiego di tralicci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 3 barre nel rispetto dell'interferro minimo prescritto dalle norme.

Copriferro

E' necessario garantire con opportuni distanziatori il corretto spessore di copriferro all'armatura inferiore dei travetti.

Autoportanza

L'autoportanza è garantita da due profilati in lamiera zincata inglobati nel pannello. Essa è una delle qualità fondamentali del solaio Plastbau Metal. E' cioè la capacità di supportare, durante la fase di getto, sia il peso del calcestruzzo che quello del personale di servizio che effettua queste lavorazioni.

Sezione resistente ai momenti negativi

La sezione resistente ai momenti negativi potrà essere aumentata fino a cm 23 per l'altezza del travetto.

TRAVE 1

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

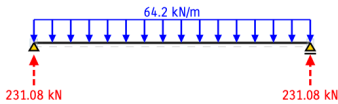


Diagramma del taglio

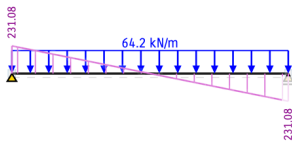
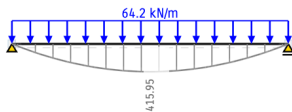
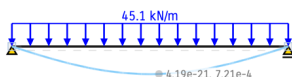


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,07 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$2,88 \geq 0,07 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Lo schema statico della trave presa in esame, che corrisponde alla maggioranza delle travi che si trovano in questa porzione di edificio, sottoposte a questi stessi carichi, è riconducibile ad una trave in semplice appoggio. Incernierata ad una estremità al pilastro e, supportata dall'altra da una sella gerber. Il raddoppio della struttura in questo caso è dovuto alla presenza di un giunto strutturale necessario per il corretto comportamento sismico dell'edificio.

E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 7,20 m

Lunghezza d'influenza: 7,31 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$ql/2$$

$$= (64,19 \cdot 7,2)/2 = 231,1 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzavia:

$$ql^2/8$$

$$= (64,19 \cdot 7,2^2)/8 = 415,95 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 2,88 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI

Per le travi in calcestruzzo armato, presenti all'interno dei piani interrati, è stato svolto un predimensionamento basato sulla luce da coprire.

$$h_{trave} = 1/12L$$

Per alcuni casi specifici ed esemplificativi della struttura, il predimensionamento è stato approfondito con ulteriori verifiche; arrivando alla definizione del numero, la dimensione e la spaziatura delle barre e staffe di armatura all'interno della sezione.

$$d \geq \sqrt{\frac{M \text{ (N} \cdot \text{m)}}{0,9 \cdot d \cdot A_{s_{max}} \cdot b \cdot f_{cd} \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

$$d' = c + \phi n + 1/2 \phi_{st}$$

$$H = d + d'$$

dove

$A_{s_{max}}$ lo pongo pari all'1% della sezione per stare in favore di sicurezza.

L'area dell'armatura a flessione da disporre nelle sezioni è fornita dalla relazione:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

I risultati ottenuti sono stati arrotondati per eccesso per poter predisporre il numero adeguato di barre.

La verifica alla fessurazione agli stati limite, effettuata secondo le direttive della normativa NTC 2018, descritte al capitolo 4 nel paragrafo 4.1.2.2.4.4. dove vengono indicati i criteri di scelta degli stati limite, è riportata all'interno delle tabelle che seguono. Il valore caratteristico di apertura delle fessurazioni (w_k) non deve superare i valori di w_1, w_2 , e w_3 definiti nella tabella C4.1.III riportata a lato.

TABELLA 4.1.IV		
Cond. Amb.	Combinazione	Apertura max fessure
Ordinarie	Frequente	w3
	Quasi permanente	w2
Aggressive	Frequente	w2
	Quasi permanente	w1
Molto aggressive	Frequente	w1
	Quasi permanente	w1

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione · Tab. 4.1.IV della NTC 2018

TABELLA C4.1.II			
σ_s (MPa)	ϕ_{max} barre (mm)		
	w3	w2	w1
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

TABELLA C4.1.III			
σ_s (MPa)	spaziatura max barre (mm)		
	w3	w2	w1
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Spaziatura barre · Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III della NTC 2018

C4.1.V				
c_min	c_0	ambiente	$c \geq c_0$	$c_{min} \leq c < c_0$
C25/30	C35/45	Ordinario	20	25
C28/35	C40/50	Aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	to aggress	40	45

Tab. 4.1.IV della NTC 2018

INPUT
MATERIALI
B450C

fyk	450	Mpa
Es	210000	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391,3	Mpa
ε_yd	0,00186	

CLS

Classe	C35/45	
Dg	20	mm
n = Es/Es	15	
fck	35	MPa
α_cc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	19,83	Mpa
ε_c2	0,002	
ε_cu	0,0035	
κ	0,810	
η	0,416	

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c_min	C25/30	
c_0	C35/45	
c>=c_0	20	mm
c_min<=c<c_0	25	mm
fck(c_min)	25	MPa
fck(c_0)	35	MPa
Controllo?	SI	
c_min	25	mm
c scelto	30	mm

Trave interrati parcheggi

Predimensionamento = 1/12*L

Altezza trave	0,60	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	7,2	m
Lunghezza d'influenza	7,31	m
Base	0,55	m
Altezza	0,7	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	10,00	
As = A's	4523,9	mm ²
d'	52	mm
d	648	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	25,6	mm

Carichi

q, slu	64,19	kN/m
q, sle raro	45,10	kN/m
q, sle quasi permanente	37,79	kN/m
q, sle frequente	39,62	kN/m
M,ed allo slu	415,95	kNm
M,ed allo sle raro	292,27	kNm
M,ed allo sle quasi permanente	244,90	kNm
M,ed allo sle frequente	256,74	kNm
V,ed allo slu	231,08	kNm

Verifica flessionale slu sezione scelta

M,rd	1068,6	kNm	
M,ed/M,rd	0,389	< 1	Verificato

Verifica sle alla fessurazione			
σ_s, Rd - frequente	227	Mpa	
σ_s, Ed - frequente	65,1	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,29	<1	Verificato
σ_s, Rd - quasi permanente	204	MPa	
σ_s, Ed - quasi permanente	62,1	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,30	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
σ_c, Rd - rara	21	MPa	
σ_c, Ed - rara	2,84	MPa	
$\sigma_c, Ed / \sigma_c, Rd$	0,14	<1	Verificato
σ_s, Rd - rara	360	MPa	
σ_s, Ed - rara	74,11	MPa	
$\sigma_s, Ed / \sigma_s, Rd$	0,21	<1	Verificato
σ_c, Rd - quasi permanente	15,75	MPa	
σ_c, Ed - quasi permanente	2,38	MPa	
$\sigma_c, Ed / \sigma_c, Rd$	0,15	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	75		
λ	10		
λ / λ_{max}	0,14	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	235,6	kN	
V_{REd} - slu	231,1	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,98	<1	Verificato

Staffatura trave			
L zona dissipativa = H trave		700	mm
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA			
$s \leq 0,25 \cdot d$		162	mm $\geq s$
$s \leq 225 \text{ mm}$		225	mm $\geq s$
$s \leq 8 \cdot \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm $\geq s$
$s \leq 24 \cdot \phi_{\text{staffe}}$		240	mm $\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	150	mm
N staffe in zona dissipativa		4,67	=> 5
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	1590,44	KN
Vr,cd \geq Ved		1590,44	\geq 231,08 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr, sd	238,86	KN
Area staffe verticali		157	mmq
Vr, sd \geq Ved		238,86	\geq 231,08 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
Delta		35,30	
Ved, zona non dissipativa		195,78	KN
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA			
Astaffe $\geq 1,5 \cdot b$ (mm)/metro di trave		190	mm $\geq s$
$s \leq 0,8 \cdot d$		518,4	mm $\geq s$
$s \leq 330 \text{ mm}$		330	mm $\geq s$
$s \leq 15 \cdot \phi_{\text{lon}}$		360	mm $\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	180	mm
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA			
Vr, sd \geq Ved (fuori da zona diss)		183,01	$\geq s$
L trave zona non diss		5800	mm
N staffe in zona non dissipativa		32,22	=> 32

PARCHEGGI

Analisi dei carichi solaio bidirezionale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Vernice	0,01 m	2E-05 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Solaio bidirezionale	0,45 m	25 kN/m ³	11,25 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Totale			12,55 kN/m ²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	11,25kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2*	1,30kN/m ²	0,7	0,7	0,6
Q _{k, uso autorimesse}	2,50kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
		1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **20,33 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

uso principale **14,30kN/m²**

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

14,05kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **15,05 kN/m²**

DIMENSIONAMENTO SOLAIO

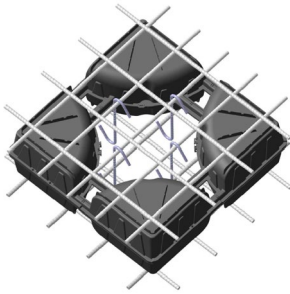
PREDIMENSIONAMENTO

$$h_{\text{solaio}} \geq 1/25 \text{ luce}$$

$$\text{luce} = 6 \text{ m}$$

$$h_{\text{min solaio}} = 0,24 \text{ m}$$

$$f \leq L/250$$



Solaio in calcestruzzo bidirezionale alleggerito con sistema COBIAX

I solai di questa porzione di edificio nei piani interrati sono stati realizzati come solette bidirezionali in calcestruzzo armato alleggerito da elementi del sistema Cobiax SL.

La realizzazione di solette bidirezionali è stata possibile grazie alle dimensioni pressochè quadrate dei campi, condizione fondamentale perchè una soletta possa lavorare in appoggio sulle due dimensioni. Queste ci permettono di evitare l'impiego di alte travi per coprire le importanti luci che si trovano in questa porzione di edificio.

Il dimensionamento di questi solai è stato verificato utilizzando la sezione piena in calcestruzzo armato, si tratta quindi di calcoli sovradimensionati che ci permettono di operare in favore di sicurezza.

I sistemi di alleggerimento permettono di sostituire il calcestruzzo, elemento strutturale molto pesante, laddove questo non fornisce alcun contributo alla capacità portante del solaio. Grazie a questo sistema la quantità di calcestruzzo diminuisce del 35%; migliorando le prestazioni del solaio in termini di riduzione della freccia.

Tramite la scheda tecnica fornita dal sito del produttore è stato individuato il modello più adatto alle esigenze del progetto di seguito riportato.

Materiali:

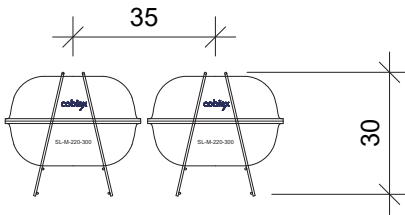
Plastica riciclata al 100%

Calcestruzzo C35/45

$R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$

Acciaio per armatura B450C

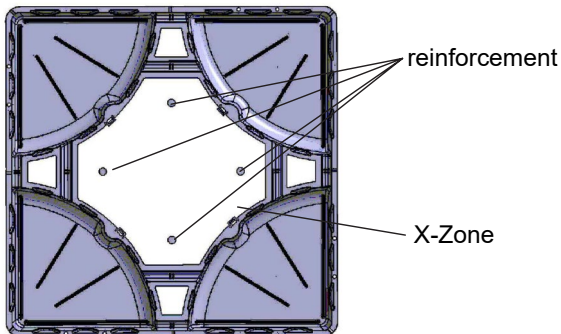
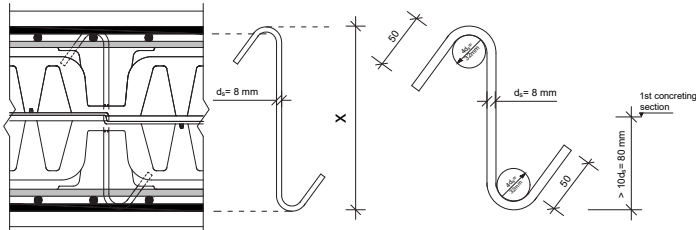
COBIAX SL-M 220-300



Quando si getta il calcestruzzo in due fasi, si deve verificare la trasmissione della forza di taglio nel giunto tra le superfici di contatto con l'area ridotta A_i , red ed in caso disporre un'armatura apposita. L'armatura deve essere adeguatamente ancorata su entrambi i lati dell'area di contatto. In ogni caso, almeno 4Ø8 devono essere forniti in ogni zona X.

Stralci da scheda tecnica reperibile nell'appendice

Dettaglio del rinforzo CLS S-hook



PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che si trovano nei piani interrati, sorreggono la struttura contrastando principalmente gli sforzi normali. Sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbiti per la maggior parte dai nuclei di controventamento, ampiamente presenti nei piani interrati del complesso.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

$$\lambda = l_0/i$$
$$\lambda_{lim} = 25/\sqrt{v}$$

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l^2}$$

Verifica compressione del pilastro		
Ned	7692,05	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	3878,35	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	62,28	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	70	cm
i	20,21	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	260	cm
Lambda	12,87	
N_Ed	7692	kN
Ac	4900	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,7915	
lambda_lim	28,10	
lambda < lambda lim	12,87	< 28,10

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	8350,00	mm
E	20575,47	N/mm ²
I	20008333333	mm ⁴
N piani	2,00	
P critico	1016896,68	kN
Ned < P critico	7692,05	< 1016896,7

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	7692,05	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	1965,77	mm ²
Ac	490000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	1470	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	19600	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	14	mm
d'	47	mm
d	653	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	4	
N. ferri min tot	12	
Allora fi_long min	14	mm
As tot	1847,3	mmq
As traz = A's compr	615,8	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	7692,05	< 9718,33

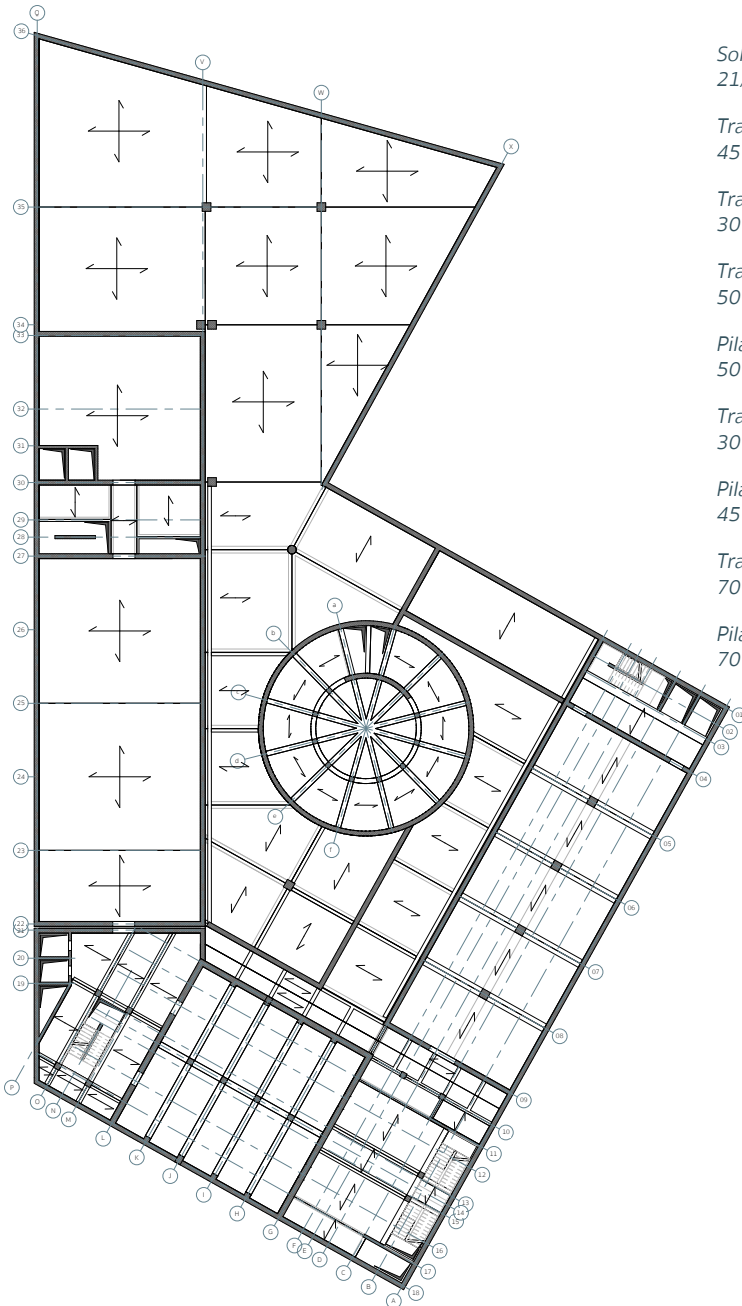
Taglio agente sugli appoggi	
Copertura piazza	
Area d'influenza	113,20 m ²
Q, slu	26,06 kN/m ²
Ned	2949,70 kN
Solaio d'interpiano	
Area d'influenza	113,20 m ²
Q, slu	20,33 kN/m ²
Ned	2300,74 kN
N piani	2,00
Totale	4601,48 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,70 m
Lato maggiore	0,70 m
Altezza p-1	5,20 m
Altezza p-2	3,15 m
Numero pilastri	2,00
Peso c.a	25,00 kN/m ³
Totale	140,88 kN

Totale	7692,05 kN
---------------	-------------------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

INTERRATI - ARCHIVIO



Solaio Plastbau
21/3 (pp. 142)

Trave 2
45 x 65 (pp. 144)

Trave 3
30 x 45 (pp. 150)

Trave 4
50 x 70 (pp. 154)

Pilastro
50 x 50 (pp. 158)

Trave 5
30 x 45 (pp. 160)

Pilastro atrio
45 x 45 (pp. 164)

Trave 7
70 x 90 (pp. 166)

Pilastro archivio
70 x 70 (pp. 170)



ARCHIVIO

Analisi dei carichi solaio Plastbau

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Solaio plastbau	0,29 m	8 kN/m ³	2,37 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²

Totale 4,53 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,37kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso archivio}	6,00kN/m ²

Ψ _{dj}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
1	0,9	0,8
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **15,32 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

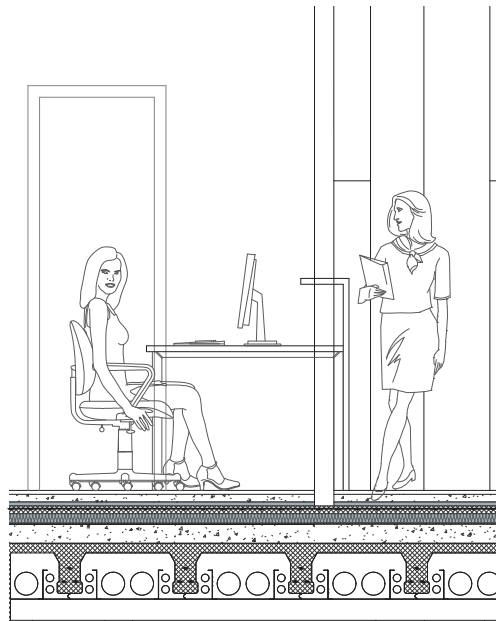
uso principale **9,93 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

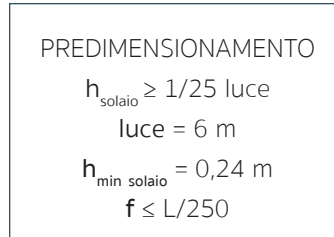
9,33 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **10,53 kN/m²**



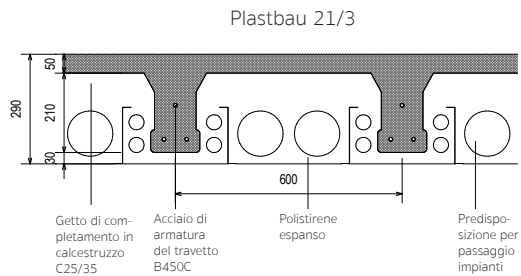
DIMENSIONAMENTO SOLAIO



Solaio in calcestruzzo alleggerito con sistema PLASTBAU

I solai nei piani interrati sono stati realizzati con calcestruzzo alleggerito da elementi di polistirene espanso del sistema Plastbau Metal.

Materiali:
Polistirene espanso
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per armatura B450C



I sistemi di alleggerimento permettono di sostituire il calcestruzzo, elemento strutturale molto pesante che grava sulla struttura, laddove questo non fornisce alcun contributo alla capacità portante del solaio. Grazie a questo sistema la quantità di calcestruzzo diminuisce, migliorando le prestazioni del solaio in termini di riduzione della freccia.

Il dimensionamento di questi solai è stato verificato tramite il calcolatore online rilasciato direttamente dal sito del produttore.

Altezza totale solaio: **29**
Altezza solo travetto: **21**
Spessore soletta: **5 cm**
Spessore d'isolamento del sotto travetto: **3 cm**
Interasse travetti: **60 cm**
Peso Proprio del Solaio finito: **237.00 kg/m²**
Resistenza Termica: **4.12 m²K/W**

INTERPIANO

Caratteristiche del solaio ricavate dal calcolo online messo a disposizione del sito produttore e dalla scheda tecnica del prodotto scelto, reperibile nell'appendice.

U Trasmittanza termica: **0.242 W/m²K**
Luce di calcolo: **6.000000006 ml**
Fabbisogno di Ferro d'armatura: **7.84 Kg/m²**
Valore del Momento di Inerzia (JXO): **34813.00 cm⁴**
Fabbisogno di Calcestruzzo per il getto in opera: **0.092 mc/m²**
Sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio: **600 Kg**
Rompitratta provvisori: interasse massimo **1.70 ml**
Fabbisogno di mano d'opera: **0.20 ore/m² (vedi analisi economica)**

Travetto

Con una larghezza alla base di cm 13 la nervatura consente l'impiego di tralicci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 3 barre nel rispetto dell'interferro minimo prescritto dalle norme.

Copriferro

E' necessario garantire con opportuni distanziatori il corretto spessore di copriferro all'armatura inferiore dei travetti.

Autoportanza

L'autoportanza è garantita da due profilati in lamiera zincata inglobati nel pannello. Essa è una delle qualità fondamentali del solaio Plastbau Metal. E' cioè la capacità di supportare, durante la fase di getto, sia il peso del calcestruzzo che quello del personale di servizio che effettua queste lavorazioni.

Sezione resistente ai momenti negativi

La sezione resistente ai momenti negativi potrà essere aumentata fino a cm 23 per l'altezza del travetto.

TRAVE 2

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

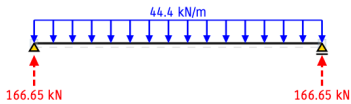


Diagramma del taglio

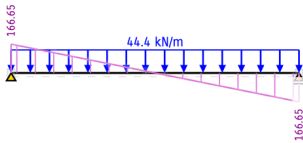
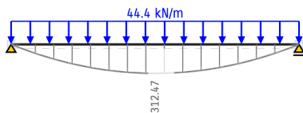
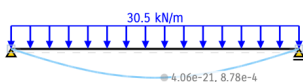


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$3 \geq 0,08 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Lo schema statico della trave presa in esame, che corrisponde alla maggioranza delle travi che si trovano in questa porzione di edificio, sottoposte a questi stessi carichi, è riconducibile ad una trave in semplice appoggio. Incernierata ad una estremità al pilastro e, dall'altra da un setto di controventamento.

E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 7,50 m

Lunghezza d'influenza: 2,90 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$

$$= (44,44 \cdot 7,5) / 2 = 166,65 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$q l^2 / 8$$

$$= (44,44 \cdot 7,5^2) / 8 = 312,47 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$

$$= 3 \text{ cm}$$

DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI

Per le travi in calcestruzzo armato, presenti all'interno dei piani interrati, è stato svolto un predimensionamento basato sulla luce da coprire.

$$h_{trave} = 1/12L$$

Per alcuni casi specifici ed esemplificativi della struttura, il predimensionamento è stato approfondito con ulteriori verifiche; arrivando alla definizione del numero, la dimensione e la spaziatura delle barre e staffe di armatura all'interno della sezione.

$$d \geq \sqrt{\frac{M \text{ (N} \cdot \text{m)}}{0,9 \cdot d \cdot A_{s_{max}} \cdot b \cdot f_{cd} \text{ (N/mm}^2\text{)}}$$

$$d' = c + \phi n + 1/2 \phi st$$

$$H = d + d'$$

dove

$A_{s_{max}}$ lo pongo pari all'1% della sezione per stare in favore di sicurezza.

L'area dell'armatura a flessione da disporre nelle sezioni è fornita dalla relazione:

$$A_s = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$$

I risultati ottenuti sono stati arrotondati per eccesso per poter predisporre il numero adeguato di barre.

La verifica alla fessurazione agli stati limite, effettuata secondo le direttive della normativa NTC 2018, descritte al capitolo 4 nel paragrafo 4.1.2.2.4.4. dove vengono indicati i criteri di scelta degli stati limite, è riportata all'interno delle tabelle che seguono. Il valore caratteristico di apertura delle fessurazioni (w_k) non deve superare i valori di w_1, w_2 , e w_3 definiti nella tabella C4.1.III riportata a lato.

TABELLA 4.1.IV		
Cond. Amb.	Combinazione	Apertura max fessure
Ordinarie	Frequente	w3
	Quasi permanente	w2
Aggressive	Frequente	w2
	Quasi permanente	w1
Molto aggressive	Frequente	w1
	Quasi permanente	w1

Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione · Tab. 4.1.IV della NTC 2018

TABELLA C4.1.II			
σ_s (MPa)	ϕ_{max} barre (mm)		
	w3	w2	w1
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

TABELLA C4.1.III			
σ_s (MPa)	spaziatura max barre (mm)		
	w3	w2	w1
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Spaziatura barre · Tab. C4.1.II e Tab. C4.1.III della NTC 2018

C4.1.IV				
c_min	c_0	ambiente	$c \geq c_0$	$c_{min} < c < c_0$
C25/30	C35/45	Ordinario	20	25
C28/35	C40/50	Aggressivo	30	35
C35/45	C45/55	to aggress	40	45

Tab. 4.1.IV della NTC 2018

INPUT
MATERIALI
B450C

fyk	450	Mpa
Es	210000	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391,3	Mpa
ε_yd	0,00186	

CLS

Classe	C35/45	
Dg	20	mm
n = Es/Es	15	
fck	35	MPa
α_cc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	19,83	Mpa
ε_c2	0,002	
ε_cu	0,0035	
κ	0,810	
η	0,416	

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c_min	C25/30	
c_0	C35/45	
c>=c_0	20	mm
c_min<=c<c_0	25	mm
fck(c_min)	25	MPa
fck(c_0)	35	MPa
Controllo?	SI	
c_min	25	mm
c scelto	30	mm

Trave interrati atrio ovest

Predimensionamento = 1/12*L

Altezza trave	0,63	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	7,5	m
Lunghezza d'influenza	2,9	m
Base	0,45	m
Altezza	0,65	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	7,00	
As = A's	3166,7	mm ²
d'	52	mm
d	598	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	33,7	mm

Carichi

q_slu	44,44	kN/m
q_sle raro	30,54	kN/m
q_sle quasi permanente	27,06	kN/m
q_sle frequente	28,80	kN/m
M _{ed} allo sl_u	208,32	kNm
M _{ed} allo sle raro	143,18	kNm
M _{ed} allo sle quasi permanente	126,86	kNm
M _{ed} allo sle frequente	135,02	kNm
V _{ed} allo sl_u	166,66	kNm

Verifica flessionale sl_u sezione scelta

M _{rd}	687,9	kNm	
M _{ed} /M _{rd}	0,303	< 1	Verificato

Verifica sle alla fessurazione			
σ_s, R_d - frequente	227	Mpa	
σ_s, Ed - frequente	79,7	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,35	<1	Verificato
σ_s, R_d - quasi permanente	204	MPa	
σ_s, Ed - quasi permanente	74,9	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,37	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_c R_d$ - rara	21	MPa	
$\sigma_c Ed$ - rara	3,17	MPa	
$\sigma_c Ed / \sigma_c Rd$	0,15	<1	Verificato
$\sigma_s R_d$ - rara	360	MPa	
$\sigma_s Ed$ - rara	84,56	MPa	
$\sigma_s Ed / \sigma_s Rd$	0,23	<1	Verificato
$\sigma_c R_d$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_c Ed$ - quasi permanente	2,81	MPa	
$\sigma_c Ed / \sigma_c Rd$	0,18	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	52		
λ	12		
λ / λ_{max}	0,22	<1	Verificato
Verifica taglio			
$V_{Rd} - sl_u$	176,0	kN	
$V_{REd} - sl_u$	166,7	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,95	<1	Verificato

Staffatura trave			
L zona dissipativa = H trave		650	mm
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA			
$s \leq 0,25 \cdot d$		149,5	mm $\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm $\geq s$
$s \leq 8 \cdot \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm $\geq s$
$s \leq 24 \cdot \phi_{\text{staffe}}$		240	mm $\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	130	mm
N staffe in zona dissipativa		5,00	=> 6
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	1200,86	KN
Vr,cd \geq Ved		1200,86	\geq 166,66 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr, sd	254,34	KN
Area staffe verticali		157	mmq
Vr, sd \geq Ved		254,34	\geq 166,66 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
Delta		23,33	
Ved, zona non dissipativa		143,33	KN
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA			
Astaffe $\geq 1,5 \cdot b$ (mm)/metro di trave		233	mm $\geq s$
$s \leq 0,8 \cdot d$		478,4	mm $\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm $\geq s$
$s \leq 15 \cdot \phi_{\text{lon}}$		360	mm $\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	200	mm
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA			
Vr, sd \geq Ved (fuori da zona diss)		230,69	$\geq s$
L trave zona non diss		6200	mm
N staffe in zona non dissipativa		31,00	=> 31

TRAVE 3

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

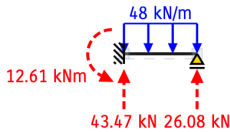


Diagramma del taglio

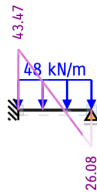
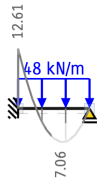
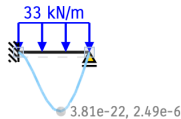


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,0002 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$0,58 \geq 0,0002 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Lo schema statico della trave presa in esame, è riconducibile ad una mensola, incastrata ad una estremità ad un setto in calcestruzzo e, dall'altro lato, a sbalzo.

Si tratta di una sella gerber in calcestruzzo, la cui luce non molto elevate permette di sostenere una trave gemella posta all'altro lato.

L'interruzione della continuità dell'elemento, in questo punto, è dovuto alla presenza di un giunto strutturale necessario per il corretto comportamento sismico dell'edificio.

E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 1,45 m

Lunghezza d'influenza: 3,13 m

Taglio massimo:

$$ql$$

$$= (47,97 \cdot 1,45) = 43,47 \text{ kN}$$

Momento massimo:

$$ql^2/8$$

$$= (47,97 \cdot 1,45^2)/8 = 12,61 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 0,58 \text{ cm}$$

Trave interrati archivio ponte - luce corta

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave	0,12	m	
Proprietà geometriche			
Lunghezza trave	1,45	m	
Lunghezza d'influenza	3,13	m	
Base	0,3	m	
Altezza	0,45	m	
Φ long.	24	mm	
Φ trasv	10	mm	
N barre As = A's	3,00		
As = A's	1357,2	mm ²	
d'	52	mm	
d	398	mm	
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	74,0	mm	
Carichi			
q, slu	47,97	kN/m	
q, sle raro	32,97	kN/m	
q, sle quasi permanente	29,21	kN/m	
q, sle frequente	31,09	kN/m	
M,ed allo slu	50,42	kNm	
M,ed allo sle raro	34,66	kNm	
M,ed allo sle quasi permanente	30,71	kNm	
M,ed allo sle frequente	32,68	kNm	
V,ed allo slu	69,55	kNm	
Verifica flessionale slu sezione scelta			
M,rd	191,4	kNm	
M,ed/M,rd	0,263	< 1	Verificato

INPUT
MATERIALI
B450C

fyk	450	Mpa
Es	210000	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391,3	Mpa
ε_yd	0,00186	

CLS

Classe	C35/45	
Dg	20	mm
n = Es/Ec	15	
fck	35	MPa
α_cc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	19,83	Mpa
ε_cu	0,002	
ε_cu	0,0035	
κ	0,810	
η	0,416	

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50,0 anni

COPRIFERRO

c_min	C25/30	
c_0	C35/45	
c>=c_0	20	mm
c_min<=c<c_0	25	mm
fck(c_min)	25	MPa
fck(c_0)	35	MPa
Controllo?	SI	
c_min	25	mm
c scelto	30	mm

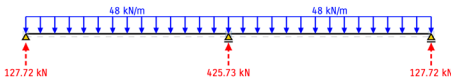
Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	69,5	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,31	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	65,3	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,32	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	3,11	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,15	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	73,72	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,20	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	2,76	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,18	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	23		
λ	3		
λ / λ_{max}	0,14	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	83,6	kN	
V_{REd} - slu	69,6	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,83	<1	Verificato

Staffatura trave			
L zona dissipativa = H trave		450	mm
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA			
$s \leq 0,25*d$		99,5	mm $\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm $\geq s$
$s \leq 8* \phi_{lon}$		192,0	mm $\geq s$
$s \leq 24* \phi_{staffe}$		240	mm $\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	90	mm
N staffe in zona dissipativa		5,00	=> 6
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	532,823	KN
Vr,cd \geq Ved		532,823	\geq 69,55 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	244,51	KN
Area staffe verticali		157	mmq
Vr,sd \geq Ved		244,51	\geq 69,55 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
Delta		40,77	
Ved, zona non dissipativa		28,78	KN
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA			
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		349	mm $\geq s$
$s \leq 0,8*d$		318,4	mm $\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm $\geq s$
$s \leq 15* \phi_{lon}$		360	mm $\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	200	mm
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA			
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		764,63	$\geq s$
L trave zona non diss		550	mm
N staffe in zona non dissipativa		2,75	=> 3

TRAVE 4

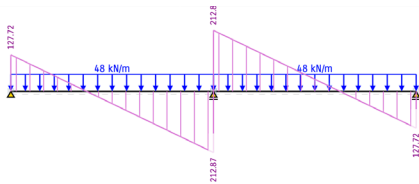
RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari



Lo schema statico della trave presa in esame, è riconducibile ad una trave continua su più appoggi, in questo caso oltre alle estremità presenta un appoggio centrale.

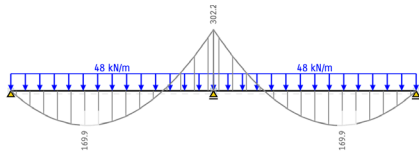
Diagramma del taglio



E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

Diagramma del momento



PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 14,2 m

Lunghezza d'influenza: 3,13 m

Taglio agli appoggi:

$$\begin{aligned} & \frac{3}{8} \cdot q l \\ & = \frac{3}{8} \cdot (47,97 \cdot 7,1) = 127,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

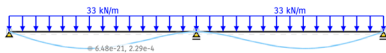
Taglio centrale:

$$\begin{aligned} & \frac{5}{8} \cdot q l \\ & = \frac{5}{8} \cdot (47,97 \cdot 7,1) = 212,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momento massimo all'appoggio:

$$\begin{aligned} & \frac{q l^2}{8} \\ & = \frac{(47,97 \cdot 7,1^2)}{8} = 302,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Deformata a SLE



$$f = 0,023 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$0,28 \geq 0,023 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 0,28 \text{ cm}$$

Trave intertratti archivio ponte - luce lunga

Predimensionamento = $1/12 * L$

Altezza trave	1,18	m	
Proprietà geometriche			
Lunghezza trave	14,2	m	
Lunghezza d'influenza	3,13	m	
Base	0,5	m	
Altezza	0,7	m	
Φ long.	24	mm	
Φ trasv	10	mm	
N barre As = A's	9,00		
As = A's	4071,5	mm ²	
d'	52	mm	
d	648	mm	
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	25,5	mm	
Carichi			
q, slu	47,97	kN/m	
q, sle raro	32,97	kN/m	
q, sle quasi permanente	29,21	kN/m	
q, sle frequente	31,09	kN/m	
M,ed allo slu	201,50	kNm	
M,ed allo sle raro	138,49	kNm	
M,ed allo sle quasi permanente	122,71	kNm	
M,ed allo sle frequente	130,60	kNm	
V,ed allo slu	212,85	kNm	
Verifica flessionale slu sezione scelta			
M,rd	961,9	kNm	
M,ed/M,rd	0,209	< 1	Verificato

INPUT
MATERIALI
B450C

fyk	450	Mpa
Es	210000	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391,3	Mpa
ε_yd	0,00186	

CLS

Classe	C35/45	
Dg	20	mm
n = Es/Ec	15	
fck	35	MPa
α_cc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	19,83	Mpa
ε_c2	0,002	
ε_cu	0,0035	
κ	0,810	
η	0,416	

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50,0 anni

COPRIFERRO

c_min	C25/30	
c_0	C35/45	
c>=c_0	20	mm
c_min<=c<c_0	25	mm
fck(c_min)	25	MPa
fck(c_0)	35	MPa
Controllo?	SI	
c_min	25	mm
c scelto	30	mm

Verifica sle alla fessurazione			
σ_s, R_d - frequente	227	Mpa	
σ_s, Ed - frequente	55,2	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,24	<1	Verificato
σ_s, R_d - quasi permanente	204	MPa	
σ_s, Ed - quasi permanente	51,9	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,25	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
σ_c, R_d - rara	21	MPa	
σ_c, Ed - rara	2,23	MPa	
$\sigma_c, Ed / \sigma_c, Rd$	0,11	<1	Verificato
σ_s, R_d - rara	360	MPa	
σ_s, Ed - rara	58,52	MPa	
$\sigma_s, Ed / \sigma_s, Rd$	0,16	<1	Verificato
σ_c, R_d - quasi permanente	15,75	MPa	
σ_c, Ed - quasi permanente	1,98	MPa	
$\sigma_c, Ed / \sigma_c, Rd$	0,13	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	67		
λ	20		
λ / λ_{max}	0,30	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	213,5	kN	
V_{REd} - slu	212,9	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,997	<1	Verificato

Staffatura trave			
L zona dissipativa = H trave		700	mm
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA			
$s \leq 0,25*d$		162	mm $\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm $\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm $\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$		240	mm $\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	150	mm
N staffe in zona dissipativa		4,67	=> 5
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	1445,85	KN
Vr,cd \geq Ved		1445,85	\geq 212,85 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	238,86	KN
Area staffe verticali		157	mmq
Vr,sd \geq Ved		238,86	\geq 212,85 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
Delta		32,98	
Ved, zona non dissipativa		179,88	KN
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA			
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		209	mm $\geq s$
$s \leq 0,8*d$		518,4	mm $\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm $\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$		360	mm $\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	200	mm
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA			
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		199,19	$\geq s$
L trave zona non diss		5700	mm
N staffe in zona non dissipativa		28,50	=> 28

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che si trovano nei piani interrati, sorreggono la struttura contrastando principalmente gli sforzi normali. Sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbiti per la maggior parte dai nuclei di controventamento, ampiamente presenti nei piani interrati del complesso.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l}$$

Verifica compressione del pilastro		
Ned	1281,50	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	646,13	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	25,42	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	50	cm
i	14,43	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	315	cm
Lambda	21,82	
N_Ed	1282	kN
Ac	2500	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,2585	
lambda_lim	49,18	
lambda < lambda lim	21,82	< 49,18

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	11600,00	mm
E	20575,47	N/mm ²
I	5208333333	mm ⁴
N piani	1,00	
P critico	94955,65	kN
Ned < P critico	1281,50	< 94955,65

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	1281,50	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	327,50	mm ²
Ac	250000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	750	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	10000	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	12	mm
d'	46	mm
d	454	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	8	
Allora fi_long min	12	mm
As tot	904,8	mmq
As traz = A's compr	339,3	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	1281,50	< 4958,33

Taglio agente sugli appoggi	
Solaio d'interpiano e copertura	
Taglio sull'appoggio	604,50 kN
N piani	2,00
Totale	1209,00 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,50 m
Lato maggiore	0,50 m
Altezza p-1	6,30 m
Altezza p-2	5,30 m
Numero pilastri	1,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	72,50 kN

Totale	1281,50 kN
--------	------------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

TRAVE 5

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

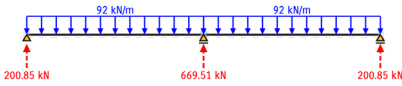


Diagramma del taglio

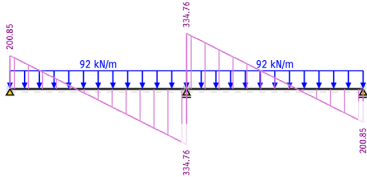
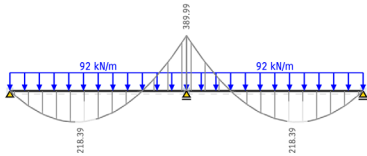
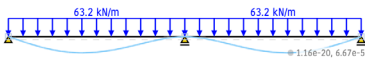


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,006 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$0,23 \geq 0,006 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Lo schema statico della trave presa in esame, è riconducibile ad una trave continua su più appoggi, in questo caso oltre alle estremità presenta un appoggio centrale.

E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 11,65 m

Lunghezza d'influenza: 6 m

Taglio agli appoggi:

$$\frac{3}{8} \cdot ql$$

$$= \frac{3}{8} \cdot (91,95 \cdot 5,825) = 200,85 \text{ kN}$$

Taglio centrale:

$$\frac{5}{8} \cdot ql$$

$$= \frac{5}{8} \cdot (91,95 \cdot 5,825) = 334,75 \text{ kN}$$

Momento massimo all'appoggio:

$$\frac{ql^2}{8}$$

$$= \frac{(91,95 \cdot 5,825^2)}{8} = 390 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 0,23 \text{ cm}$$

Trave interrati archivio ala		
Predimensionamento = 1/12*L		
Altezza trave	0,97	m
Proprietà geometriche		
Lunghezza trave	5,825	m
Lunghezza d'influenza	6	m
Base	0,7	m
Altezza	0,9	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	13,00	
As = A's	5881,1	mm ²
d'	52	mm
d	848	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	25,7	mm
Carichi		
q, slt	91,95	kN/m
q, sle raro	63,20	kN/m
q, sle quasi permanente	56,00	kN/m
q, sle frequente	59,60	kN/m
M,ed allo slt	259,99	kNm
M,ed allo sle raro	178,69	kNm
M,ed allo sle quasi permanente	158,33	kNm
M,ed allo sle frequente	168,51	kNm
V,ed allo slt	334,75	kNm
Verifica flessionale slt sezione scelta		
M,rd	1848,1	kNm
M,ed/M,rd	0,141	< 1

Verificato

INPUT MATERIALI B450C		
fyk	450	Mpa
Es	210000	MPa
γ_s	1,15	
fyd	391,3	Mpa
ε_yd	0,00186	
CLS		
Classe	C35/45	
Dg	20	mm
n = Es/Ec	15	
fck	35	MPa
α_cc	0,85	
γ_c	1,5	
fcd	19,83	Mpa
ε_c2	0,002	
ε_cu	0,0035	
κ	0,810	
η	0,416	
CONDIZIONI AMBIENTALI		
Cond. Amb.	Ordinarie	
VITA NOMINALE		
Vita Nom.	50.0	anni
COPRIFERRO		
c_min	C25/30	
c_0	C35/45	
c>=c_0	20	mm
z_min<=c<c_0	25	mm
fck(c_min)	25	MPa
fck(c_0)	35	MPa
Controllo?	SI	
c_min	25	mm
c scelto	30	mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	37,4	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,16	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	35,1	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,17	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	1,41	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,07	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	39,62	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,11	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	1,25	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,08	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	98		
λ	13		
λ / λ_{max}	0,13	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	345,1	kN	
V_{REd} - slu	334,8	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,97	<1	Verificato

Staffatura trave

L zona dissipativa = H trave 900 mm

CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA

$s \leq 0,25*d$	212 mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$	225 mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$	192,0 mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$	240 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss 130 mm	
N staffe in zona dissipativa	6,92 =>	7

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd 2648,94 KN	
Vr,cd \geq Ved	2648,94	\geq 334,75 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd 360,67 KN	
Area staffe verticali	157 mmq	
Vr,sd \geq Ved	360,67	\geq 334,75 verificato

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

Delta	74,71	
Ved, zona non dissipativa	260,04 KN	

CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA

Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave	150 mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$	678,4 mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$	330 mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$	360 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss 150 mm	

RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA

Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)	180,30	$\geq s$
L trave zona non diss	4025 mm	
N staffe in zona non dissipativa	26,83 =>	27

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che si trovano nei piani interrati, sorreggono la struttura contrastando principalmente gli sforzi normali. Sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbiti per la maggior parte dai nuclei di controventamento, ampiamente presenti nei piani interrati del complesso.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l}$$

Verifica compressione del pilastro	
Ned	811,60 kN
fcd	19,83 N/mm ²
Apil	409,21 cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	20,23 cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	70 cm	
i	20,21 cm	
coefficiente β	0,5	
Lo	315 cm	
Lambda	15,59	
N_Ed	812 kN	
Ac	4900 cm ²	
fcd	19,83 MPa	
vi	0,0835	
lambda_lim	86,51	
lambda < lambda lim	15,59 < 86,51	verificato

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	11600,00 mm	
E	66498,60 N/mm ²	
I	20008333333 mm ⁴	
N piani	2,00	
P critico	1702929,22 kN	
Ned < P critico	811,60 < 1702929,2	verificato

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE

Ned	811,60 kN
fyd	391,30 N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	207,41 mm ²
Ac	490000,00 mm ²
As min tot (0,003*Ac)	1470 mm ²
As max tot (0,04*Ac)	19600 mm ²
c copriferro	30 mm
ϕ staffe	10 mm
ϕ lon	14 mm
d'	47 mm
d	653 mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	4
N. ferri min tot	12
Allora fi_long min	14 mm
As tot	1847,3 mmq
As traz = A's compr	615,8 mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	811,60 < 10441,16	verificato

Taglio agente sugli appoggi	
Solaio d'interpiano	
Taglio principale agenti	334,75 kN
N piani	2,00
Totale	669,50 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,70 m
Lato maggiore	0,70 m
Altezza p-1	5,30 m
Altezza p-2	6,30 m
Numero pilastri	2,00
Peso c.a	25,00 kN/m ³
Totale	142,10 kN

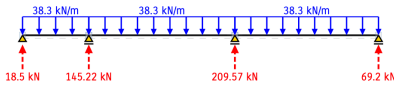
Totale	811,60 kN
---------------	------------------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

TRAVE 7

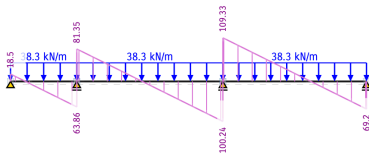
RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari



Lo schema statico della trave presa in esame, è riconducibile ad una trave continua su più appoggi, in questo caso oltre alle estremità presenta più di un appoggio centrale.

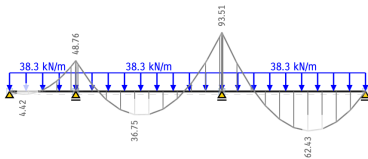
Diagramma del taglio



E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

Diagramma del momento



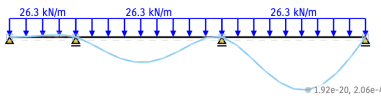
PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 11,55 m
Lunghezza d'influenza: 2,5 m

$$\begin{aligned} \text{Taglio massimo:} \\ & \frac{3}{5} \cdot ql \\ & = \frac{3}{5} \cdot (38,31 \cdot 4,74) = 108,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momento massimo all'appoggio:} \\ & ql^2/10 \\ & = (38,31 \cdot 4,74^2)/10 = 390 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Deformata a SLE



$$\begin{aligned} f &= 0,021 \text{ cm} \\ f_{\max} &\geq f \\ 0,19 &\geq 0,021 \text{ cm} \\ \text{VERIFICATO} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Deformata:} \\ f_{\max} &\leq l/250 \\ &= 0,19 \text{ cm} \end{aligned}$$

Trave interratati atrio

Predimensionamento = 1/12*L

Altezza trave 0,96 m

Proprietà geometriche

Lunghezza trave 11,55 m
 Lunghezza d'influenza 2,5 m
 Base 0,35 m
 Altezza 0,45 m
 Φ long. 24 mm
 Φ trasv 10 mm
 N barre As = A's 5,00
 As = A's 2261,9 mm²
 d' 52 mm
 d 398 mm
 Spaziatura tra le barre (min 25mm) 37,5 mm

Carichi

q, slt 38,31 kN/m
 q, sle raro 26,33 kN/m
 q, sle quasi permanente 23,33 kN/m
 q, sle frequente 24,83 kN/m
 M,ed allo slt 71,73 kNm
 M,ed allo sle raro 49,30 kNm
 M,ed allo sle quasi permanente 43,68 kNm
 M,ed allo sle frequente 46,49 kNm
 V,ed allo slt 108,96 kNm

Verifica flessionale slt sezione scelta

M,rd 315,1 kNm
 M,ed/M,rd 0,228 < 1 Verificato

INPUT MATERIALI B450C

fyk 450 Mpa
 Es 210000 MPa
 γ_s 1,15
 fyd 391,3 Mpa
 ε_yd 0,00186

CLS

Classe C35/45
 Dg 20 mm
 n = Es/Ec 15
 fck 35 MPa
 α_cc 0,85
 γ_c 1,5
 fcd 19,83 Mpa
 ε_c2 0,002
 ε_cu 0,0035
 κ 0,810
 η 0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50,0 anni

COPRIFERRO

c_min C25/30
 c_0 C35/45
 c>=c_0 20 mm
 c_min<=c<c_0 25 mm
 fck(c_min) 25 MPa
 fck(c_0) 35 MPa
 Controllo? SI
 c_min 25 mm
 c scelto 30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	59,5	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,26	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	55,9	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,27	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	2,81	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,13	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	63,11	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,18	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	2,49	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,16	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	37		
λ	26		
λ / λ_{max}	0,69	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	109,8	kN	
V_{REd} - slu	109,0	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,99	<1	Verificato

Staffatura trave			
L zona dissipativa = H trave		450	mm
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA			
$s \leq 0,25*d$		99,5	mm $\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm $\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm $\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$		240	mm $\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	100	mm
N staffe in zona dissipativa		4,50	=> 9
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	621,626	KN
Vr,cd \geq Ved		621,626	\geq 108,96 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	220,06	KN
Area staffe verticali		157	mmq
Vr,sd \geq Ved		220,06	\geq 108,96 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA			
Delta		19,54	
Ved, zona non dissipativa		89,42	KN
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA			
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		299	mm $\geq s$
$s \leq 0,8*d$		318,4	mm $\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm $\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$		360	mm $\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	150	mm
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA			
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		246,10	$\geq s$
L trave zona non diss		3840	mm
N staffe in zona non dissipativa		25,60	=> 26

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che si trovano nei piani interrati, sorreggono la struttura contrastando principalmente gli sforzi normali. Sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbiti per la maggior parte dai nuclei di controventamento, ampiamente presenti nei piani interrati del complesso.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l}$$

Verifica compressione del pilastro		
Ned	3115,05	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	1570,62	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	39,63	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	45	cm
i	12,99	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	315	cm
Lambda	24,25	
N_Ed	3115	kN
Ac	2025	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,7756	
lambda_lim	28,39	
lambda < lambda lim	24,25	< 28,39

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	11600,00	mm
E	66498,60	N/mm ²
I	3417187500	mm ⁴
N piani	2,00	
P critico	290840,24	kN
Ned < P critico	3115,05	< 290840,24

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	3115,05	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	796,08	mm ²
Ac	202500,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	607,5	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	8100	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	12	mm
d'	46	mm
d	404	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	8	
Allora fi_long min	10	mm
As tot	628,3	mmq
As traz = A's compr	235,6	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	3115,05	< 4262,11

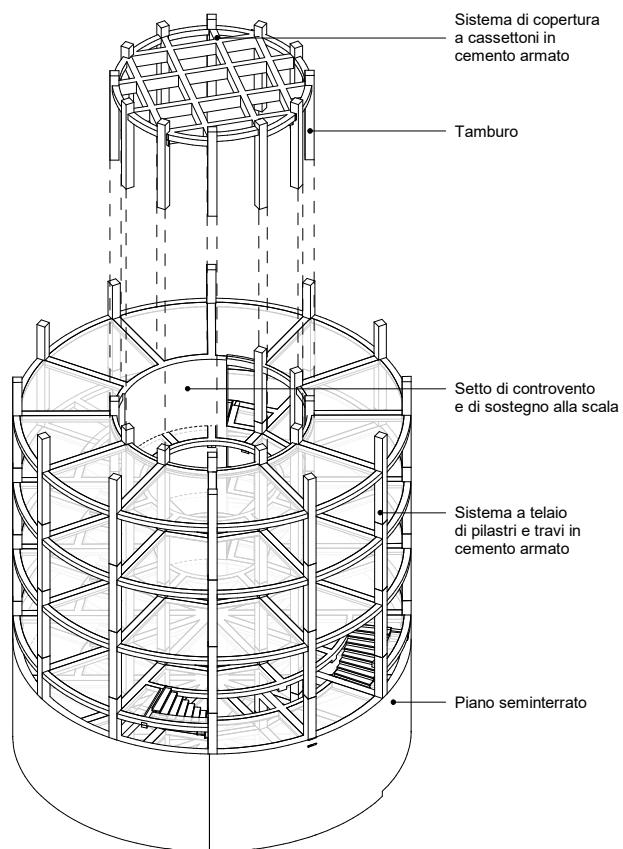
Taglio agente sugli appoggi	
Fuori terra	
Ned fuori terra	2620,49 kN
Solaio d'interpiano	
Taglio principale agenti	217,92 kN
N piani	2,00
Totale	3056,33 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,45 m
Lato maggiore	0,45 m
Altezza p-1	5,30 m
Altezza p-2	6,30 m
Numero pilastri	2,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	58,73 kN

Totale	3115,05 kN
---------------	-------------------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

EDIFICIO CILINDRICO



Per quanto riguarda l'altro volume presente nel complesso, è stata studiata una pianta centrale poichè potesse sottolineare il centro dell'impianto, un fulcro dal punto di vista compositivo e funzionale. Per questi motivi la scelta è ricaduta sulla forma circolare.

Il corpo cilindrico ha una dimensione in pianta di circa 17 m di diametro e si sviluppa per tre piani fuori terra, raggiungendo la quota di 17 m di altezza.

La posizione e il linguaggio architettonico, leggermente diverso da quello della corte, lo rendono il cuore della piazza interna e, nonostante la leggerezza delle chiusure di parete, per cui la scelta è ricaduta su delle ampie vetrate, essendo più basso rispetto all'edificio circostante risulta da esso protetto.

Per permettere alla luce di filtrare all'interno dell'edificio, oltre alle grandi vetrate d'interpiano, è stato studiato un lucernario in copertura. La luce zenitale risulta molto indicata dal punto di vista funzionale, in quanto questo edificio ospita la biblioteca.

Il tema del filtraggio della luce è stato molto approfondito dal punto di vista compositivo, al punto da portarci a bucare i solai degli interpiani delle sale lettura per poter creare un cono luminoso interno all'edificio, che raggiunga tutti i piani nobili riservati a questa funzione.

Anche il piano degli uffici del personale è stato pensato con lo stesso principio di luce zenitale, che in questo caso però, non arriva da un lucernario centrale ma da delle aperture lungo il perimetro del volume, ci troviamo infatti in un piano seminterrato.

In copertura, per reggere il lucernario e le grandi vetrate che permettono l'apporto di luce solare naturale, è stato posizionato un tamburo alto 5,50 m circa. Il vetro in sommità è sorretto da un sistema di copertura a cassettoni in cemento armato

Il sistema costruttivo è formato da degli imponenti pilastri in calcestruzzo irrigiditi da un sistema di travi, sempre in calcestruzzo, a formare un telaio.

Strutturalmente si è deciso di tenere delle travi circolari nelle sezioni di bordo esterne ed interne, mentre, per quanto riguarda le travi di irrigidimento interne, sono state ipotizzate con un percorso lineare per ottimizzare il funzionamento delle stesse.

Rispetto alla risposta all'azione sismica è presente un setto di controventamento che, posizionato in maniera asimmetrica, non è sufficiente per assorbire tutte le sollecitazioni orizzontali generate da dei movimenti del terreno o dalla presenza di vento. Per questo motivo i pilastri in calcestruzzo armato, e l'intera struttura a telaio, saranno da dimensionare in modo sufficientemente rispondente a tali sollecitazioni.

CARATTERISTICHE DEL MATERIALE

La scelta di sviluppare un sistema costruttivo totalmente in calcestruzzo armato deriva dalla volontà di far lavorare la struttura come un unico telaio. Questo comporta una maggiore resistenza alle sollecitazioni orizzontali, quali potrebbero essere il sisma e il vento.

La forma circolare di per se risulterà più stabile, senza riscontrare al suo interno variazioni nell'inerzia degli elementi.

I pilastri, che in questo caso non possono contare su un vero e proprio nucleo di controventamento, sono progettati per poter contrastare l'azione sismica.

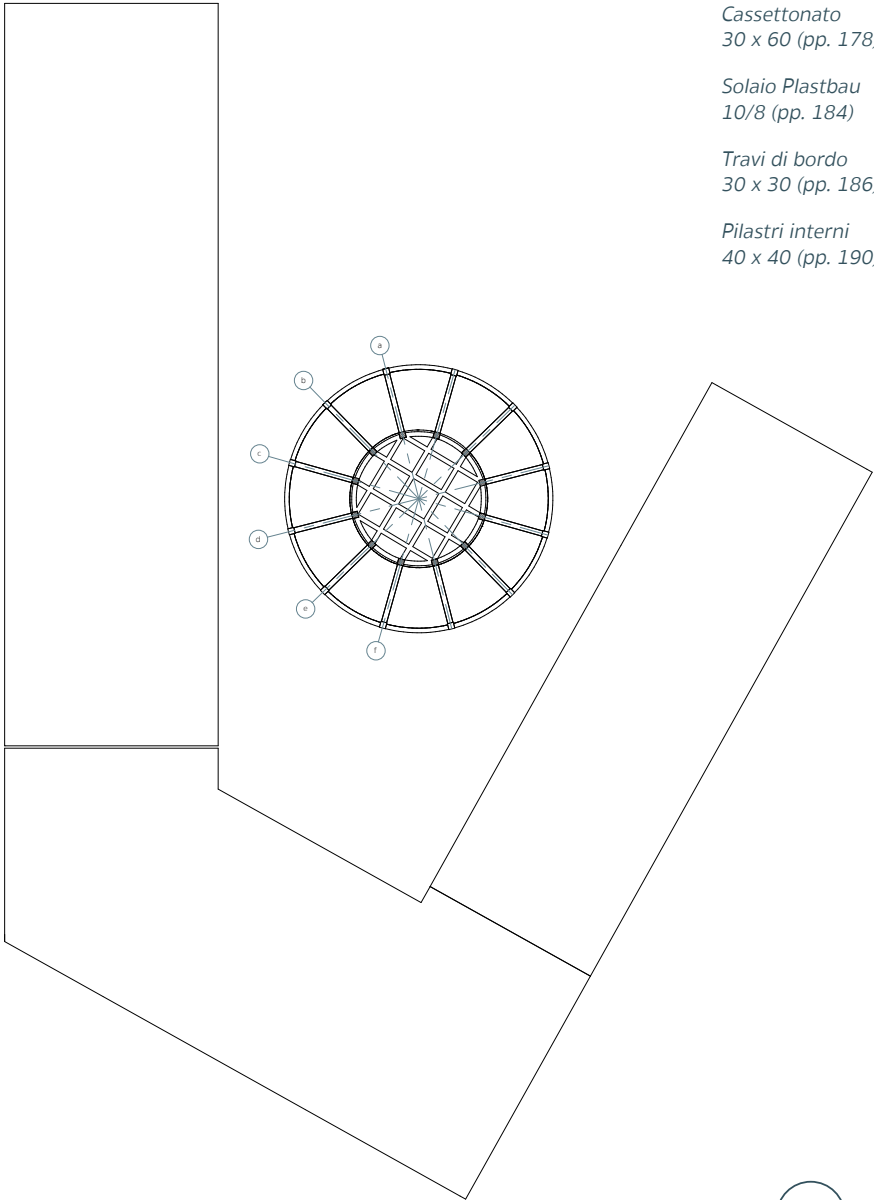
TAMBURO

Cassettonato
30 x 60 (pp. 178)

Solaio Plastbau
10/8 (pp. 184)

Travi di bordo
30 x 30 (pp. 186)

Pilastrini interni
40 x 40 (pp. 190)



Analisi dei carichi trave cassettonato

	Spessore	udm	Peso	udm	Peso al m ²	udm
Vetro triplo	0,01	m	25	kN/m ³	0,30	kN/m ²
Geometria trave:						
Base maggiore	0,30	m				
Base minore	0,30	m				
Altezza	0,30	m				
Area trave	0,09	m				
Lunghezza trave A	#	m				
Lunghezza trave B	#	m				
Volume totale	5,15	m ³				
Area totale tamburo	50,00	m ²				
Cls			25	kN/m ³	2,574	kN/m ²

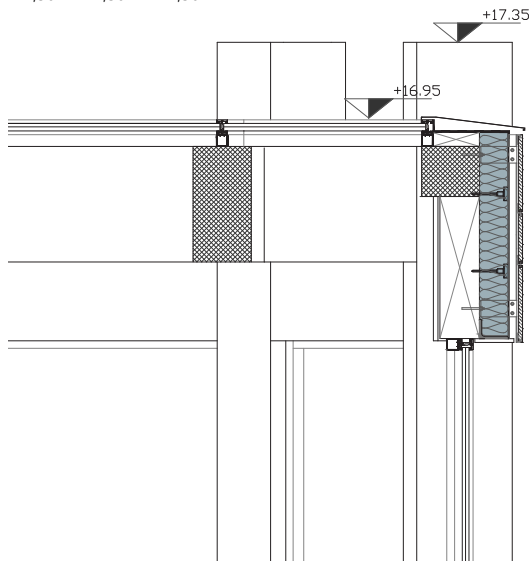
Totale 2,87 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,57	kN/m ²
G2*	0,30	kN/m ²
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,00	kN/m ²
Q _{k, neve*}	0,48	kN/m ²
Q _{k, vento}	0,00	kN/m ²
Q _{k, sisma*}	0,00	kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0	0	0
0,5	0,2	0
0,6	0,2	0
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
neve principale	4,52 kN/m ²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
neve principale	2,97 kN/m ²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
	2,87 kN/m ²
COMBINAZIONE SLE RARA	
neve principale	3,35 kN/m ²

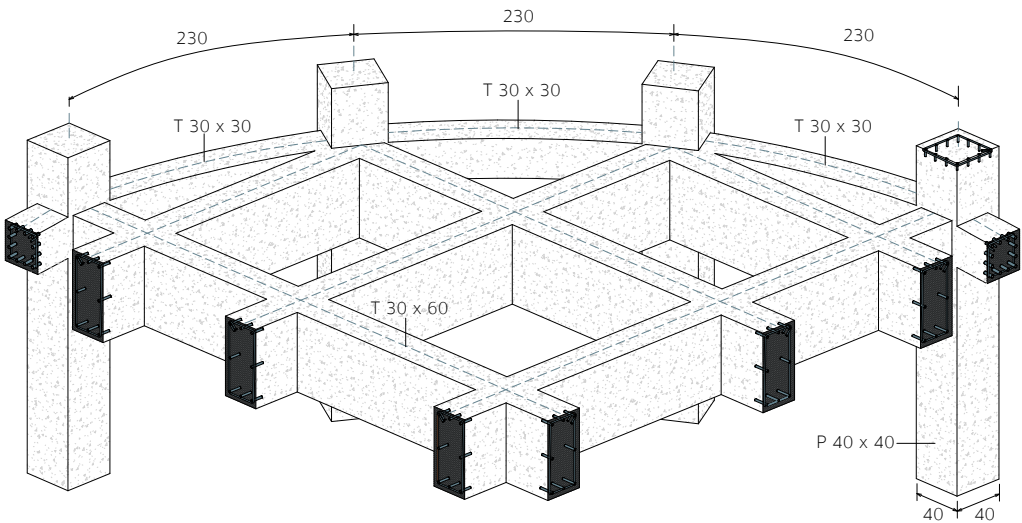


CASSETTONATO

La copertura dell'edificio è stata pensata per essere una copertura trasparente, che permettesse l'illuminamento degli ambienti dall'alto. La luce zenitale in questo caso è molto indicata per servire gli spazi delle sale studio della biblioteca. La suggestione del cono di luce che si creerà all'interno dell'edificio sarà coronata da un soffitto a cassettoni in calcestruzzo armato con travi sagomate appositamente per permettere la diffusione della luce negli ambienti sottostanti.

Il predimensionamento del cassettonato in calcestruzzo armato è stato fatto attraverso il dimensionamento della trave più sollecitata, ovvero quella che presenta la luce maggiore. L'elemento di copertura a cassettoni è stato verificato ulteriormente tramite l'utilizzo del software Midas-Gen, attraverso la modellazione della sua struttura tridimensionale e l'applicazione dei carichi distribuiti lungo tutte le travi.

Spaccato assometrico
del cassettonato



Cassettonato

Predimensionamento = 1/12*L

Altezza trave	0,69	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	8,3072	m
Lunghezza d'influenza	1,8804	m
Base	0,3	m
Altezza	0,6	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	3,00	
As = A's	1357,2	mm ²
d'	52	mm
d	548	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	74,0	mm

Carichi

q, sln	8,49	kN/m
q, sln raro	6,31	kN/m
q, sln quasi permanente	5,40	kN/m
q, sln frequente	5,58	kN/m
M,ed allo sln	48,84	kNm
M,ed allo sln raro	36,27	kNm
M,ed allo sln quasi permanente	31,08	kNm
M,ed allo sln frequente	32,12	kNm
V,ed allo sln	35,27	kNm

Verifica flessionale sln sezione scelta

M,rd	271,2	kNm	
M,ed/M,rd	0,180	< 1	Verificato

INPUT MATERIALI B450C

fyk	450 Mpa
Es	210000 MPa
γ _s	1,15
fyd	391,3 Mpa
ε _{yd}	0,00186

CLS

Classe	C35/45
Dg	20 mm
n = Es/Es	15
fck	35 MPa
α _{cc}	0,85
γ _c	1,5
fcd	19,83 Mpa
ε _{c2}	0,002
ε _{cu}	0,0035
κ	0,810
η	0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c _{min}	C25/30
c ₀	C35/45
c>=c ₀	20 mm
c _{min} <=c<=c ₀	25 mm
fck(c _{min})	25 MPa
fck(c ₀)	35 MPa
Controllo?	SI
c _{min}	25 mm
c scelto	30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	48,2	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,21	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	46,7	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,23	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	1,78	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,08	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	54,46	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,15	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	1,53	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,10	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	23		
λ	14		
λ / λ_{max}	0,61	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	97,1	kN	
V_{REd} - slu	35,3	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,36	<1	Verificato

Staffatura trave

L zona dissipativa = H trave 600 mm

CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA

$s \leq 0,25*d$	137 mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$	225 mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$	192,0 mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$	240 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss 45 mm	
N staffe in zona dissipativa	13,33 => 6	

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd 733,635 KN	
Vr,cd \geq Ved	733,635 \geq 35,27	verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd 673,33 KN	
Area staffe verticali	157 mmq	
Vr,sd \geq Ved	673,33 \geq 35,27	verificato

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

Delta	4,25	
Ved, zona non dissipativa	31,03 KN	

CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA

Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave	349 mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$	438,4 mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$	330 mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$	360 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss 150 mm	

RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA

Vr,sd \geq Ved (fuori zona diss)	976,55 $\geq s$	
L trave zona non diss	7107,2 mm	
N staffe in zona non dissipativa	47,38 => 48	

Scala 1:20
 C45
 B450C

Diagramma del taglio

La verifica del taglio è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLU.

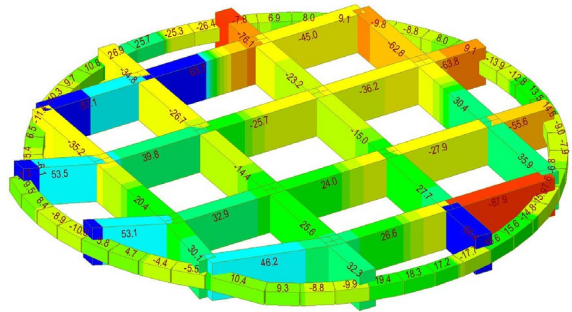
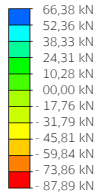
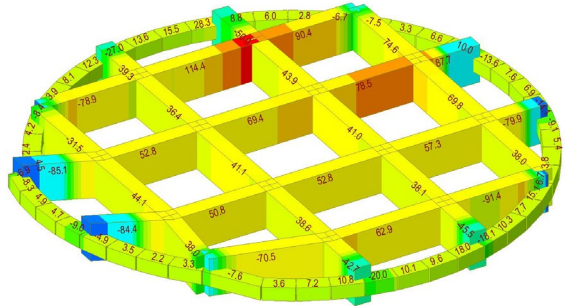
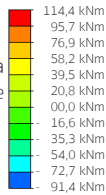


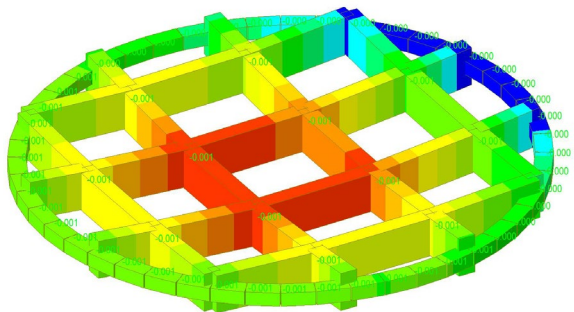
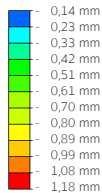
Diagramma dei momenti

La verifica dei momenti è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLU.



Deformata alla SLE

La verifica della freccia è stata valutata secondo la combinazione dell'involuppo agli SLE:



$$f = 0,12 \text{ cm}$$

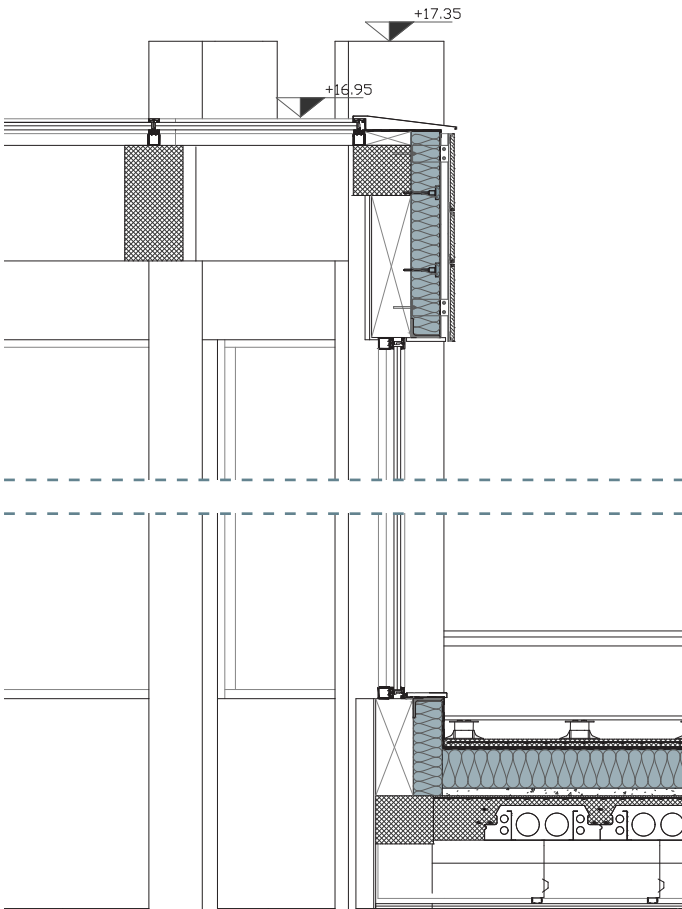
$$f_{\max} \geq f$$

$$3,3 \geq 0,12 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Analisi della facciata per travi di bordo interne

	Spessore	udm	Peso	udm	Peso al m ²	udm
Parte trasparente						
Vetro	0,01	m	25	kN/m ³	0,3	kN/m ²
Altezza interpiano	3,3	m				
Peso della facciata al metro lineare	0,99 kN/m					



DIMENSIONAMENTO SOLAIO

PREDIMENSIONAMENTO

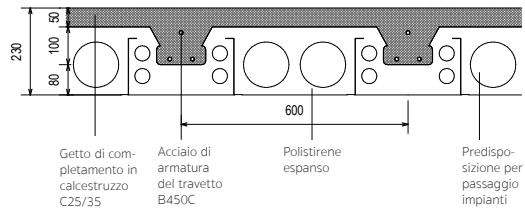
$$h_{\text{solaio}} \geq 1/25 \text{ luce}$$
$$\text{luce} = 6 \text{ m}$$
$$h_{\text{min solaio}} = 0,24 \text{ m}$$
$$f \leq L/250$$

Solaio in calcestruzzo alleggerito con sistema PLASTBAU

I solai nei piani interrati sono stati realizzati con calcestruzzo alleggerito da elementi di polistirene espanso del sistema Plastbau Metal.

Plastbau 10/8

Materiali:
Polistirene espanso
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per armatura B450C



I sistemi di alleggerimento permettono di sostituire il calcestruzzo, elemento strutturale molto pesante che grava sulla struttura, laddove questo non fornisce alcun contributo alla capacità portante del solaio. Grazie a questo sistema la quantità di calcestruzzo diminuisce, migliorando le prestazioni del solaio in termini di riduzione della freccia.

Il dimensionamento di questi solai è stato verificato tramite il calcolatore online rilasciato direttamente dal sito del produttore.

Altezza totale solaio: **23**
Altezza solo travetto: **10**
Spessore soletta: **5 cm**
Spessore d'isolamento del sotto travetto: **8 cm**
Interasse travetti: **60 cm**
Peso Proprio del Solaio finito: **186.00 kg/m²**
Resistenza Termica: **3.14 m²K/W**

INTERPIANO

Caratteristiche del solaio ricavate dal calcolo online messo a disposizione del sito produttore e dalla scheda tecnica del prodotto scelto, reperibile nell'appendice.

U Trasmittanza termica: **0.318 W/m²K**
Luce di calcolo: **3.5175 ml**
Fabbisogno di Ferro d'armatura: **2.59 Kg/m²**
Valore del Momento di Inerzia (JXO): **6810.00 cm⁴**
Fabbisogno di Calcestruzzo per il getto in opera: **0.072 mc/m²**
Sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio: **250 Kg**
Rompitratta provvisori: interasse massimo **2.00 ml**
Fabbisogno di mano d'opera: **0.20 ore/m² (vedi analisi economica)**

Travetto

Con una larghezza alla base di cm 13 la nervatura consente l'impiego di tralicci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 3 barre nel rispetto dell'interferro minimo prescritto dalle norme.

Copriferro

E' necessario garantire con opportuni distanziatori il corretto spessore di copriferro all'armatura inferiore dei travetti.

Autoportanza

L'autoportanza è garantita da due profilati in lamiera zincata inglobati nel pannello. Essa è una delle qualità fondamentali del solaio Plastbau Metal. E' cioè la capacità di supportare, durante la fase di getto, sia il peso del calcestruzzo che quello del personale di servizio che effettua queste lavorazioni.

Sezione resistente ai momenti negativi

La sezione resistente ai momenti negativi potrà essere aumentata fino a cm 23 per l'altezza del travetto.

TRAVI DI BORDO INTERNE

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

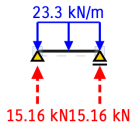


Diagramma del taglio

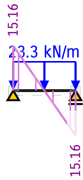
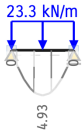
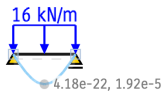


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,002 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$0,52 \geq 0,002 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi di bordo del cilindro sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri in calcestruzzo armato.

Supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, derivante dai carichi del solaio e da quelli di facciata.

In questo caso sono state semplificate da travi curve a rettilinee, mantenendo la lunghezza dell'arco come luce della trave.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 1,3 m

Lunghezza d'influenza: 2 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$ql/2$$

$$= (23,32 \cdot 1,3)/2 = 15,16 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$ql^2/8$$

$$= (23,32 \cdot 1,3^2)/8 = 4,93 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 0,52 \text{ cm}$$

Travi di bordo

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave 0,11 m

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	1,3	m
Lunghezza d'influenza	2	m
Base	0,25	m
Altezza	0,25	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	2,00	
As = A's	904,8	mm ²
d'	52	mm
d	198	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	122,0	mm

Carichi

q, slu	23,32	kN/m
q, sle raro	16,04	kN/m
q, sle quasi permanente	14,44	kN/m
q, sle frequente	15,24	kN/m
M,ed allo slu	3,28	kNm
M,ed allo sle raro	2,26	kNm
M,ed allo sle quasi permanente	2,03	kNm
M,ed allo sle frequente	2,15	kNm
V,ed allo slu	15,16	kNm

Verifica flessionale slu sezione scelta

M,rd	58,2	kNm	
M,ed/M,rd	0,056	< 1	Verificato

INPUT

MATERIALI

B450C

fyk	450 Mpa
Es	210000 MPa
γ_s	1,15
fyd	391,3 Mpa
ε_yd	0,00186

CLS

Classe	C35/45
Dg	20 mm
n = Es/Ec	15
fck	35 MPa
α_cc	0,85
γ_c	1,5
fcd	19,83 Mpa
ε_c2	0,002
ε_cu	0,0035
κ	0,810
η	0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c_min	C25/30
c_0	C35/45
c>=c_0	20 mm
c_min<=c<c_0	25 mm
fck(c_min)	25 MPa
fck(c_0)	35 MPa
Controllo?	SI
c_min	25 mm
c scelto	30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	14,7	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,07	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	14,0	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,07	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	0,84	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,04	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	15,52	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,04	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	0,76	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,05	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	15		
λ	5		
λ / λ_{max}	0,35	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	47,5	kN	
V_{REd} - slu	15,2	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,32	<1	Verificato

Staffatura trave				
L zona dissipativa = H trave		250	mm	
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA				
$s \leq 0,25*d$		49,5	mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$		240	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	45	mm	
N staffe in zona dissipativa		5,56	=>	6
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	220,894	KN	
Vr,cd \geq Ved		220,894	\geq	15,16 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	243,28	KN	
Area staffe verticali		157	mmq	
Vr,sd \geq Ved		243,28	\geq	15,16 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
Delta		7,58		
Ved, zona non dissipativa		7,58	KN	
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA				
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		419	mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$		158,4	mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$		360	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	150	mm	
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA				
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		1444,72	$\geq s$	
L trave zona non diss		800	mm	
N staffe in zona non dissipativa		5,33	=>	6

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri del cilindro sono stati dimensionati, oltre che alla sola pressione come visto precedentemente, anche alle azioni di taglio orizzontali. In questo caso si prevede che debbano assorbire essi stessi per la maggior parte le azioni del vento e del sisma, data l'assenza di un vero e proprio nucleo di controventamento.

E' presente un setto strutturale, posto in maniera asimmetrica rispetto all'impianto e per questo motivo non si ritiene che possa fungere da nucleo di controventamento. I compiti ad esso affidati sono quello di sostenere l'impianto di risalita e aiutare nell'assorbimento di determinate sollecitazioni.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria in prima battuta è stata ricavata dalla formula

$$A_{min} = \frac{N_{ed}}{0,5 \cdot f_{cd}}$$

dove 0,5 è il coefficiente di riduzione utilizzato nell'ipotesi di un sistema non ben controventato.

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l^2}$$

PILASTRO INTERNO

Verifica compressione del pilastro		
Ned	339,88	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	342,74	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	18,51	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	40	cm
i	11,55	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	268,5	cm
Lambda	23,25	
N_Ed	340	kN
Ac	1600	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,1071	
lambda_lim	76,39	
lambda < lambda lim	23,25	< 76,39

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	17670,00	mm
E	66498,60	N/mm ²
I	2133333333	mm ⁴
N piani	4,00	
P critico	100607,82	kN
Ned < P critico	339,88	< 100607,82

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	339,88	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	86,86	mm ²
Ac	160000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	480	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	6400	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	12	mm
d'	46	mm
d	354	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	8	
Allora fi_long min	10	mm
As tot	628,3	mmq
As traz = A's compr	235,6	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	339,88	< 3419,19

Taglio agente in testa al pilastro	
Tamburo	
Trave più lunga	
Q, slu	4,52 kN
q, slu	10,07 kN/m
L influenza	2,23 m
L trave	8,6 m
V, ed	43,31 kN
Copertura	
Trave principale	
V,ed	54,56 kN
Interpiano	
Trave principale	
V,ed	84,56 kN
Numero piani	2
Totale	169,13 kN

Peso della facciata	
Q	0,99 kN/m
L influenza	2,23 m
Peso	2,21 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,40 m
Lato maggiore	0,40 m
Altezza p-1	5,10 m
Altezza p-2	3,60 m
Altezza p-3	5,37 m
Numero pilastri	2,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	70,68 kN

V_tot base pilastro	339,88 kN
---------------------	-----------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

N° Vertici Zoom

N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	1,13	-17	0
5	1,13	17	0
6	1,13	-17	-17
7	1,13	0	-17
8	1,13	17	-17

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

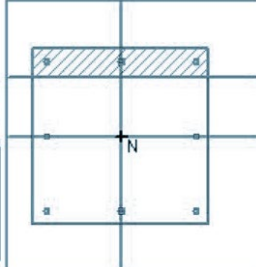
Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snerzato

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Materiali

B450C % C35/45 %

ϵ_{su} N/mm² ϵ_{c2} %

f_{yd} N/mm² f_{cd} %

E_s / E_c f_{cc} / f_{cd} ?

ϵ_{syd} % $\sigma_{c,adm}$

$\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co}

τ_{c1}

M_{xRd} kN m

M_{yRd} kN m

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

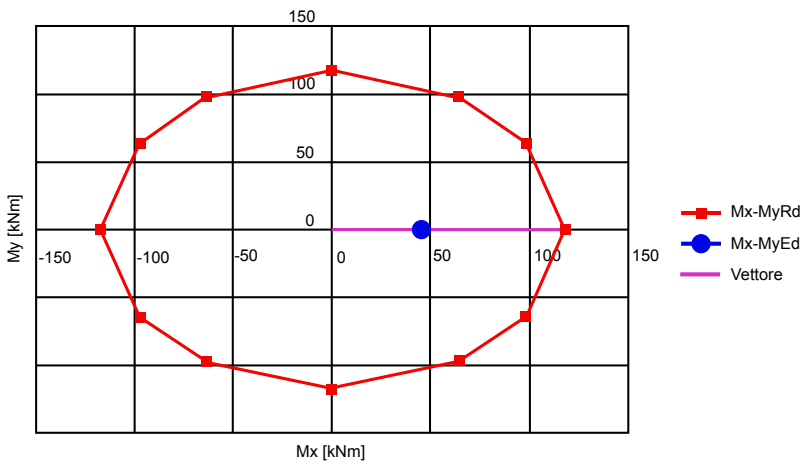
ϵ_c %

ϵ_s %

d cm

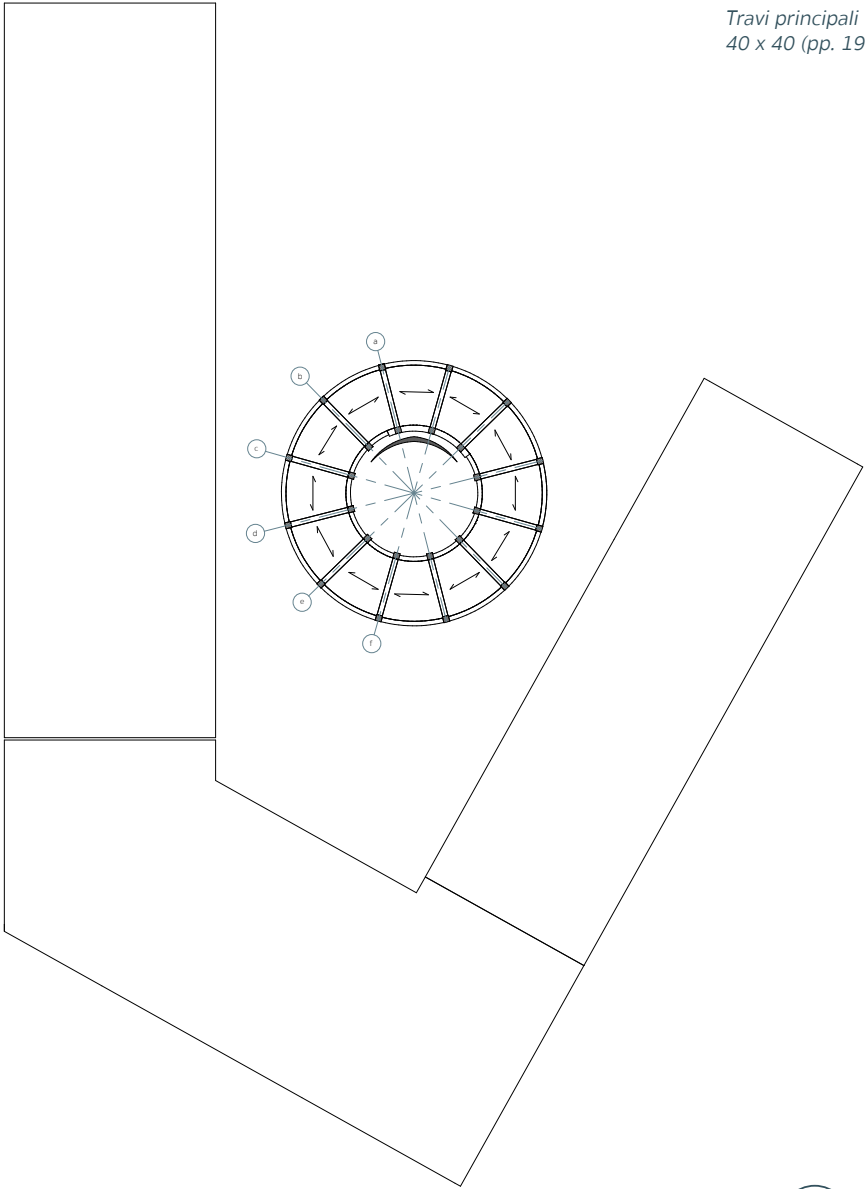
x x/d

δ



COPERTURA

*Travi principali
40 x 40 (pp. 196)*



Analisi dei carichi trave principale

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento flottante	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Guaina impermeabilizzante	0,00 m	kN/m ³	0,03 kN/m ²
Isolante isolante in lana di roccia Rockwool	0,20 m	1,48 kN/m ³	0,30 kN/m ²
Barriera al vapore (strati bituminosi)	0,01 m	0,1 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di pendenza	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Solaio Plastbau	0,23 m	kN/m ³	1,86 kN/m ²
Travi secondarie			0,2 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			4,33 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,06 kN/m ²	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
G2*	2,27 kN/m ²	0	0	0
Q _{k, uso cop. manutenzione}	0,50 kN/m ²	0,5	0,2	0
Q _{k, neve*}	0,48 kN/m ²	0,6	0,2	0
Q _{k, vento}	0,00 kN/m ²	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{Qk}
Q _{k, sisma*}	0,00 kN/m ²	1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale	7,19 kN/m ²
neve principale	6,80 kN/m ²

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

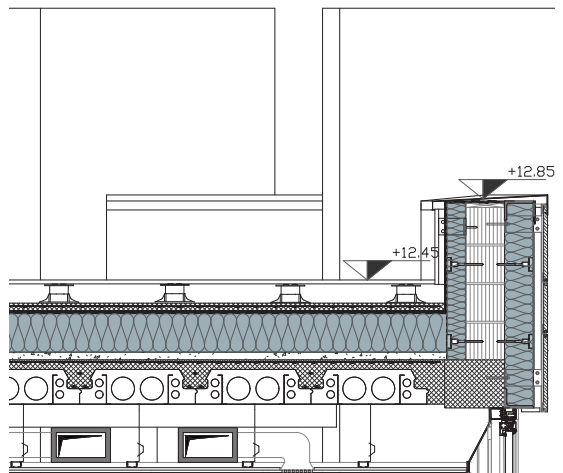
uso principale	4,33 kN/m ²
neve principale	4,42 kN/m ²

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

4,33 kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale	4,83 kN/m ²
neve principale	4,81 kN/m ²



TRAVI PRINCIPALI

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari

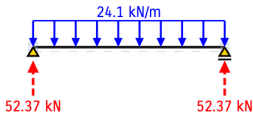


Diagramma del taglio

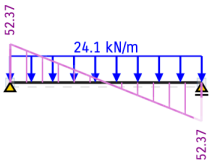
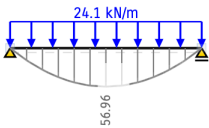
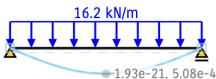


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,05 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$1,74 \geq 0,05 \text{ cm}$$

VERIFICATO

Gli schemi statici delle travi principali del cilindro sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri in calcestruzzo armato, con i quali formano un sistema a telaio.

Supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, derivante dai carichi del solaio.

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 4,35 m

Lunghezza d'influenza: 3,35 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$= \frac{ql}{2} = (24,08 \cdot 4,35)/2 = 52,37 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$= \frac{ql^2}{8} = (24,08 \cdot 4,35^2)/8 = 56,96 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 1,74 \text{ cm}$$

Travi copertura

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave	0,36	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	4,35	m
Lunghezza d'influenza	3,35	m
Base	0,3	m
Altezza	0,35	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	3,00	
As = A's	1357,2	mm ²
d'	52	mm
d	298	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	74,0	mm

Carichi

q, slt	24,08	kN/m
q, sle raro	16,17	kN/m
q, sle quasi permanente	14,49	kN/m
q, sle frequente	14,82	kN/m
M,ed allo slt	37,97	kNm
M,ed allo sle raro	25,50	kNm
M,ed allo sle quasi permanente	22,86	kNm
M,ed allo sle frequente	23,36	kNm
V,ed allo slt	52,38	kNm

Verifica flessionale slt sezione scelta

M,rd	138,4	kNm	
M,ed/M,rd	0,274	< 1	Verificato

INPUT

MATERIALI

B450C

fyk	450 Mpa
Es	210000 MPa
γ _s	1,15
fyd	391,3 Mpa
ε _{yd}	0,00186

CLS

Classe	C35/45
Dg	20 mm
n = Es/Es	15
fck	35 MPa
α _{cc}	0,85
γ _c	1,5
fcd	19,83 Mpa
ε _{c2}	0,002
ε _{cu}	0,0035
κ	0,810
η	0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c _{min}	C25/30
c ₀	C35/45
c>=c ₀	20 mm
c _{min} <=c<c ₀	25 mm
fck(c _{min})	25 MPa
fck(c ₀)	35 MPa
Controllo?	SI
c _{min}	25 mm
c scelto	30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s,Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s,Ed}$ - frequente	68,0	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,30	<1	Verificato
$\sigma_{s,Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s,Ed}$ - quasi permanente	66,5	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,33	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c,Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c,Ed}$ - rara	3,38	MPa	
$\sigma_{c,Ed} / \sigma_{c,Rd}$	0,16	<1	Verificato
$\sigma_{s,Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s,Ed}$ - rara	74,23	MPa	
$\sigma_{s,Ed} / \sigma_{s,Rd}$	0,21	<1	Verificato
$\sigma_{c,Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c,Ed}$ - quasi permanente	3,03	MPa	
$\sigma_{c,Ed} / \sigma_{c,Rd}$	0,19	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	22		
λ	12		
λ / λ_{max}	0,56	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	73,4	kN	
V_{REd} - slu	52,4	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,71	<1	Verificato

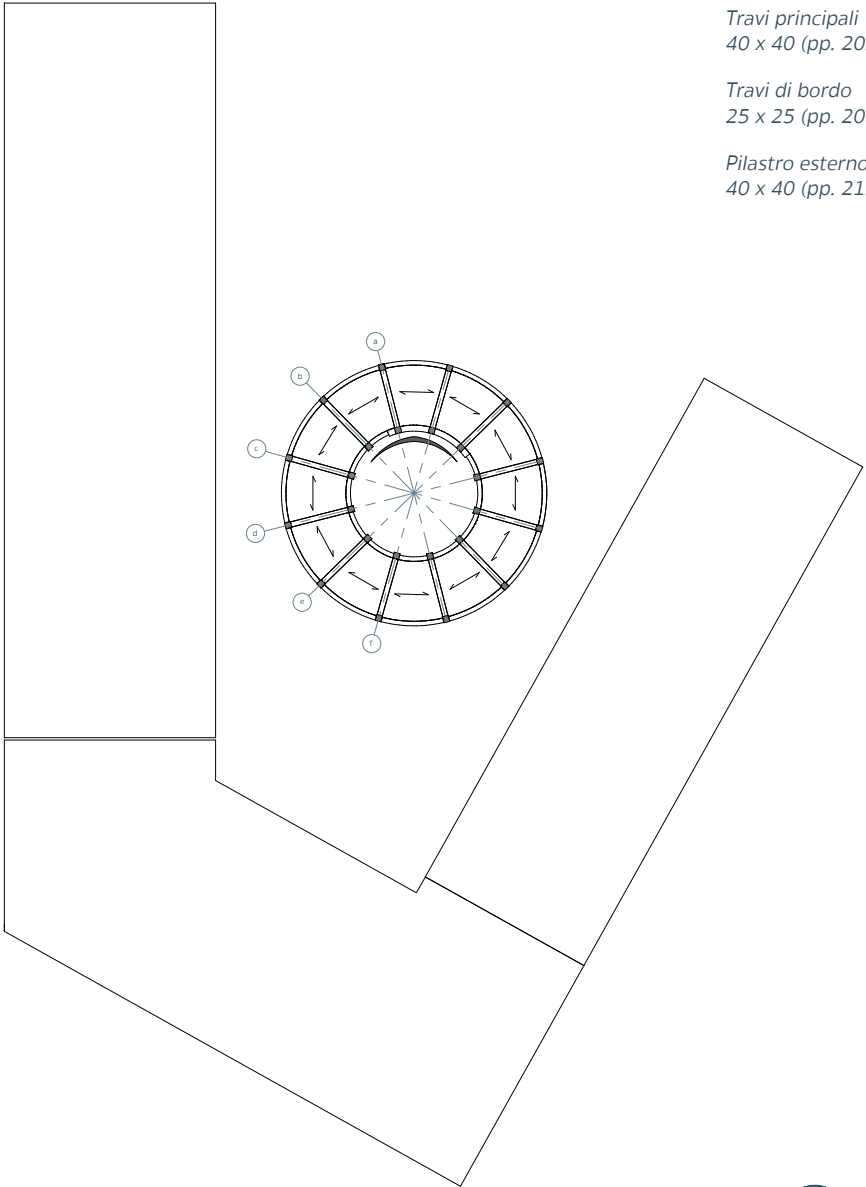
Staffatura trave				
L zona dissipativa = H trave		350	mm	
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA				
$s \leq 0,25*d$		74,5	mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$		240	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	70	mm	
N staffe in zona dissipativa		5,00	=>	6
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	398,948	KN	
Vr,cd \geq Ved		398,948	\geq	54,56 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	235,38	KN	
Area staffe verticali		157	mmq	
Vr,sd \geq Ved		235,38	\geq	54,56 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
Delta		9,41		
Ved, zona non dissipativa		45,15	KN	
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA				
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		349	mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$		238,4	mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$		360	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	235	mm	
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA				
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		364,90	$\geq s$	
L trave zona non diss		3650	mm	
N staffe in zona non dissipativa		15,53	=>	15

INTERPIANO

Travi principali
40 x 40 (pp. 202)

Travi di bordo
25 x 25 (pp. 208)

Pilastro esterno
40 x 40 (pp. 212)



Analisi dei carichi trave principale

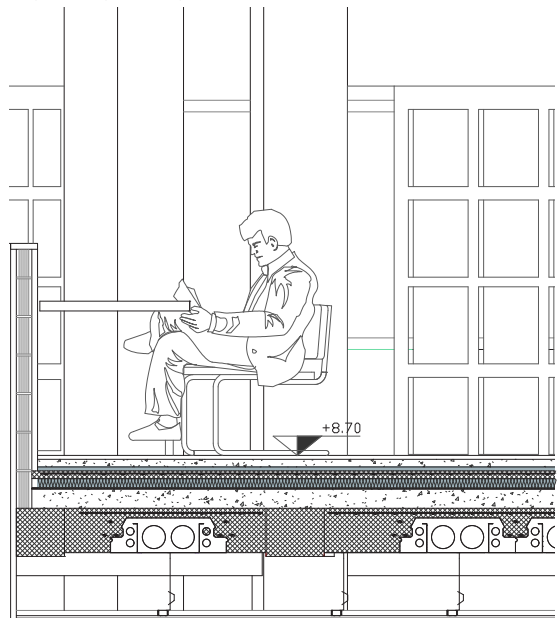
	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,2 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Solaio Plastbau	0,23 m	kN/m ³	1,86 kN/m ²
Travi secondarie (coefficiente)			0,20 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			4,22 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,06 kN/m ²
G2*	2,16 kN/m ²
Q _{k, uso biblioteca}	4,00 kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
1	0,9	0,8
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Q*}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO	
uso principale	11,92 kN/m²
COMBINAZIONE SLE FREQUENTE	
uso principale	7,82 kN/m²
COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE	
	7,42 kN/m²
COMBINAZIONE SLE RARA	
uso principale	8,22 kN/m²



TRAVI PRINCIPALI

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Gli schemi statici delle travi principali del cilindro sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri in calcestruzzo armato, con i quali formano un sistema a telaio.

Supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, derivante dai carichi del solaio.

Reazioni vincolari

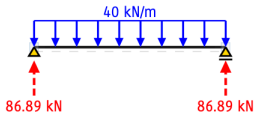


Diagramma del taglio

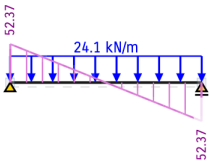
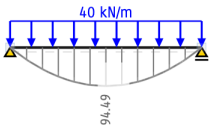
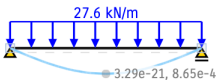


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,08 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$1,74 \geq 0,08 \text{ cm}$$

VERIFICATO

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 4,35 m

Lunghezza d'influenza: 3,35 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$q l / 2$$

$$= (39,95 \cdot 4,35) / 2 = 86,89 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezz'opera:

$$q l^2 / 8$$

$$= (39,95 \cdot 4,35^2) / 8 = 94,50 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l / 250$$

$$= 1,74 \text{ cm}$$

Travi interpiano

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave	0,34	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	4,13	m
Lunghezza d'influenza	3,35	m
Base	0,3	m
Altezza	0,35	m
Φ long.	24	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	5,00	
As = A's	2261,9	mm ²
d'	52	mm
d	298	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	25,0	mm

Carichi

q, sln	39,95	kN/m
q, sln raro	27,55	kN/m
q, sln quasi permanente	24,87	kN/m
q, sln frequente	26,21	kN/m
M,ed allo sln	56,78	kNm
M,ed allo sln raro	39,16	kNm
M,ed allo sln quasi permanente	35,35	kNm
M,ed allo sln frequente	37,26	kNm
V,ed allo sln	82,49	kNm

Verifica flessionale sln sezione scelta

M,rd	225,2	kNm
M,ed/M,rd	0,252	< 1 Verificato

INPUT MATERIALI B450C

fyk	450 Mpa
Es	210000 MPa
γ _s	1,15
fyd	391,3 Mpa
ε _{yd}	0,00186

CLS

Classe	C35/45
Dg	20 mm
n = Es/Es	15
fck	35 MPa
α _{cc}	0,85
γ _c	1,5
fcd	19,83 Mpa
ε _{c2}	0,002
ε _{cu}	0,0035
κ	0,810
η	0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c _{min}	C25/30
c ₀	C35/45
c _{>=c₀}	20 mm
c _{min<=c<c₀}	25 mm
fck(c _{min})	25 MPa
fck(c ₀)	35 MPa
Controllo?	SI
c _{min}	25 mm
c scelto	30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	66,0	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,29	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	62,6	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,31	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	3,82	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,18	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	69,40	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,19	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	3,45	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,22	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	37		
λ	12		
λ / λ_{max}	0,32	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	87,0	kN	
V_{REd} - slu	82,5	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,95	<1	Verificato

Staffatura trave

L zona dissipativa = H trave 350 mm

CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA

$s \leq 0,25*d$	74,5 mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$	225 mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$	192,0 mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$	240 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss 70 mm	
N staffe in zona dissipativa	5,00 => 6	

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd 398,948 KN	
Vr,cd \geq Ved	398,948 \geq 82,49	verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd 235,38 KN	
Area staffe verticali	157 mmq	
Vr,sd \geq Ved	235,38 \geq 82,49	verificato

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

Delta	14,98	
Ved, zona non dissipativa	67,51 KN	

CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA

Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave	349 mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$	238,4 mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$	330 mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$	360 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss 235 mm	

RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA

Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)	244,07 $\geq s$	
L trave zona non diss	3430 mm	
N staffe in zona non dissipativa	14,60 => 15	

Analisi della facciata per travi di bordo

Parte opaca 30 %

Intonaco	0,01 m	12 kN/m ³	0,12 kN/m ²
Laterizio	0,20 m	8,63 kN/m ³	1,73 kN/m ²
Alluminio	0,00 m	27 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,15 m	0,78 kN/m ³	0,12 kN/m ²
Travertino	0,02 m	27 kN/m ³	0,54 kN/m ²
			2,50 kN/m ²
			0,75 kN/m²

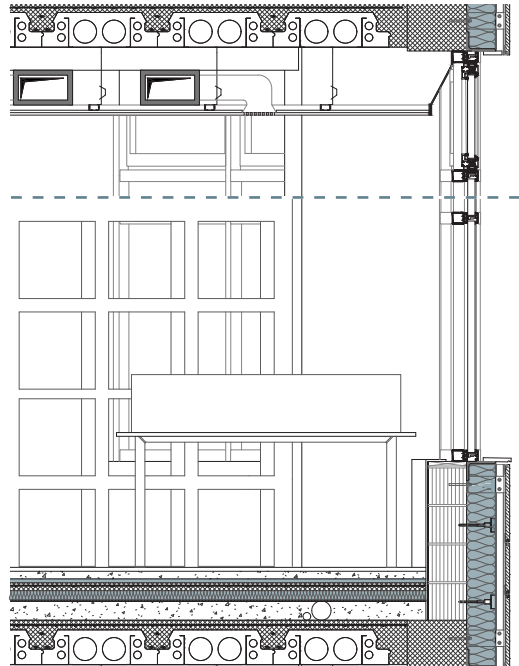
Parte trasparente 70 %

Vetro	0,01 m	25	0,3 kN/m ²
Acciaio	0,00 m	76,49 kN/m ³	0,08 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,02 m	0,78 kN/m ³	0,02 kN/m ²
Legname generico	0,01 m	6,37 kN/m ³	0,03 kN/m ²
			0,42 kN/m ²
			0,30 kN/m²

Peso facciata al mq **1,05 kN/m²**

Altezza interpiano **3,5 m**

Peso della facciata al metro lineare **3,67 kN/m**



TRAVI DI BORDO ESTERNO

RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Gli schemi statici delle travi di bordo del cilindro sono assimilabili a delle travi in semplice appoggio, incernierate alle estremità ai pilastri in calcestruzzo armato.

Supportano un carico uniformemente distribuito lungo tutta la trave, derivante dai carichi del solaio e da quelli di facciata.

In questo caso sono state semplificate da travi curve a rettilinee, mantenendo la lunghezza dell'arco come luce della trave.

Reazioni vincolari

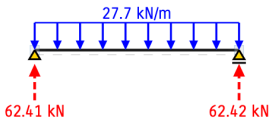


Diagramma del taglio

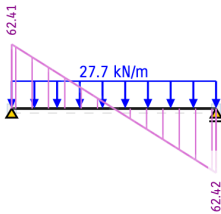
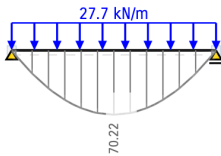
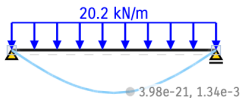


Diagramma del momento



Deformata a SLE



$$f = 0,134 \text{ cm}$$

$$f_{\max} \geq f$$

$$1,8 \geq 0,134 \text{ cm}$$

VERIFICATO

PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 4,5 m

Lunghezza d'influenza: 2,01 m

Taglio massimo agli appoggi:

$$= \frac{ql}{2} = (27,74 \cdot 4,5)/2 = 62,42 \text{ kN}$$

Momento massimo in mezzeria:

$$= \frac{ql^2}{8} = (27,74 \cdot 4,5^2)/8 = 70,22 \text{ kNm}$$

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 1,8 \text{ cm}$$

Travi interpiano

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave	0,38	m
---------------	------	---

Proprietà geometriche

Lunghezza trave	4,5	m
Lunghezza d'influenza	2,065	m
Base	0,3	m
Altezza	0,25	m
Φ long.	22	mm
Φ trasv	10	mm
N barre As = A's	4,00	
As = A's	1809,6	mm ²
d'	52	mm
d	198	mm
Spaziatura tra le barre (min 25mm)	41,3	mm

Carichi

q, slt	27,74	kN/m
q, sle raro	20,23	kN/m
q, sle quasi permanente	18,58	kN/m
q, sle frequente	19,40	kN/m
M,ed allo slt	70,22	kNm
M,ed allo sle raro	51,20	kNm
M,ed allo sle quasi permanente	47,02	kNm
M,ed allo sle frequente	49,11	kNm
V,ed allo slt	62,42	kNm

Verifica flessionale slt sezione scelta

M,rd	111,0	kNm
M,ed/M,rd	0,632	< 1 Verificato

INPUT MATERIALI B450C

fyk	450 Mpa
Es	210000 MPa
γ _s	1,15
fyd	391,3 Mpa
ε _{yd}	0,00186

CLS

Classe	C35/45
Dg	20 mm
n = Es/Es	15
fck	35 MPa
α _{cc}	0,85
γ _c	1,5
fcd	19,83 Mpa
ε _{c2}	0,002
ε _{cu}	0,0035
κ	0,810
η	0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c _{min}	C25/30
c ₀	C35/45
c>=c ₀	20 mm
c _{min} <=c<=c ₀	25 mm
fck(c _{min})	25 MPa
fck(c ₀)	35 MPa
Controllo?	SI
c _{min}	25 mm
c scelto	30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	173,6	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,77	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	166,3	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,81	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	11,90	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,57	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	181,04	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,50	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	10,93	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,69	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	30		
λ	18		
λ / λ_{max}	0,61	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	67,6	kN	
V_{REd} - slu	62,4	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,92	<1	Verificato

Staffatura trave				
L zona dissipativa = H trave		250	mm	
CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA				
$s \leq 0,25*d$		49,5	mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$		225	mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$		192,0	mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$		240	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss	45	mm	
N staffe in zona dissipativa		5,56	=>	6
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	265,073	KN	
Vr,cd \geq Ved		265,073	\geq	62,42 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	243,28	KN	
Area staffe verticali		157	mmq	
Vr,sd \geq Ved		243,28	\geq	62,42 verificato
VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA				
Delta		9,02		
Ved, zona non dissipativa		53,40	KN	
CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA				
Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave		349	mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$		158,4	mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$		330	mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$		360	mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss	150	mm	
RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA				
Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)		205,01	$\geq s$	
L trave zona non diss		4000	mm	
N staffe in zona non dissipativa		26,67	=>	27

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri del cilindro sono stati dimensionati, oltre che alla sola pressione come visto precedentemente, anche alle azioni di taglio orizzontali. In questo caso si prevede che debbano assorbire essi stessi per la maggior parte le azioni del vento e del sisma, data l'assenza di un vero e proprio nucleo di controventamento.

E' presente un setto strutturale, posto in maniera asimmetrica rispetto all'impianto e per questo motivo non si ritiene che possa fungere da nucleo di controventamento. I compiti ad esso affidati sono quello di sostenere l'impianto di risalita e aiutare nell'assorbimento di determinate sollecitazioni.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria in prima battuta è stata ricavata dalla formula

$$A_{min} = \frac{N_{ed}}{0,5 \cdot f_{cd}}$$

dove 0,5 è il coefficiente di riduzione utilizzato nell'ipotesi di un sistema non ben controventato.

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot f_{cd})$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l}$$

PILASTRO ESTERNO

Verifica compressione del pilastro		
Ned	296,83	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	299,3	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	17,30	cm

Verifica di snellezza del pilastro		
Lato	40	cm
i	11,55	cm
coefficiente β	0,5	
Lo	255	cm
Lambda	22,08	
N_Ed	297	kN
Ac	1600	cm ²
fcd	19,83	MPa
vi	0,0935	
lambda_lim	81,74	
lambda < lambda lim	22,08	< 81,74

Verifica degli effetti del II ordine		
Altezza totale (L)	14150,00	mm
E	66498,60	N/mm ²
I	2133333333	mm ⁴
N piani	3,00	
P critico	143246,31	kN
Ned < P critico	296,83	< 143246,31

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE		
Ned	296,83	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	75,86	mm ²
Ac	160000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	480	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	6400	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	12	mm
d'	46	mm
d	354	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	8	
Allora fi_long min	10	mm
As tot	628,3	mmq
As traz = A's compr	235,6	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento		
Ned < Nrd	296,83	< 3419,19

Taglio agente in testa al pilastro	
Copertura	
Trave principale	
V,ed	54,56 kN
Interpiano	
Trave principale	
V,ed	84,56 kN
Numero piani	2
Totale	169,13 kN

Peso della facciata	
Q	3,67 kN/m
L influenza	4,51 m
Peso	16,54 kN

Peso proprio del pilastro	
Lato minore	0,40 m
Lato maggiore	0,40 m
Altezza p-1	5,10 m
Altezza p-2	3,60 m
Altezza p-3	1,85 m
Numero pilastri	2,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	56,60 kN

V_tot base pilastro	296,83 kN
---------------------	-----------

Classe di resistenza del cls	
fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

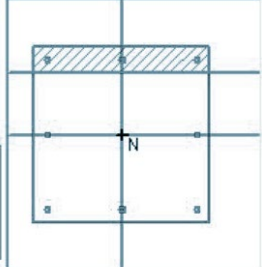
N* Vertici Zoom

N* barre Zoom

N*	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20

N*	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,131	-17	17
2	1,131	0	17
3	1,131	17	17
4	1,131	-17	0
5	1,131	17	0
6	1,131	-17	-17

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.



Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	f_{cd}	19,83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0,8
		τ_{c1}	2,257

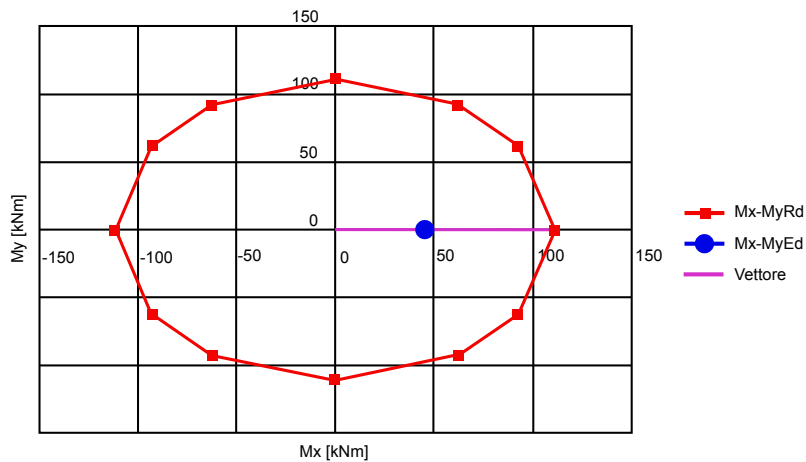
M_{xRd} kNm
 M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N* rett.

Calcola MRd

angolo asse neutro θ°

Precompresso

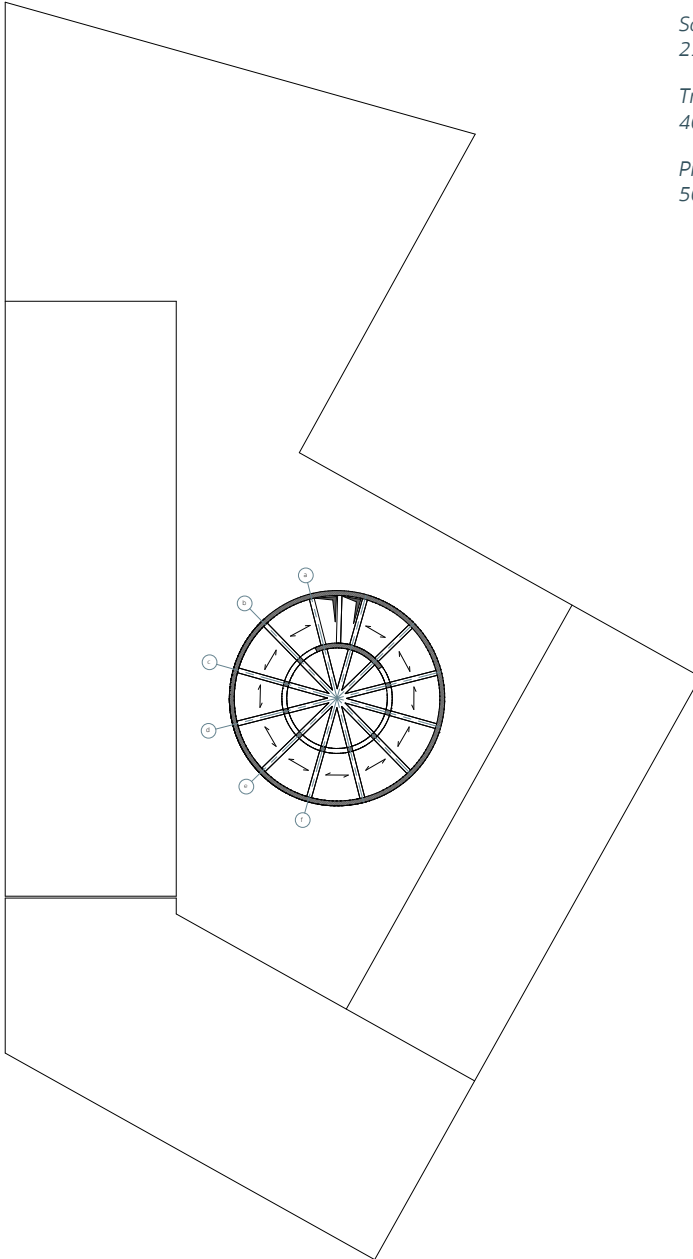


SEMINTERRATO

Solaio Plastbau
21/3 (pp. 218)

Travi principali
40 x 40 (pp. 220)

Pilastro interrati
50 x 70 (pp. 224)



Analisi dei carichi per solaio Plastbau

	Spessore udm	Peso udm	Peso al m ² udm
Pavimento	0,02 m	2 kN/m ³	0,04 kN/m ²
Calcestruzzo alleggerito	0,04 m	5 kN/m ³	0,20 kN/m ²
Isolante (eps)	0,02 m	0,175 kN/m ³	0,00 kN/m ²
Massetto di ripartizione carichi	0,04 m	25 kN/m ³	1,00 kN/m ²
Isolante in lana di roccia Rockwool	0,05 m	0,981 kN/m ³	0,05 kN/m ²
Massetto degli impianti	0,10 m	5 kN/m ³	0,50 kN/m ²
Solaio plastbau	0,29 m	8 kN/m ³	2,37 kN/m ²
Impianti			0,30 kN/m ²
Controsoffitto	0,03 m	2,69 kN/m ³	0,07 kN/m ²
Totale			4,53 kN/m²

DATI PER CALCOLO COMBINAZIONI

G1	2,37kN/m ²
G2*	2,16kN/m ²
Q _{k, uso uffici}	3,00kN/m ²

Ψ _{0j}	Ψ _{1j}	Ψ _{2j}
0,7	0,5	0,3
γ _{G1}	γ _{G2}	γ _{Qk}
1,30	1,50	1,50

COMBINAZIONE SLU NON SISMICO

uso principale **10,82 kN/m²**

COMBINAZIONE SLE FREQUENTE

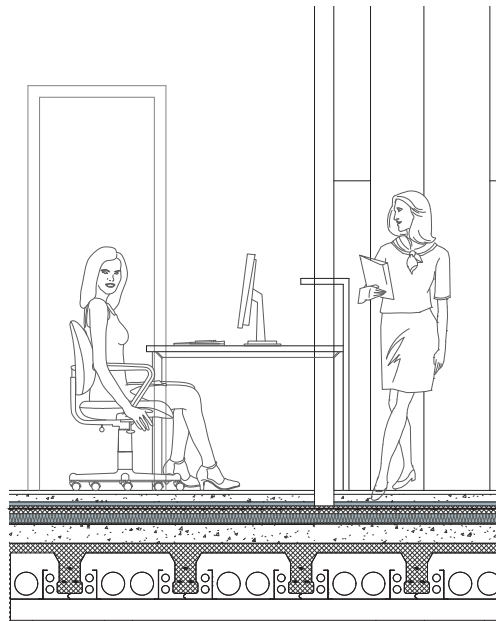
uso principale **6,03kN/m²**

COMBINAZIONE SLE QUASI PERMANENTE

5,43kN/m²

COMBINAZIONE SLE RARA

uso principale **7,53 kN/m²**



DIMENSIONAMENTO SOLAIO

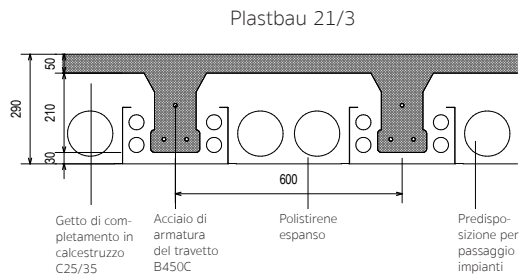
PREDIMENSIONAMENTO

$$h_{\text{solaio}} \geq 1/25 \text{ luce}$$
$$\text{luce} = 6 \text{ m}$$
$$h_{\text{min solaio}} = 0,24 \text{ m}$$
$$f \leq L/250$$

Solaio in calcestruzzo alleggerito con sistema PLASTBAU

I solai nei piani interrati sono stati realizzati con calcestruzzo alleggerito da elementi di polistirene espanso del sistema Plastbau Metal.

Materiali:
Polistirene espanso
Calcestruzzo C25/35
 $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
Acciaio per armatura B450C



I sistemi di alleggerimento permettono di sostituire il calcestruzzo, elemento strutturale molto pesante che grava sulla struttura, laddove questo non fornisce alcun contributo alla capacità portante del solaio. Grazie a questo sistema la quantità di calcestruzzo diminuisce, migliorando le prestazioni del solaio in termini di riduzione della freccia.

Il dimensionamento di questi solai è stato verificato tramite il calcolatore online rilasciato direttamente dal sito del produttore.

Altezza totale solaio: **29**
Altezza solo travetto: **21**
Spessore soletta: **5 cm**
Spessore d'isolamento del sotto travetto: **3 cm**
Interasse travetti: **60 cm**
Peso Proprio del Solaio finito: **237.00 kg/m²**
Resistenza Termica: **4.12 m²K/W**

INTERPIANO

Caratteristiche del solaio ricavate dal calcolo online messo a disposizione del sito produttore e dalla scheda tecnica del prodotto scelto, reperibile nell'appendice.

U Trasmittanza termica: **0.242 W/m²K**
Luce di calcolo: **6.000000006 ml**
Fabbisogno di Ferro d'armatura: **7.84 Kg/m²**
Valore del Momento di Inerzia (JXO): **34813.00 cm⁴**
Fabbisogno di Calcestruzzo per il getto in opera: **0.092 mc/m²**
Sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio: **600 Kg**
Rompitratta provvisori: interasse massimo **1.70 ml**
Fabbisogno di mano d'opera: **0.20 ore/m² (vedi analisi economica)**

Travetto

Con una larghezza alla base di cm 13 la nervatura consente l'impiego di tralicci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 3 barre nel rispetto dell'interferro minimo prescritto dalle norme.

Copriferro

E' necessario garantire con opportuni distanziatori il corretto spessore di copriferro all'armatura inferiore dei travetti.

Autoportanza

L'autoportanza è garantita da due profilati in lamiera zincata inglobati nel pannello. Essa è una delle qualità fondamentali del solaio Plastbau Metal. E' cioè la capacità di supportare, durante la fase di getto, sia il peso del calcestruzzo che quello del personale di servizio che effettua queste lavorazioni.

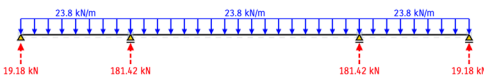
Sezione resistente ai momenti negativi

La sezione resistente ai momenti negativi potrà essere aumentata fino a cm 23 per l'altezza del travetto.

TRAVE PRINCIPALE

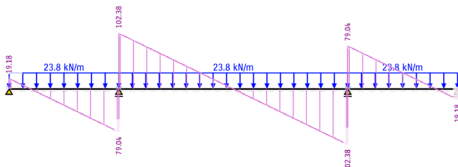
RISOLUZIONE DELLA STRUTTURA

Reazioni vincolari



Lo schema statico della trave presa in esame, è riconducibile ad una trave continua su più appoggi, in questo caso oltre alle estremità presenta più di un appoggio centrale.

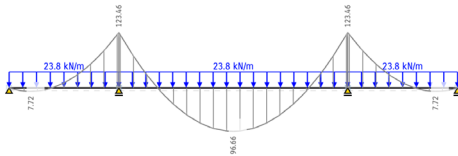
Diagramma del taglio



E' sottoposta ad un carico uniformemente distribuito, trasmesso dai solai in calcestruzzo alleggerito con sistema Plastbau, armati con dei travetti che fungono da travi secondarie e che supportano i carichi di pavimento.

Nei piani interrati tutti gli elementi strutturali sono stati realizzati in calcestruzzo armato.

Diagramma del momento



PREDIMENSIONAMENTO

Luce trave: 16,85 m
Lunghezza d'influenza: 2,2 m

Taglio massimo:

$$= \frac{3}{5} \cdot q \cdot l$$

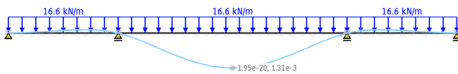
$$= \frac{3}{5} \cdot (23,81 \cdot 8,6) = 102,40 \text{ kN}$$

Momento massimo all'appoggio:

$$= \frac{q \cdot l^2}{10}$$

$$= (23,81 \cdot 8,6^2) / 10 = 123,50 \text{ kNm}$$

Deformata a SLE



$f = 0,131 \text{ cm}$
 $f_{\max} \geq f$
 $3,4 \geq 0,131 \text{ cm}$
VERIFICATO

Deformata:

$$f_{\max} \leq l/250$$

$$= 3,4 \text{ cm}$$

Travi seminterrato

Predimensionamento = $1/12 \cdot L$

Altezza trave 1,40 m

Proprietà geometriche

Lunghezza trave 16,85 m
 Lunghezza d'influenza 2,2 m
 Base 0,4 m
 Altezza 0,4 m
 Φ long. 24 mm
 Φ trasv 10 mm
 N barre $A_s = A'_s$ 7,00
 $A_s = A'_s$ 3166,7 mm²
 d' 52 mm
 d 348 mm
 Spaziatura tra le barre (min 25mm) 25,3 mm

Carichi

q, slt 23,81 kN/m
 q, sle raro 16,57 kN/m
 q, sle quasi permanente 11,95 kN/m
 q, sle frequente 13,27 kN/m
 M,ed allo slt 146,78 kNm
 M,ed allo sle raro 102,14 kNm
 M,ed allo sle quasi permanente 73,66 kNm
 M,ed allo sle frequente 81,80 kNm
 V,ed allo slt 122,88 kNm

Verifica flessionale slt sezione scelta

M,rd 376,7 kNm
 M,ed/M,rd 0,390 < 1 Verificato

INPUT
MATERIALI
B450C

fyk 450 Mpa
 Es 210000 MPa
 γ_s 1,15
 fyd 391,3 Mpa
 ϵ_{yd} 0,00186

CLS

Classe C35/45
 Dg 20 mm
 n = Es/Es 15
 fck 35 MPa
 α_{cc} 0,85
 γ_c 1,5
 fcd 19,83 Mpa
 ϵ_{c2} 0,002
 ϵ_{cu} 0,0035
 κ 0,810
 η 0,416

CONDIZIONI AMBIENTALI

Cond. Amb. Ordinarie

VITA NOMINALE

Vita Nom. 50.0 anni

COPRIFERRO

c_min C25/30
 c_0 C35/45
 c >= c_0 20 mm
 c_min <= c < c_0 25 mm
 fck(c_min) 25 MPa
 fck(c_0) 35 MPa
 Controllo? SI
 c_min 25 mm
 c scelto 30 mm

Verifica sle alla fessurazione			
$\sigma_{s, Rd}$ - frequente	227	Mpa	
$\sigma_{s, Ed}$ - frequente	87,1	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,38	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - quasi permanente	204	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - quasi permanente	78,4	Mpa	
$\sigma_{Ed} / \sigma_{Rd}$	0,38	<1	Verificato
Verifica sle alle tensioni in esercizio			
$\sigma_{c, Rd}$ - rara	21	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - rara	5,59	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,27	<1	Verificato
$\sigma_{s, Rd}$ - rara	360	MPa	
$\sigma_{s, Ed}$ - rara	108,70	MPa	
$\sigma_{s, Ed} / \sigma_{s, Rd}$	0,30	<1	Verificato
$\sigma_{c, Rd}$ - quasi permanente	15,75	MPa	
$\sigma_{c, Ed}$ - quasi permanente	4,03	MPa	
$\sigma_{c, Ed} / \sigma_{c, Rd}$	0,26	<1	Verificato
Verifica deformabilità sle			
λ_{max}	52		
λ	42		
λ / λ_{max}	0,81	<1	Verificato
Verifica taglio			
V_{Rd} - slu	126,3	kN	
V_{REd} - slu	122,9	kN	
V_{Ed} / V_{Rd}	0,97	<1	Verificato

Staffatura trave

L zona dissipativa = H trave 400 mm

CONDIZIONI IN ZONA DISSIPATIVA

$s \leq 0,25*d$	87 mm	$\geq s$
$s \leq 225\text{mm}$	225 mm	$\geq s$
$s \leq 8* \phi_{\text{lon}}$	192,0 mm	$\geq s$
$s \leq 24* \phi_{\text{staffe}}$	240 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona dissipativa	s, diss 100 mm	
N staffe in zona dissipativa	4,00 => 5	

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

resistenza a taglio di prog cls	Vr, cd	621,18 KN	
Vr,cd \geq Ved		621,18	\geq 122,88 verificato
Resistenza a taglio di prog acc	Vr,sd	192,41 KN	
Area staffe verticali		157 mmq	
Vr,sd \geq Ved		192,41	\geq 122,88 verificato

VERIFICA AL TAGLIO IN ZONA DISSIPATIVA

Delta	11,43	
Ved, zona non dissipativa	111,45 KN	

CONDIZIONI IN ZONA NON DISSIPATIVA

Astaffe $\geq 1,5*b$ (mm)/metro di trave	262 mm	$\geq s$
$s \leq 0,8*d$	278,4 mm	$\geq s$
$s \leq 330\text{mm}$	330 mm	$\geq s$
$s \leq 15* \phi_{\text{lon}}$	360 mm	$\geq s$
Interasse staffe zona non diss	s, non diss 150 mm	

RESISTENZA A TAGLIO FUORI DALLA ZONA DISSIPATIVA

Vr,sd \geq Ved (fuori da zona diss)	172,64	$\geq s$
L trave zona non diss	7800 mm	
N staffe in zona non dissipativa	52,00 => 52	

PILASTRI IN CALCESTRUZZO

Per quanto riguarda i pilastri che si trovano nei piani interrati, sorreggono la struttura contrastando principalmente gli sforzi normali. Sono stati dimensionati alla sola pressione, in quanto le azioni orizzontali del vento e del sisma vengono assorbiti per la maggior parte dai nuclei di controventamento, ampiamente presenti nei piani interrati del complesso.

Le azioni orizzontali vengono quindi trascurate per dimensionare la sezione agli sforzi assiali.

Lo sforzo normale (N_{ed}) è stato ricavato dalla somma dei carichi trasmessi dalle travi ai pilastri dei vari piani, considerando anche il peso proprio degli elementi.

L'area della sezione necessaria è stata ricavata dalla formula

$$A = N/fcd$$

La verifica di snellezza dipende dal coefficiente λ e dalla lunghezza di libera inflessione. Quest'ultima è un coefficiente che dipende dai vincoli dell'elemento preso in esame, messi in relazione tramite le espressioni

dove

$$l_0 = \beta \cdot l$$

i = raggio giratore d'inerzia della sezione considerata

$$v = N_{ed} / (A_c \cdot fcd)$$

$$\lambda = l_0 / i$$
$$\lambda_{lim} = 25 / \sqrt{v}$$

Insieme alla verifica della snellezza, per poter trascurare gli effetti globali del secondo ordine nell'edificio dev'essere verificata la seguente condizione

$$P_{ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n}{n+1,6} \cdot \frac{E_c I_c}{l}$$

PILASTRO INTERRATO

Verifica compressione del pilastro

Ned	716,01	kN
fcd	19,83	N/mm ²
Apil	361,01	cm ²
Lato pilastro - lato minimo 25 cm	19	cm

Verifica di snellezza del pilastro

Lato	40	cm	
i	11,55	cm	
coefficiente β	0,5		
Lo	307,5	cm	
Lambda	26,63		
N_Ed	716	kN	
Ac	1600	cm ²	
fcd	19,83	MPa	
vi	0,2256		
lambda_lim	52,63		
lambda < lambda lim	26,63	< 52,63	verificato

Verifica degli effetti del II ordine

Altezza totale (L)	11450,00	mm	
E	66498,60	N/mm ²	
I	213333333	mm ⁴	
N piani	3,00		
P critico	218768,78	kN	
Ned < P critico	716,01	< 218768,78	verificato

CALCOLO ARMATURA LONGITUDINALE

Ned	716,01	kN
fyd	391,30	N/mm ²
As min tot (0,1*N/fyd)	182,98	mm ²
Ac	160000,00	mm ²
As min tot (0,003*Ac)	480	mm ²
As max tot (0,04*Ac)	6400	mm ²
c copriferro	30	mm
ϕ staffe	10	mm
ϕ lon	12	mm
d'	46	mm
d	354	mm
Min n. ferri su B = Min n. ferri su H	3	
N. ferri min tot	8	
Allora fi_long min	10	mm
As tot	628,3	mmq
As traz = A's compr	235,6	mmq

Verifica di rottura allo schiacciamento

Ned < Nrd	716,01	<	3419,19	verificato
-----------	--------	---	---------	-------------------

Taglio agente in testa al pilastro

Piano terra	
Trave principale	
V _{ed}	84,56 kN
Interpiano interrato	
Trave principale	
V _{ed}	122,88 kN
Numero piani	2
Totale	245,8 kN
N _{ed} agente in testa al pi 339,88 kN	

Peso proprio del pilastro

Lato minore	0,40 m
Lato maggiore	0,40 m
Altezza p-3	6,15 m
Altezza p-2	3,30 m
Altezza p-1	2,00 m
Numero pilastri	1,00
Peso del calcestruzzo	25,00 kN/m ³
Totale	45,80 kN

V_tot base pilastro

716,01 kN

Classe di resistenza del cls

fck	35 N/mm ²
Rck	45 N/mm ²
fyk	450 N/mm ²
fyd	391,30 N/mm ²

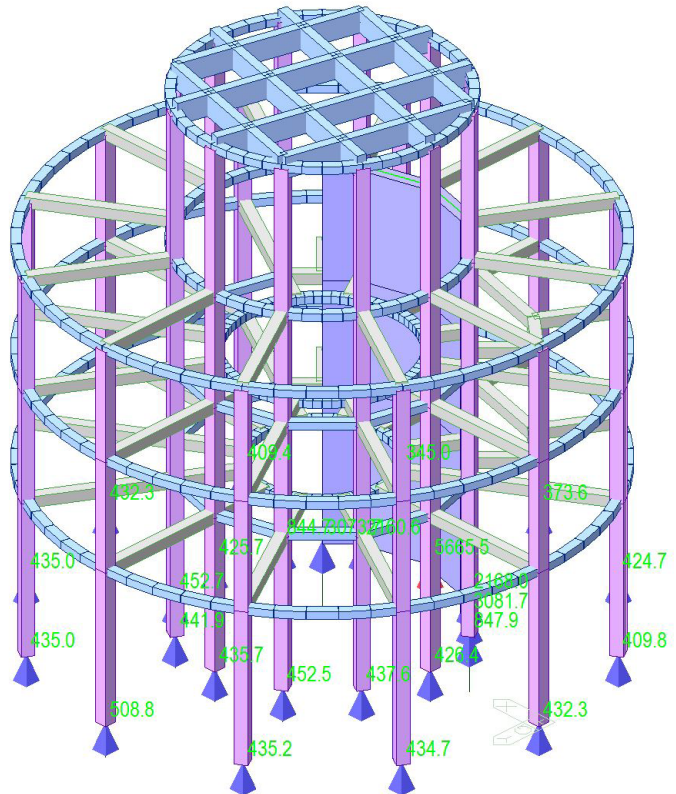
MIDAS GEN

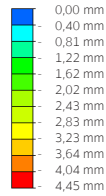
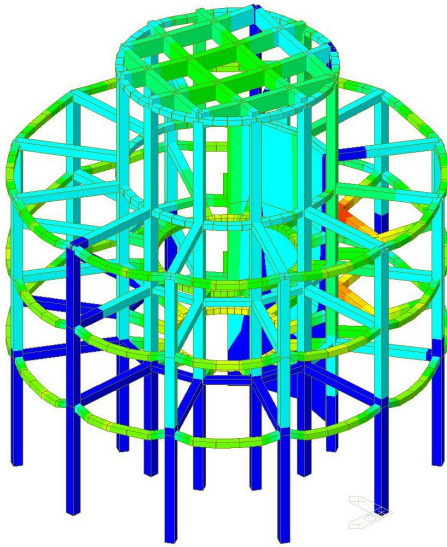
L'intero corpo è stato verificato successivamente tramite l'utilizzo del software per calcolo strutturale Midas-Gen per poter valutare il comportamento complessivo dell'edificio in risposta alle sollecitazioni del vento e del sisma.

Sono stati modellati gli elementi, i carichi agenti sulla struttura in accordo con i calcoli mostrati precedentemente, aggiungendo il carico del vento nelle diverse direzioni. Quest'ultimo viene calcolato in modo automatico dal software utilizzando i parametri dell'Eurocode 2005,

Sono stati inoltre inseriti i materiali strutturali con caratteristiche da NTC 2018.

Assonometria del corpo modellato con le componenti di reazione vincolare al suolo.





Deformata all'involuppo agli SLE

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'involuppo agli SLE. La freccia massima ammissibile risulta essere 1/250 della luce della trave.

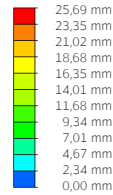
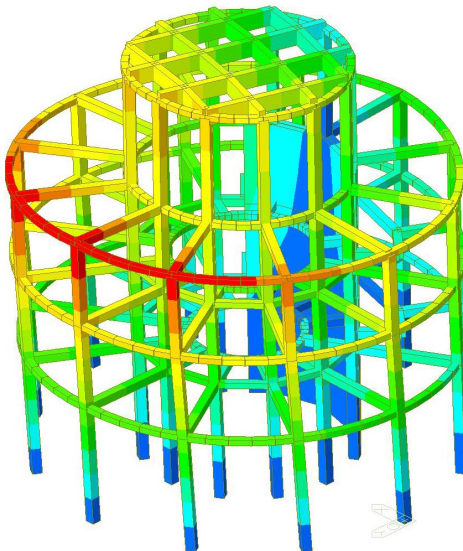
$$\delta_{\max} = \frac{L_{\text{trave}}}{250} \quad L_{\text{trave}} = 4,35 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} = 0,0045 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,005 \text{ m} < 0,017 \text{ m}$$

VERIFICATO



Deformata all'azione del sisma in Y

La deformata viene calcolata prendendo in considerazione l'azione del sisma in y.

La freccia massima ammissibile risulta essere h/250.

$$\delta_{\max} = \frac{h_{\text{edificio}}}{500} \quad h_{\text{edificio}} = 17 \text{ m}$$

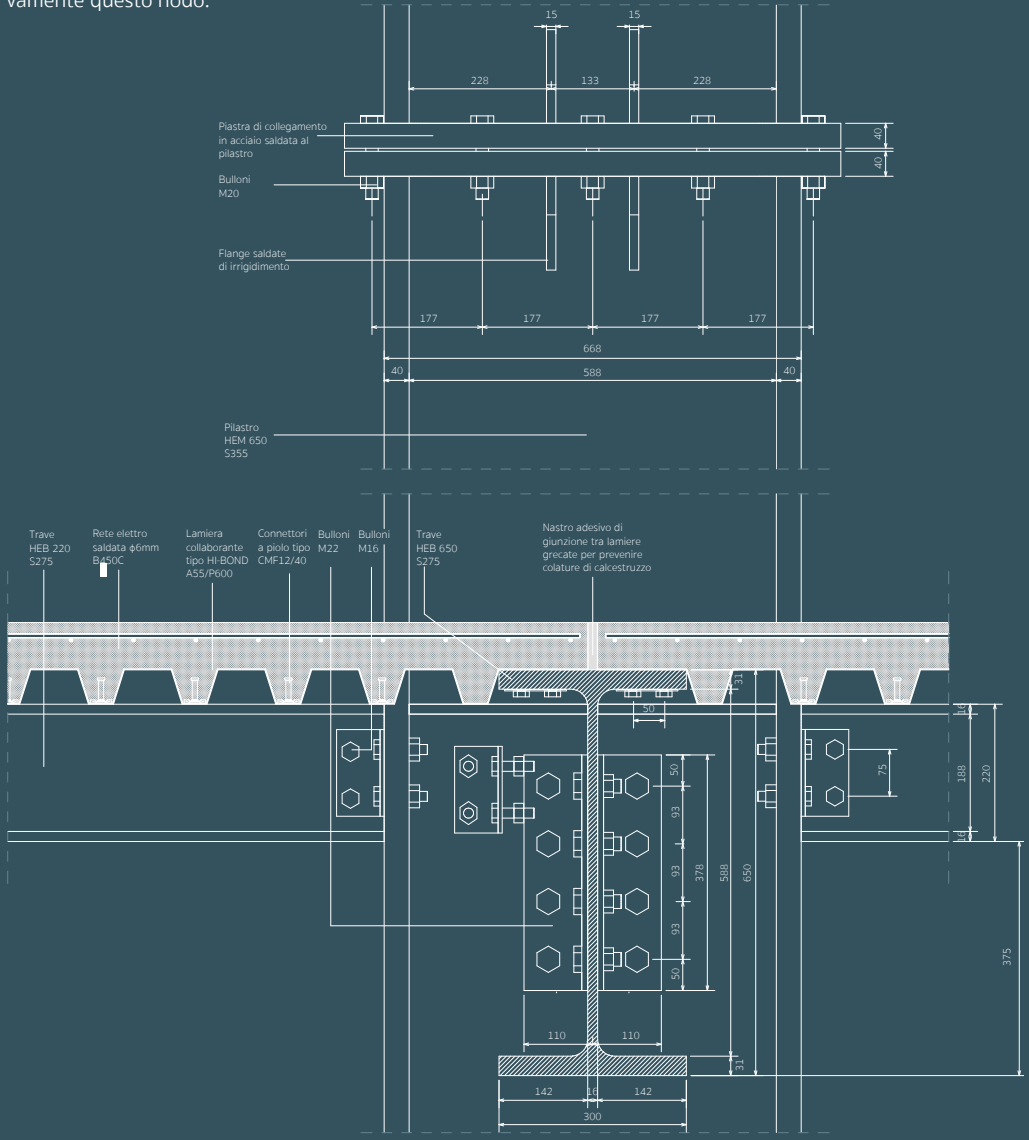
$$\delta_{\text{ed}} = 0,026 \text{ m}$$

$$\delta_{\text{ed}} < \delta_{\max}$$

$$0,026 \text{ m} < 0,034 \text{ m}$$

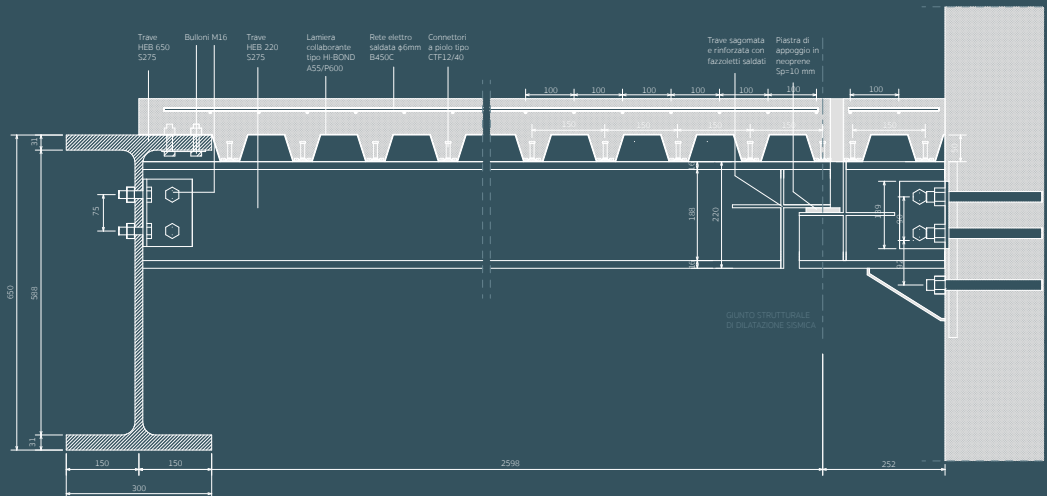
VERIFICATO

Dettaglio costruttivo del nodo tra trave pilastro in acciaio e giunto a completo ripristino del pilastro. L'intera struttura in acciaio presenta ripetitivamente questo nodo.

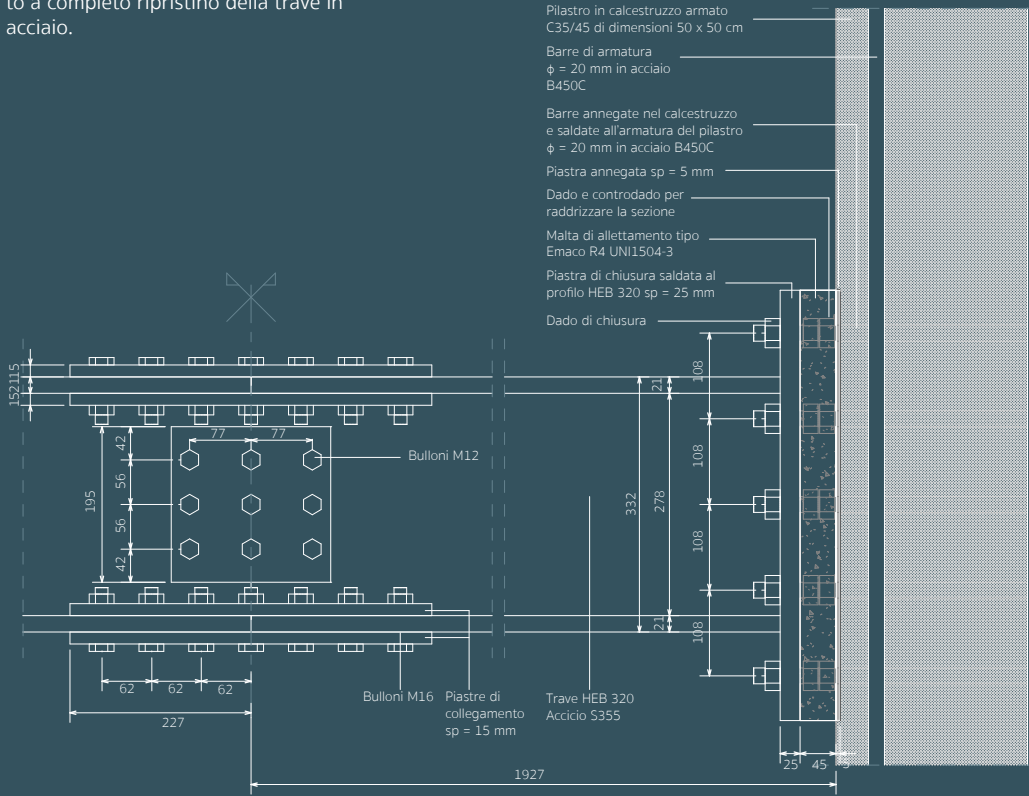


Dettaglio costruttivo del giunto sismico realizzato tramite una sella gerber a sbalzo in acciaio, attraverso la sagomatura e successivo rinforzo del profilo della trave.

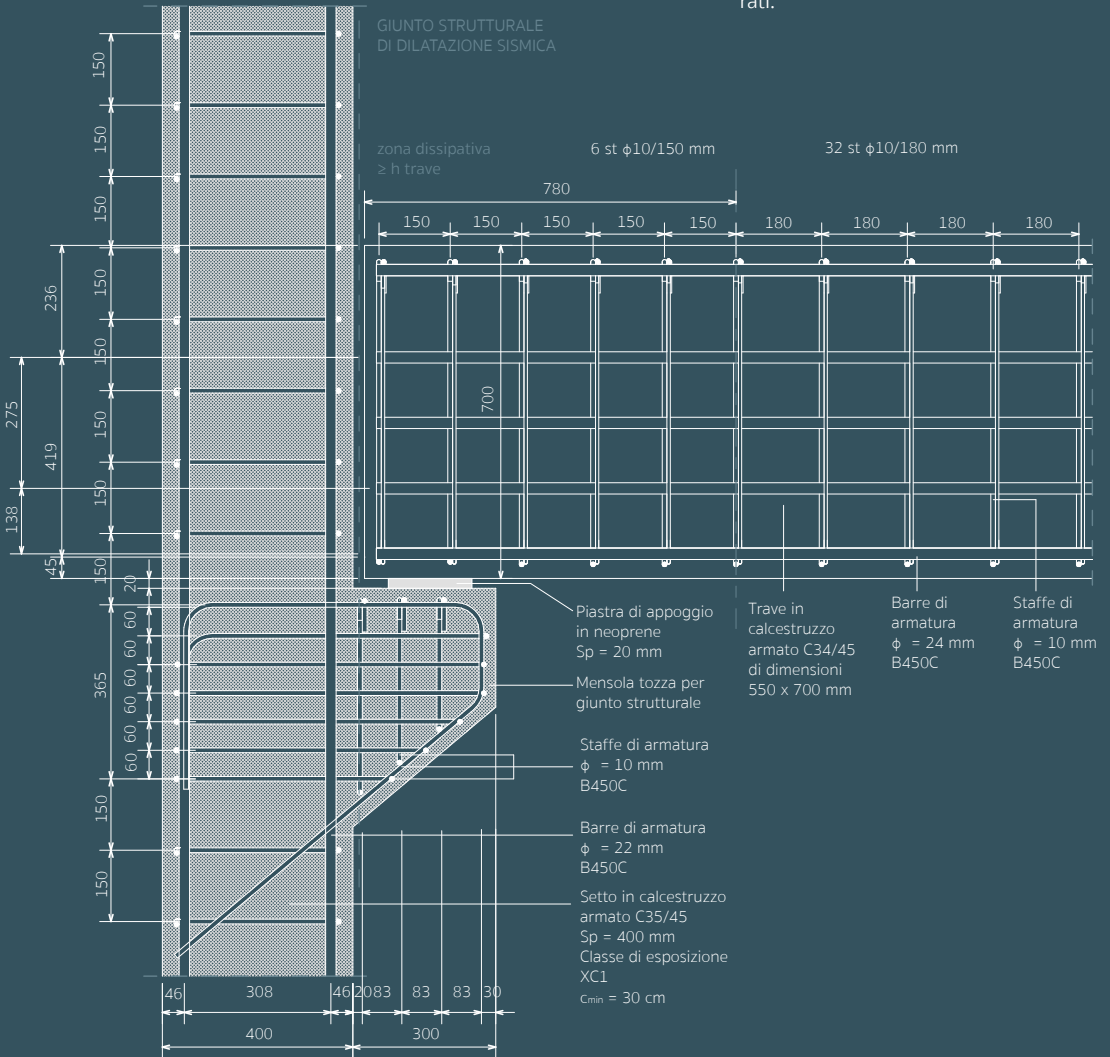
Si trova nei giunti tra le diverse parti dell'edificio nei piani fuori terra, precisamente tra l'ala del pubblico e il corpo centrale d'ingresso.



Dettaglio costruttivo dell'incastro tra travi in acciaio e pilastri in calcestruzzo, snodo fondamentale per il sostegno del sistema scatolare di travi Vierendeel postalo di sopra del portale d'ingresso e a sostegno dei piani soprastanti. Dettaglio del giunto a completo ripristino della trave in acciaio.

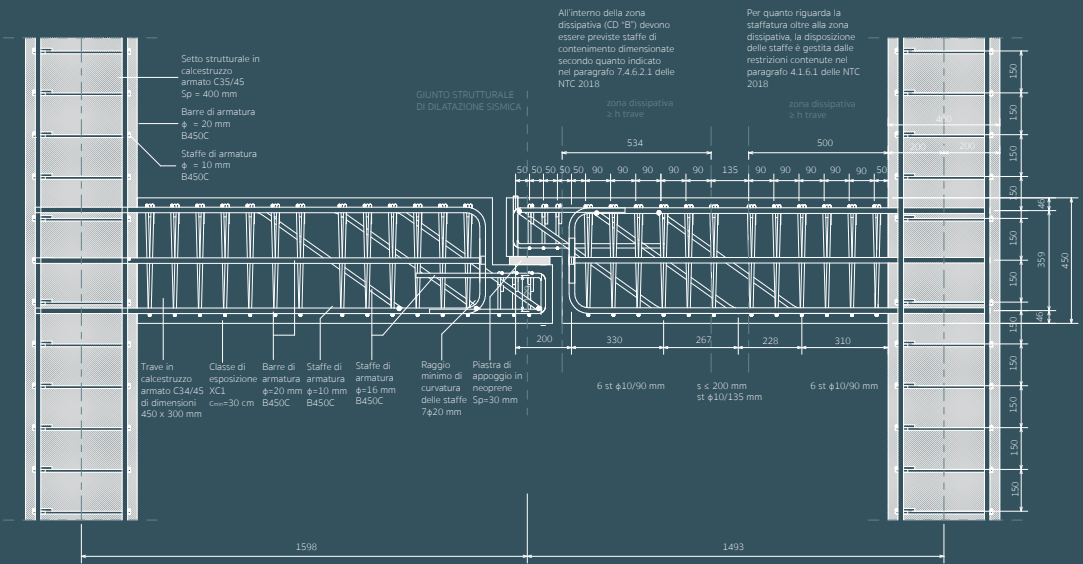


Dettaglio costruttivo del giunto sismico realizzato con sella gerber a mensola tozza in calcestruzzo armato. Si trova nei giunti tra le diverse parti dell'edificio nei piani interrati, precisamente tra l'ala del pubblico e lo sviluppo della corte nei piani interrati.

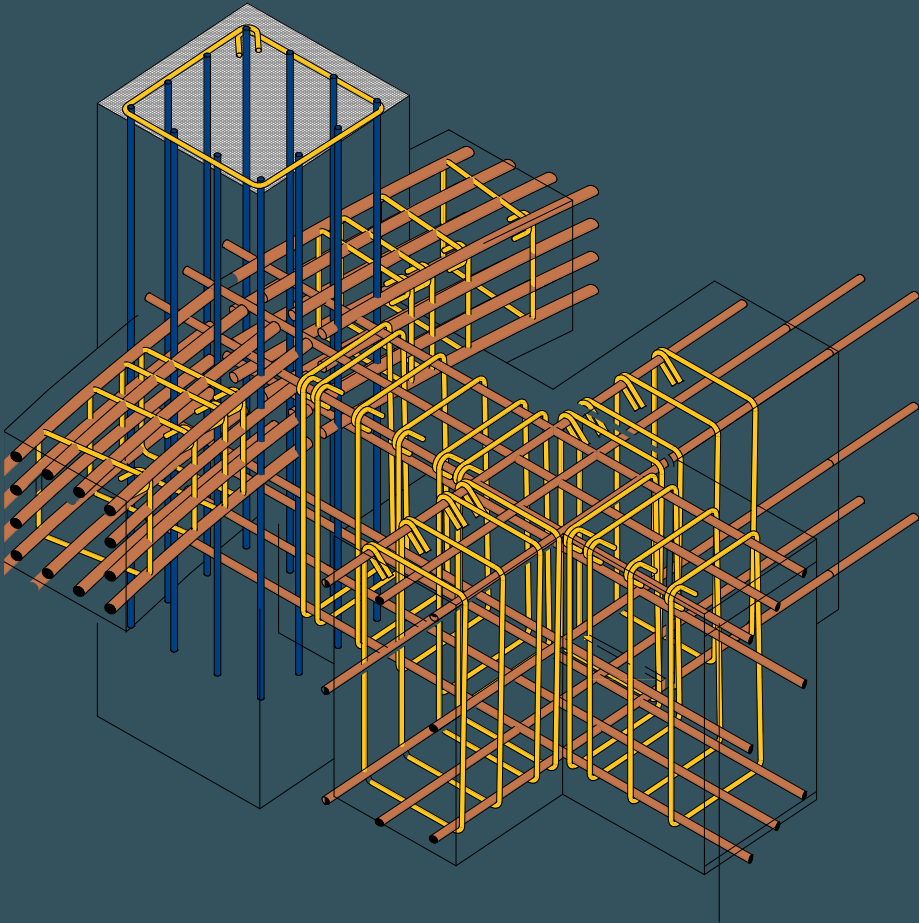


Dettaglio costruttivo del giunto sismico realizzato tramite una sella gerber a sbalzo in calcestruzzo armato, attraverso la sagomatura e successivo rinforzo del profilo della trave.

Si trova nei giunti tra le diverse parti dell'edificio nei piani interrati, precisamente tra l'ala del pubblico e lo sviluppo del corpo centrale d'ingresso.



Dettaglio costruttivo della copertura cassettonata in cemento armato circolare. Si trova in copertura dell'edificio cilindro. Nodo strutturale di come girano le diverse armature e come si uniscono le travi all'interno del pilastro.



CONNETTORE CTF

Connettore CTF

Base 38x54 mm fissato con 2 chiodi

Descrizione tecnica

Il connettore a piolo CTF **TECNARIA** consiste di:

A) Un gambo con testa ottenuta a freddo da una barra di acciaio di diametro nominale 12 mm

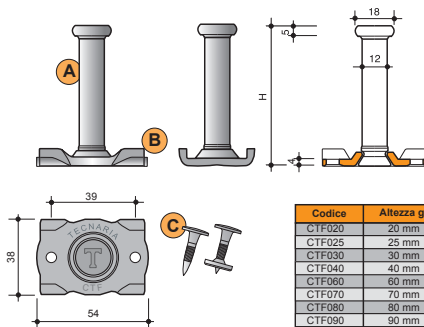
B) una piastra di base rettangolare 38x54 mm di spessore 4 mm ottenuta tramite stampaggio. Il connettore a piolo e la piastra di base sono uniti tramite ricalco a freddo.

C) Due chiodi che passano attraverso i due fori della piastra.

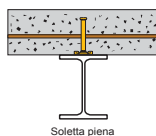
Chiodi in acciaio al carbonio Ø 4,5 mm lunghezza 22,5 mm, Ø testa 14 mm.

Tutte le parti del connettore sono zincate elettroliticamente con una protezione media di 8 µm che corrisponde ad una resistenza alla corrosione di 2 cicli "Kesternich"

Voce di capitolato: connettore a piolo in acciaio zincato, diametro 12 mm con testa, ribattuto a freddo ad una piastra di ancoraggio 38 x 54 mm di spessore 4 mm, fissato alla struttura in acciaio mediante due chiodi.



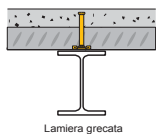
Resistenza a taglio dei connettori Tecnaria CTF su soletta piena



Tipologia	Esempio	Connettore	Resistenza di progetto P_{rd}	Comportamento del connettore
Soletta piena		CTF040 CTF060 CTF070	30.9 kN	Rigido
		CTF080 CTF090 CTF105 CTF125 CTF135	39.8 kN	Duttile

Le resistenze indicate si riferiscono all'applicazione con calcestruzzo classe C30/37.

Resistenza a taglio del connettore CTF su lamiera grecata



Nei casi in cui il connettore è posato in una gola di una lamiera grecata trasversale alla trave, la resistenza del connettore dipende dalla classe del calcestruzzo, dalla geometria delle onde e dall'altezza del connettore. La resistenza è calcolata come prodotto di un fattore riduttivo K_t e di una resistenza di riferimento P_0 .

$$P_{rd} = K_t \times P_0 \quad K_t = \frac{0,7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left[\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right] \leq 1$$

Dove:

n_r numero di connettori per gola (nei calcoli: ≤ 2)

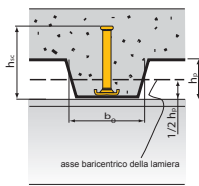
b_0 larghezza media di gola

h_{sc} altezza connettore

h_p altezza della greca ($h_p < 85$ mm ed $h_p < b_0$)

$P_0 = 33.4$ kN (con classe calcestruzzo C30/37).

Esempio di applicazione della formula per la resistenza a taglio del connettore con lamiera grecata.



I migliori risultati si ottengono scegliendo i connettori più alti possibili.

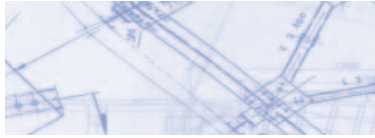
Nel caso risulti che sia necessario utilizzare più di un Connettore CTF per nervatura, è conveniente scegliere i connettori DIAPASON.

Tipologia	Esempio	Connettore	Resistenza di progetto P_{rd}	Comportamento connettore
Soletta su lamiera grecata HI - Bond 55 1 connettore per gola		CTF090	20.9 kN	Duttile
		CTF105	28.4 kN	Duttile
		CTF125	28.4 kN	Duttile

Le resistenze indicate si riferiscono all'applicazione con calcestruzzo classe C30/37.

Consultare l'Approvazione Tecnica Socotec o il software Tecnaria per i valori di resistenza con altri tipi di calcestruzzo.

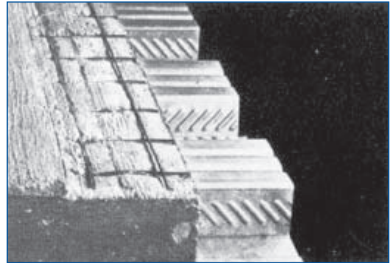
LAMIERA GRECATA COLLABORANTE HI - BOND



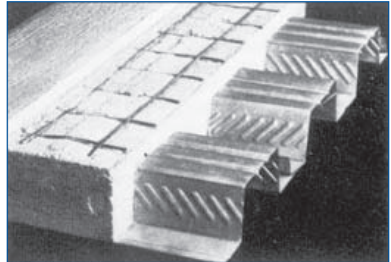
HI-BOND

LAMIERE COLLABORANTI HI-BOND / HI-BOND COLLABORATING SHEETS

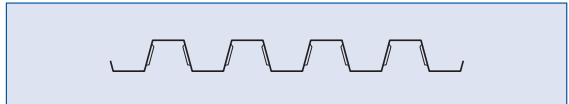
Il solaio collaborante HI-BOND è costituito da una lamiera grecata sulla quale viene gettata una soletta di calcestruzzo. In fase di getto, e fino a quando il calcestruzzo non avrà raggiunto un adeguato livello di maturazione (1a fase), il peso proprio del calcestruzzo, del personale e dei mezzi d'opera, vengono portati solamente dalla lamiera; avvenuta la maturazione (2a fase), la lamiera ed il calcestruzzo formano una sezione omogeneizzata con tutte le caratteristiche delle tradizionali sezioni in cemento armato, dove la lamiera, dopo aver assolto il compito di cassaforma, assume per i momenti positivi quello di armatura metallica. Per assorbire i momenti negativi, si devono prevedere degli spezzoni come nelle normali solette.



The HI-BOND collaborating slab consists of a trapezoidal sheet on which a slab of concrete is casted. During the casting stage and up to the point when the concrete has reached a suitable level of maturity (phase 1), the weight of the concrete, personal and machinery are supported only by the sheet. Upon reaching maturity (phase 2), the sheet and concrete form a homogeneous section with all the characteristics of traditional reinforced concrete sections, in which the sheet acts as the reinforcement bars to withstand the positive bending moments. To absorb the negative bending moments, bars have to be used, as in normal slabs.



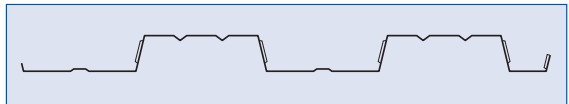
TIPO A 55/P 600
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 600



TIPO A 75/P 760
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 75/P 760



TIPO A 55/P 750 - V
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 750 - V

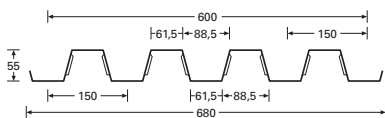


LAMIERA GRECATA COLLABORANTE HI - BOND

HI-BOND

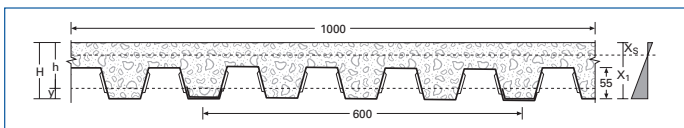


TIPO A 55/P 600
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 600



Caratteristiche della lamiera - Properties of the trapezoidal sheets
Caracteristiques du profil - Blecheigenschaften

	mm	Spessore - Thickness - Epaisseur - Stärke			
		0,70	0,80	1,00	1,20
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m	5,50	6,28	7,85	9,42
Peso - Weight - Poids - Gewicht	kg/m ²	9,16	10,47	13,08	15,70
J totale - total	cm ³ /m	53,32	61,44	77,56	93,72
y _i	cm	2,44	2,44	2,44	2,44
Area tot.	cm ² /m	11,0	12,66	16,00	19,33
Compressione sup. - Top compression					
J _f	cm ³ /m	47,42	56,57	75,84	93,72
W _f	cm ³ /m	20,70	24,12	31,05	38,05
W _s	cm ³ /m	14,52	17,63	24,34	31,50
Compressione inf. - Bottom compression					
W _i	cm ³ /m	16,75	20,46	28,41	36,72
W _c	cm ³ /m	18,04	21,02	27,04	33,07

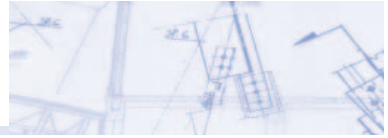


Caratteristiche statiche della soletta - Properties of the slab - Caracteristiques statiques de la dalle
Statische eingenschaften der decke

H cm	Peso soletta - Slab weight Poids de la dalle - Gewicht der Decke kg/m ²	Spessore lamiera - Sheet thickness Epaisseur de la tôle - Blechstärke mm	Xs cm	J tot. cm ³ /m	Ws cm ³ /m	Wi cm ³ /m	T Kg/m
10	190	0,70	3,61	329,49	1368,98	51,57	1130
		0,80	3,79	362,35	1435,63	58,31	
		1,00	4,08	422,25	1550,71	71,38	
		1,20	4,33	475,79	1648,72	83,90	
11	215	0,70	3,92	424,00	1624,49	59,85	1250
		0,80	4,11	466,42	1701,96	67,70	
		1,00	4,44	543,66	1834,79	82,93	
		1,20	4,72	612,43	1946,55	97,51	
12	240	0,70	4,20	533,98	1905,23	68,50	1360
		0,80	4,42	587,80	1995,33	77,53	
		1,00	4,79	685,83	2149,20	95,08	
		1,20	5,09	773,00	2277,62	111,88	
13	265	0,70	4,48	659,76	2209,28	77,43	1460
		0,80	4,71	726,89	2313,67	87,71	
		1,00	5,11	849,32	2491,55	107,69	
		1,20	5,45	958,20	2639,26	126,84	

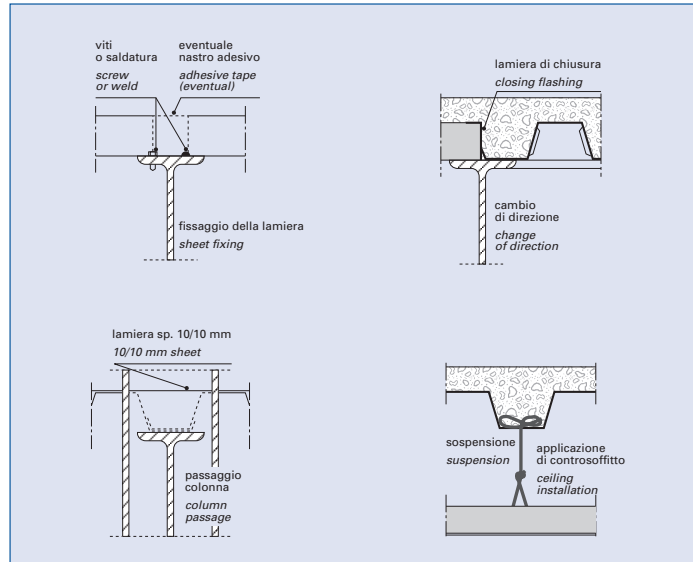
LAMIERA GRECATA COLLABORANTE HI - BOND

HI-BOND



SCHEMI DI PROGETTO

DESIGN DIAGRAMS



ISTRUZIONI DI MONTAGGIO

La posa delle lamiere sulla struttura di sostegno deve avvenire in conformità alle indicazioni di progetto.

In figura sono rappresentati alcuni esempi di fissaggio (vite autofilettante o automaschiante \varnothing 6 mm per strutture rispettivamente inferiori o superiori a 4 mm di spessore; in alternativa alla vite automaschiante si possono usare bottoni di saldatura, quando il solaio ha anche il compito di trasmettere forze orizzontali). **Le lamiere HI-BOND non vengono mai sovrapposte, ma semplicemente accostate testa contro testa.**

Per prevenire colature di calcestruzzo, si potrà impiegare un nastro adesivo in corrispondenza delle giunzioni.

I giunti longitudinali dovranno essere uniti con rivetti posti a m 1÷1,5, per evitare le colature del calcestruzzo e, soprattutto, abbassamenti relativi tra le lamiere adiacenti.

ASSEMBLY INSTRUCTIONS

The sheets should be laid on the supporting structure as set out in the project documents. The figures show a number of examples of fixing layout (6 mm self-tapping or self-threading screws for structures with a thickness of less than or greater than 4 mm respectively). As an alternative to self-threading screws, weld beads may be used when the slab also has to transmit horizontal forces).

HI-BOND sheets should never be endlapped, but simply laid head to head.

To prevent concrete flow, it is possible to use adhesive tape at the joints.

The longitudinal overlapping joints have to be linked with rivets at 1-1.5 metres pitch to avoid concrete flows and, more importantly, the different deflections of adjacent sheets.

LAMIERA GRECATA COLLABORANTE HI - BOND



HI-BOND

Il D.M. 09.01.96, per consentire una adeguata ripartizione dei carichi, prescrive la posa di un'armatura perpendicolare alle nervature del soletto, di sezione non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione della soletta posta al di sopra della lamiera.

N.B.

L'armatura poerpendicolare alla nervatura è identica a quella prevista dall'EUROCODICE N° 4 in corrispondenza degli appoggi quando non si predispone un'armatura specifica per i momenti negativi e pertanto utilizzando le tabelle semplificate si poserà una rete elettrosaldata in modo che essa venga a trovarsi a circa 2 cm dal filo superiore del getto.

Le dimensioni della rete, in funzione dello spessore S_s della soletta al di sopra della lamiera sono:

Rete elettrosaldata prescritta

S_s cm	Arm. prescritta cm ² /m	ϕ mm	Maglia cm/cm
4,50	0,90	5	20x20
5,50	1,10	6	25x25
6,50	1,30	5	15x15
7,50	1,50	6	18x18

Prima di procedere alle operazioni di getto, sarà necessario verificare che:

- le lamiere siano montate secondo le indicazioni del progetto
- siano stati eseguiti tutti i fissaggi
- le lamiere siano esenti da tracce di fango, olio, ecc.

Il calcestruzzo dovrà garantire una resistenza minima a compressione a 28 giorni di 250 kg/cm².

Consigliamo di depositare il calcestruzzo agli appoggi e successivamente distribuirlo gradualmente in modo da evitare la formazione di cumuli in campata.

To ensure the correct distribution of the loads, the ministerial decree of 9th January 1996 states that a reinforcement has to be laid perpendicularly to the ribs of the slab, with a section of no less than 0.2% of the area of the section of the slab laid over the sheet.

N.B.

The reinforcement perpendicular to the ribbing is identical to that specified by Eurocode 4 at the support, when no specific reinforcement has been installed for the negative moments. Consequently, using the simplified tables, an electrically welded mesh will be laid in such a way as to ensure that this is approximately 2 cm from the upper edge of the slab. Depending on the thickness S_s of the slab above the sheet, the mesh dimensions are as follows.

Required electrically welded mesh

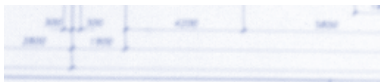
S_s in cm	Required reinforcement in cm ² /m	Diameter mm	Mesh in cm/cm
4.5	0.9	5	20x20
5.5	1.1	6	25x25
6.5	1.3	5	15x15
7.5	1.5	6	18x18

Before carrying out the casting operations, it will be necessary to check that:

- the sheets are laid in accordance with the project documents
- all the fixing points are done
- the sheets are free of all traces of sludge, oil, etc

The concrete should guarantee minimum compression resistance of 250 kg/cm² after 28 days.

We recommend laying the concrete at the support sections then gradually distributing it in such a way as to avoid concrete accumulations in the midspan sections.

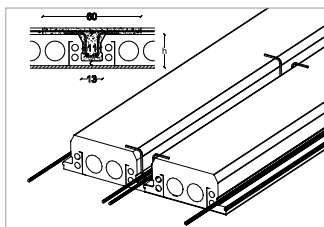


PLASTBAU METAL®

21

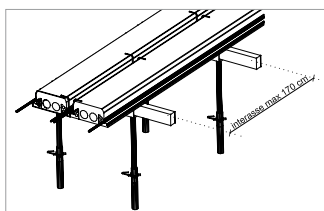
Altezza travetto cm 21. Spessore soletta cm 5

Campi di impiego Per coperture fino a luci di calcolo di ml, 7,50
Per solai praticabili fino a ml, 6,25

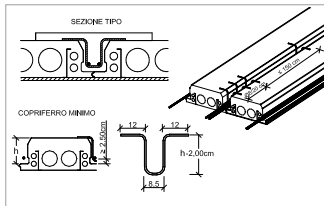


Travetto
Con una larghezza alla base di cm. 13 il travetto consente l'impiego di tralicci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 2 barre nel rispetto dell'interfero minimo prescritto dalle norme

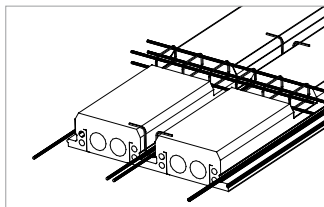
Copriferro
Per garantire il copriferro è consigliato l'utilizzo di staffe di sagoma, diametro e passo, dimensionate in base al calcolo strutturale.



Autoportanza
Una caratteristica fondamentale del solaio Plastbau® Metal è l'autoportanza, garantita dai due profili in lamiera zincata inglobati nel pannello che permettono di supportare i carichi nella fase di getto. E' sufficiente predisporre dei semplici puntelli provvisori ad un interasse di 1,70m.



Armatura a taglio
In determinate zone, solitamente agli appoggi o in prossimità di carichi concentrati, le staffe di opportuno diametro e passo vengono impiegate sia come reggiferro che come armatura resistente a taglio.



Corree rompitratta trasversali
Le corree rompitratta trasversali al senso di orditura del solaio possono essere realizzate ricavandole nello spessore dei pannelli, asportando la parte di EPS a partire dalla quota di 16 cm dall'intradosso del pannello, senza quindi toccare i lamierini di autoportanza.

N.B.
Ove è prevista la realizzazione di correa, prevedere banchinaggio.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO PLASTBAU

PLASTBAU METAL®

21

Altezza travetto cm 21. Spessore soletta cm 5

**Fabbisogno
di ferro
d'armatura**
Kg/m²

Portate Q (Kg/m ²)	Momenti M	Luci di calcolo ml													
		4,25	4,50	4,75	5,00	5,25	5,50	5,75	6,00	6,25	6,50	6,75	7,00	7,25	7,50
250	1/8	2,28	2,55	2,84	3,15	3,48	3,81	4,17	4,54	4,93	5,33	5,74	6,18	6,63	7,09
250	1/12	2,00	2,00	2,00	2,10	2,32	2,54	2,78	3,03	3,28	3,55	3,83	4,12	4,42	4,73
400	1/8	3,01	3,38	3,76	4,17	4,60	5,05	5,52	6,01	6,52					
400	1/12	2,01	2,25	2,51	2,78	3,007	3,36	3,68	4,00	4,34					
500	1/8	3,50	3,93	4,38	4,85	5,35	5,87	6,41	6,98	7,58					
500	1/12	2,34	2,62	2,92	3,23	3,57	3,91	4,28	4,66	5,05					
600	1/8	4,00	4,48	4,99	5,53	6,10	6,69	7,31	7,96	8,64					
600	1/12	2,66	2,99	3,33	3,69	4,06	4,46	4,88	5,31	5,76					
700	1/8	4,49	5,03	5,60	6,21	6,85	7,51	8,21	8,94	9,70					
700	1/12	2,99	3,35	3,74	4,14	4,56	5,01	5,47	5,96	6,47					
800	1/8	4,98	5,58	6,22	6,89	7,59	8,34	9,11	9,92	10,76					
800	1/12	3,32	3,72	4,14	4,56	5,06	5,56	6,07	6,61	7,18					
900	1/8	5,47	6,13	6,83	7,57	8,34	9,16	10,01	10,90	11,82					
900	1/12	3,65	4,09	4,55	5,05	5,56	6,10	6,67	7,27	7,88					
1000	1/8	5,96	6,68	7,44	8,25	9,09	9,98	10,91	11,88						
1000	1/12	3,97	4,45	4,96	5,50	6,06	6,65	7,27	7,92	8,59					

esclusa armatura trasversale

Valore del momento d'inerzia da impiegarsi per il calcolo delle deformazioni J_{x0} = 34813 cm⁴

Fabbisogno di calcestruzzo per il getto in opera 0,092 mc/m²

Rompitratta provvisori: interesse massimo ml 1,70

Note:

Q = sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio.

M = 1/8 è da impiegarsi per solai in campata singola e semplice appoggio agli estremi

M = 1/12 è da impiegarsi per solai in continuità

I valori in tabella non tengono conto di prolungamenti di ancoraggio nelle corree e nelle travi

Tipo

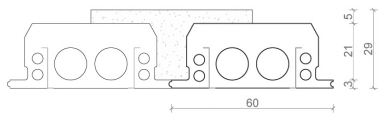
21/3

H = 3+21+5 = 29 cm

U = 0,39 W/mq K

P = 6,04 Kg/mq

Pp = 237 Kg/mq



Tipo

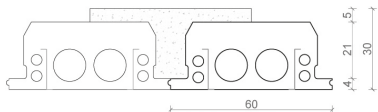
21/4

H = 4+21+5 = 30 cm

U = 0,33 W/mq K

P = 6,23 Kg/mq

Pp = 238 Kg/mq



Note:

H= spessore solaio finito

U= valore di trasmittanza termica

P= peso proprio elemento Plastbau® Metal

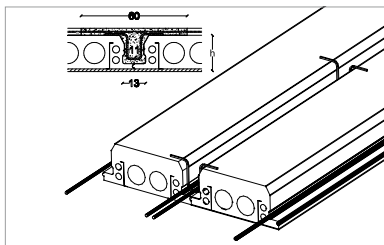
Pp= peso proprio del solaio finito

PLASTBAU METAL®

10

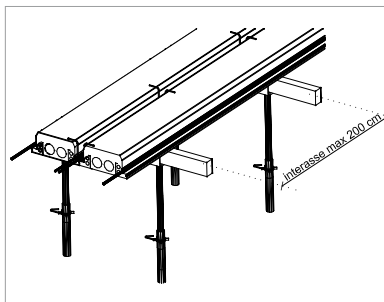
Altezza travetto cm 10. Spessore soletta cm 5

Campi di impiego Per coperture fino a luci di calcolo di ml. 4,20
Per solai praticabili fino a ml. 3,50

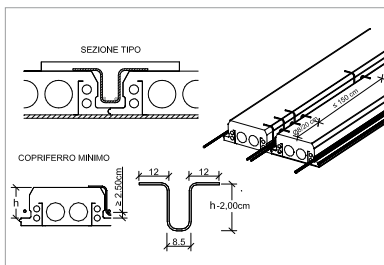


Travetto
Con una larghezza alla base di cm. 13 il travetto consente l'impiego di tralci reticolari standard o armatura tradizionale, fino a 2 barre nel rispetto dell'interfero minimo prescritto dalle norme

Copriferro
Per garantire il copriferro è consigliato l'utilizzo di staffe di sagoma, diametro e passo, dimensionate in base al calcolo strutturale.



Autoportanza
Una caratteristica fondamentale del solaio Plastbau® Metal è l'autoportanza, garantita dai due profili in lamiera zincata inglobati nel pannello che permettono di sopportare i carichi nella fase di getto. E' sufficiente predisporre dei semplici puntelli provvisori ad un interasse di 2,00m.



Armatura a taglio
In determinate zone, solitamente agli appoggi o in prossimità di carichi concentrati, le staffe di opportuno diametro e passo vengono impiegate sia come reggiferro che come armatura resistente a taglio.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO PLASTBAU



**Fabbisogno
di ferro
d'armatura
Kg/m²**

Portate Q (Kg/m ²)	Momenti M	Luci di calcolo ml									
		2,00	2,25	2,50	2,75	3,00	3,25	3,50	3,75	4,00	4,20
250	1/8	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,65	3,04	3,46	3,81
250	1/12	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,03	2,31	2,54
400	1/8	2,00	2,00	2,00	2,23	2,65	3,11	3,60			
400	1/12	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,40			
500	1/8	2,00	2,00	2,16	2,62	3,12	3,66	4,24			
500	1/12	2,00	2,00	2,00	2,00	2,08	2,44	2,83			
600	1/8	2,00	2,02	2,49	3,01	3,59	4,21	4,88			
600	1/12	2,00	2,00	2,00	2,00	2,39	2,81	3,25			
700	1/8	2,00	2,28	2,82	3,41	4,05	4,76	5,52			
700	1/12	2,00	2,00	2,00	2,27	2,70	3,17	3,68			
800	1/8	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,31	6,16			
800	1/12	2,00	2,00	2,09	2,53	3,02	3,54	4,10			
900	1/8	2,22	2,81	3,47	4,19	4,99	5,86	6,79			
900	1/12	2,00	2,00	2,31	2,80	3,33	3,91	4,53			
1000	1/8	2,43	3,07	3,79	4,59	5,46	6,41	7,43			
1000	1/12	2,00	2,05	2,53	3,06	3,64	4,27	4,96			

esclusa armatura trasversale

Valore del momento d'inerzia da impiegarsi per il calcolo delle deformazioni J_{xo} = 6810 cm⁴

Fabbisogno di calcestruzzo per il getto in opera 0,072 mc/m²

Rompitratta provvisorio: interasse massimo ml 2,00

Note:

Q = sovraccarico totale oltre il peso proprio del solaio.

M = 1/8 è da impiegarsi per solai in campata singola e semplice appoggio agli estremi

M = 1/12 è da impiegarsi per solai in continuità

I valori in tabella non tengono conto di prolungamenti di ancoraggio nelle corree e nelle travi

Tipo

10/8

H = 8+10+5 = 23 cm
 U = 0,35 W/mq K
 P = 5,36 Kg/mq
 Pp = 186 Kg/mq

Note: H= spessore solaio finito P= peso proprio elemento Plastbau® Metal
 U= valore di trasmittanza termica Pp= peso proprio del solaio finito

PCB
POLIESPANSO

I suggerimenti sopra riportati e i dati di laboratorio nelle applicazioni di cantiere possono subire modifiche a seconda delle condizioni di messa in opera. L'Utilizzatore deve verificare l'idoneità del prodotto all'impiego previsto, assumendone ogni responsabilità derivante dall'uso. Poliespanso SA si riserva di riportare modifiche di qualsiasi genere senza alcun preavviso.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO COBIAX SL

Introduzione

Questa Quick Guide intende fornire una rapida introduzione tecnica alla tecnologia Cobiax. Ulteriori documenti sono disponibili su richiesta o possono essere scaricati direttamente dal sito cobiax.com.

Raccomandiamo in particolare l'utilizzo dello strumento CQL software (Cobiax Quick and Light). Inoltre, i nostri consulenti sono a vostra completa disposizione per rispondere a tutte le vostre domande.



Tecnologia e specifiche di prodotto

Con la tecnologia Cobiax, corpi cavi leggeri in plastica sostituiscono il pesante calcestruzzo all'interno di una soletta in c.a. esattamente dove non fornisce alcun contributo alla capacità portante.

Sottraendo peso di cls fino al 35% viene generato un effetto positivo sulla soletta stessa (ad es. mediante la riduzione delle frecce, l'aumento di luce libera tra pilastri od il mino spessore del solaio stesso) e sull'intera struttura portante di un edificio.

Gli elementi di alleggerimento Cobiax CLS, brevettati a livello internazionale e approvati con validazione tecnica europea, sono caratterizzati da un'impronta uniforme di 60 x 60 cm e sono costituiti di plastica riciclata al 100%.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO COBIAX SL

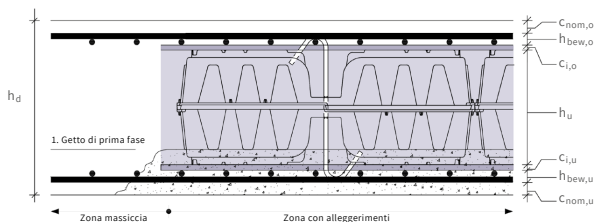
Vista in Sezione

$$h_{d,min} \leq h_d \leq h_{d,max}$$

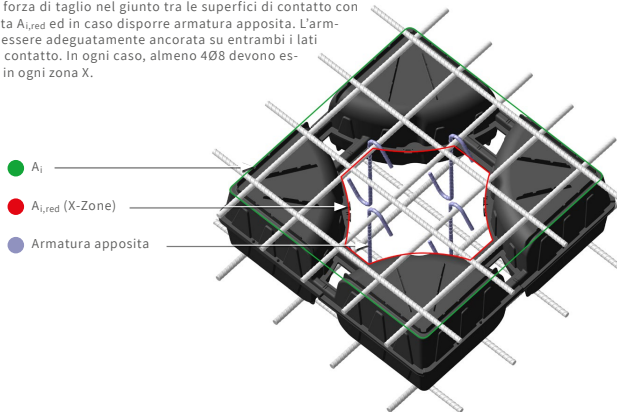
$$h_u \leq h_d - (c_{nom,o} + h_{bew,o} + c_{i,o} + c_{nom,u} + h_{bew,u} + c_{i,u})$$

$$d_{2,hk,min} \leq c_{nom,o} + h_{bew,o} + c_{i,o} + h_{dis,o}$$

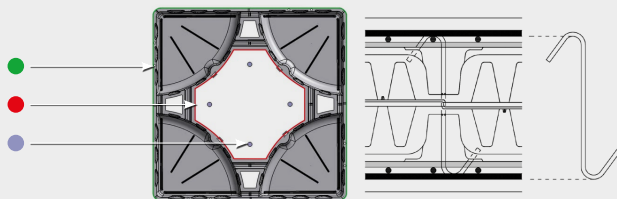
$$d_{2,hk,min} \leq c_{nom,u} + h_{bew,u} + c_{i,u} + h_{dis,u}$$



Quando si getta il calcestruzzo in due fasi, si deve verificare la trasmissione della forza di taglio nel giunto tra le superfici di contatto con l'area ridotta $A_{i,red}$ ed in caso disporre armatura apposita. L'armatura deve essere adeguatamente ancorata su entrambi i lati dell'area di contatto. In ogni caso, almeno 4Ø8 devono essere forniti in ogni zona X.



Esempio di un'armatura apposita



Progettazione e calcolo

Una soletta alleggerita Cobiax con elementi strutturali CLS può essere progettata e dimensionata da qualunque tecnico abilitato secondo la norma in vigore nel paese ed in ottemperanza alla la certificazione di sistema (abZ) dell'Istituto tedesco per l'edilizia (DIBT).

1. Sezione del solaio e parametri di design

Dopo aver stimato lo spessore della soletta h_d , si sceglie un adeguato elemento di alleggerimento Cobiax CLS, tenendo conto del copriferro c_{nom} , degli strati di armatura h_{bew} ed eventualmente degli strati intermedi c_i (ad es. per distanziatori aggiuntivi o sistemi di attivazione termica della massa). L'altezza del supporto h_u è determinante.

Per i requisiti di resistenza al fuoco, devono essere soddisfatte ulteriori condizioni di sezione. Per quanto, la riduzione del carico da parte degli alleggerimenti, il fattore di rigidezza residua f_{EI} ed il fattore della forza di taglio residua f_V (o la resistenza di taglio ridotta $V_{Rd,c,cobiax} = f_V \cdot V_{Rd,c}$) possono essere presi dalla tabella adiacente o interattivamente attraverso strumento CQL software (Cobiax Quick and Light).

2. Primo giro di calcolo

Il calcolo di una soletta alleggerita Cobiax viene effettuato in modo analogo a quello di una tradizionale soletta in c.a., tenendo conto di questi parametri di input. La riduzione del carico, assieme alla riduzione della rigidezza, vengono inizialmente applicate su tutta l'area del solaio.

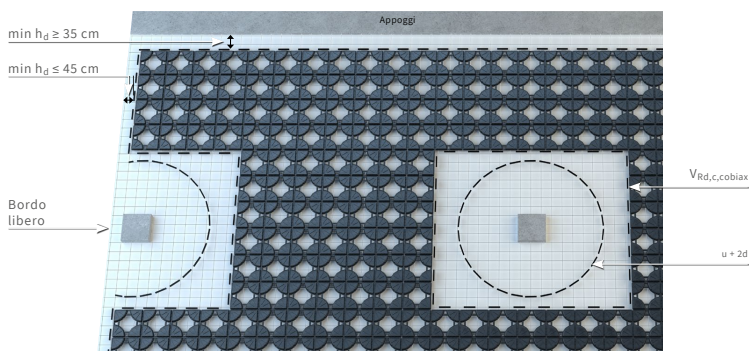
La limitazione della resistenza a taglio porta alla determinazione delle zone massicce richieste. Le zone con $V_{Ed} > V_{Rd,c,cobiax}$ devono essere eseguite senza corpi cavi. Nelle zone di taglio a punzonamento, si deve controllare che la zona massiccia si estenda oltre il perimetro critico o oltre l'ultima fila di armatura per una distanza di almeno $2d$. Altrimenti, la zona massiccia deve essere allargata di conseguenza.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO COBIAX SL

Lungo i bordi di appoggio deve essere prevista una zona massiccia libera con una larghezza B pari ad almeno uno spessore del solaio h_d ma non inferiore a 35 cm. Lungo i bordi liberi invece dev'essere disposta una fascia piena di larghezza B pari allo spessore della lastra h_d , ma non superiore a 45 cm.

3. Secondo giro di calcolo

All'interno delle zone massicce determinate sopra, vengono aggiustati il peso proprio e, se necessario, la rigidezza flessionale. Verrà dunque avviata una seconda sessione di calcolo, quella finale.



A seconda del carico e del sistema statico, la superficie coperta dalle forme strutturali risulterà in genere compresa tra 50% e 80% ca.

4. Verifiche di dettaglio

Nel getto in due fasi (per evitare il sollevamento dei corpi cavi), la trasmissione della forza di taglio nel giunto tra le sezioni di getto deve essere verificata con un'area effettiva ridotta $A_{i,red}$, vedi strumento CQL software (Cobix Quick and Light) ed, in caso, predisporre un'armatura apposita. In ogni caso, almeno 4Ø8 devono essere forniti in ogni zona X.

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO COBIAX SL

Gli elementi strutturali Cobiax CLS vengono installati direttamente l'uno accanto all'altro tra gli strati di armature superiori e inferiori secondo il piano di posa Cobiax e senza spazi intermedi. Questo può essere realizzato sia nella soluzione in-situ, così come nella soluzione prefabbricata.

Nella soluzione in-situ, i corpi cavi sono di solito assicurati contro il sollevamento per mezzo del getto di cls in due fasi di lavoro. Una volta avvenuta la presa del primo strato di

Dati dell'applicazione

Elemento di installazione			CLS-P-110	CLS-P-130	CLS-P-150	CLS-P-170	CLS-P-190	
2	Risparmio in volume	$h_{c,c}$	m^3/m^2	0,0456	0,0569	0,0683	0,0794	0,0906
3	Riduzione in peso (25 kN/m ³)	$g_{c,c}$	kN/m ²	1,14	1,42	1,71	1,99	2,27
4	Altezza totale elemento	h_v	cm	11,0	13,0	15,0	17,0	19,0
5	H min. del solaio	$h_{d,min}$	cm	20	22	24	26	28
6	H max. del solaio	$h_{d,max}$	cm	38	40	42	44	46
7	Min. ricopimento della cavità (inf. e sup.)	$d_{2,rig,min}$	cm	6				
8	Distanza della cavità dal bordo sup. dell'elemento	$h_{dis,o}$	cm					
9	Distanza della cavità dal bordo inf. dell'elemento	$h_{dis,u}$	cm					
10	H max. di calcolo per ricavare $V_{req,cobiax}$	$h_{d,genz}$	cm					
11	Fattore di resistenza residua a taglio (con $h_{d,min}$)	f_v		0,45	0,45	0,44	0,44	0,44
12	Fattore di rigidezza (con $h_{d,min}$ e posizione centrata)	f_{rl}		0,96	0,94	0,93	0,91	0,89
13	Superficie ridotta di aderenza	$A_{v,red}$						
14	Resistenza caratteristica del calcestruzzo							
15	Diam. max dell'inerte		mm					
16	Consistenza del calcestruzzo fresco							
17	Diam. max di armatura		mm					
18	Riduzione di emissioni di CO ₂		t/m ²	0,010	0,012	0,014	0,017	0,019
19	Superficie coperta per elemento di installazione		m ² /pz					
Componente - Corpo di alleggerimento			CLS-P-110	CLS-P-130	CLS-P-150	CLS-P-170	CLS-P-190	
21	Semi-elemento sup.		CLS-H-055	CLS-H-075	CLS-H-075	CLS-H-095	CLS-H-095	
22	Semi-elemento inf.		CLS-H-055	CLS-H-055	CLS-H-075	CLS-H-075	CLS-H-095	
23	Altezza cavità	h_v	cm	8,0	10,0	12,0	14,0	16,0
24	Diametro/ingombro max.		cm					
25	Volume del corpo di alleggerimento		dm ³ /pz	16,4	20,5	24,6	28,6	32,6
26	Min. interasse	e	cm					
27	Min. larghezza nervatura	a	cm					
28	Nr. corpi di alleggerimento per mq		pz/m ²					
29	Sup. per corpo di alleggerimento		m ² /pz					
30	Corpi di alleggerimento per elemento di installazione		pz/pz					

SISTEMA DI ALLEGGERIMENTO COBIAX SL

trattenuti durante la posa del secondo strato di calcestruzzo. A seconda della temperatura esterna e della qualità del calcestruzzo, questo avviene già dopo poche ore.

Tubazioni (≤ 25 mm) possono essere disposte all'altezza dei bracci di collegamento. La tecnologia Cobiax può essere facilmente combinata ad es. con l'advazione termica della massa e sistemi di presollecitazione.

CLS-P-210	CLS-P-230	CLS-P-250	CLS-P-270	CLS-P-290	CLS-P-310	CLS-P-330	CLS-P-350	CLS-P-370	CLS-P-390	CLS-P-410	CLS-P-470	CLS-P-530	CL P-5
0,0992	0,1078	0,1167	0,1278	0,1364	0,1436	0,1547	0,1650	0,1639	0,1750	0,1919	0,2189	0,2392	0,25
2,48	2,70	2,92	3,20	3,41	3,59	3,87	4,13	4,10	4,38	4,80	5,47	5,98	6,3
21,0	23,0	25,0	27,0	29,0	31,0	33,0	35,0	37,0	39,0	41,0	47,0	53,0	59
32	34	36	38	40	44	46	48	50	52	56	62	70	7
48	50	52	54	56	58	60	62	64	66	68	74	80	8
7				8				9				10	
1,5													
1,5													
76													
0,43	0,43	0,42	0,42	0,41	0,41	0,40	0,40						
0,90	0,88	0,87	0,86	0,85	0,86	0,85	0,84	0,83	0,82	0,83	0,81	0,80	0,7
0,21 A ₁													
da C20/25 a C45/55													
16													
da F3 a F4													
16													
0,021	0,023	0,025	0,027	0,029	0,030	0,032	0,035	0,034	0,037	0,040	0,046	0,050	0,0
0,36													
CLS-P-210	CLS-P-230	CLS-P-250	CLS-P-270	CLS-P-290	CLS-P-310	CLS-P-330	CLS-P-350	CLS-P-370	CLS-P-390	CLS-P-410	CLS-P-470	CLS-P-530	CL P-5
CLS-H-115	CLS-H-115	CLS-H-175	CLS-H-175	CLS-H-175	CLS-H-235	CLS-H-235	CLS-H-175	CLS-H-295	CLS-H-295	CLS-H-235	CLS-H-235	CLS-H-295	CL H-2
CLS-H-095	CLS-H-115	CLS-H-075	CLS-H-095	CLS-H-115	CLS-H-075	CLS-H-095	CLS-H-175	CLS-H-075	CLS-H-095	CLS-H-175	CLS-H-235	CLS-H-235	CL H-2
18,0	20,0	22,0	24,0	26,0	28,0	30,0	32,0	34,0	36,0	38,0	44,0	50,0	56
60,0/60,0													
35,7	38,8	42,0	46,0	49,1	51,7	55,7	59,4	59,0	63,0	69,1	78,8	86,1	93
60													
6,0													
2,78													
0,36													
1													



The Chemical Company

EMACO® NanoCrete R4

Malta cementizia tixotropica monocomponente nanomodificata strutturale per interventi di ripristino del cemento armato di spessore da 5 mm a 50 mm

Definizione

EMACO NanoCrete R4 è una malta cementizia, tixotropica, monocomponente, nanomodificata, strutturata, contenente fibre in poliacrionitrile.

Principali campi di applicazione

EMACO NanoCrete R4 è stato progettato per garantire la massima efficacia e durabilità negli interventi di ripristino, semplificando nel contempo le fasi di preparazione del supporto, di applicazione e di finitura.

- muri di sostegno;
- pareti in c.a.;
- qualsiasi altro manufatto in calcestruzzo di edilizia civile, commerciale o industriale.



EMACO NanoCrete R4 è applicabile sia a cazzuola che a spruzzo anche su superfici solamente sabbiate. Consente interventi di spessore da 5 mm a 50 mm senza la necessità di essere armato con rete elettrosaldata. Per interventi di spessore superiori a 50 mm è possibile l'applicazione in più strati, attendendo circa 24 ore tra uno strato e l'altro. I suoi campi di applicazione specifici sono rappresentati dal ripristino di:

- travi e pilastri;
- solai in latero-cemento;
- manufatti in calcestruzzo faccia a vista (frontalini, ecc);



MALTA TIPO EMACO - Classe R4

Prestazioni

Le prestazioni sottoriportate sono ottenute con una consistenza di 170-180 mm secondo UNI EN 13395/1, in assenza di bleeding

Requisiti	Limiti di accettazione previsti dalla EN 1504/3 per le malte di tipo R4	Prestazione
Resistenza a compressione, UNI EN 12190	a 28 gg ≥ 45 MPa	1 gg > 18 MPa 7 gg > 40 MPa 28 gg > 60 MPa
Modulo elastico, UNI EN 13412	a 28 gg ≥ 20.000 MPa	≥ 20.000 MPa
Adesione al calcestruzzo, UNI EN 1542 su supporto di tipo MC 0,40 (avente rapporto a/c = 0,40) secondo UNI EN 1766	≥ 2 MPa	≥ 2 MPa
Resistenza ai cicli di gelo-disgelo con sali disgelanti misurata come adesione UNI EN 1542 dopo i cicli UNI EN 13687/1 su supporto di tipo MC 0,40	≥ 2 MPa dopo 50 cicli	≥ 2 MPa dopo 50 cicli
Resistenza ai cicli temporaleschi misurata come adesione UNI EN 1542 dopo i cicli UNI EN 13687/2 su supporto di tipo MC 0,40	≥ 2 MPa dopo 30 cicli	≥ 2 MPa dopo 50 cicli
Resistenza ai cicli termici senza sali disgelanti misurata come adesione UNI EN 1542 dopo i cicli UNI EN 13687/4 su supporto di tipo MC 0,40	≥ 2 MPa dopo 30 cicli	≥ 2 MPa dopo 50 cicli
Resistenza alla carbonatazione accelerata, UNI EN 13295	profondità di carbonatazione \leq a quella del calcestruzzo di riferimento di tipo MC 0,45 (avente rapporto a/c = 0,45) secondo UNI EN 1766	Specificata superata
Impermeabilità all'acqua misurata come coefficiente di assorbimento capillare, UNI EN 13057	$\leq 0,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0,5}$	$\leq 0,5 \text{ kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0,5}$
Resistenza alla fessurazione - O Ring test - Canaletta triangolare (DIN type)	---	Nessuna fessura dopo 180 giorni Nessuna fessura dopo 180 giorni

BIBLIOGRAFIA

Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186.

Circolare 21 gennaio 2019 n.7 ” Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

SITOGRAFIA

STRAN, risoluzione online di schemi statici, <https://structural-analyser.com>
consultato il 14 Ottobre 2021

HI BOND, Lamiera grecata collaborante, http://www.metecnoitalia.it/doc/metecno_lamiere.pdf
consultato il 24 Settembre 2021

POLIESPANSO, “Costruire edifici a basso consumo energetico, con elevato comfort abitativo e antisismici”, <https://www.poliespanso.it>
consultato il 24 Settembre 2021

COBIAX, solai alleggeriti con sistemi in plastica riciclata, <https://www.cobix.com/it/it/>
consultato il 30 Ottobre 2021

LABORATORIO DI ARCHITETTURA
DELLE COSTRUZIONI COMPLESSE II



Professor Mpampatsikos Vassilis

Parma Beatrice 942572
Riva Carola 943280
Tosi Sara 942951