



Università degli Studi di Napoli “Federico II”

Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Tecnica delle Costruzioni

Anno Accademico 2022 – 2023

Elaborato 1

Progetto di un edificio multipiano in acciaio

Docenti _____

Prof. Ing. Antonio **Formisano**

Prof. Ing. Luigi **Fiorino**

Tutor _____

Ing. Emilia **Meglio**

Ing. Giovanna **Longobardi**

Studente _____

Riccardo Maria **Polidoro**

Sommario

1. Premessa	7
1.1 Descrizione dell'edificio.....	7
1.2 Norme di riferimento.....	8
1.3 Materiali.....	8
1.4 Modello di calcolo.....	8
2. Progettazione del solaio.....	9
2.1 Analisi di carico unitaria.....	9
2.2 Verifiche	13
2.2.1 2.2.1. Verifica in fase di getto	13
2.2.2 2.2.3 Verifica in fase di esercizio.....	15
3. Progettazione delle travi secondarie.....	15
3.1 Trave secondaria interna	16
3.1.1 Analisi dei carichi.....	16
3.1.2 Verifiche	17
3.2 Trave secondaria esterna	18
3.2.1 Analisi dei carichi.....	18
3.2.2 Verifiche	19
4. Progettazione delle travi principali.....	21
4.1 Trave principale interna	21
4.1.1 Analisi dei carichi.....	21
4.1.2 Verifiche	22
4.2 Trave principale esterna	25
4.2.1 Analisi dei carichi.....	25
4.2.2 Verifiche	25
5. Progettazione di colonne.....	28
5.1 Modello geometrico-strutturale e profili ipotizzati	28
5.2 Analisi dei carichi.....	29
5.2 Verifiche	30
5.2.1 Verifica preliminare di snellezza massima	31
5.2.2 Verifica allo SLU per compressione.....	31
5.2.3 Verifica di stabilità nelle aste compresse.....	32
6. Progettazione dei collegamenti.....	34
6.1 Collegamento trave secondaria – trave principale.....	35
6.1.1 Verifiche	36
6.2 Collegamento trave principale – colonna.....	38
6.2.1 Verifica a rottura – allineamenti 1 e 2.....	40
6.2.2 Verifiche a taglio e a trazione negli allineamenti 3 e 4.....	41

7. Confronto tra i D.C.R. 41



1. Premessa

L'elaborato verte sulla realizzazione di un progetto strutturale di un edificio multipiano in acciaio – al netto delle strutture resistenti alle azioni orizzontali e dei collegamenti tra elementi verticali – secondo le indicazioni normative vigenti.

1.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio in oggetto è stato definito in base alle indicazioni di traccia, in cui viene presentato un edificio costituito da dieci campate di lunghezza regolare e costante – di cui una caratterizzata da una bucaatura in virtù della successiva realizzazione di sistemi di collegamento verticali – con orditura a travi continue lungo la direzione prevalente della pianta, con un'altezza di interpiano al piano terra di 4.00 m e ai piani successivi di 3.5 m. Essendo la luce delle campate, il numero di piani e i carichi variabili definiti in base a numeri caratteristici, identificativi del candidato, si riportano di seguito i dati di progetto ricavati.

Dati candidato		Dati per traccia	
Nome	Riccardo Maria	N	13
Cognome	Polidoro	C	8
matr.	N52/712	P	PARI
ultime cifre	712	M	2

Dati geometrici da traccia	
L (m)	8
n _p	8
Carichi variabili	
Cat.A	Ambienti ad uso residenziale

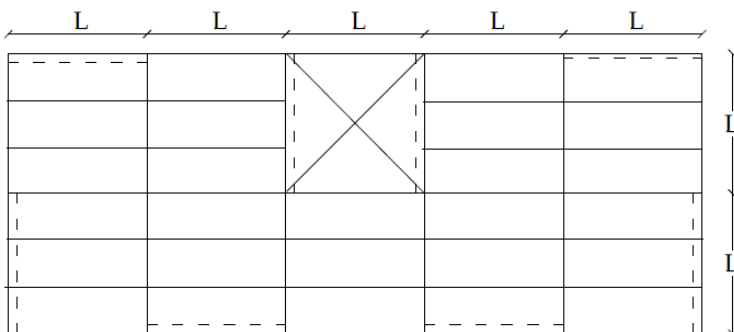


Figura 2: Pianta piano tipo

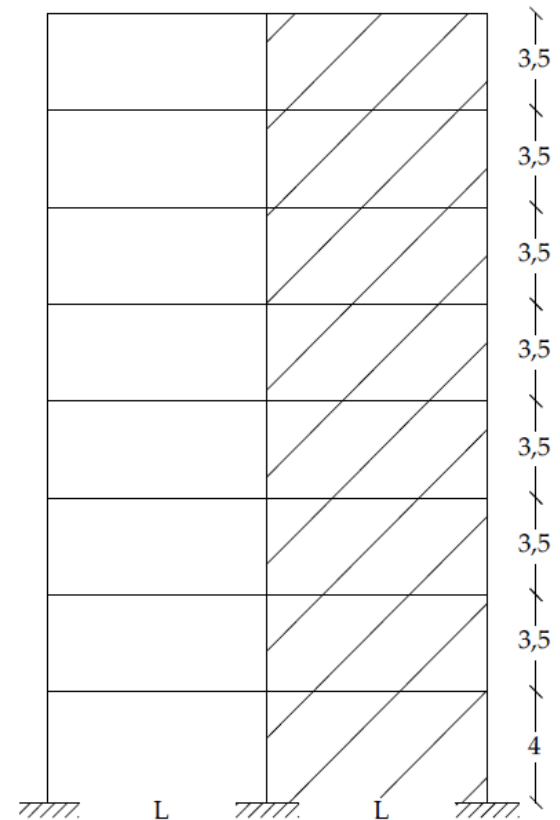


Figura 1: Rappresentazione in alzato della struttura.

1.2 Norme di riferimento

Il progetto è stato condotto in base alle indicazioni del DM 17.01.2018 *Aggiornamento delle "Norme Tecniche per Costruzioni"*, integrando laddove assenti precise disposizioni normative dalle indicazioni dell'*Eurocodice 3*, norma di riferimento europea per la progettazione delle strutture in acciaio espressamente indicata dalle NTC¹ come norma costituente *indicazioni di comprovata validità*, che ne fornisce il *sistematico supporto applicativo*. In alcune applicazioni, le indicazioni dell'EC3 sono a loro volta state integrate da quelle della direttiva CNR 10011.

1.3 Materiali

Nel progetto della struttura sono stati considerati i seguenti materiali:

Materiali	
Acc. Carpenteria	S355
Classe Bulloni	8.8
Acc. CLS	B450C
CLS	C25/30

In un progetto definitivo presumibilmente figurerebbe anche una classe di acciaio armonico, relativa a cavi utilizzati per i sistemi di

controventamento. Inoltre, a causa delle ingenti sollecitazioni di sforzo normale al piede della colonna, si ritiene altamente probabile la previsione di una classe di calcestruzzo avente migliori caratteristiche di resistenza per la struttura di fondazione.

1.4 Modello di calcolo

Essendo il progetto riferito ai soli carichi verticali, in virtù del progetto di nodi aventi comportamento analogo ad una cerniera, si è adottato come modello di riferimento per il calcolo della struttura lo *schema pendolare* associato allo schema presentato al par. 1.1, presentato a fianco.

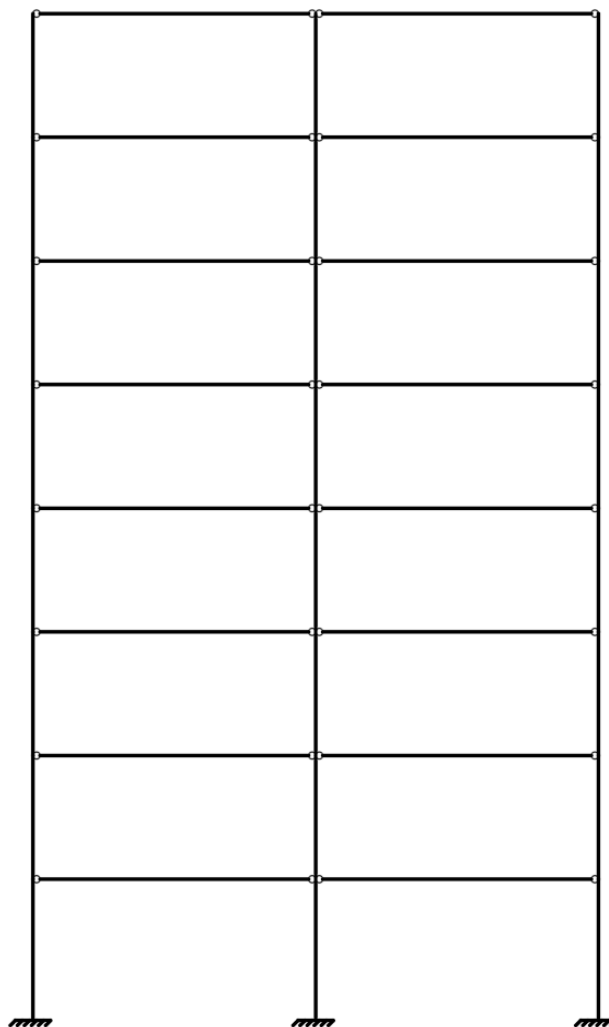


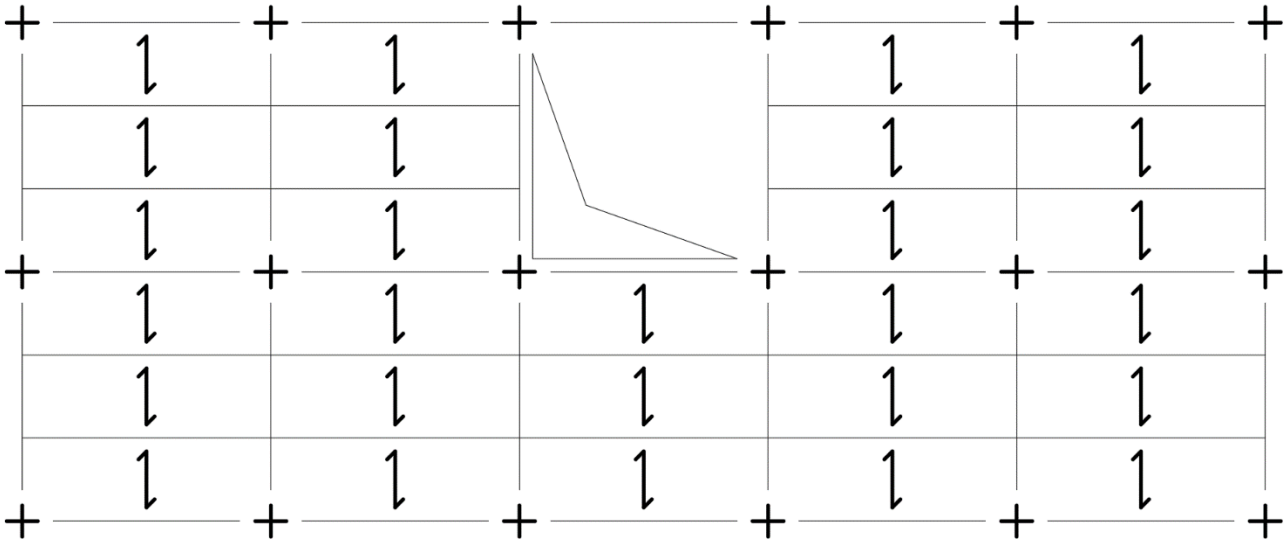
Figura 3: Schema pendolare.

¹ NTC2018, par. 1.1



2. Progettazione del solaio

In virtù dell'orditura delle travi assegnata, anche il solaio presenta un'unica orditura costante in ogni campata, come indicato di seguito:



2.1 Analisi di carico unitaria

Per determinare efficacemente le combinazioni di carico agenti sugli elementi costruttivi è stata condotta un'analisi dei carichi determinati da un m² di solaio. Si riportano di seguito gli elementi costitutivi del calcolo dei carichi di ogni orizzontamento:

- Pavimentazione in legno stratificato – 10 mm;
- Controsoffitto in pannelli di alluminio 60x60 cm;
- Strato di sottofondo in argilla espansa e boiaccia di cemento – 6 cm;
- Tamponatura interna costituita da un filare di laterizi forati (spessore 8 cm) e due strati di intonaco (spessore 1.5 cm)²;
- Tamponatura esterna in cartongesso a doppia orditura e doppio rivestimento Knauf W115, con pannelli di rivestimento *Aquapanel* esterni – 26.2 cm;
- Lamiera collaborante in acciaio HI-BOND A55/P600.

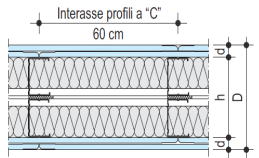
Avendo definito compiutamente i carichi *semi-permanenti*, si è ritenuto di adottare come coefficiente di sicurezza dei carichi G_2 il medesimo coefficiente utilizzato per i carichi *permanenti* G_1 , come da indicazioni normative³.

Coefficienti di sicurezza		
γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
1.3	1.3	1.5

² Previsione più gravosa rispetto ad una parete divisoria interna in cartongesso di simile spessore (ad es. parete Knauf W112 – 43 kg/m²), effettuata in ragione di probabili interventi successivi nel corso della vita utile dell'opera.

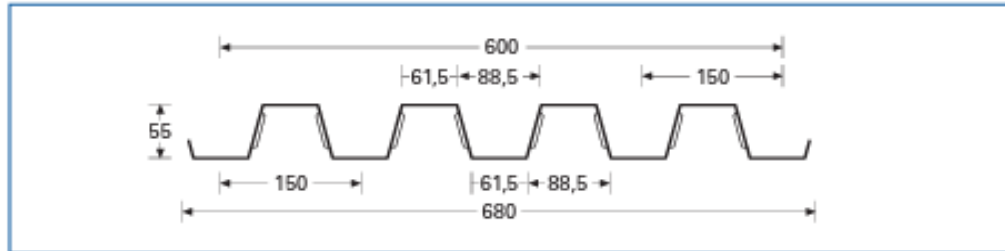
³ EC3, prospetto 2.2; par. 2.3.3.2.

Si riportano di seguito le tabelle di riferimento per la tamponatura esterna e per la lamiera grecata utilizzate per la determinazione e/o il calcolo dell'elemento strutturale.

Dati tecnici	Dati tecnici - Misure				Fono- isolamento R_w dB ⁽²⁾	Strato Isolante Spessore/ densità mm / kg/m ³	Rapporto di prova
	Spessore Parete D mm	Profilo (Intercap.) h mm	Rivestimento Spess. Tipo d mm	Peso ⁽¹⁾ (ca.) ₂ kg/m ²			
Sistema W 115 Parete Knauf a doppia orditura metallica con doppio rivestimento ad alto isolamento acustico 	155	50+50	2x12,5 GKB (A) GKF (F) GKI (H)	50	55	40 ⁽³⁾	82560-2
	200	50+50			53	40 ⁽³⁾	21546/4
	200	50+50			61	2x40/40 ⁽⁴⁾	186659
	150	50+50			65	80 ⁽³⁾	512/78-6
	262,5	75+75			66	50+50 ⁽³⁾	MA39-F420/81
	212,5	75+75			62	50+50 ⁽³⁾	MA39-F524/81

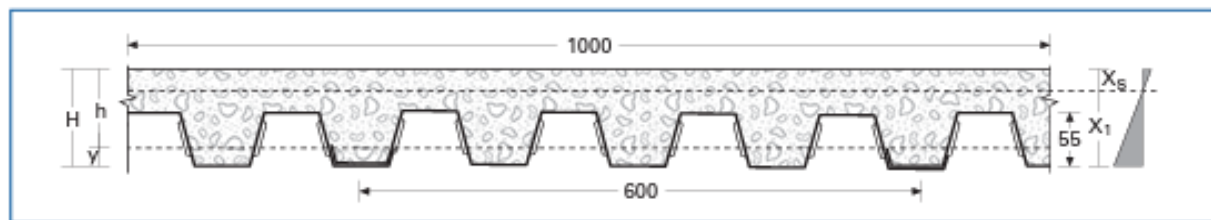


TIPO A 55/P 600
HI-BOND
HI-BOND
TYPE A 55/P 600



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 ⁴ /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 ⁴ /m	47,42	56,57	75,84	93,72
W _i	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 ⁴ /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	

TIPO A 55/P 600 - HI-BOND

HI-BOND TYPE A 55/P 600

Luce massima in metri per solai HI-BOND - Max spans in meters - Max entr'axes en metres -

Max spannweite in Metern

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement repartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²													
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
10	0,70	3,30	3,18	3,07	2,97	2,88	2,79	2,72	2,64	2,58	2,52	2,41	2,31	2,15	1,88
	0,80	3,55	3,42	3,29	3,18	3,08	2,99	2,91	2,83	2,76	2,69	2,56	2,44	2,26	1,88
	1,00	4,01	3,85	3,70	3,57	3,39	3,24	3,12	3,01	2,91	2,83	2,69	2,57	2,26	1,88
	1,20	4,41	4,23	3,94	3,71	3,53	3,37	3,24	3,13	3,03	2,95	2,80	2,68	2,26	1,88
11	0,70	3,20	3,10	3,01	2,93	2,85	2,78	2,72	2,65	2,60	2,54	2,44	2,36	2,21	2,08
	0,80	3,44	3,34	3,24	3,15	3,06	2,98	2,91	2,85	2,78	2,73	2,62	2,52	2,36	2,08
	1,00	3,89	3,76	3,64	3,54	3,44	3,35	3,27	3,19	3,12	3,05	2,93	2,80	2,50	2,08
	1,20	4,29	4,14	4,01	3,89	3,78	3,67	3,53	3,41	3,30	3,21	3,04	2,91	2,50	2,08
12	0,70	3,09	3,02	2,94	2,87	2,81	2,75	2,70	2,64	2,59	2,55	2,46	2,38	2,24	2,13
	0,80	3,33	3,25	3,17	3,09	3,02	2,96	2,89	2,84	2,78	2,73	2,64	2,55	2,40	2,27
	1,00	3,77	3,66	3,57	3,48	3,40	3,33	3,25	3,19	3,13	3,07	2,96	2,86	2,69	2,27
	1,20	4,15	4,04	3,93	3,83	3,74	3,65	3,57	3,50	3,43	3,36	3,24	3,13	2,72	2,27
13	0,70	2,99	2,93	2,87	2,81	2,76	2,71	2,66	2,62	2,58	2,53	2,46	2,39	2,27	2,16
	0,80	3,22	3,15	3,09	3,03	2,91	2,91	2,86	2,81	2,77	2,72	2,64	2,56	2,43	2,31
	1,00	3,65	3,56	3,49	3,41	3,35	3,28	3,22	3,16	3,11	3,06	2,96	2,88	2,72	2,43
	1,20	4,03	3,93	3,84	3,76	3,68	3,61	3,54	3,48	3,42	3,36	3,25	3,15	2,92	2,43

H Soletta Slab Dalle Decke mm	Spessore Thickness Epaisseur Stärke mm	Sovraccarico utile uniformemente distribuito KN/m ² - Useful overload evenly distributed KN/m ² Surcharge utile uniformement repartie KN/m ² - Nutzlast gleichmassig verteilt KN/m ²													
		1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00
10	0,70	3,59	3,43	3,29	3,17	3,06	2,96	2,87	2,78	2,71	2,64	2,51	2,40	2,22	1,88
	0,80	3,86	3,68	3,53	3,40	3,28	3,17	3,07	2,98	2,90	2,82	2,69	2,57	2,26	1,88
	1,00	4,34	4,14	3,96	3,81	3,67	3,55	3,43	3,33	3,24	3,15	3,00	2,83	2,26	1,88
	1,20	4,78	4,55	4,35	4,18	4,02	3,88	3,76	3,64	3,54	3,44	3,23	2,83	2,26	1,88
11	0,70	3,49	3,37	3,25	3,15	3,05	2,97	2,89	2,81	2,75	2,68	2,57	2,47	2,30	1,88
	0,80	3,76	3,62	3,49	3,38	3,28	3,18	3,10	3,02	2,94	2,87	2,75	2,64	2,45	2,08
	1,00	4,24	4,07	3,93	3,80	3,68	3,57	3,47	3,38	3,29	3,21	3,07	2,95	2,50	2,08
	1,20	4,67	4,48	4,32	4,17	4,03	3,91	3,80	3,70	3,60	3,52	3,36	3,13	2,50	2,08
12	0,70	3,39	3,29	3,20	3,11	3,03	2,96	2,89	2,82	2,76	2,71	2,60	2,51	2,35	2,22
	0,80	3,65	3,54	3,44	3,34	3,25	3,17	3,10	3,03	2,96	2,90	2,79	2,69	2,52	2,27
	1,00	4,12	3,99	3,87	3,76	3,66	3,56	3,48	3,40	3,32	3,25	3,12	3,01	2,72	2,27
	1,20	4,55	4,40	4,26	4,13	4,02	3,91	3,82	3,72	3,64	3,56	3,42	3,29	2,72	2,27
13	0,70	3,29	3,21	3,13	3,06	2,99	2,93	2,87	2,81	2,76	2,71	2,62	2,53	2,39	2,26
	0,80	3,55	3,45	3,37	3,29	3,21	3,14	3,08	3,02	2,96	2,91	2,81	2,71	2,56	2,42
	1,00	4,01	3,90	3,80	3,71	3,62	3,54	3,46	3,39	3,33	3,26	3,15	3,04	2,86	2,43
	1,20	4,42	4,30	4,18	4,08	3,98	3,89	3,80	3,72	3,65	3,58	3,45	3,33	2,92	2,43

I valori in colore non prevedono limitazione di freccia $f < l/240$ (1^a fase) - Values indicated in color are calculated without deflection limitation $f < l/240$ (1st phase)
- Les valeurs imprimées en couleur sont sans limitation de flèche $f < l/240$ (1^{ère} phase) - Die in Farbe angegebenen Werte sehen keine Begrenzung der Durchbiegung vor $f < l/240$ (1. phase).



Avendo previsto un solaio di altezza strutturale 11 cm e spessore della lamiera 1 mm, si riportano di seguito i dati relativi all'analisi dei carichi del solaio ed i calcoli ad essa annessi.

Solaio collaborante in lamiera grecata e getto di CLS								
G ₁ (kN/m ²)	G ₂ , sottofondo (kN/m ²)	G ₂ , pavimentazione (kN/m ²)	G ₂ , controsoffitto (kN/m ²)	G ₂ , tramezzi (kN/m ²)	g ₂ , tramezzi (kN/m)	G ₂ , tamponatura (kN/m ²)	G ₂ , tot (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
2.28	0.48	0.25	0.08	0.40	0.94	0.50	1.71	2.00

Analisi unitaria: g ₂ tramezzi (NTC18 3.1.3)			
Materiale	Peso specifico (kN/m ³)	Spessore (cm)	g ₂ (kN/m)
Laterizio forato	8	8	0.64
Intonaco	0.2	1.5	0.3

Lamiera HI BOND A55/P600				
H (cm)	G ₁ soletta (kg/m ²)	t _{lamiera} (mm)	G ₁ lamiera (kg/m ²)	G ₁ tot (kN/m ²)
11	215	1	13.08	2.28
Dati per analisi in fase di getto				
G ₁		EN1991-1-6		Lappoggi
G ₁ lamiera (kN/m ²)	G ₁ soletta (kN/m ²)	Q _{getto} (3mx3m) (kN/m ²)	Q _{distr.} (kN/m ²)	l (m)
0.13	2.15	1.5	0.75	2.67

2.2 Verifiche

2.2.1 2.2.1. Verifica in fase di getto

In virtù della presenza di due travi secondarie per ogni campata, che riducono la luce tra due appoggi consecutivi del solaio da 8.00 m a 2.67 m, si è ritenuto di progettare il solaio prevedendo una fase realizzativa in assenza di puntelli, così da velocizzare il processo di realizzazione dell'opera. Immaginando di appoggiare la lamiera al di sopra della maglia di travi principali e secondarie, si è preferito schematizzare ogni luce tra due travi consecutive con uno schema di trave semplicemente appoggiata – condizione più gravosa rispetto alla trave continua su più appoggi in relazione alle verifiche in fase di getto.

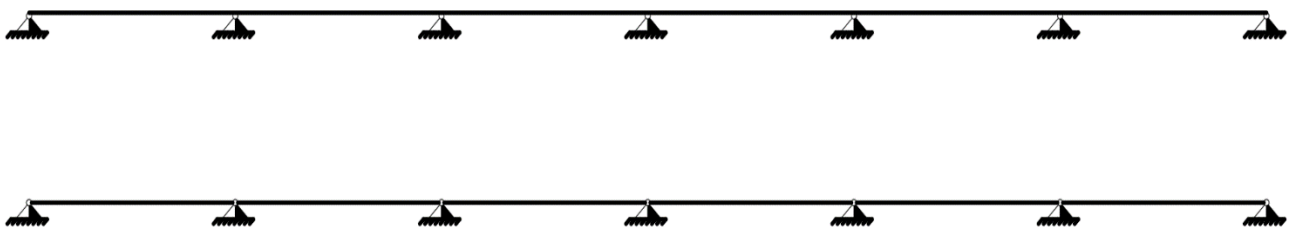


Figura 4: Modellizzazioni strutturali differenti del solaio. In alto, lo schema corrispondente al caso di progetto (lamiera appoggiata sulle travi e connettori sismici di collegamento tra trave e solaio); nel secondo caso è rappresentato lo schema utilizzato nei calcoli a vantaggio di sicurezza.

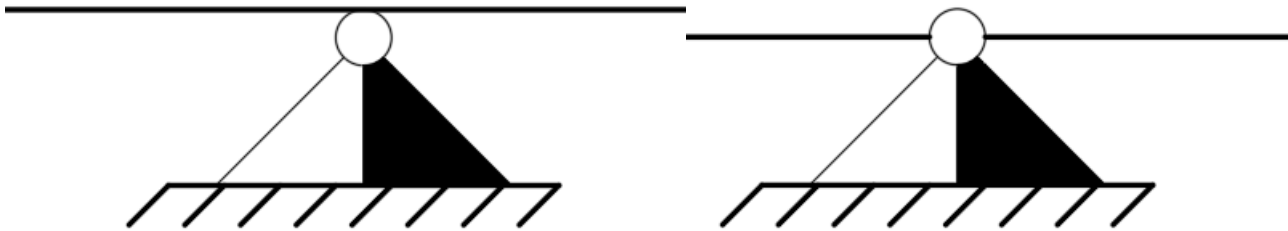


Figura 5: Modellizzazioni strutturali differenti del solaio. Particolare. A sinistra, il caso reale; a destra il caso utilizzato nei calcoli.

La verifica in fase di getto si rende necessaria in quanto occorre verificare che la lamiera sia in grado di sostenere il peso della soletta di calcestruzzo armato nel corso della sua maturazione, ovvero quando il CLS non ha ancora acquistato apprezzabili proprietà strutturali. La verifica è stata condotta sia in base alle indicazioni del produttore – verifica allo stato limite di servizio – che allo stato limite ultimo, considerando un carico variabile di 1.50 kN/m^2 in fase di getto come da indicazioni normative e valutando la *portanza*⁴ del solaio. Ne segue che il calcolo della portanza allo S.L.U. prevede i seguenti carichi:

- G_2 : peso proprio della soletta in calcestruzzo;
- Q : carico variabile di 1.50 kN/m^2 legato al getto di calcestruzzo.

Dati per analisi in fase di getto				
G_1		EN1991-1-6		Lappoggi
G_1 lamiera (kN/m^2)	G_1 soletta (kN/m^2)	Q_{getto} (3mx3m) (kN/m^2)	$Q_{\text{distr.}}$ (kN/m^2)	l (m)
0.13	2.15	1.5	0.75	2.67

Verifica fase 1: getto del CLS (no puntelli)			
M_{MAX} (kNm)	f (mm)	f_{lim} (mm)	f/f_{lim} (%)
3.24	0.01	11.11	0.13

Verifica fase 1 a SLU: getto del CLS (no puntelli)			
P_{Ed} (kN/m^2)	P_{Rd} (kN/m^2)	l (m)	$P_{\text{Ed}}/P_{\text{Rd}}$ (%)
5.05	6.74	2.67	74.84

Entrambe le verifiche sono soddisfatte; in particolare, da un confronto tra i D.C.R. si osserva che la verifica a stato limite ultimo è sensibilmente più gravosa di quanto richiesto dal produttore.

⁴ Capacità portante dell'orizzontamento, eccettuato il peso proprio dell'elemento di riferimento per l'analisi.



2.2.2 2.2.3 Verifica in fase di esercizio

La verifica – condotta in maniera analoga rispetto al punto precedente – considera come carichi permanenti i carichi del solaio strutturale *al finito* e come carichi semipermanenti i carichi G_2 riportati al par. 2.1, considerando come azione variabile il carico legato alla destinazione residenziale dell'edificio.

Verifica fase 2: Solaio in esercizio			
M_{MAX} (kNm)	f (mm)	f_{lim} (mm)	f/f_{lim} (%)
3.30	2.14	5.33	40.12

Verifica fase 2 a SLU: Solaio in esercizio			
P_{Ed} (kN/m ²)	P_{Rd} (kN/m ²)	l (m)	P_{Ed}/P_{Rd} (%)
5.22	8.89	2.67	58.76

Anche in questo caso, la verifica a stato limite ultimo è più gravosa di quella allo stato limite di esercizio richiesta dal produttore, fermo restando uno scarto meno significativo tra i D.C.R.

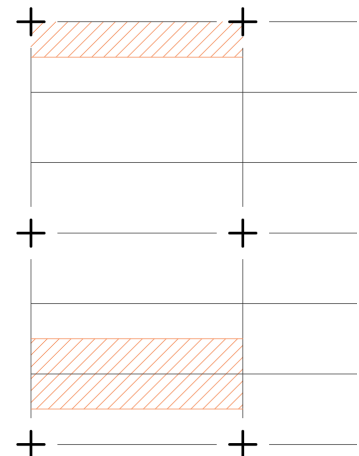
Al fine di garantire la ripartizione dei carichi, la soletta collaborante è dotata di un'armatura di ripartizione che per un solaio realizzato in assenza di puntelli occupa lo 0.2% dell'area resistente del calcestruzzo. In base alle indicazioni della tabella fornita dal produttore, si ha che:

Armatura di ripartizione A_f (0.2% A_{CLS})			
S_s (cm)	Arm. Prescritta (cm ² /cm)	ϕ (mm)	Maglia (cm/cm)
5.5	1.1	6	25x25

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

3. Progettazione delle travi secondarie

Si definisce *trave secondaria* una trave che porta come unico carico dovuto ad elementi strutturali il carico del solaio. Nella figura a fianco si



riportano le *aree di influenza*⁵ di due travi secondarie, da cui si intuisce che in relazione ai carichi verticali le travi interne sono tendenzialmente più sollecitate delle travi di bordo (sulle quali però insiste direttamente la tamponatura esterna che, sebbene poggia sul solaio appena progettato, scarica gran parte del proprio peso su di esse).

Si riporta di seguito il progetto di una trave interna e di una trave di bordo; in virtù del fatto di aver progettato la struttura esclusivamente a carichi verticali e per garantire una ridotta variazione di sezioni della trave – che possono implicare costi e tempi di cantiere maggiori in applicazioni a edifici di dimensione relativamente ridotta – si è preferito considerare un profilo costante per ciascuna trave secondaria, pari alla maggiore tra le due sezioni identificate.

Considerando unioni bullonate a *squadretta* per ciascun collegamento che coinvolge una trave, lo schema strutturale che meglio modella il comportamento di detti elementi è quello di trave semplicemente appoggiata, essendo il collegamento a *squadretta* sostanzialmente paragonabile ad una cerniera.

3.1 Trave secondaria interna

3.1.1 Analisi dei carichi

Come fatto in precedenza, si riporta di seguito l'analisi dei carichi portati dalla generica trave secondaria interna in ragione della propria area di influenza (pari alla luce della trave moltiplicata per la luce tra due travi secondarie consecutive, come evidente dallo schema già riportato).

Trave secondaria interna					
Profilo	G ₁ (kN/m)	G _{1,solaio} (kN/m ²)	G _{2,solaio} (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	L _{influenza} (m)
IPE300	0.422	2.28	1.71	2	2.67

Si riportano le caratteristiche meccaniche e geometriche del profilo ipotizzato, utilizzate per la successiva fase di verifica:

Caratteristiche profilo IPE300					
Peso (kg/m)	Classe fless	W _{pl,y} (cm ³)	A (cm ²)	A _v (cm ²)	I _y (cm ⁴)
42.2	1	628.4	53.81	25.68	8356

Logicamente, i carichi riportati nell'analisi non sono tra loro omogenei, essendo essi riferiti a misure areali o lineari; risulta evidente che il carico a metro lineare portato dalla trave in riferimento ai carichi dovuti al solaio è pari al prodotto tra detti carichi e la larghezza dell'area di influenza della trave, riportata nella tabella.

⁵ Aree in cui si concentrano tutti i carichi portati dalla trave nell'ipotesi di semplice appoggio.



3.1.2 Verifiche

Sulle travi, essendo elementi inflessi, sono state condotte le seguenti verifiche:

- Verifiche allo stato limite ultimo⁶:
 - Flessione;
 - Taglio;
- Verifica di instabilità latero-torsionale⁷;
- Verifica allo stato limite di servizio (deformabilità).

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche, come da indicazioni delle NTC 2018 e secondo i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni di cui al par. 2 della presente relazione.

3.1.2.1 Stato Limite Ultimo

Nella verifica allo stato limite ultimo per flessione si verifica la risposta della trave a flessione in condizioni ultime, considerando un modello di trave semplicemente appoggiata di luce $L=8.00$ m soggetta al carico uniformemente ripartito ottenuto dalla combinazione di carico allo S.L.U. delle azioni riportate al par. 3.1.1.

$$P_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

Analogamente, la verifica allo stato limite ultimo per taglio richiede di analizzare il comportamento dell'elemento in condizioni ultime in relazione al taglio, il cui valore massimo – assunto come sollecitazione agente V_{Ed} – si ricava, come nel caso della flessione, dallo schema notevole di trave appoggiata-appoggiata.

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifica allo SLU						
Carico	Flessione			Taglio		
$P_{Ed,SLU}$ (kN/m)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed}/V_{Rd} (%)
23.30	186.38	212.46	87.73	93.19	501.2719994	18.591

Entrambe le verifiche sono soddisfatte; in particolare, il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} è sensibilmente inferiore al 50%, determinando dunque la possibilità di trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

⁶ A rigore sarebbe necessaria anche una verifica delle azioni combinate di flessione e taglio, ma essendo il modello strutturale uno schema di trave appoggiata-appoggiata, risulta evidente che, verificandosi momento flettente massimo in corrispondenza di taglio nullo e viceversa e verificandosi la condizione normativa di cui al par. 4.2.4.1.2.6. delle NTC2018, detta verifica risulterebbe ridondante.

⁷ Poiché le travi secondarie portano unicamente il carico dei solai – che in virtù della loro orditura e della presenza di connettori costituiscono un vincolo agli spostamenti laterali – la verifica risulta ridondante.

3.1.2.2 Stato Limite di Servizio

La verifica in questo caso verte su un'analisi della freccia massima in corrispondenza dei soli carichi variabili ($\delta_Q \leq 1/300$) e in relazione ai carichi complessivamente agenti sulla trave ($\delta_{tot} \leq 1/250$). Anche in questo caso, la valutazione della freccia massima discende dagli schemi notevoli; complessivamente si ha che:

$$\delta_{tot} = \delta_{G1+G2} + \delta_Q - \Delta c$$

Con Δc pari alla *premonta*, deformata permanente della trave che si oppone alla deformazione del solaio per effetto dei carichi verticali.

A vantaggio di sicurezza, la verifica è stata condotta considerando una premonta nulla; si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Verifica allo SLS						
freccie			Verifica f_{tot}		Verifica f_Q	
f_G (mm)	f_Q (mm)	f_{tot} (mm)	f_{tot}/L (-)	DCR (%)	f_Q/L (-)	DCR (%)
13.41	6.08	19.49	0.00	60.91	7.60E-04	22.795

Risulta che la verifica più gravosa è quella allo SLU per flessione, condizione compatibile con i criteri di gerarchia delle resistenze e di congruo esercizio nel corso della vita utile dell'edificio.

3.2 Trave secondaria esterna

3.2.1 Analisi dei carichi

Come fatto in precedenza, si riporta di seguito l'analisi dei carichi portati dalla generica trave secondaria esterna in ragione della propria area di influenza (pari alla luce della trave moltiplicata per la metà della luce tra due travi secondarie consecutive, come evidente dallo schema già riportato).

Trave secondaria esterna					
Profilo	G_1 (kN/m ²)	$G_{1,solaio}$ (kN/m ²)	$G_{2,solaio}$ (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	$L_{influenza}$ (m)
IPE270	0.361	2.28	1.71	2	1.33

Si riportano le caratteristiche meccaniche e geometriche del profilo ipotizzato, utilizzate per la successiva fase di verifica:

Caratteristiche profilo IPE270					
Peso (kg/m)	Classe profilo	$W_{pl,y}$ (cm ³)	A (cm ²)	A_v (cm ²)	I_y (cm ⁴)
36.1	1	484	45.95	22.14	5789.8



Logicamente, i carichi riportati nell'analisi non sono tra loro omogenei, essendo essi riferiti a misure areali o lineari; risulta evidente che il carico a metro lineare portato dalla trave in riferimento ai carichi dovuti al solaio è pari al prodotto tra detti carichi e la larghezza dell'area di influenza della trave, riportata nella tabella.

3.2.2 Verifiche

Sulle travi, essendo elementi inflessi, sono state condotte le seguenti verifiche:

- Verifiche allo stato limite ultimo⁸:
 - Flessione;
 - Taglio;
- Verifica di instabilità latero-torsionale⁹;
- Verifica allo stato limite di servizio (deformabilità).

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche, come da indicazioni delle NTC 2018 e secondo i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni di cui al par. 2 della presente relazione.

3.2.2.1 Stato Limite Ultimo

Nella verifica allo stato limite ultimo per flessione si verifica la risposta della trave a flessione in condizioni ultime, considerando un modello di trave semplicemente appoggiata di luce L=8.00 m soggetta al carico uniformemente ripartito ottenuto dalla combinazione di carico allo S.L.U. delle azioni riportate al par. 3.1.1.

$$P_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

Analogamente, la verifica allo stato limite ultimo per taglio richiede di analizzare il comportamento dell'elemento in condizioni ultime in relazione al taglio, il cui valore massimo – assunto come sollecitazione agente V_{Ed} – si ricava, come nel caso della flessione, dallo schema notevole di trave appoggiata-appoggiata.

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifica allo SLU						
Carico	Flessione			Taglio		
$P_{Ed,SLU}$ (kN/m)	M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{ed}/M_{Rd} (%)	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed}/V_{Rd} (%)
11.54	92.34	163.64	56.43	46.17	432.17	10.684

⁸ A rigore sarebbe necessaria anche una verifica delle azioni combinate di flessione e taglio, ma essendo il modello strutturale uno schema di trave appoggiata-appoggiata, risulta evidente che, verificandosi momento flettente massimo in corrispondenza di taglio nullo e viceversa e verificandosi la condizione normativa di cui al par. 4.2.4.1.2.6. delle NTC2018, detta verifica risulterebbe ridondante.

⁹ Poiché le travi secondarie portano unicamente il carico dei solai – che in virtù della loro orditura e della presenza di connettori costituiscono un vincolo agli spostamenti laterali – la verifica risulta ridondante.

Entrambe le verifiche sono soddisfatte; in particolare, il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} è sensibilmente inferiore al 50%, determinando dunque la possibilità di trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

3.2.2.2 Stato Limite di Servizio

La verifica in questo caso verte su un'analisi della freccia massima in corrispondenza dei soli carichi variabili ($\delta_Q \leq 1/300$) e in relazione ai carichi complessivamente agenti sulla trave ($\delta_{tot} \leq 1/250$). Anche in questo caso, la valutazione della freccia massima discende dagli schemi notevoli; complessivamente si ha che:

$$\delta_{tot} = \delta_{G1+G2} + \delta_Q - \Delta c$$

Con Δc pari alla *premonta*, deformata permanente della trave che si oppone alla deformazione del solaio per effetto dei carichi verticali.

A vantaggio di sicurezza, la verifica è stata condotta considerando una premonta nulla; si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Verifica allo SLS						
freccie			Verifica f_{tot}		Verifica f_Q	
f_G	f_Q	f_{tot}	f_{tot}/L	DCR	f_Q/L	DCR
(mm)	(mm)	(mm)	(-)	(%)	(-)	(%)
13.23	6.08	19.31	0.00	60.33	7.60E-04	22.795

A seguito di un'analisi di mercato, risulta che la previsione di due differenti classi di travi secondarie sia meno conveniente rispetto al considerare un'unica classe di travi in virtù dei seguenti vantaggi:

- Abbattimento dei costi in virtù dell'acquisto all'ingrosso di un maggior numero di travi della medesima classe;
- Maggior velocità di montaggio, riduzione degli ingombri di cantiere in virtù della non necessità di stoccare le travi di due differenti profili in aree differenti, con conseguenti vantaggi nei costi di costruzione.

Ne segue che, malgrado il dimensionamento attuato, si è preferito prevedere in sede di progetto esclusivamente travi secondarie IPE300.



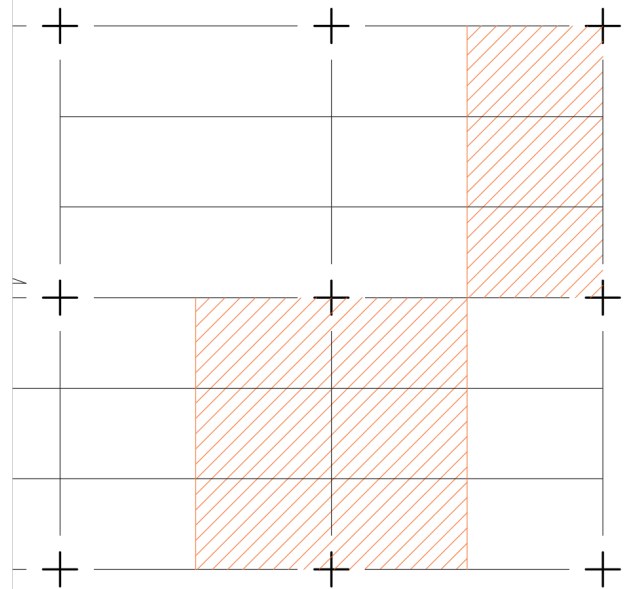
4. Progettazione delle travi principali

Il procedimento di progettazione e verifica delle travi principali è del tutto analogo rispetto a quanto fatto per le travi secondarie, tenendo in debito conto del fatto che:

- L'area di influenza di una trave principale si costruisce considerando che essa è soggetta ai carichi portati dalle travi secondarie e dal solaio;
- Alcune travi principali appartengono a campi controventanti verticali.

Poiché detto progetto si sofferma sul calcolo del sistema resistente ai soli carichi verticali, ci si occuperà del dimensionamento di travi principali interne ed esterne non appartenenti ad un sistema di controventamento, secondo le procedure già introdotte.

Si riporta a fianco uno schema che indica le aree di influenza delle travi di cui è stato effettuato il dimensionamento.



4.1 Trave principale interna

4.1.1 Analisi dei carichi

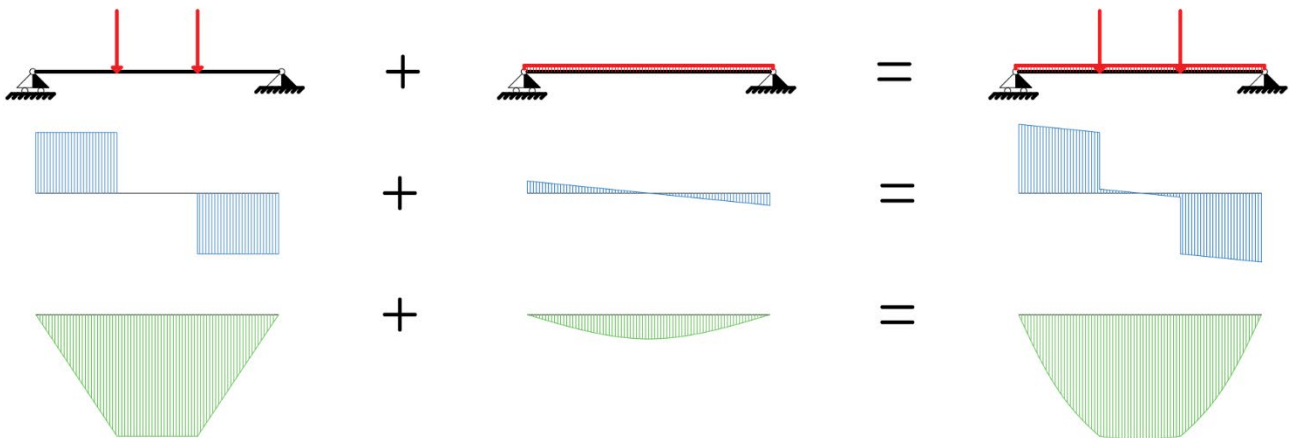
Come fatto in precedenza, si riporta di seguito l'analisi dei carichi portati dalla generica trave principale interna in ragione della propria area di influenza (pari alla luce della trave moltiplicata per la luce tra due travi principali consecutive, come evidente dallo schema già riportato).

Trave principale interna				
Profilo	G_1 (kN/m)	$F_{\text{trave secondaria}}$ (kN)	n. travi sec. (-)	$L_{\text{influenza,t.sec}}$ (m)
IPE500	0.907	131.18	2	8

Si riportano le caratteristiche meccaniche e geometriche del profilo ipotizzato, utilizzate per la successiva fase di verifica:

Caratteristiche profilo IPE500				
Peso (kg/m)	Classe fless	$W_{pl,y}$ (cm ³)	A (cm ²)	A_v (cm ²)
90.7	1	2194	115.5	59.87
I_y (cm ⁴)	I_z (cm ⁴)	I_t (cm ⁴)	I_ω (cm ⁶ x10 ⁻³)	
48200	2142	89.29	1249	

In questo caso, il modello strutturale segue uno schema di trave semplicemente appoggiata soggetta ad un carico ripartito q – peso proprio della trave – e due sollecitazioni concentrate F applicate in corrispondenza dei nodi tra trave principale e travi secondarie portate. In particolare, risulta evidente che $F \gg qL$ da cui si intuisce che lo schema statico, scomponibile in due schemi indipendenti in virtù della linearità del problema e della conseguente validità del principio di sovrapposizione degli effetti, sia sostanzialmente coincidente con lo schema di trave soggetta esclusivamente a due forze concentrate applicate ad $L/3$ e $2L/3$. Si riporta di seguito uno schema con i diagrammi delle caratteristiche di sollecitazione nel modello considerato:



4.1.2 Verifiche

Sulle travi, essendo elementi inflessi, sono state condotte le seguenti verifiche:

- Verifiche allo stato limite ultimo:
 - Flessione;
 - Taglio;
 - Azione combinata di Flessione e Taglio;
- Verifica di instabilità latero-torsionale;
- Verifica allo stato limite di servizio (deformabilità).



Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche, come da indicazioni delle NTC 2018 e secondo i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni di cui al par. 2 della presente relazione.

4.1.2.1 Stato Limite Ultimo

Nella verifica allo stato limite ultimo per flessione si verifica la risposta della trave a flessione in condizioni ultime, considerando un modello di trave semplicemente appoggiata di luce $L=8.00$ m soggetta al carico uniformemente ripartito ottenuto dalla combinazione di carico allo S.L.U. delle azioni riportate al par. 3.1.1.

$$P_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

Analogamente, la verifica allo stato limite ultimo per taglio richiede di analizzare il comportamento dell'elemento in condizioni ultime in relazione al taglio, il cui valore massimo – assunto come sollecitazione agente V_{Ed} – si ricava, come nel caso della flessione, dallo schema notevole di trave appoggiata-appoggiata.

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifiche allo SLU					
Flessione			Taglio		
M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed}/V_{Rd} (%)
357.07	741.78	48.14	134.81	1168.66	11.535

Entrambe le verifiche sono soddisfatte; in particolare, il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} è sensibilmente inferiore a 50%, determinando dunque la possibilità di trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione e rendendo la verifica all'azione combinata di flessione e taglio ridondante.

4.1.2.2 Verifica di stabilità delle travi inflesse

Essendo detta verifica una *verifica di membratura*, a differenza delle verifiche a S.L.U. non si considera la singola sezione ma l'intero sviluppo longitudinale della trave. Da uno studio delle condizioni di esercizio della trave, risulta evidente che il nodo trave principale-trave secondaria costituisca una condizione di vincolo allo spostamento laterale, schematizzabile come un carrello. Ne segue che nella verifica si adotterà una lunghezza di libera inflessione pari ad $L/3$, distanza tra due carrelli consecutivi, in virtù della schematizzazione di ogni tratto di trave come una trave semplicemente appoggiata.

Essendo le travi secondarie collegate alla trave principale ad $L/3$ e $2L/3$, risulta evidente che i tre tratti di trave presentano la medesima lunghezza; essendo inoltre lo schema strutturale sostanzialmente coincidente – come anticipato – con la caratteristica conformazione delle travi soggette ad una prova di flessione, risulta evidente che il tratto soggetto a sollecitazioni instabilizzanti di maggiore entità è il tratto compreso tra le travi secondarie, in cui il momento è pressoché costantemente pari al suo valore massimo.

Assumendo a vantaggio di sicurezza che la distribuzione di momento è esattamente coincidente con una distribuzione uniforme di valore pari al momento calcolato in mezzera, la verifica è stata condotta applicando le formule di verifica presentate nelle NTC 2018 (par. 4.2.4.1.3.2.).

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifica a instabilità latero-torsionale										
L_0 (m)	M_{Ed} (kNm)	M_{Cr} (kNm)	$\bar{\lambda}_{LT}$ (-)	α_{LT} (-)	$\bar{\lambda}_{LT,0}$ (-)	β (-)	ϕ_{LT} (-)	χ (-)	$M_{b,Rd}$ (kNm)	$M_{ed}/M_{b,Rd}$ (%)
2.67	357.07	16505.30	0.22	0.34	0.4	0.75	0.49	1	741.78	48.14

In particolare, si osserva che il parametro riduttivo χ risulta aritmeticamente maggiore del limite superiore imposto dalla normativa, implicando che la resistenza flessionale dell'elemento non si riduce per effetto dell'instabilità.

4.1.2.3 Stato Limite di Servizio

La verifica in questo caso verte su un'analisi della freccia massima in corrispondenza dei soli carichi variabili ($\delta_Q \leq 1/300$) e in relazione ai carichi complessivamente agenti sulla trave ($\delta_{tot} \leq 1/250$). Anche in questo caso, la valutazione della freccia massima discende dagli schemi notevoli; complessivamente si ha che:

$$\delta_{tot} = \delta_{G1+G2} + \delta_Q - \Delta c$$

Con Δc pari alla *premonta*, deformata permanente della trave che si oppone alla deformazione del solaio per effetto dei carichi verticali.

A vantaggio di sicurezza, la verifica è stata condotta considerando una *premonta* nulla; a differenza delle travi secondarie, in questo caso le frecce vengono valutate in ragione della sovrapposizione degli effetti tra lo schema soggetto esclusivamente al peso proprio (G_1) e lo schema soggetto alle due sollecitazioni concentrate (G_2 ; Q).

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Verifica allo SLS						
frecce			Verifica f_{tot}		Verifica f_Q	
f_G (mm)	f_Q (mm)	f_{tot} (mm)	f_{tot}/L (-)	DCR (%)	f_Q/L (-)	DCR (%)
15.76	7.66	23.42	0.003	73.20	9.58E-04	28.726

La verifica allo SLS è risultata la verifica che ha maggiormente condizionato il progetto della trave principale, in quanto le verifiche allo SLU erano soddisfatte con un profilo IPE400 (verificabile nel file Excel allegato alla presente relazione).



4.2 Trave principale esterna

4.2.1 Analisi dei carichi

Come fatto in precedenza, si riporta di seguito l'analisi dei carichi portati dalla generica trave principale esterna in ragione della propria area di influenza (pari alla luce della trave moltiplicata per la metà della luce tra due travi principali consecutive, come evidente dallo schema già riportato).

Trave principale esterna				
Profilo	G1 (kN/m)	F _{trave secondaria} (kN)	n. travi sec. (-)	L _{influenza,t.sec} (m)
IPE400	0.663	65.59	2	4

Si riportano le caratteristiche meccaniche e geometriche del profilo ipotizzato, utilizzate per la successiva fase di verifica:

Caratteristiche profilo IPE400				
Peso (kg/m)	Classe profilo	W _{pl,y} (cm ³)	A (cm ²)	A _v (cm ²)
66.3	1	1307	84.46	42.69
I _y (cm ⁴)	I _z (cm ⁴)	I _t (cm ⁴)	I _w (cm ⁶ x10 ⁻³)	
23130	1318	51.08	490	

4.2.2 Verifiche

Sulle travi, essendo elementi inflessi, sono state condotte le seguenti verifiche:

- Verifiche allo stato limite ultimo:
 - Flessione;
 - Taglio;
 - Azione combinata di Flessione e Taglio;
- Verifica di instabilità latero-torsionale;
- Verifica allo stato limite di servizio (deformabilità).

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche, come da indicazioni delle NTC 2018 e secondo i coefficienti parziali di sicurezza per le azioni di cui al par. 2 della presente relazione.

4.2.2.1 Stato Limite Ultimo

Nella verifica allo stato limite ultimo per flessione si verifica la risposta della trave a flessione in condizioni ultime, considerando un modello di trave semplicemente appoggiata di luce $L=8.00$ m soggetta al carico uniformemente ripartito ottenuto dalla combinazione di carico allo S.L.U. delle azioni riportate al par. 3.1.1.

$$P_{Ed,SLU} = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_Q \cdot Q$$

Analogamente, la verifica allo stato limite ultimo per taglio richiede di analizzare il comportamento dell'elemento in condizioni ultime in relazione al taglio, il cui valore massimo – assunto come sollecitazione agente V_{Ed} – si ricava, come nel caso della flessione, dallo schema notevole di trave appoggiata-appoggiata.

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifiche allo SLU					
Flessione			Taglio		
M_{Ed} (kNm)	M_{Rd} (kNm)	M_{ed}/M_{Rd} (%)	V_{Ed} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed}/V_{Rd} (%)
180.21	441.89	40.78	68.24	833.31	8.189

Entrambe le verifiche sono soddisfatte; in particolare, il rapporto V_{Ed}/V_{Rd} è sensibilmente inferiore al 50%, determinando dunque la possibilità di trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione e rendendo la verifica all'azione combinata di flessione e taglio ridondante.

4.2.2.2 Verifica di stabilità delle travi inflesse

Come nel caso precedente, assumendo a vantaggio di sicurezza che la distribuzione di momento è esattamente coincidente con una distribuzione uniforme di valore pari al momento calcolato in mezzera, la verifica è stata condotta applicando le formule di verifica presentate nelle NTC 2018 (par. 4.2.4.1.3.2.).

Si riportano di seguito i risultati di dette verifiche.

Verifica a instabilità latero-torsionale										
L_0 (m)	M_{Ed} (kNm)	M_{Cr} (kNm)	$\bar{\lambda}_{LT}$ (-)	α_{LT} (-)	$\bar{\lambda}_{LT,0}$ (-)	β (-)	ϕ_{LT} (-)	χ (-)	$M_{b,Rd}$ (kNm)	$M_{ed}/M_{b,Rd}$ (%)
2.67	180.21	8411.68	0.23	0.34	0.4	0.75	0.49	1	441.89	40.78

In particolare, si osserva che il parametro riduttivo χ risulta aritmeticamente maggiore del limite superiore imposto dalla normativa, implicando che la resistenza flessionale dell'elemento non si riduce per effetto dell'instabilità.

4.2.2.3 Stato Limite di Servizio

La verifica in questo caso verte su un'analisi della freccia massima in corrispondenza dei soli carichi variabili ($\delta_{Q} \leq 1/300$) e in relazione ai carichi complessivamente agenti sulla trave ($\delta_{tot} \leq 1/250$). Anche in



questo caso, la valutazione della freccia massima discende dagli schemi notevoli; complessivamente si ha che:

$$\delta_{tot} = \delta_{G1+G2} + \delta_Q - \Delta c$$

Con Δc pari alla *premonta*, deformata permanente della trave che si oppone alla deformazione del solaio per effetto dei carichi verticali.

A vantaggio di sicurezza, la verifica è stata condotta considerando una *premonta* nulla; a differenza delle travi secondarie, in questo caso le frecce vengono valutate in ragione della sovrapposizione degli effetti tra lo schema soggetto esclusivamente al peso proprio (G_1) e lo schema soggetto alle due sollecitazioni concentrate (G_2 ; Q).

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Verifica allo SLS						
frecce			Verifica f_{tot}		Verifica f_Q	
f_G (mm)	f_Q (mm)	f_{tot} (mm)	f_{tot}/L (-)	DCR (%)	f_Q/L (-)	DCR (%)
16.65	7.98	24.64	0.003	76.99	9.98E-04	29.931

La verifica allo SLS è risultata la verifica che ha maggiormente condizionato il progetto della trave principale, in quanto le verifiche allo SLU erano soddisfatte con un profilo IPE330, paragonabile ad una trave secondaria.

5. Progettazione di colonne

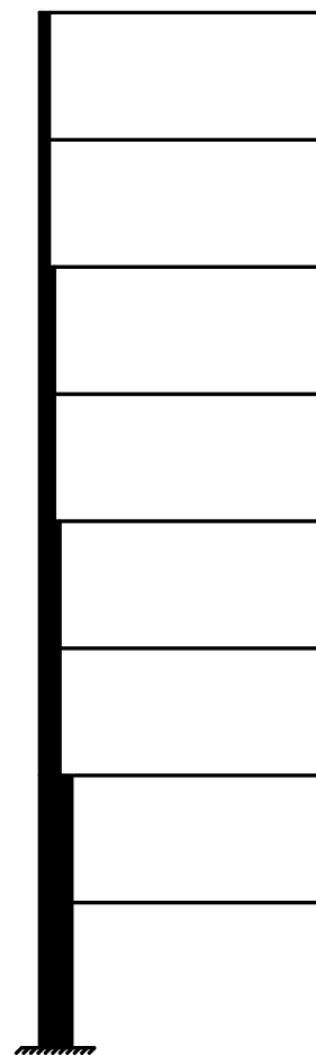
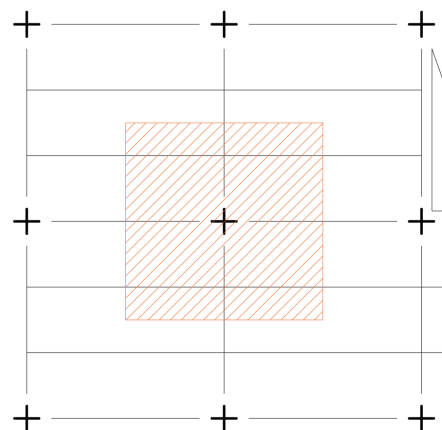
5.1 Modello geometrico-strutturale e profili ipotizzati

Dalla pianta piano tipo risulta che tutte le colonne tranne due appartengono ad un sistema controventante – che garantisce, oltre alla resistenza alle azioni orizzontali, un maggior grado di vincolo agli spostamenti orizzontali, dunque una maggiore stabilità delle membrature scapito di entità maggiori di carichi agenti – ne segue che per garantire un progetto rigoroso rispetto allo schema pendolare utilizzato per il progetto a carichi verticali si condurrà il dimensionamento di una di dette colonne.

In virtù del fatto che le colonne suddette presentano nodi interamente confinati e della ridotta lunghezza delle piastre di collegamento, nel modello strutturale si è ritenuta trascurabile l'eccentricità tra l'asse della colonna e il punto in cui ciascuna trave scarica i propri carichi su di essa, schematizzando a vantaggio di sicurezza ciascun nodo come una cerniera.

Dallo schema in alto si osserva come l'area di influenza di detta colonna sia coincidente con l'area di una campata, interessando 2 travi secondarie e 2 travi principali ($L = 8.00$ m) e 64m^2 di solaio.

Per garantire una forma di ottimizzazione delle sezioni in risposta allo sforzo normale crescente, sono stati adottati 4 differenti profili, così da determinare un cambio di sezione ogni 2 livelli, come riportato nel diagramma a fianco e nella relativa tabella.



Dati geometrici			
$H_{struttura}$ (m)	H_{piano} (m)	n_p (-)	L (m)
28	3.5	8	8
$n_{cols,min}$ (-)	$n_{cols,MAX}$ (-)	n_{cols} (-)	L_{cols} (m)
3	5	4	7

Unica eccezione a detta tabella è la colonna di primo e secondo impalcato, avente una lunghezza complessiva di 7.5 m.



In virtù delle analisi di carico, si riporta di seguito una tabella con i profili adottati in ciascuna tesa di pilastri, riportando per ciascuna sezione lo N_{Rd} a puro sforzo normale e gli sforzi massimi agenti – risultato dell'analisi dei carichi – come verifica preliminare della bontà del dimensionamento.

Profili ipotizzati, Analisi dei carichi									
Tesa (-)	Sezione (-)	Peso (kN/m)	Area (cm ²)	$N_{Rd,SLU}$ (kN)	N_{G1} (kN)	N_{G2} (kN)	N_{Qr} (kN)	N_{Qn} (kN)	N_{Qa} (kN)
1-2	HEA800	2.24	285.8	9662.76	1378.71	875.52	1024.00	32.00	0.00
3-4	HEA550	1.66	211.8	7160.86	1028.56	656.64	768.00	32.00	0.00
5-6	HEA400	1.25	159	5375.71	682.46	437.76	512.00	32.00	0.00
7-8	HEA260	0.682	86.82	2935.34	339.24	218.88	256.00	32.00	0.00

5.2 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi per le colonne è stata condotta tramite un approccio tabellare, che consente di valutare il contributo dei vari carichi ad ogni livello della struttura. Essendo il caso in esame particolarmente semplificato, nelle tabelle risultano numerosi casi con valori coincidenti; la massima efficacia del metodo è logicamente riscontrabile nel caso di geometrie e pacchetti tecnologici differenti.

Nelle tabelle, le voci G_i ed $A_i [L_i]$ moltiplicate tra loro restituiscono i singoli valori di N_{G_i} . L'ultima colonna riporta la sommatoria di N_{G_i} nel singolo piano, includendo tutti gli apporti della riga corrispondente sommati al carico trasportato dai livelli superiori.

Mentre la tabella di G_1 contiene carichi relativi a tutti gli elementi strutturali progettati finora, la tabella di G_2 considera unicamente i carichi relativi ai solai: in genere, travi e colonne – tranne se di bordo, nel qual caso occorre considerare anche il peso della tamponatura esterna – non portano alcun carico G_2 . La situazione è analoga per la tabella di Q , in cui i carichi assenti sono indicati per completezza, con un'area di influenza nulla.

Si riportano le tabelle relative ai carichi in oggetto.

Tabella di G_1													
Piano	Solaio			Trave Secondaria			Trave Principale			Colonna			ΣN_{G1} (kN)
	$G_{1,i}$ (kN/m ²)	A_i (m ²)	N_{G_i} (kN)	$G_{1,i}$ (kN/m)	L_i (m)	N_{G_i} (kN)	$G_{1,i}$ (kN/m)	L_i (m)	N_{G_i} (kN)	$G_{1,i}$ (kN/m)	L_i (m)	N_{G_i} (kN)	
8	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	0.68	3.50	2.39	169.62
7	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	0.68	3.50	2.39	339.24
6	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.25	3.50	4.38	510.85
5	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.25	3.50	4.38	682.46
4	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.66	3.50	5.81	855.51
3	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.66	3.50	5.81	1028.56
2	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	2.24	3.50	7.84	1203.63
1	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	2.24	3.50	7.84	1378.71

Tabella di G_2							
Piano	Solaio			Tamponatura			ΣN_{G_2} (kN)
	$G_{2,i}$ (kN/m ²)	A_i (m ²)	N_{Gi} (kN)	$G_{2,i}$ (kN/m ²)	A_i (m ²)	N_{Gi} (kN)	
8	0.81	64.00	51.84	0.5	0	0	51.84
7	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	161.28
6	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	270.72
5	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	380.16
4	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	489.60
3	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	599.04
2	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	708.48
1	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	817.92

Tabella di Q									
Piano	$Q_{residenziale} = 2.00\text{kN/m}^2$		$Q_{neve} = 0.50\text{kN/m}^2$		$Q_{affollamento} = 4.00\text{kN/m}^2$		$\Sigma N_{Q_{Res}}$ (kN)	$\Sigma N_{Q_{Neve}}$ (kN)	$\Sigma N_{Q_{Aff}}$ (kN)
	A_i (m ²)	N_{Qi} (kN)	A_i (m ²)	N_{Qi} (kN)	A_i (m ²)	N_{Qi} (kN)			
8	64.00	128.00	64.00	32.00	0.00	0.00	128.00	32.00	0.00
7	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	256.00	32.00	0.00
6	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	384.00	32.00	0.00
5	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	512.00	32.00	0.00
4	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	640.00	32.00	0.00
3	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	768.00	32.00	0.00
2	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	896.00	32.00	0.00
1	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1024.00	32.00	0.00

Si osservi in particolare come:

- Il carico G_2 sul solaio di copertura è ridotto, in virtù dell'assenza di tramezzature da dover sostenere o prevedere;
- Parallelamente, il solaio di copertura è l'unico a dover sostenere un carico da neve non nullo, in virtù della propria esposizione agli agenti atmosferici;
- Si è ritenuto di considerare il livello di copertura praticabile, considerando nel progetto il carico accidentale dovuto all'affollamento anche per detto solaio.
- Essendo il dimensionamento relativo ad una colonna interna, nella tabella di G_2 non è presente il peso della tamponatura esterna.

5.2 Verifiche

Essendo la colonna un elemento soggetto ad elevati sforzi normali con eccentricità trascurabile rispetto al baricentro della sezione, occorre effettuare le seguenti verifiche:

- Verifica preliminare di snellezza massima (EC3);
- Stato limite ultimo:
 - Verifica di resistenza a compressione (NTC 2018 par. 4.2.4.1.2.2.);
 - Verifica di stabilità (NTC 2018 par. 4.2.4.1.3.1.).



Essendo inoltre presenti carichi variabili di differente natura, occorre considerare la combinazione allo SLU più gravosa: a seconda che si fissi una delle due azioni coincidente con Q_1 e l'altra coincidente con Q_2 infatti si determinano delle combinazioni di carico differenti in virtù del coefficiente di combinazione stocastica dei carichi variabili. Come intuibile, dai calcoli risulta che la combinazione di carico più gravosa prevede come azione variabile dominante il carico dovuto all'affollamento e come carico variabile accompagnatore il carico da neve.

Nella tabella a fianco si riportano i risultati in combinazione rara delle due differenti combinazioni di carico al piede di ciascuna tesa di pilastri, ovvero in corrispondenza delle sezioni di massimo sforzo normale per ciascun profilo ipotizzato.

Combinazioni di carico allo SLU		
Tesa (-)	$Q_1 = Q_R$ N_{Ed} (kN)	$Q_1 = Q_N$ N_{Ed} (kN)
1-2	4407.61	3620.41
3-4	3283.87	2701.47
5-6	2165.41	1787.81
7-8	1050.68	877.88

5.2.1 Verifica preliminare di snellezza massima

Prima di procedere nelle verifiche allo SLU può essere utile effettuare una verifica preliminare sulla snellezza massima degli elementi (CNR 10011 par.7; EC3 par. 5.5), richiedendo in particolare che tale valore di snellezza sia non superiore a 200. Sapendo che:

$$\lambda = (\beta L) / \rho$$

Risulta che, considerando come raggio giratore d'inerzia il minimo raggio giratore, legato all'inerzia intorno all'asse debole della sezione, avendo schematizzato ogni nodo come una cerniera – schematizzazione accettabile per strutture dal comportamento prossimo a quello di strutture a nodi fissi, assunto verificato in virtù della presenza di opportuni sistemi di controventamento – ogni colonna è ampiamente verificata, con un D.C.R. entro il 31%:

Verifica preliminare di snellezza massima						
I_{min} (cm ⁴)	A (cm ²)	ρ_{min} (cm)	$L_{pilastro, solai}$ (m)	β_{MAX} (-)	λ_{MAX} (-)	Verificato? S/N
12640	285.8	6.65	4	1	60.15	Sì
11270	211.8	7.29	4	1	54.84	Sì
8564	159	7.34	4	1	54.50	Sì
3668	86.82	6.50	4	1	61.54	Sì

5.2.2 Verifica allo SLU per compressione

Avendo determinato la combinazione di carico più gravosa al piede di ciascuna sezione, sapendo che l'espressione dello sforzo normale resistente di progetto a compressione relativo a sezioni di classe 1,2 e 3 è

$$N_{Rd} = N_{C,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0}$$

Risulta per ciascun profilo:

Verifica a SLU				
Tesa (-)	Profilo (-)	N_{Ed} (kN)	N_{Rd} (kN)	N_{Ed}/N_{Rd} (%)
1-2	HEA800	4407.61	9662.76	45.61
3-4	HEA550	3283.87	7160.86	45.86
5-6	HEA400	2165.41	5375.71	40.28
7-8	HEA260	1050.68	2935.34	35.79

5.2.3 Verifica di stabilità nelle aste compresse

A differenza delle verifiche a flessione – in cui l'instabilità latero-torsionale ha una ridotta influenza rispetto alla condizione di pura flessione – l'instabilità dovuta a fenomeni di compressione incide marcatamente sulla resistenza dell'elemento. In particolare, come verificabile dal file Excel allegato alla presente relazione, le verifiche già effettuate risultavano soddisfatte al piede dell'edificio con un profilo HEA400, la cui snellezza accoppiata all'elevato carico di compressione logicamente avrebbe determinato un significativo svergolamento della membratura. Il calcolo di $N_{b,Rd}$ è sostanzialmente analogo a quello di $M_{b,Rd}$ con l'eccezione di una differente modalità di calcolo del coefficiente riduttivo χ , che assume valori significativamente minori. Si riportano di seguito i risultati delle verifiche.

Instabilità									
Tesa (-)	Profilo (-)	N_{Ed} (kN)	N_{Cr} (kN)	λ (-)	α (-)	ϕ (-)	χ (-)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$ (%)
1-2	HEA800	4407.61	16373.67	0.79	0.34	0.91	0.47	4573.88	96.36
3-4	HEA550	3283.87	14599.00	0.72	0.34	0.85	0.51	3663.71	89.63
5-6	HEA400	2165.41	11093.68	0.71	0.34	0.84	0.51	2763.96	78.34
7-8	HEA260	1050.68	4751.47	0.81	0.4	0.95	0.46	1341.95	78.30

Risulta dunque che per effetto dell'instabilità la capacità di resistenza alle sollecitazioni assiali di compressione è sostanzialmente dimezzata.

5.2.4 Variazione della sezione – progettazione con HEB

Avendo progettato la struttura con soli profili HEA, risulta evidente che il progetto appena condotto risente sensibilmente dell'effetto dell'instabilità in virtù della sensibile differenza tra i momenti d'inerzia lungo gli assi forte e debole di inflessione. Si riporta di seguito il risultato del dimensionamento adottando profili normali, non alleggeriti.



Tabella di G ₁													
Piano	Solaio			Trave Secondaria			Trave Principale			Colonna			ΣN _{G1} (kN)
	G _{1,i} (kN/m ²)	A _i (m ²)	N _{Gi} (kN)	G _{1,i} (kN/m)	L _i (m)	N _{Gi} (kN)	G _{1,i} (kN/m)	L _i (m)	N _{Gi} (kN)	G _{1,i} (kN/m)	L _i (m)	N _{Gi} (kN)	
8	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	0.93	3.50	3.26	170.49
7	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	0.93	3.50	3.26	340.98
6	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.27	3.50	4.45	512.66
5	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.27	3.50	4.45	684.34
4	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.55	3.50	5.43	857.00
3	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	1.55	3.50	5.43	1029.66
2	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	2.12	3.50	7.42	1204.32
1	2.28	64.00	145.97	0.42	16.00	6.75	0.91	16.00	14.51	2.12	3.50	7.42	1378.97

Tabella di G ₂							
Piano	Solaio			Tamponatura			ΣN _{G2} (kN)
	G _{2,i} (kN/m ²)	A _i (m ²)	N _{Gi} (kN)	G _{2,i} (kN/m ²)	A _i (m ²)	N _{Gi} (kN)	
8	0.81	64.00	51.84	0.5	0	0	51.84
7	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	161.28
6	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	270.72
5	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	380.16
4	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	489.60
3	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	599.04
2	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	708.48
1	1.71	64.00	109.44	0.5	0	0	817.92

Tabella di Q									
Piano	residenziale = 2.00kN/m ²		neve = 0.50kN/m ²		vento = 4.00		ΣNQ _{Res} (kN)	ΣNQ _{Neve} (kN)	ΣNQ _{Aff} (kN)
	A _i (m ²)	N _{qi} (kN)	A _i (m ²)	N _{qi} (kN)	A _i (m ²)	N _{qi} (kN)			
8	64.00	128.00	64.00	32.00	0.00	0.00	128.00	32.00	0.00
7	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	256.00	32.00	0.00
6	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	384.00	32.00	0.00
5	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	512.00	32.00	0.00
4	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	640.00	32.00	0.00
3	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	768.00	32.00	0.00
2	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	896.00	32.00	0.00
1	64.00	128.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1024.00	32.00	0.00

Profili ipotizzati, Analisi dei carichi									
Tesa (-)	Sezione (-)	Peso (kN/m)	Area (cm ²)	N _{Rd,SLU} (kN)	N _{G1} (kN)	N _{G2} (kN)	N _{Qr} (kN)	N _{Qn} (kN)	N _{qa} (kN)
1-2	HEB600	2.12	270	9128.57	1378.97	817.92	1024.00	32.00	0.00
3-4	HEB400	1.55	197.8	6687.52	1029.66	599.04	768.00	32.00	0.00
5-6	HEB320	1.27	161.3	5453.48	684.34	380.16	512.00	32.00	0.00
7-8	HEB260	0.93	118.4	4003.05	340.98	161.28	256.00	32.00	0.00

Combinazioni allo SLU		
Tesa	$Q_1=Q_R$ N_{Ed} (kN)	$Q_1=Q_N$ N_{Ed} (kN)
(-)		
1-2	4407.96	3620.76
3-4	3285.31	2702.91
5-6	2167.85	1790.25
7-8	1052.94	880.14

Verifica preliminare di snellezza massima						
I_{min} (cm ⁴)	A (cm ²)	ρ_{min} (cm)	$L_{pilastro,solai}$ (m)	β_{MAX} (-)	λ_{MAX} (-)	Verificato? S/N
13530	270	7.08	4	1	56.51	Sì
10820	197.8	7.40	4	1	54.08	Sì
9239	161.3	7.57	4	1	52.85	Sì
5135	118.4	6.59	4	1	60.74	Sì

Verifica a SLU				
Tesa	Profilo	N_{Ed} (kN)	N_{Rd} (kN)	N_{Ed}/N_{Rd} (%)
(-)	(-)			
1-2	HEB600	4407.96	9128.57	48.29
3-4	HEB400	3285.31	6687.52	49.13
5-6	HEB320	2167.85	5453.48	39.75
7-8	HEB260	1052.94	4003.05	26.30

Instabilità									
Tesa	Profilo	N_{Ed} (kN)	N_{Cr} (kN)	λ (-)	α (-)	ϕ (-)	χ (-)	$N_{b,Rd}$ (kN)	$N_{Ed}/N_{b,Rd}$ (%)
(-)	(-)								
1-2	HEB600	4407.96	17526.57	0.74	0.34	0.87	0.50	4556.74	96.73
3-4	HEB400	3285.31	14016.07	0.71	0.34	0.84	0.52	3459.94	94.95
5-6	HEB320	2167.85	11968.07	0.69	0.4	0.84	0.52	2834.70	76.48
7-8	HEB260	1052.94	6651.80	0.79	0.4	0.93	0.46	1851.45	56.87

In virtù del forte condizionamento delle colonne HEA sul progetto architettonico, si è preferito adottare sezioni HEB nel presente progetto strutturale.

6. Progettazione dei collegamenti

I collegamenti da considerare per determinare compiutamente il progetto strutturale dell'edificio in esame sono di quattro tipologie, in relazione ad altrettante tipologie di nodo. Essendo il dimensionamento dei suddetti sostanzialmente analogo per ogni tipologia, non avendo informazioni specifiche sulla natura delle fondazioni dell'edificio e a causa dell'evidente complessità del nodo trave principale-colonna (soprattutto considerando la presenza di sistemi di controvento) e tenendo conto del fatto che il progetto di detti nodi richieda la determinazione delle azioni orizzontali agenti in maniera tale da poter definire la flessione di ciascuna piastra, dunque i dati alla base del progetto a trazione delle unioni, sono stati condotti i dimensionamenti dei seguenti nodi:

- Trave secondaria – trave principale;
- Trave principale – colonna.

Il nodo trave secondaria – colonna risulterà analogo al primo dei due nodi elencati; per ciò che concerne il giunto colonna – colonna, a causa dell'elevata variazione di sezione tra colonne consecutive si ritiene di dover prevedere degli opportuni giunti flangiati, garantendo un miglior trasferimento dei



carichi verticali. Il nodo tra colonna e fondazione sarà costituito da una piastra che garantisce un'unione bullonata legata alla struttura in calcestruzzo sottostante tramite tirafondi; detta piastra, schematizzabile come una cerniera, sarà evidentemente soggetta a taglio e trazione (indotta dalla flessione della piastra in presenza di azioni orizzontali).

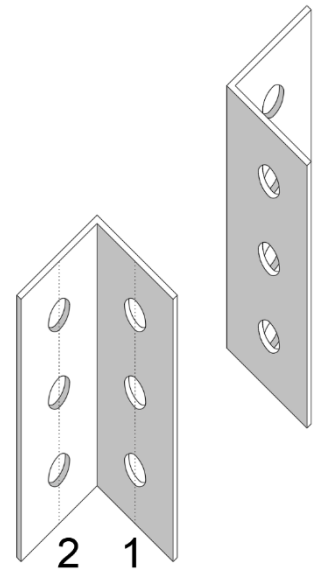
6.1 Collegamento trave secondaria – trave principale

Detto collegamento è stato realizzato con due *squadrette* costituite da un singolo filare di tre bulloni per piastra nella direzione della sollecitazione tagliante, come rappresentato nella figura a destra.

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e meccaniche delle membrature, delle piastre di collegamento e dei bulloni, ricavate a seguito delle operazioni di progetto e verifica.

	Trave principale	Trave Secondaria
Profilo	IPE500	IPE300
h (mm)	500	300
b (mm)	200	150
t_w (mm)	10.2	7.1
t_f (mm)	16	10.7

Bulloni	M24
Classe	8.8
f_{yb} (MPa)	640
f_{tb} (MPa)	800
A_{Res} (mm²)	353



I limiti minimo e massimo sulla determinazione delle distanze tra i fori della piastra sono stati ottenuti in base alle indicazioni fornite nelle NTC 2018 alla tab. 4.2.XVIII. In particolare, essendo ciascuna piastra costituita da un unico filare di unioni bullonate diretto nella direzione di taglio, si ha che $p_2=0$.

Dimensioni Squadretta					
H (mm)	220	Distanze tra fori			
L (mm)	90	min		MAX	Progetto
P (mm)	90	e1 (mm)	30	60	45
d₀ (mm)	25	e2 (mm)	30	60	45
n_b/piastra	3	p1 (mm)	55	70	65
t (mm)	5	p2 (mm)	60	70	0
A_{net} (mm²)	625				

Considerando una sollecitazione tagliante complessiva R coincidente con il V_{Ed} valutato al par. 3.1.2 della presente relazione, considerata come agente lungo l'asse verticale baricentrico della trave principale in virtù della schematizzazione analoga effettuata per le colonne – ipotizzando cioè che il vincolo cerniera sia posizionato in corrispondenza dell'anima della trave su cui le piastre di collegamento trasmettono il carico portato dalla trave secondaria – è stata condotta una valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sui singoli bulloni, considerando l'azione di un momento $M_{squadretta}$ che trasporti R sui singoli allineamenti considerati (lungo l'allineamento 2, l'entità del momento M è legato ad $R/2$ in virtù della presenza di due filari resistenti alla sollecitazione) assumendo trascurabili le aliquote di braccio di detto momento legate ai semispessori delle anime delle travi.

Da una semplice applicazione dell'equilibrio a traslazione e a rotazione nei due allineamenti, risulta:

Azioni agenti sui singoli bulloni									
V _{ed,trave} =R (kN)	N _{bullone} (kN)	M _{squadretta} (kNm)	V (kN)	Allineamento 1			Allineamento 2		
				V ₁ (kN)	U ₁ (kN)	F ₁ (kN)	V ₂ (kN)	U ₂ (kN)	F ₂ (kN)
93.19	15.53	4.19	16.13	31.06	64.52	71.61	15.53	32.26	35.80

Da cui è evidente che la massima sollecitazione tagliante si verifica nei bulloni di estremità dell'allineamento 1.

Avendo definito le sollecitazioni agenti su ciascun bullone, è ora possibile procedere nelle verifiche a taglio del collegamento.

6.1.1 Verifiche

La rottura del collegamento lungo l'allineamento 1 può avvenire in seguito ai seguenti fenomeni:

- Rottura a taglio del bullone;
- Rifollamento della piastra (di spessore inferiore rispetto alle anime delle membrature collegate);
- Rottura a trazione della lamiera nella sezione netta.

Risulta invece automaticamente verificata la verifica per rottura a taglio della lamiera in virtù del rispetto dei limiti normativi sulle distanze e_1 ed e_2 .

La verifica di dette condizioni è stata attuata calcolando ciascuna azione resistente di progetto al fenomeno considerato per poi condurre una valutazione del D.C.R. in relazione alla minima sollecitazione resistente identificata, coincidente con l'attivazione del primo meccanismo di collasso nell'elemento. Sapendo che, rispettivamente:

$$F_{V,Rd} = (\alpha \cdot n \cdot A_{res} \cdot f_{tbk}) / \gamma_{M2}$$

$$F_{b,Rd} = (\alpha \cdot k \cdot d \cdot t \cdot f_{tk}) / \gamma_{M2}$$

$$F_{Net,Rd} = (0.9 \cdot A_{Net} \cdot f_{tk}) / \gamma_{M2}$$

Si ha:

Allineamento 1				
Verifica a rottura				
F _{V,Rd} (kN)	F _{b,Rd,bordo} (kN)	F _{b,Rd,centro} (kN)	F _{net,Rd} (kN)	F ₁ /F _{Rd} (%)
135.55	96.00	98.67	360	74.59

Con $F_{b,Rd}$ valutata sia in relazione ai bulloni di estremità che rispetto al bullone centrale in virtù della diversa espressione del parametro α .



Si osservi in particolare come il meccanismo di più probabile attivazione in condizioni di crisi nella struttura sia proprio il rifollamento, unico meccanismo la cui attivazione implica una deformazione plastica prima della rottura, in accordo coi criteri di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze.

L'allineamento 2, di connessione con la trave principale è evidentemente soggetto – oltre che al taglio – a trazione in virtù dell'inflessione della trave secondaria. Una volta calcolato il momento agente sulla piastra su cui giace l'allineamento, è possibile valutare la posizione dell'asse neutro; poiché la specifica tecnologia di collegamento determina che in assenza di precarico i bulloni reagiscano unicamente a trazione, imputando al piatto gli sforzi di compressione, in questo modo è possibile definire le sollecitazioni massime di compressione e trazione nel collegamento e condurre le verifiche a punzonamento della lamiera e all'interazione di taglio e trazione. In particolare, si ha che:

Flessione piastra in allineamento 2				
M (kN)	S_n (mm ³)	x_n (mm)	I_n (cm ⁴)	$F_{traz,Ed,2}$ (kN)
2.10	1.10242E-05	52.99	1726.82	5.23

In cui la determinazione della posizione dell'asse neutro è stata effettuata attraverso la funzione *ricerca obiettivo*, richiedendo l'identificazione della x_n tale da annullare la funzione S_n definita considerando l'azione resistente di due soli bulloni. Poiché l'asse neutro risulta essere ad una distanza maggiore di e_1 dal bordo superiore della sezione, detta ipotesi è verificata. Da ciò è possibile definire:

- I_n : momento d'inerzia rispetto all'asse neutro delle sole aree reagenti alle sollecitazioni;
- $F_{traz,Ed,2}$: sollecitazione di trazione agente sul bullone di estremità, di entità evidentemente maggiore rispetto a quella sopportata dal bullone centrale in virtù della distribuzione lineare delle tensioni σ nella piastra.

Le verifiche da condurre lungo questo allineamento sono dunque di tre tipologie:

- Rottura:
 - Rottura a taglio del bullone;
 - Rifollamento;
 - Rottura a trazione della lamiera nella sezione netta;
- Punzonamento¹⁰;
- Verifica dell'interazione delle sollecitazioni di taglio e trazione.

Risulta elementare che, essendo la sollecitazione tagliante più gravosa in questo allineamento sostanzialmente pari alla metà della sollecitazione tagliante valutata sull'allineamento 1, le verifiche a rottura sono tutte soddisfatte, con un D.C.R. significativamente minore rispetto a quanto valutato in precedenza.

¹⁰ Incisione della lamiera dovuta alla pressione esercitata dal dado o dalla testa del bullone.

Per ciò che concerne la verifica a punzonamento, occorre verificare che la sollecitazione di trazione agente sia inferiore alla capacità resistente di progetto a punzonamento della lamiera, pari a:

$$B_{p,Rd} = (\pi \cdot d_m + 0.6 \cdot f_{tk}) / \gamma_{M2}$$

In cui d_m è pari al minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone.

La verifica all'azione combinata di trazione e taglio richiede il soddisfacimento della formula di interazione lineare:

$$F_{V,Ed} / F_{V,Rd} + F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd} \leq 1$$

con la limitazione $F_{V,Ed} / F_{V,Rd} \leq 1$, dove con $F_{V,Ed}$ ed $F_{V,Rd}$ si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione.

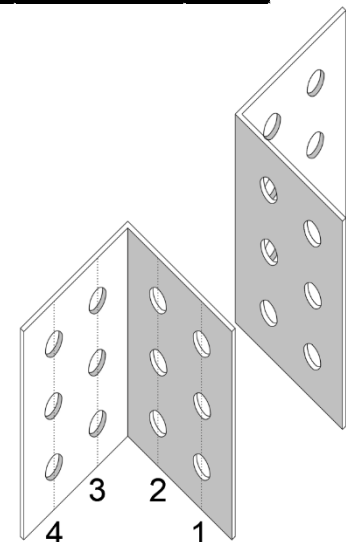
Si riportano di seguito i risultati delle verifiche su detto allineamento, sottolineando come da un'analisi e un confronto tra i D.C.R. risulta che il primo meccanismo ad attivarsi globalmente sull'elemento che costituisce il nodo sia il rifollamento della lamiera lungo l'allineamento 1.

Allineamento 2									
Verifica a rottura					Punzonamento		Taglio + Trazione		
$F_{V,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd,bordo}$ (kN)	$F_{b,Rd,centro}$ (kN)	$F_{net,Rd}$ (kN)	F_2 / F_{Rd} (%)	$B_{p,Rd}$ (kN)	$F_{t,Ed} / B_{p,Rd}$ (%)	$F_{V,Ed} / F_{V,Rd}$ (%)	$F_{t,Ed} / 1.4 F_{t,Rd}$ (%)	DCR (%)
135.55	96.00	98.67	360	37.29	64.24	8.14	37.29	5.81	43.11

6.2 Collegamento trave principale – colonna

Detto collegamento è stato realizzato con due *squadrette* costituite da un doppio filare di tre bulloni per piastra nella direzione della sollecitazione tagliante, come rappresentato nella seguente figura.

Si riportano di seguito le caratteristiche geometriche e meccaniche delle membrature, delle piastre di collegamento e dei bulloni, ricavate a seguito delle operazioni di progetto e verifica.



Profilo	Trave principale	Colonna
	IPE500	HEA800
h (mm)	500	790
b (mm)	200	300
t_w (mm)	10.2	15
t_f (mm)	16	28.00

Bulloni		Dimensioni Squadretta			
M24	8.8	H (mm)	220	Distanze tra fori	
Classe	8.8	L (mm)	155	min MAX Progetto	
f_{yb} (MPa)	640	P (mm)	155	e_1 (mm)	30 60 45
f_{tb} (MPa)	800	d_0 (mm)	25	e_2 (mm)	30 60 45
A_{Res} (mm ²)	353	nb/piastra	6	p_1 (mm)	55 70 65
		t (mm)	5	p_2 (mm)	60 70 65
		A_{net} (mm ²)	1275		



I limiti minimo e massimo sulla determinazione delle distanze tra i fori della piastra sono stati ottenuti in base alle indicazioni fornite nelle NTC 2018 alla tab. 4.2.XVIII. A differenza del caso precedente, essendo presenti due filari di bulloni per ciascuna piastra è presente una distanza p_2 non nulla.

In virtù della presenza di due filari, inoltre, il calcolo delle sollecitazioni in ogni bullone – che, richiedendo nel caso di un'analisi domanda/capacità la determinazione dei soli moduli di detta sollecitazione, richiede una determinazione delle sollecitazioni agenti su un bullone d'angolo ed un bullone centrale per ciascuna coppia di allineamenti – si effettua considerando, nell'ipotesi di lamiere infinitamente rigide e bulloni perfettamente deformabili¹¹, il momento necessario a trasportare la sollecitazione tagliante complessiva nel baricentro geometrico della piastra in virtù della disposizione simmetrica delle unioni e valutando per ciascun bullone:

- Componente tagliante F_{Vi} (dall'equilibrio alla traslazione rispetto all'asse di sollecitazione);
- Componente torcente $F_{T,i}$ (dall'equilibrio alla rotazione attorno al baricentro geometrico della piastra).

Scomponendo la componente torcente di ciascun bullone secondo un sistema di riferimento ortogonale con un asse parallelo rispetto all'asse di sollecitazione è possibile determinare il modulo complessivo della sollecitazione tagliante agente. Nel caso in esame, i quattro bulloni d'angolo negli allineamenti 1 e 2 presentano lo stesso modulo di sollecitazione tagliante $F_{V,Ed}$, certamente maggiore del modulo della sollecitazione agente nei due bulloni centrali in virtù dell'assenza di una componente torcente verticale di sollecitazione.

Negli allineamenti 1 e 2 si ha quindi che:

Azioni agenti sui singoli bulloni - Allineamenti 1,2								
$V_{ed,trave} = R$ (kN)	$N_{bullone}$ (kN)	$M_{squadretta}$ (kNm)	$F_{Tx,angolo}$ (kN)	$F_{Ty,angolo}$ (kN)	$F_{V,Ed,angolo}$ (kN)	$F_{Tx,centro}$ (kN)	$F_{Ty,centro}$ (kN)	$F_{V,Ed,centro}$ (kN)
134.81	11.23	10.45	0.07	0.07	11.31	0.07	0.00	11.23

Negli allineamenti 3 e 4, appartenenti alla piastra soggetta – come visto al paragrafo 6.1 – a trazione, le sollecitazioni sono determinate in maniera analoga tenendo conto del fatto che la sollecitazione agente sulla singola piastra – da ripartire nei sei bulloni – ha modulo $R/2$ in virtù della presenza di due piastre resistenti alla sollecitazione. In aggiunta alle sollecitazioni determinate in maniera analoga a quanto fatto per gli allineamenti 1 e 2, si riporta di seguito uno studio della flessione della piastra, necessario per identificare le sollecitazioni di trazione e il momento d'inerzia della sezione resistente necessari per effettuare le verifiche a punzonamento ed all'interazione di taglio e trazione.

Flessione piastra in allineamenti 3,4				
M (kN)	S_n (mm ³)	x_n (mm)	I_n (cm ⁴)	$F_{traz,Ed,2}$ (kN)
5.22	-1.1051E-05	56.11	3318.61	6.61

¹¹ In caso contrario sarebbe necessario tener conto dell'effetto *shear lag*, in cui la distribuzione delle azioni di taglio nei bulloni non è più lineare ma pseudoparabolica, con valori maggiori rispetto a quanto valutato con questo procedimento alle estremità della piastra e minori rispetto al calcolo nel centro. Il procedimento di calcolo in questi casi si riconduce a quello condotto di seguito considerando un coefficiente di riduzione della resistenza.

Analogamente a quanto visto nel collegamento tra trave secondaria e trave principale, anche in questo caso l'asse neutro è posto ad una distanza dal bordo superiore maggiore rispetto ad e_1 , implicando che per ogni piastra reagiscono a trazione solo 4 dei 6 bulloni.

Azioni agenti sui singoli bulloni - Allineamenti 3,4								
$V_{ed,trave} = R$ (kN)	$N_{bullone}$ (kN)	$M_{squadretta}$ (kNm)	$F_{Tx,angolo}$ (kN)	$F_{Ty,angolo}$ (kN)	$F_{V,Ed,angolo}$ (kN)	$F_{Tx,centro}$ (kN)	$F_{Ty,centro}$ (kN)	$F_{V,Ed,centro}$ (kN)
134.81	11.23	5.22	0.04	0.04	11.27	0.04	0.00	11.23

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche su detti collegamenti, divise in base al gruppo di allineamenti di appartenenza in ragione del differente regime di sollecitazione cui è sottoposta la piastra nella realizzazione del nodo.

6.2.1 Verifica a rottura – allineamenti 1 e 2

Le verifiche su detti allineamenti sono sostanzialmente equivalenti a quelle fatte al par. 6.1.1 in relazione all'allineamento 1, riferendosi all'azione tagliante agente sul bullone d'angolo. Si ha che:

Allineamenti 1,2				
Verifica a rottura				
$F_{V,Rd}$ (kN)	$F_{b,Rd,bordo}$ (kN)	$F_{b,Rd,centro}$ (kN)	$F_{net,Rd}$ (kN)	F_{Ed} / F_{Rd} (%)
135.55	96.00	98.67	734.4	11.78

Risulta nuovamente che il primo meccanismo di collasso ad attivarsi è il rifollamento della lamiera, con un D.C.R. estremamente ridotto. Ciò implica che, a collasso, le unioni tra travi secondarie e travi principali sono meno resistenti rispetto a quelle tra travi principali e colonne, implicando un danneggiamento plastico progressivo della struttura che parte da elementi gerarchicamente inferiori sul piano dei carichi portati, *preannunciando* l'incipiente crollo della struttura prima dell'attivazione di meccanismi di collasso più importanti.



6.2.2 Verifiche a taglio e a trazione negli allineamenti 3 e 4

Le verifiche sono del tutto analoghe a quelle condotte per l'allineamento 2 al par. 6.1 della presente relazione; se ne riportano i risultati.

Allineamenti 3,4									
Verifica a rottura					Punzonamento		Taglio + Trazione		
F _{V,Rd} (kN)	F _{b,Rd,bordo} (kN)	F _{b,Rd,centro} (kN)	F _{net,Rd} (kN)	F _{Ed} /F _{Rd} (%)	B _{p,Rd} (kN)	F _{t,Ed} /B _{p,Rd} (%)	F _{V,Ed} /F _{V,Rd} (%)	F _{t,Ed} /1.4F _{t,Rd} (%)	DCR (%)
135.55	96.00	98.67	734.4	11.74	64.24	10.28	11.74	7.35	19.09

7. Confronto tra i D.C.R.

Si propone di seguito una tabella riassuntiva dei rapporti domanda-capacità per ciascuna verifica effettuata, con una scala di colore che ne indica la prossimità ad un rapporto Ed/Rd unitario:

Elemento	Analisi	DCR (%)	Elemento	Analisi	DCR (%)
Solaio	SLS getto	0.13	Colonna HEA800	SLU compressione	45.61
	SLS esercizio	40.12		Instabilità	96.36
	SLU getto	74.84	Colonna HEA550	SLU compressione	45.86
	SLU esercizio	58.76		Instabilità	89.63
Trave secondaria interna	SLU flessione	87.73	Colonna HEA400	SLU compressione	40.28
	SLU taglio	18.59	Instabilità	78.34	
	SLS _{tot}	60.91	Colonna HEA260	SLU compressione	35.79
Trave secondaria esterna	SLU flessione	56.43	Instabilità	78.30	
	SLU taglio	10.68	Collegamento sec.	Rifollamento allin. 1	74.59
	SLS _{tot}	60.33		Rifollamento allin. 2	37.29
Trave principale interna	SLU flessione	48.14		Punzonamento	8.14
	SLU taglio	11.54	Taglio+Trazione	43.11	
	Instabilità LT	48.14	Collegamento princ.	Rifollamento allin. 1,2	11.78
	SLS _{tot}	73.20		Rifollamento allin. 3,4	11.74
Trave principale esterna	SLU flessione	40.78		Punzonamento	10.28
	SLU taglio	8.19	Taglio+Trazione	19.09	
	Instabilità LT	40.78			
	SLS _{tot}	76.99			
			Elemento	Analisi	DCR (%)
			Colonna HEB600	SLU compressione	48.29
				Instabilità	96.73
			Colonna HEB400	SLU compressione	49.13
				Instabilità	94.95
			Colonna HEB320	SLU compressione	39.75
				Instabilità	76.48
			Colonna HEB260	SLU compressione	26.30
				Instabilità	56.87

Ad eccezione del collegamento tra trave principale e colonna, che risulta leggermente sovradimensionato, ogni elemento presenta almeno un tasso di lavoro superiore al 60%.



Università degli Studi di Napoli “Federico II”

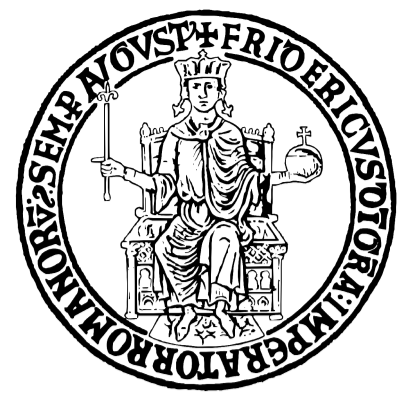
Scuola Politecnica e delle Scienze di Base

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale

Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile – Architettura

Corso di Tecnica delle Costruzioni

Anno Accademico 2022 – 2023



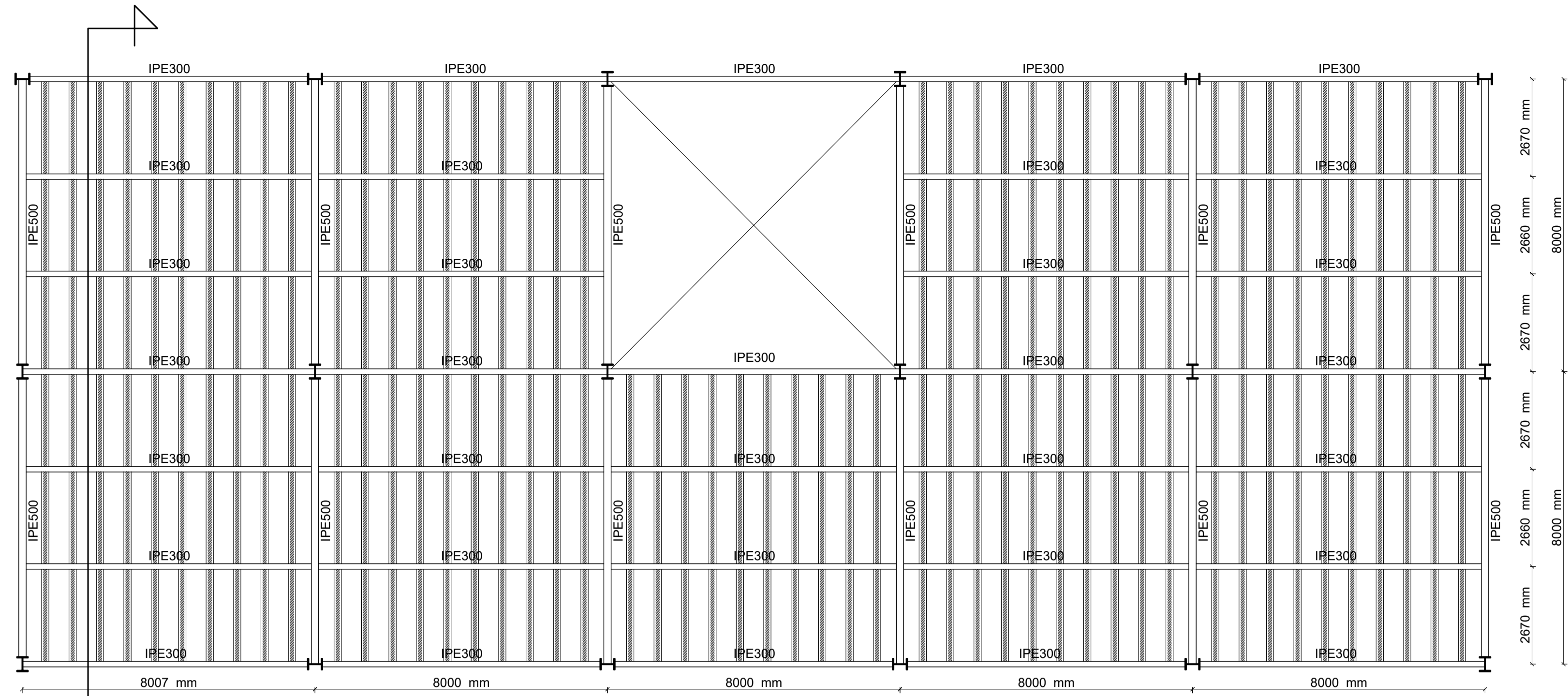
Università degli Studi di Napoli "Federico II"
 Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
 Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Tecnica delle Costruzioni
 Anno Accademico 2022 - 2023

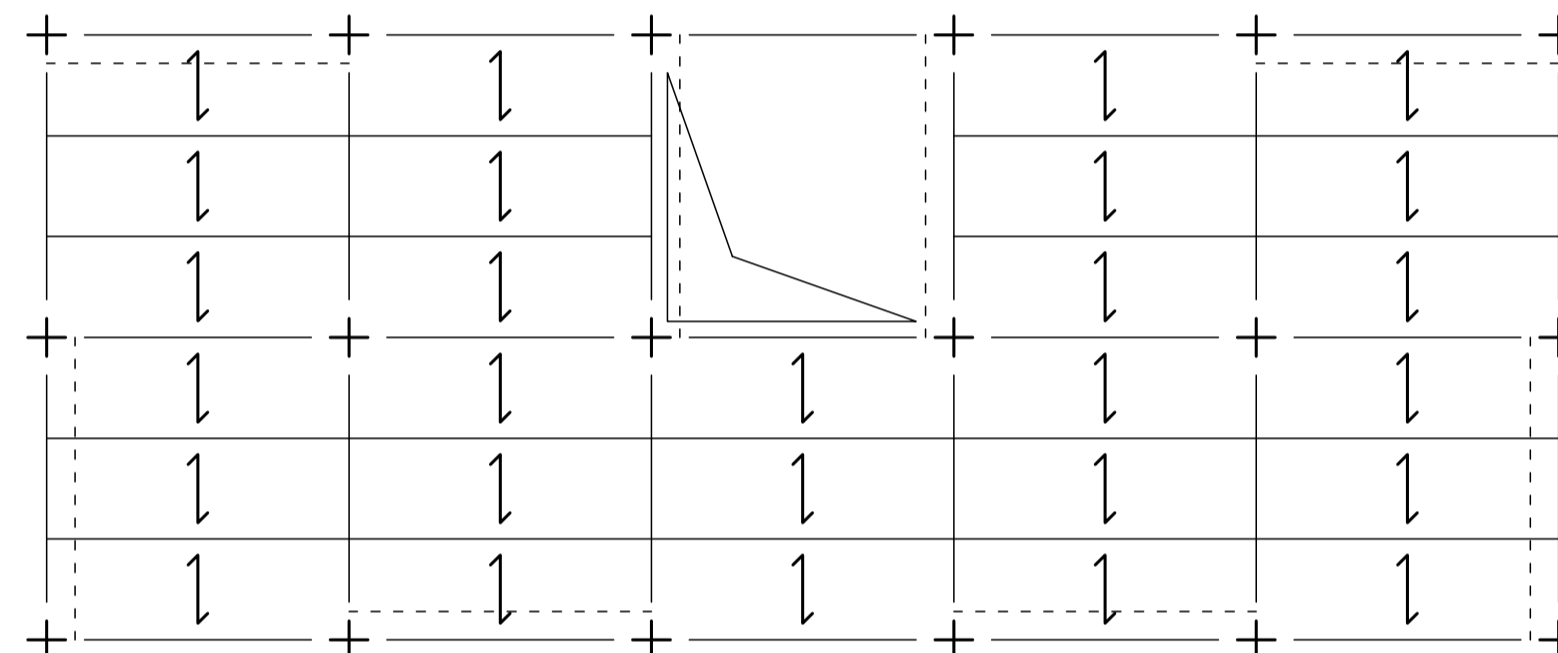
Elaborato 1
 Progetto di un edificio multipiano in acciaio

Tavola
1
 Planimetria-Sezione
 Collegamenti
 Scala 1:100
 Scala 1:10

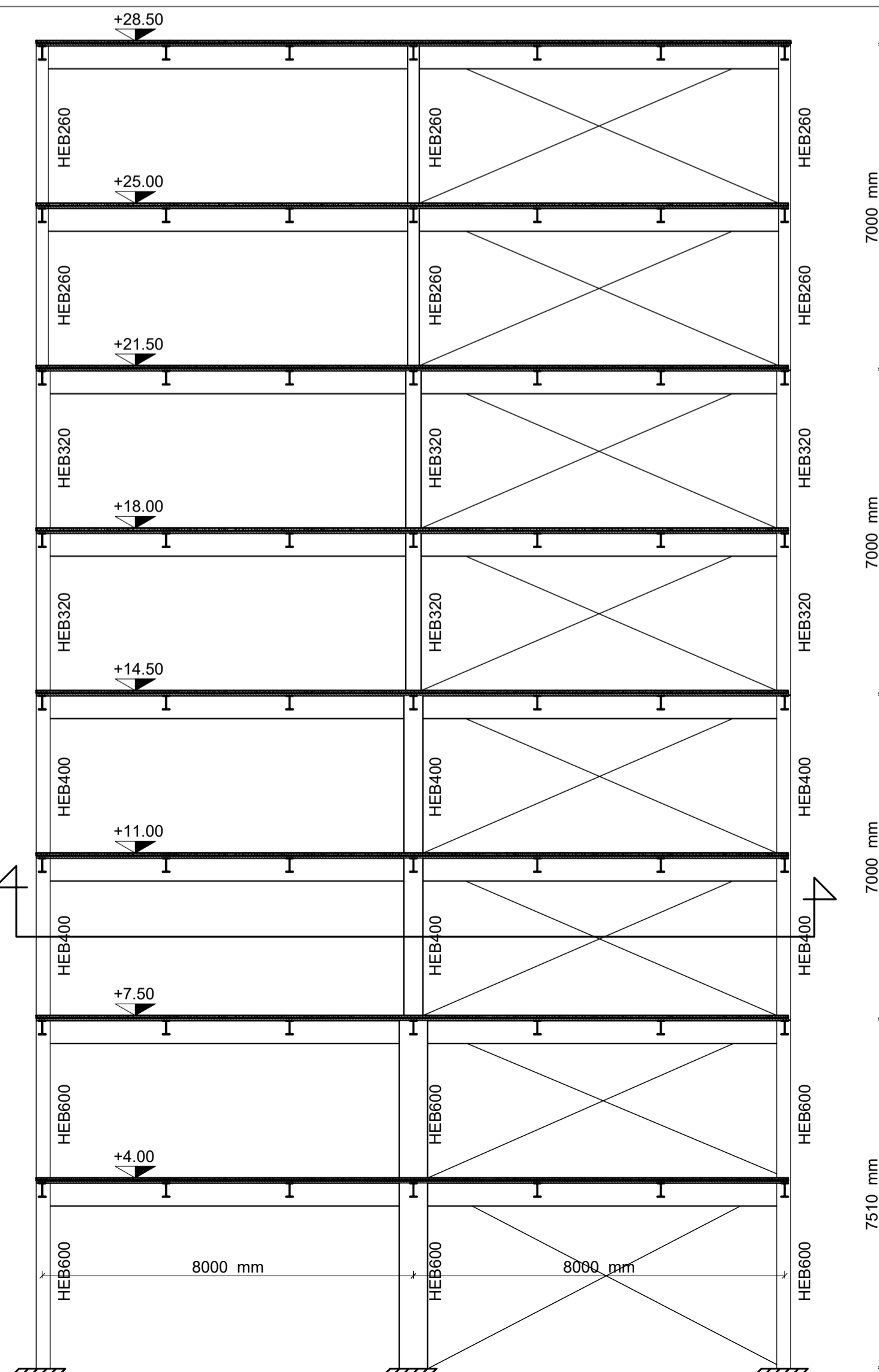
Docenti: _____ Tutor: _____
 Prof. Ing. Antonio Formisano Ing. Emilia Meglio
 Prof. Ing. Luigi Fiorino Ing. Giovanna Longobardi
 Studente: _____
 Riccardo Maria Polidoro



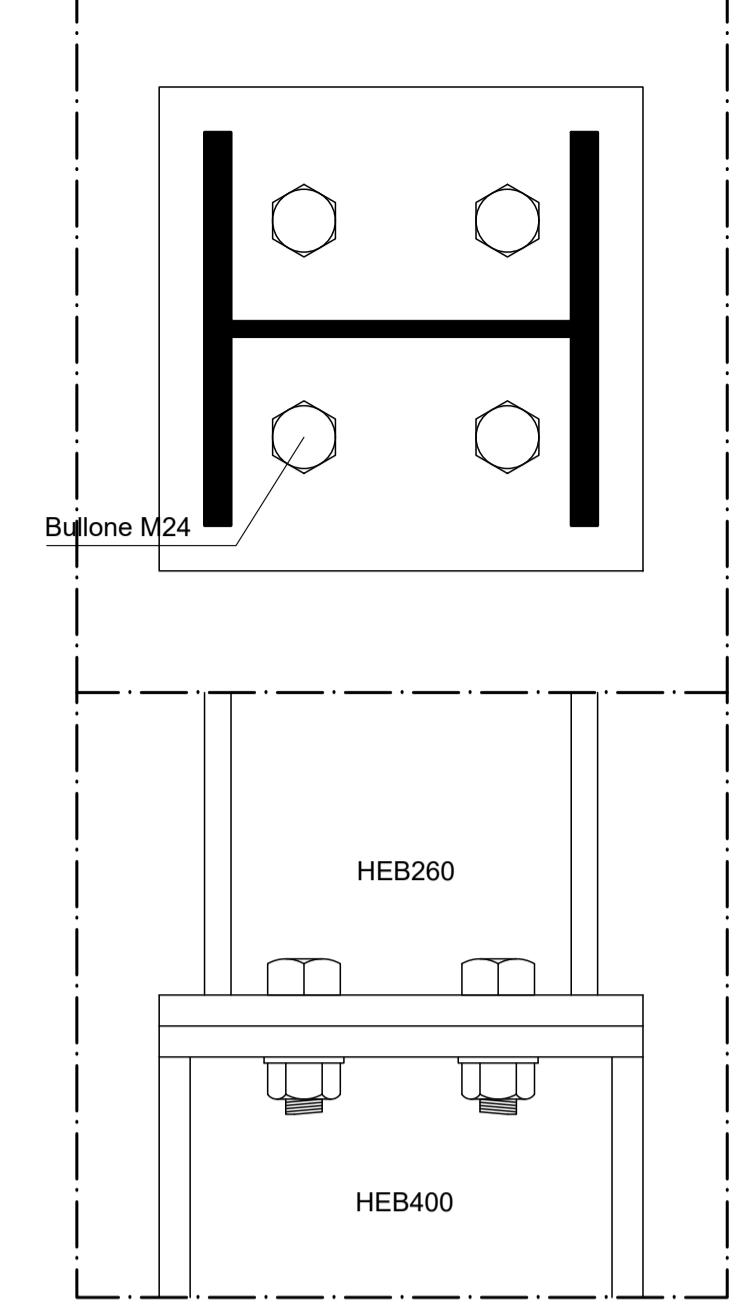
Planimetria piano tipo
 Scala 1:100



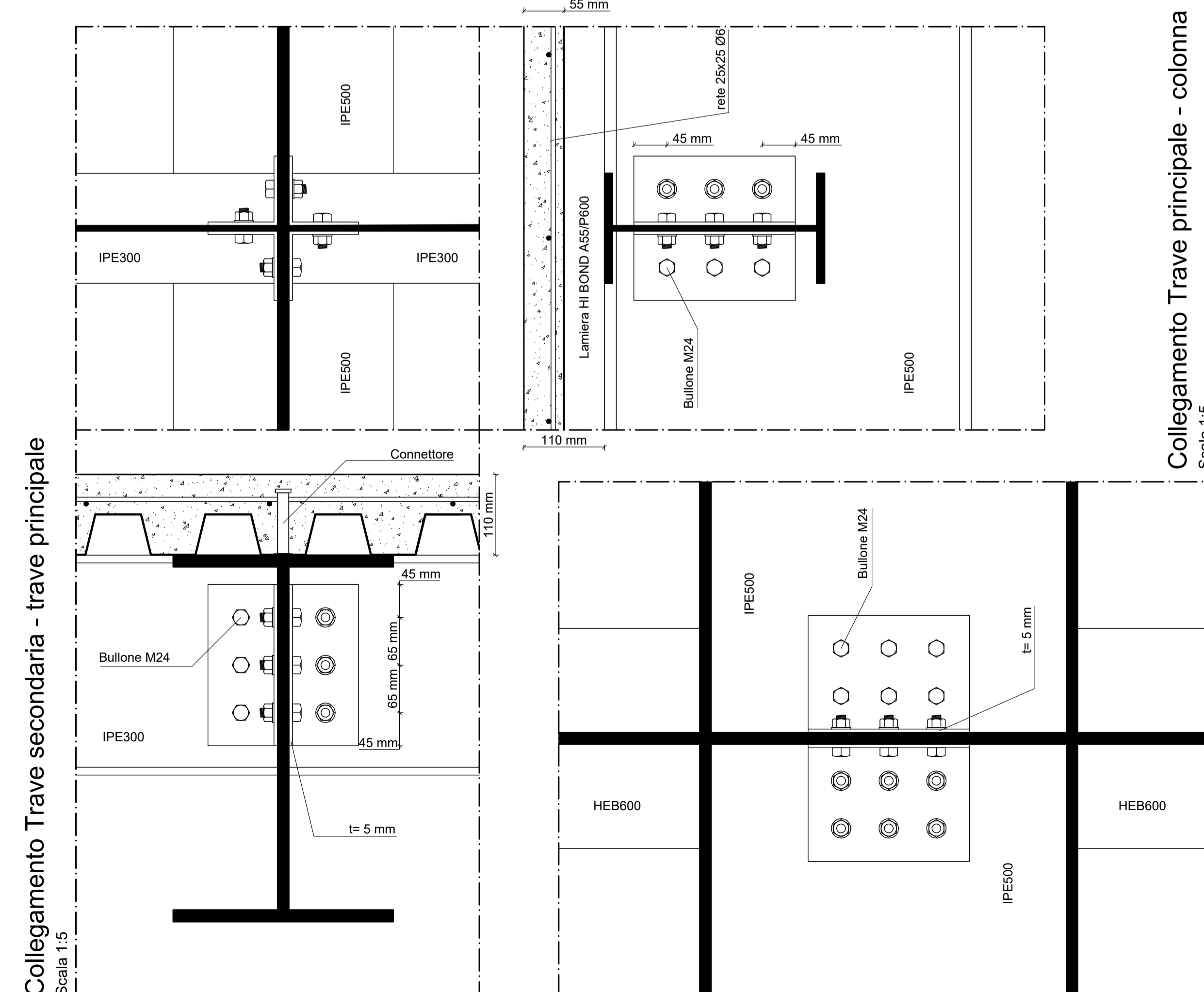
Schema planimetria piano tipo
 Scala 1:200



Sezione
 Scala 1:100



Schema giunto colonna - colonna
 Scala 1:5



Collegamento Trave secondaria - trave principale
 Scala 1:5

Collegamento Trave principale - colonna
 Scala 1:5

