



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 2

Progetto di un solaio latero cementizio armato

Docenti _____

Prof. Ing. Antonio **Formisano**

Prof. Ing. Luigi **Fiorino**

Tutor _____

Ing. Emilia **Meglio**

Ing. Giovanna **Longobardi**

Studente _____

Riccardo Maria **Polidoro**

Sommario

1. Premessa.....	3
1.1 Descrizione dell'incarico	3
1.2 Norme di riferimento.....	4
1.3 Materiali.....	4
1.4 Modello di calcolo.....	5
2. Azioni e combinazioni di carico.....	5
2.1 Analisi dei carichi.....	5
2.2 Combinazioni di carico allo S.L.U.	6
2.2.1 Risoluzione degli schemi di trave continua su più appoggi.....	7
2.2.2. Diagramma di involuppo del momento e verifica preliminare a flessione.....	11
2.2.2 Definizione di copriferro e distanza utile	15
2.2.3 Definizione delle lunghezze di ancoraggio.....	17
3. Verifiche.....	17
3.1 Verifica preliminare a flessione.....	17
3.2 Verifica rigorosa a taglio	18
3.3 Verifica rigorosa a flessione	19

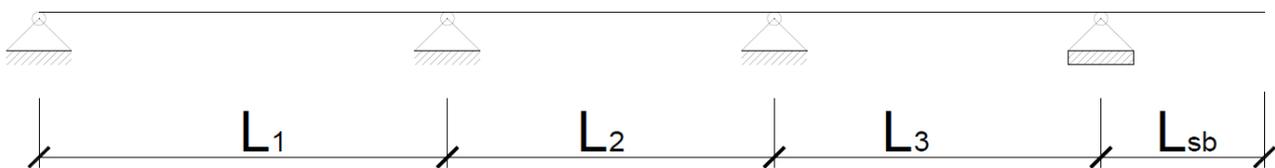


1. Premessa

L'elaborato verte sulla realizzazione di un progetto strutturale di un solaio in conglomerato cementizio armato con alleggerimenti in laterizio forato secondo le indicazioni normative vigenti.

1.1 Descrizione dell'incarico

L'orizzontamento in oggetto è stato definito in base alle indicazioni di traccia, in cui viene presentato un solaio multicampata costituito da tre campate ed uno sbalzo. Essendo la luce delle campate, i materiali considerati per la determinazione dei carichi semipermanenti 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

Tratto	Lunghezza (m)
L1	6.95
L2	5.75
L3	7.4
Lsb	1.75

Tramezzi			
Materiale	Spessore (cm)	Altezza (m)	γ (kN/m ³)
Gasbeton	10	2.8	5

Pavimentazione		
Materiale	Spessore (mm)	γ (kN/m ³)
Gres porcellanato	10	0.2

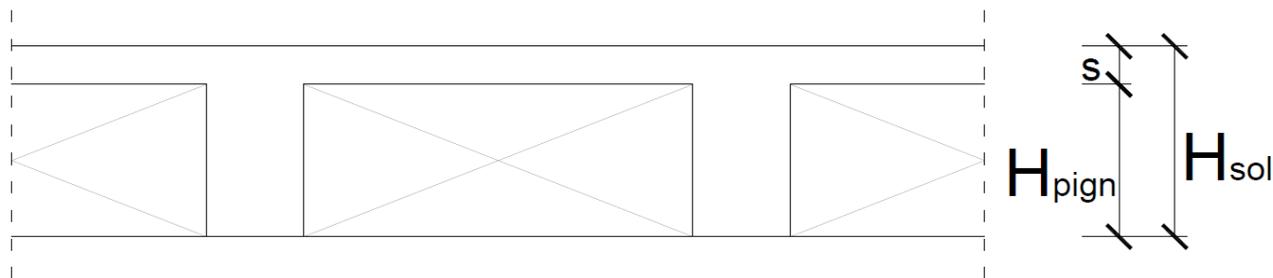
Carichi variabili	
Cat.A	Ambienti ad uso residenziale

I principali parametri geometrici che influenzano il progetto strutturale nelle sue prime fasi possono distinguersi in due categorie:

- Parametri fissi: grossomodo standardizzati nella progettazione delle opere civili;
- Parametri variabili: definiti caso per caso in base alle esigenze progettuali.

Si riportano di seguito i valori dei parametri che influenzano la geometria della sezione del solaio in campata adottati nel presente elaborato.

Parametri fissi			
Interasse travetti (cm)	Base travetti (cm)	Base pignatta (cm)	Profondità pignatta (cm)
50	10	40	25



Parametri di progetto, campata			
H_{pign} (cm)	s (cm)	H_{sol} (cm)	L/25 (cm)
28	5	33	29.6

L'altezza del solaio è stata fissata riferendosi ad un'indicazione normativa ormai desueta che richiedeva $H_{solaio} > L/25$. Ritenendo che, in virtù del ridotto numero di campate, non risulti conveniente variare l'altezza strutturale del solaio in ogni singola campata, ci

Parametri di progetto, sbalzo			
H_{pign} (cm)	s (cm)	H_{sol} (cm)	L/25 (cm)
16	4	20	7

si è riferiti alla luce maggiore, adottando un certo margine cautelativo rispetto alla verifica a rigore dell'indicazione in virtù del fatto che le norme attuali sono più stringenti.

Per quanto riguarda il solaio sullo sbalzo, si è ritenuto di definire uno spessore strutturale differente in virtù del carico tendenzialmente minore e in ragione della necessità di porre in opera un massetto delle pendenze per garantire il dilavamento della superficie e l'allontanamento dell'acqua piovana.

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 2*, norma di riferimento europea per la progettazione delle strutture in conglomerato cementizio armato espressamente indicata dalle NTC¹ come norma costituente *indicazioni di comprovata validità*, che ne fornisce il *sistematico supporto applicativo*.

1.3 Materiali

Nel progetto della struttura sono stati considerati i seguenti materiali:

Materiali	
CLS	Acciaio
C28/35	B450C

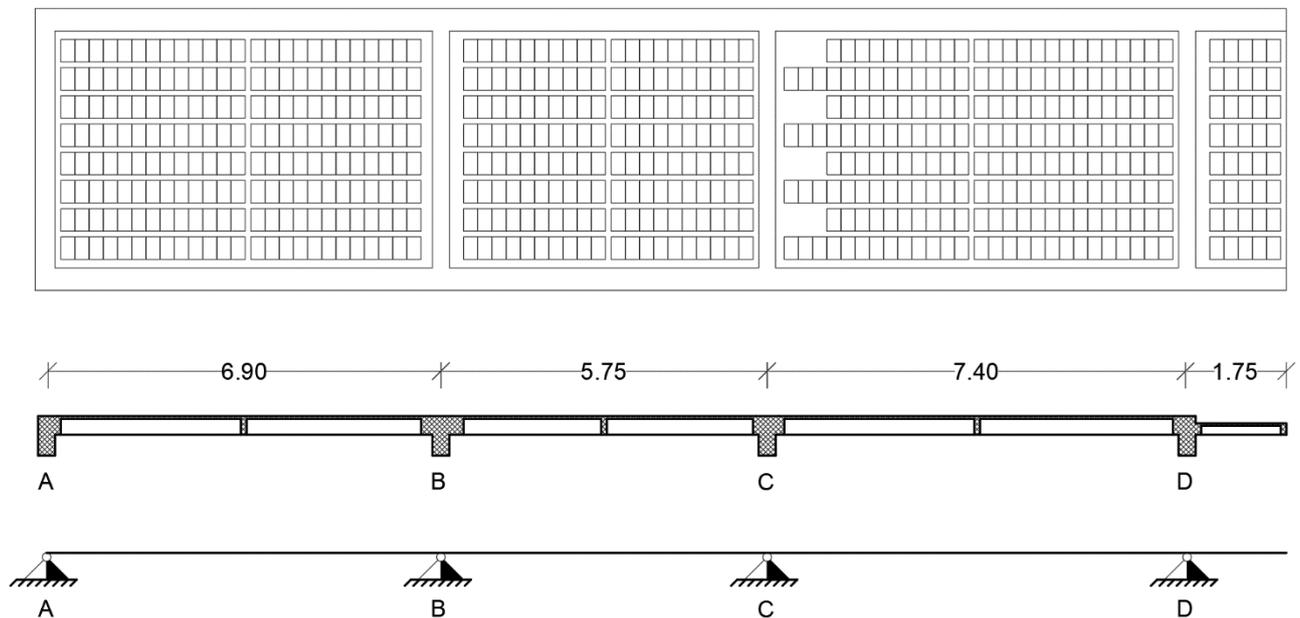
In virtù delle elevate luci, particolarmente su L₃, e della classe di esposizione (XC3) della struttura ipotizzata, è stata selezionata una classe di resistenza di calcestruzzo leggermente superiore rispetto alle ordinarie applicazioni civili.

¹ NTC2018, par. 1.1



1.4 Modello di calcolo

Considerata la singola orditura – e trascurando a vantaggio di sicurezza il comportamento bidimensionale del solaio – risulta evidente che lo schema strutturale che meglio definisce il comportamento dell'elemento è lo schema di trave continua su più appoggi; principale problematica riguarda però la definizione delle condizioni di vincolo, in virtù del fatto che i nodi solaio-trave non possono elementarmente ricondursi a degli schemi notevoli, risultando infatti che in uno schema di semplice appoggio (solaio su unica campata) sia lo schema di trave semplicemente appoggiata che lo schema di trave incastrata-incastrata condizioni limite del comportamento strutturale. Ne segue che nel progetto non è possibile considerare come momenti agenti i momenti ricavati dagli schemi notevoli (al contrario del progetto dell'edificio in acciaio²), non corrispondenti con l'effettivo comportamento statico dell'opera.



2. Azioni e combinazioni di carico

2.1 Analisi dei carichi

Come intuibile, l'analisi dei carichi unitaria è riferita a unità di superficie, essendo il solaio un elemento prevalentemente bidimensionale.

Considerando un'area di 1 m^2 di solaio, in ragione dei parametri presentati al par. 1.1. risulta che in detta regione cadranno 2 travetti.

Trascurando in prima approssimazione l'analisi dei carichi su fascia piena e semipiena – in maniera tale da riservarsi una possibilità di intervento correttivo al progetto per soddisfare eventuali verifiche

² R.M. POLIDORO, Progetto di un edificio multipiano in acciaio. Par. 2.2, p. 12.

non garantite dal primo dimensionamento senza dover ripetere i calcoli relativi alla risoluzione dello schema strutturale – che sottolineiamo essere più volte iperstatico, dunque caratterizzato da un discreto onere computazionale.

Si presenta di seguito l'analisi dei carichi unitaria appena introdotta, condotta secondo il medesimo procedimento adottato nel progetto dell'edificio multipiano in acciaio³.

Analisi dei carichi unitaria (1 m ²)									
G ₁ (kN/m ²)				G ₂ (kN/m ²)					Q
Travetti	Soletta	Pignatte	Tot.	Tramezzi	Pavimentazione	Intonaco	Massetto	Tot.	(kN/m ²)
1.4	1.25	1.12	3.77	0.80	0.002	0.3	0.48	1.58	2

Analisi dei carichi unitaria (1 m ²) - sbalzo									
G ₁ (kN/m ²)				G ₂ (kN/m ²)					Q
Travetti	Soletta	Pignatte	Tot.	Tramezzi	Pavimentazione	Intonaco	Massetto	Tot.	(kN/m ²)
0.8	1	0.64	2.44	0.00	0.002	0.3	0.48	0.78	4

Analisi unitaria: g ₂ tramezzi (NTC18 3.1.3)					
Materiale	Peso specifico (kN/m ³)	Spessore (cm)	Altezza (m)	g ₂ (kN/m)	G _{2, tramezzi} (kN/m ²)
Gasbeton	5	10	2.8	1.4	0.80

In particolare, per il massetto è stato utilizzato un sottofondo in argilla espansa e boiaccia di cemento di spessore 6 cm.

A rigore, le pignatte non sono elementi strutturali ma alleggerimenti; il loro peso è stato valutato all'interno di G₁ in quanto caratterizzanti un carico fisso di elementi solidali alla struttura portante, pur non partecipando in alcun modo alla resistenza.

Si osservi inoltre come, in accordo con le NTC 2018⁴, essendo lo sbalzo tipologicamente assimilabile ad un balcone – dunque ad un'area ad elevato indice di affollamento – i carichi variabili assumono una maggiore entità.

2.2 Combinazioni di carico allo S.L.U.

Si presentano di seguito le combinazioni di carico analizzate allo stato limite ultimo, assumendo i coefficienti parziali per le azioni da normativa⁵.

Combinazioni di carico					
SLU	Azione (kN/m ²)	MAX	Σ _{MAX}	min	Σ _{min}
Campata	G ₁	4.901	10.274	3.77	5.0356
	G ₂	2.373		1.2656	
	Q	3		0	
Sbalzo	G ₁	3.172	10.345	2.44	3.0656
	G ₂	1.173		0.6256	
	Q	6		0	

³ R.M. POLIDORO, *cit.*

⁴ NTC2018, Tab. 3.1.II.

⁵ NTC2018, Tab. 2.6.I; approccio 1.



Detti valori costituiscono evidentemente i limiti di variabilità dei carichi in campata e sullo sbalzo; sono dunque noti i carichi minimi e massimi applicabili alla struttura. Detta operazione – non effettuata per la struttura in acciaio in virtù della facile individuabilità della condizione di massimo carico – si rivela necessaria a causa del fatto che in un solaio multicampata in calcestruzzo armato la massimizzazione degli effetti in campata non deriva da un'applicazione indistinta del massimo carico possibile: essendo lo schema continuo, la massimizzazione degli effetti – legata all'identificazione dei momenti flettenti in virtù del comportamento del solaio come elemento inflesso e in ragione del fatto che, essendo i travetti degli elementi molto snelli, il taglio non dovrebbe influire significativamente sul comportamento strutturale dell'elemento, non determinando tensioni significative (difatti di norma un solaio non presenta alcuna armatura specifica a taglio) – in un punto è garantita solo attraverso particolari distribuzioni di carico.

Dall'applicazione della teoria delle linee di influenza risulta infatti che:

- Per ricercare il massimo effetto in campata sono necessarie distribuzioni di carico a scacchiera: per ottenere il massimo effetto sulla campata AB [CD] occorre applicare il carico massimo sulle campate AB e CD e il minimo sulle altre; l'inverso vale per produrre il massimo effetto sulle campate restanti.
- Per determinare effetto massimo su un appoggio invece si applica il carico massimo sulle campate adiacenti l'appoggio in esame per poi procedere a scacchiera.

In questo specifico progetto, costituito da tre campate e quattro appoggi, risultano complessivamente 4 schemi di carico: 2 a scacchiera, 2 legati alla massimizzazione degli effetti sugli appoggi intermedi (B;C).

Massimizzazione dei momenti					
Distribuzione	M _{MAX} ↓	q _{AB}	q _{BC}	q _{CD}	q _{sbalzo}
I	AB - CD	10.274	5.0356	10.274	3.0656
II	BC	5.0356	10.274	5.0356	10.345
III	B;D	10.274	10.274	5.0356	10.345
IV	C	5.0356	10.274	10.274	3.0656

Per risolvere i quattro schemi di trave continua su più appoggi è stato utilizzato il metodo di Cross considerando quattro distribuzioni ausiliarie – ciascuna caratterizzata dall'applicazione di un singolo carico unitario su un'unica campata – che, combinate linearmente tramite i moduli dei carichi effettivamente applicati nelle distribuzioni appena presentate, consentono di individuare i momenti effettivamente agenti nel solaio per ogni distribuzione.

2.2.1 Risoluzione degli schemi di trave continua su più appoggi

L'applicazione del metodo di Cross – metodo iterativo di risoluzione di strutture iperstatiche – consente di conoscere i momenti agenti sulla struttura in ragione del fatto che una coppia applicata ad un generico nodo di una struttura si ripartisce nelle aste in esso convergenti in base alla rigidità relativa

Nodo	Asta	L (m)	Schema statico		Rigidità	Coefficiente di ripartizione	Coefficiente di trasporto
B	BA	6.95	inc	cer	0.43 EI	0.364	0
	BC	5.75	inc	inc	0.7 EI	0.636	0.5



delle singole aste, le quali tenderanno a trasportare – in base alle condizioni di vincolo all'estremità – un'aliquota di momento ai nodi ad esse adiacenti: inserendo dei morsetti nei nodi B e C in maniera tale da bloccarne fittiziamente le distorsioni, si valutano di seguito le rigidezze, i coefficienti di ripartizione e i coefficienti di trasporto dello schema strutturale considerato:

Si presentano di seguito, come anticipato, le risoluzioni degli schemi di trave continua su più appoggi soggetti a un singolo carico unitario per campata, le cui combinazioni lineari consentono di definire le effettive azioni sulla struttura al variare della distribuzione.

Carico distribuito unitario su AB							
Nodo	A	B		C		D	
Asta	AB	BA	BC	CB	CD	DC	Dsb.
TOT	0.00	3.59	-3.59	-0.78	0.78	0.00	0.00
M(0)		6.04					
B1	0.0000	-2.1956	-3.8422	-1.9211			
C1			0.6113	1.2225	0.6986	0.0000	
B2	0.0000	-0.2223	-0.3890	-0.1945			
C2			0.0619	0.1238	0.0707	0.0000	
B3	0.0000	-0.0225	-0.0394	-0.0197			
C3			0.0063	0.0125	0.0072	0.0000	
B4	0.0000	-0.0023	-0.0040	-0.0020			
C4			0.0006	0.0013	0.0007	0.0000	
B5	0.0000	-0.0002	-0.0004	-0.0002			
C5			0.0001	0.0001	0.0001	0.0000	
B6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
C6			0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	



Carico distribuito unitario su BC								
Nodo	A		B		C		D	
Asta	AB	BA	BC	CB	CD	DC	Dsb.	
TOT	0.00	1.11	-1.11	3.11	-0.35	0.00	0.00	
M(0)			-2.76	2.76				
B1	0.0000	1.0019	1.7533	0.8767				
C1			-0.2789	-0.5579	-0.3188	0.0000		
B2	0.0000	0.1014	0.1775	0.0888				
C2			-0.0282	-0.0565	-0.0323	0.0000		
B3	0.0000	0.0103	0.0180	0.0090				
C3			-0.0029	-0.0057	-0.0033	0.0000		
B4	0.0000	0.0010	0.0018	0.0009				
C4			-0.0003	-0.0006	-0.0003	0.0000		
B5	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001				
C5			0.0000	-0.0001	0.0000	0.0000		
B6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				
C6			0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		

Carico distribuito unitario su CD								
Nodo	A		B		C		D	
Asta	AB	BA	BC	CB	CD	DC	Dsb.	
TOT	0.00	-0.88	0.88	4.08	-4.08	0.00	0.00	
M(0)					-6.85			
C1			2.1780	4.3559	2.4891	0.0000		
B1	0.0000	-0.7920	-1.3860	-0.6930				
C2			0.2205	0.4410	0.2520	0.0000		
B2	0.0000	-0.0802	-0.1403	-0.0702				
C3			0.0223	0.0446	0.0255	0.0000		
B3	0.0000	-0.0081	-0.0142	-0.0071				
C4			0.0023	0.0045	0.0026	0.0000		
B4	0.0000	-0.0008	-0.0014	-0.0007				
C5			0.0002	0.0005	0.0003	0.0000		
B5	0.0000	-0.0001	-0.0001	-0.0001				
C6			0.0000	0.0000	0.0000	0.0000		
B6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000				

Carico distribuito unitario sullo sbalzo							
Nodo	A		B		C		D
Asta	AB	BA	BC	CB	CD	DC	Dsb.
TOT	0.00	0.10	-0.10	-0.46	0.46	1.53	0.00
M(0)					0.77	1.53	
C1			-0.2436	-0.4872	-0.2784	0.0000	
B1	0.0000	0.0886	0.1550	0.0775			
C2			-0.0247	-0.0493	-0.0282	0.0000	
B2	0.0000	0.0090	0.0157	0.0078			
C3			-0.0025	-0.0050	-0.0029	0.0000	
B3	0.0000	0.0009	0.0016	0.0008			
C4			-0.0003	-0.0005	-0.0003	0.0000	
B4	0.0000	0.0001	0.0002	0.0001			
C5			0.0000	-0.0001	0.0000	0.0000	
B5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			
C6			0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
B6	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000			

Combinando i risultati ottenuti dall'applicazione del metodo di Cross con le quattro distribuzioni di carico presentate in precedenza sono stati ricavati i valori del momento flettente agente sugli appoggi al variare della distribuzione, qui presentati secondo la convenzione positiva al concio elementare:

Momenti agli appoggi (kNm) - convenzione al concio elementare					
Distribuzione	M _A	M _B	M _C	M _D	M _{sb}
I	0	-33.80	-34.27	-4.69	0.00
II	0	-26.14	-15.54	-15.84	0.00
III	0	-44.97	-11.47	-15.84	0.00
IV	0	-20.80	-40.20	-4.69	0.00

Noti i valori del momento nei vari appoggi, conoscendo per ogni distribuzione i carichi distribuiti applicati alla struttura è possibile ricavare le reazioni vincolari di ciascun appoggio e, di conseguenza, l'espressione del taglio: isolando e risolvendo infatti i singoli tratti isostatici della trave continua su più appoggi – operazione lecita in virtù della linearità del problema e della validità del principio di sovrapposizione degli effetti – è possibile definire i valori assunti dal taglio per ciascuna distribuzione nelle estremità di ciascuna campata:

Reazioni agli appoggi (kN) - direzione positiva verso l'alto					
Distribuzione	R _A	R _B	R _C	R _D	R _{sb}
I	30.84	54.96	56.57	39.38	0.00
II	13.74	52.64	46.28	36.78	0.00
III	29.23	77.54	41.75	37.33	0.00
IV	14.51	46.66	75.72	38.58	0.00



Taglio agli appoggi (kN) - convenzione al congio elementare								
Distribuzione	T _A	T _B		T _C		T _D		T _{sb}
		AB	BC	CB	CD	DC	D _{sb}	
I	30.84	-40.56	14.39	-14.56	42.01	-34.02	10.00	0.00
II	13.74	-21.26	31.38	-27.69	18.59	-18.67	20.20	0.00
III	29.23	-42.17	35.36	-23.71	18.04	-19.22	19.65	0.00
IV	14.51	-20.49	26.16	-32.91	42.81	-33.22	10.80	0.00

Nota il taglio agli appoggi, è possibile valutare per ogni tratto isostatico e per ogni distribuzione il relativo punto di annullamento, così da poter individuare i punti di minimo/massimo relativo nella funzione caratterizzante la distribuzione di momento flettente in ciascun tratto e caratterizzarne così l'andamento nella struttura complessiva. Si ha che, considerando come riferimento per ciascun tratto un'ascissa curvilinea avente origine sull'appoggio di sinistra:

Punti di annullamento del taglio (m) (da sinistra)				
Distribuzione	AB	BC	CD	D _{sb}
I	3.00	2.86	4.09	1.75
II	2.73	3.05	3.69	1.75
III	2.85	3.44	3.58	1.75
IV	2.88	2.55	4.17	1.75

Da cui, nel medesimo riferimento, si valutano gli estremi relativi delle funzioni distribuzione del momento nei vari tratti al variare della distribuzione di carico.

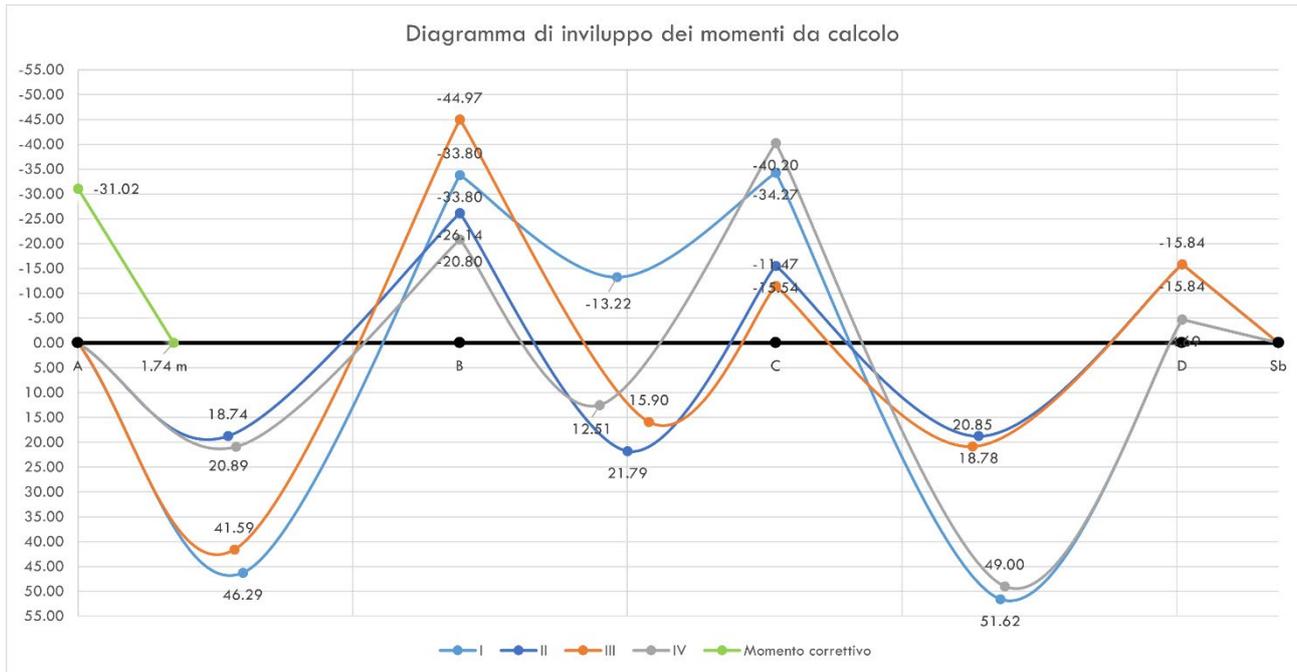
Momenti massimi in campata (kNm)				
Distribuzione	AB	BC	CD	D _{sb}
I	46.29	-13.22	51.62	0.00
II	18.74	21.79	18.78	0.00
III	41.59	15.90	20.85	0.00
IV	20.89	12.51	49.00	0.00

Si osservi in particolare come nella distribuzione I – a scacchiera con carico massimo in AB e CD – il momento in BC permane negativo, sintomo del fatto che la campata risulterà completamente tesa in fascia superiore in occasione di una simile distribuzione di carico.

Come anticipato, la composizione dei risultati nei singoli tratti isostatici in una medesima distribuzione consente di identificare i diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione nel solaio in risposta alle azioni applicate, risolvendo la trave nella specifica configurazione.

2.2.2. Diagramma di involuppo del momento e verifica preliminare a flessione

Si propone di seguito una rappresentazione del diagramma di involuppo del momento da calcolo, sovrapposizione dei diagrammi appena identificati analiticamente.



Dal diagramma da calcolo si intuisce la necessità di applicare alcuni interventi correttivi: sugli appoggi di estremità lo schema di trave continua su più appoggi fornisce ovviamente valori nulli dei momenti; in realtà però le travi di bordo costituiscono un vincolo per il travetto anche alla rotazione, dunque è opportuno considerare a titolo cautelativo un momento correttivo M_i , definito come segue:

$$M_i = qL^2/k$$

Con k parametro variabile tra 16 e 18 che esplica l'assorbimento del momento da parte del vincolo (appoggio con cedimento elastico), assunto pari a 18. L'andamento di detto momento sulla campata AB è stato delineato prevedendo un punto di nullo ad $L/4$, risultando dal calcolo che in una distribuzione reale detto momento si annullerebbe ad appena 4 cm dall'appoggio.

M _{corr, appoggio A}	
L	M
0.00	-31.02
0.04	0.00
1.74	-1.94

Sono stati inoltre valutati a titolo cautelativo i momenti correttivi in campata, utili nel caso di strutture con geometrie particolari – ad esempio nel caso di luci di campate adiacenti sensibilmente differenti o nel caso in cui una campata non assuma momento positivo in alcun punto del proprio involucro – non risultando, malgrado gli elevati scarti in prossimità degli appoggi C e D, valori maggiori rispetto a quelli valutati nella realizzazione dell'involucro.

Ponendo:

$$M_{ij} = \text{MAX}(q_{ij})L_{ij}^2/k$$

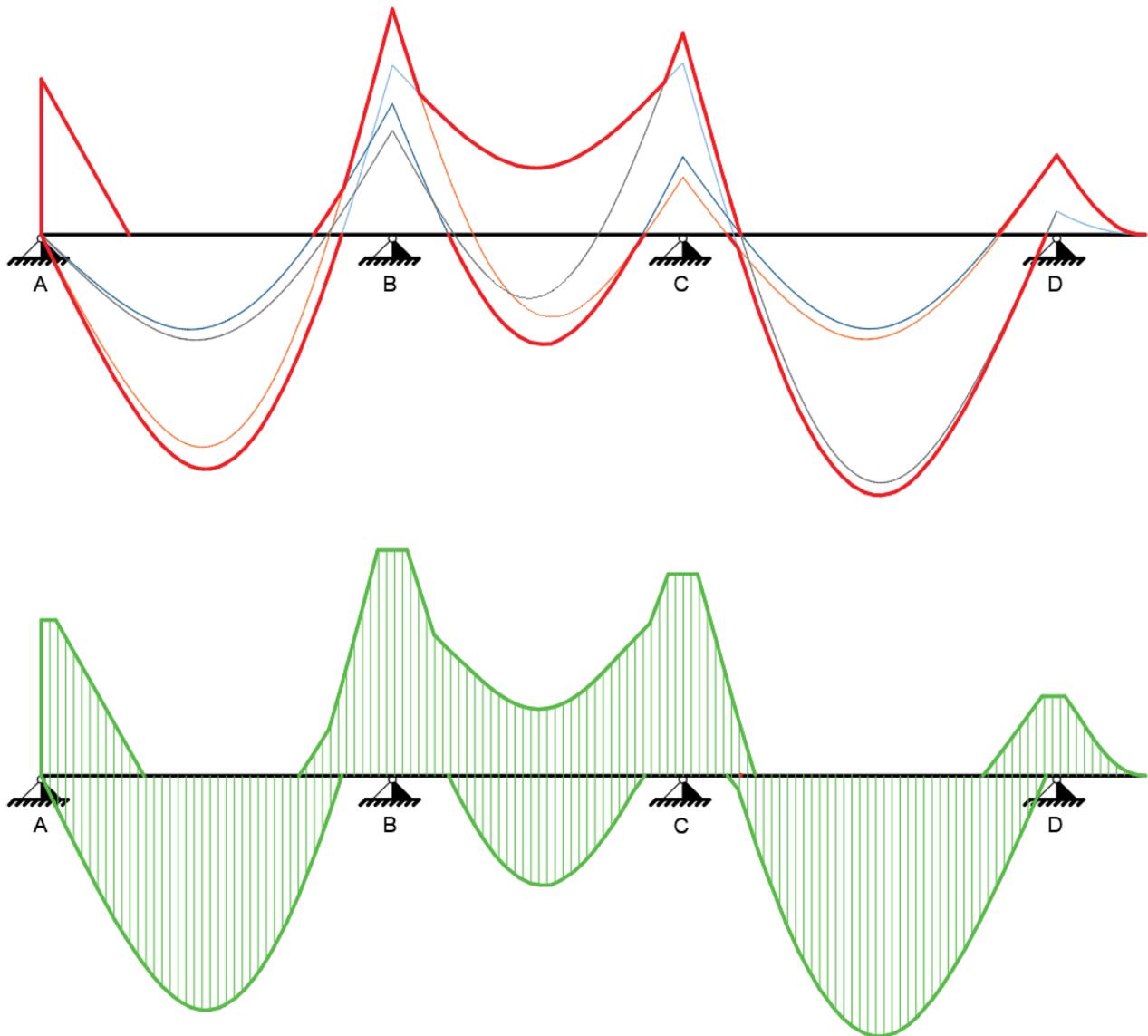


Si ottiene:

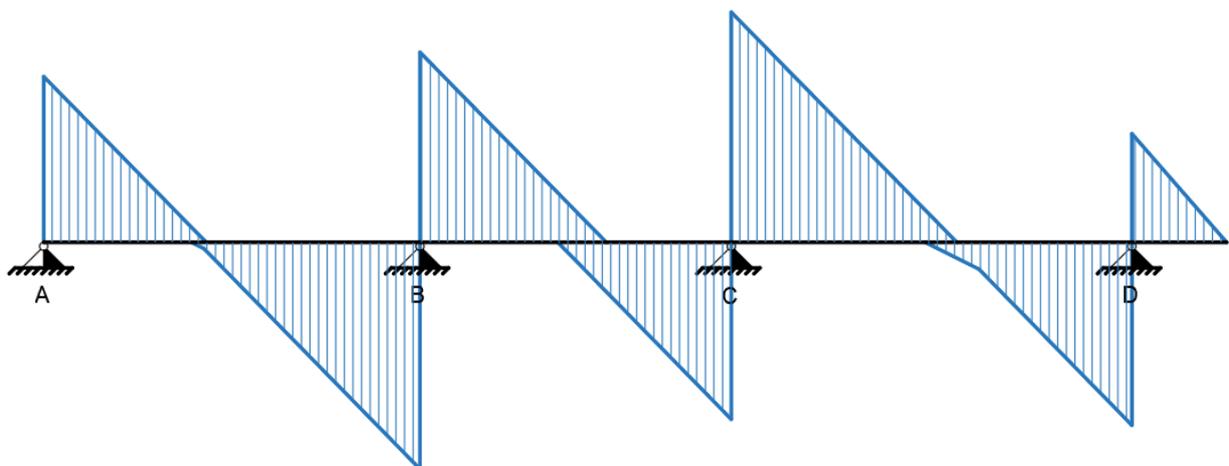
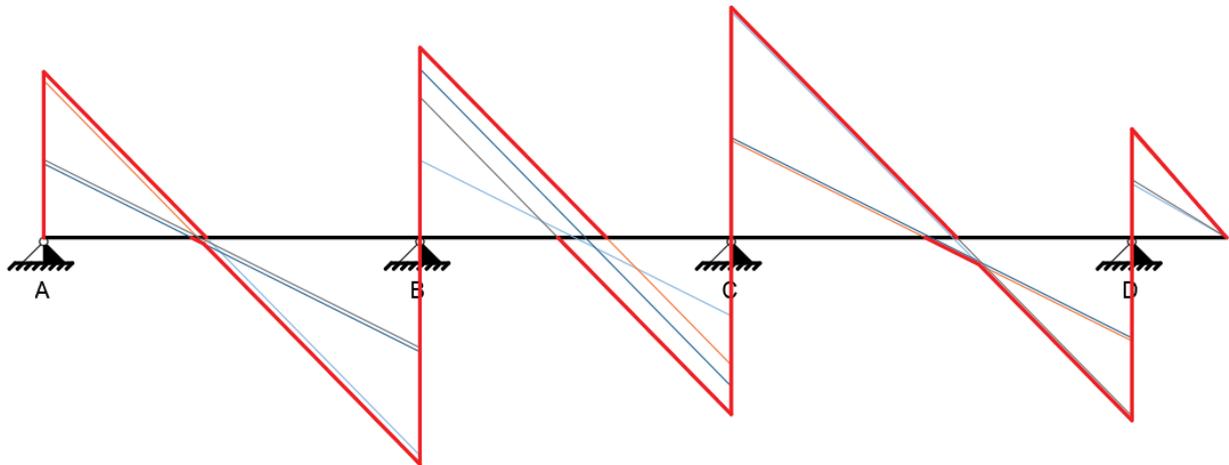
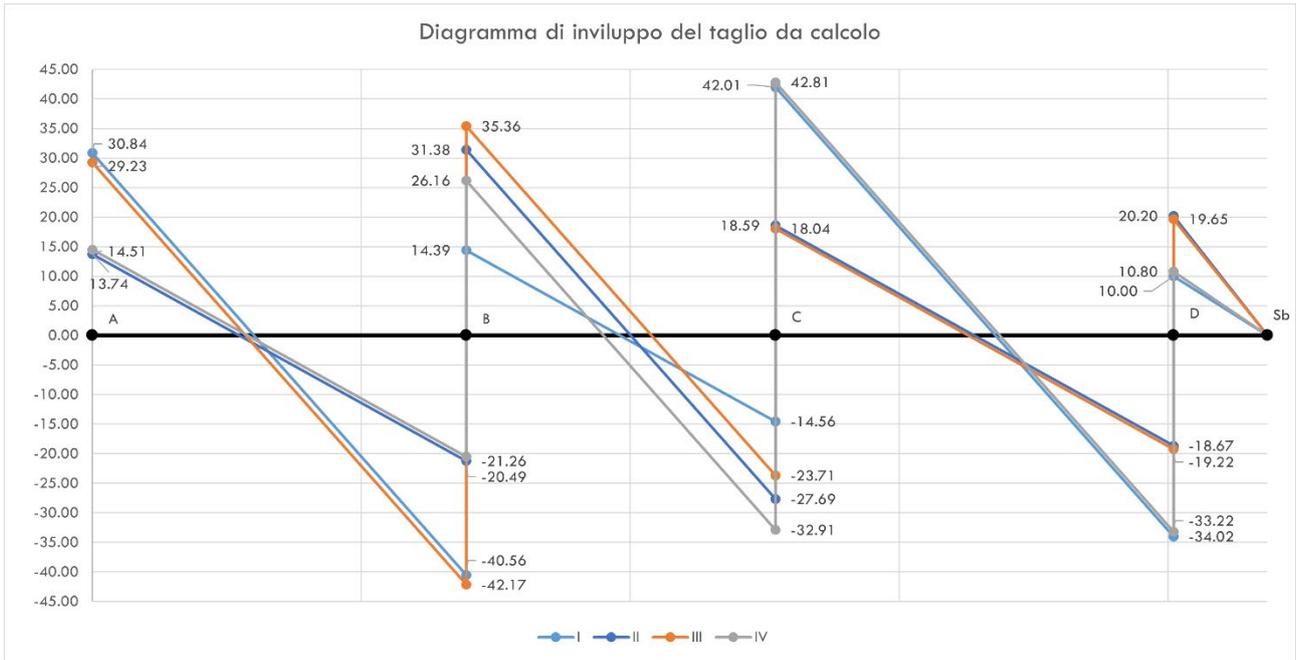
M_{corr,campata}	
MAX?	M
No	31.016
No	21.23
No	35.163

Da cui è evidente quanto asserito.

Una sezione in calcestruzzo armato soggetta a momento è caratterizzata da una determinata *distanza utile* – funzione della profondità del copriferro – che influisce sul tracciamento del diagramma d'involuppo effettivo del momento, determinando una traslazione orizzontale rispetto agli appoggi del diagramma di una distanza pari alla distanza utile corrispondente al momento agente nell'appoggio considerato. Si riporta di seguito la costruzione grafica del diagramma d'involuppo del momento; per la determinazione delle distanze utili ai sensi dell'EC2 si rimanda al paragrafo successivo.



In maniera analoga, si riporta di seguito la costruzione grafica del diagramma d'involuppo del taglio.





2.2.2 Definizione di copriferro e distanza utile

La definizione del copriferro – normata dall'Eurocodice 2 – richiede l'individuazione dei seguenti parametri:

- Classe diametrale dei ferri di armatura utilizzati per il progetto;
- Classe di resistenza del calcestruzzo;
- Condizioni ambientali in cui si inserisce l'opera;
- Classe strutturale del progetto;
- Tipo di elemento considerato;
- Tipo di controlli realizzati sul calcestruzzo in fase di cantiere.

In virtù dell'elevata luce sulla campata CD, si è ritenuto di prevedere un'armatura longitudinale con ferri $\phi 12$, prevedendo un'armatura di ripartizione dei carichi nella soletta realizzata con rete elettrosaldata $\phi 8$. Considerando per il progetto una classe strutturale S4, tipica per le applicazioni civili, e una classe di esposizione XC3, corrispondente ad ambienti interni o esterni soggetti ad umidità moderata, la normativa richiede uno spessore minimo di copriferro pari a 25 mm:

FIGURA 3.2

Requisito Ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Prospetto 4.4N estratto dalla UNI EN 1992-1-1₍₁₉₄₎ che prescrive i valori del copriferro minimo $c_{min,dur}$ con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080.

CLASSI DI ESPOSIZIONE		REQUISITI TECNOLOGICI RICHIESTI (dai Prospetti 1 e 4 della Norma UNI 11104)								
SIGLA	DESCRIZIONE DELL'AMBIENTE	Massimo rapporto acqua/cemento	Minimo contenuto di cemento (Kg/m)				Minima classe di (Rck)			
X0	Assenza di rischio di corrosione o attacco	Nessun requisito	Nessun requisito				15			
	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo, o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto. Interno di edifici con umidità relativa molto bassa.									
XC	1 Corrosione indotta da carbonatazione	0,60	300				30			
	2 Bagnato, raramente asciutto	0,60	300				30			
	3 Umidità moderata	0,55	320				35			
	4 Ciclicamente asciutto e bagnato	0,50	340				40			
XD	1 Corrosione indotta da cloruri non da acqua di mare	0,55	320				35			
	2 Bagnato, raramente asciutto	0,50	340				40			
	3 Ciclicamente asciutto e bagnato	0,45	360				45			
XF	1 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza disgelanti	0,50	320				40			
	2 Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante	0,50	340				30			

Definito *copriferro nominale* la distanza tra il bordo inferiore o superiore della sezione e il ferro di armatura, la norma afferma che $c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$, con Δc_{dev} parametro dipendente dal tipo di controlli effettuati sulla struttura, che nel caso di controlli qualitativi è pari a 5 mm. Il copriferro effettivo sarà dunque pari al copriferro nominale sommato al semidiametro del ferro di armatura considerato. In definitiva, si ha che:

Parametri di progetto, campata			
Hpign (cm)	s (cm)	Hsol (cm)	L/25 (cm)
28	5	33	29.6

Determinazione del copriferro teorico - solaio interno									
Fascia inferiore									
UNI EN 1992-1-1, par. 4.4.1.							Armatura ϕ_{long} (mm)	C ['] teorico (mm)	d ['] teorica (mm)
Classe strutturale	Classe di esposizione	Tipo di elemento	C _{min} (mm)	Controlli	Δc_{dev} (mm)	c _{nom} (mm)			
S4	XC3	altro	25	qualitativi	5	30	12	36	294

Determinazione del copriferro teorico - solaio interno										
Fascia superiore										
UNI EN 1992-1-1, par. 4.4.1.							Armatura		C ['] teorico (mm)	d ['] teorica (mm)
Classe strutturale	Classe di esposizione	Tipo di elemento	C _{min} (mm)	Controlli	Δc_{dev} (mm)	c _{nom} (mm)	ϕ_{long} (mm)	$\phi_{ripartizione}$ (mm)		
S4	XC3	soletta	20	qualitativi	5	25	12	8	39	291

Parametri di progetto, sbalzo			
Hpign (cm)	s (cm)	Hsol (cm)	L/25 (cm)
16	4	20	7

Determinazione del copriferro teorico - solaio sullo sbalzo									
Fascia inferiore									
UNI EN 1992-1-1, par. 4.4.1.							Armatura ϕ_{long} (mm)	C ['] teorico (mm)	d ['] teorica (mm)
Classe strutturale	Classe di esposizione	Tipo di elemento	C _{min} (mm)	Controlli	Δc_{dev} (mm)	c _{nom} (mm)			
S4	XC3	altro	25	qualitativi	5	30	12	36	164

Determinazione del copriferro teorico - solaio sullo sbalzo										
Fascia superiore										
UNI EN 1992-1-1, par. 4.4.1.							Armatura		C ['] teorico (mm)	d ['] teorica (mm)
Classe strutturale	Classe di esposizione	Tipo di elemento	C _{min} (mm)	Controlli	Δc_{dev} (mm)	c _{nom} (mm)	ϕ_{long} (mm)	$\phi_{ripartizione}$ (mm)		
S4	XC3	soletta	20	qualitativi	5	25	12	8	39	161

Da cui si ha in definitiva che:

Distanze utili effettive - solaio interno			
c (mm)	d (mm)	c' (mm)	d' (mm)
36	294	39	291

Distanze utili effettive - sbalzo			
c (mm)	d (mm)	c' (mm)	d' (mm)
36	164	39	161



2.2.3 Definizione delle lunghezze di ancoraggio

Ogni ferro di armatura, per poter assorbire una certa forza F , deve essere vincolato in qualche modo in maniera tale da poter esplicare una reazione. Considerando che il ferro sia efficace fino ad una certa sezione cioè bisogna assicurarsi che esista una zona cui non è attribuita resistenza ai carichi, che consenta in altre parole di *ancorare* i ferri nel calcestruzzo; detta lunghezza si calcola come da normativa⁶. In virtù delle verifiche effettuate, è lecito considerare le barre in condizioni di buona aderenza; assumendo a vantaggio di sicurezza che $\sigma_{sd}=f_{yk}$ in ogni sezione di ancoraggio, si ottiene:

Calcolo delle lunghezze di ancoraggio										
$L_{b,req}$ (mm)	σ_{sd} (N/mm ²)	f_{bd} (N/mm ²)	F_d (N)	$\alpha 1$ (-)	c_1 (mm)	a (mm)	$\alpha 2$ (-)	$L_{b,min}$ (mm)	L_{bd} (mm)	$L_{bd,cantierabile}$ (mm)
309.6150184	391	3.79	44221.05819	1	25	26	0.99	120	305.74	300.00
309.6150184	391	3.79	44221.05819	0.7	25	26	0.99	120	214.02	200.00

3. Verifiche

3.1 Verifica preliminare a flessione

A vantaggio di sicurezza, nel dimensionamento delle armature si effettua una verifica in cui non si considera la presenza di armatura compressa nella sezione di calcestruzzo, considerando ai fini del predimensionamento una sezione rettangolare semplicemente armata – ovvero con armatura nella sola zona tesa.

In questa fase, si ipotizza che la distanza tra il baricentro della sezione compressa di calcestruzzo e il punto di applicazione del taglio – baricentro dell'area delle armature tese – sia pari a 0.9 d; si procede nella verifica analizzando l'equilibrio rotazionale della sezione attorno al baricentro della sezione compressa, definendo il momento agente sulla sezione come prodotto tra il braccio e la massima azione di trazione che può presentarsi sull'armatura – pari all'area dell'armatura per la tensione di snervamento di progetto in base alle indicazioni normative dell'eurocodice 2, che prevede un progetto al primo stadio in virtù dell'assenza di armatura specifica a taglio – da cui è possibile ricavare indirettamente l'area teorica delle armature. Tenendo conto del limite inferiore all'area teorica, dettato dalla norma (il limite superiore si ritiene trascurabile in virtù della ridotta concentrazione di armature nella sezione di calcestruzzo armato) si procede nella verifica, ipotizzando tre ferri per travetto nella fascia superiore – indicazione consueta nel progetto di solai ordinari in virtù dell'elevata azione sugli appoggi – e considerando di regola due ferri in fascia inferiore.

Essendo detta verifica attuata in condizioni cautelative, una condizione non verificata – pur stando particolare attenzione sull'elemento non in grado di sopperire alla richiesta – non implica di regola una modifica della disposizione delle armature, in quanto con le successive verifiche più rigorose si tiene conto anche del contributo di altri elementi collaboranti.

⁶ EC2, paragrafo 5.3.3.

Si riportano di seguito i risultati di detta verifica preliminare:

Selezione delle armature										
Posizione	M _{Ed} (kNm)	d (mm)	b _t (mm)	A _{s,min} (mm ²)	A _{s,t} (mm ²)	Armatura selezionata				
						n A _s /m	n ferri	φ	A _s	A _s /lim(%)
A	31.02	291	1000	465.10	302.65	2	3	12	678	145.77
AB	46.29	294	200	93.98	447.03	2	2	12	452	101.11
B	44.97	291	1000	465.10	438.80	2	3	12	678	145.77
BC	21.79	294	200	93.98	210.44	2	2	12	452	214.79
C	40.20	291	1000	465.10	392.31	2	3	12	678	145.77
CD	51.62	294	200	93.98	498.54	2	2	12	452	90.66
D	15.84	292	1000	466.70	154.04	2	3	12	678	145.28

Da cui è plausibile supporre una richiesta di maggiore armatura nella campata CD.

3.2 Verifica rigorosa a taglio

Effettuato il predimensionamento delle armature, si procede nelle verifiche rigorose allo SLU; in relazione al taglio, gli elementi in calcestruzzo armato possono essere progettati anche in assenza di armature specificatamente progettate per resistere a taglio nel caso in cui la trazione che si sviluppa nella sezione a causa del taglio non supera la resistenza di progetto a trazione media del calcestruzzo.

Dal punto di vista strutturale, la presenza di elementi molto allungati determina un'insorgenza di un ridotto regime di trazione dovuto al taglio ($L > H$ in ciascun travetto); nel caso in cui il solaio non sia verificato a taglio in alcune sue sezioni è inoltre possibile modificare l'ampiezza delle fasce piene e semipiene per modificare l'area resistente (ricordiamo infatti che il taglio massimo in una trave continua su più appoggi si riscontra sempre sugli appoggi).

Valutiamo dunque la disposizione di fascia piena e semipiena, prevedendo un travetto rompitratta a metà di ciascuna campata:

Valutazione delle fasce piene									
Campata (-)	L (m)	Larg. Trave (cm)	b _{Travetto rompitratta} (cm)	n. pignatte (-)	fascia piena (misure in cm)				
					Minimo tec.	Tot	Appoggio Sx	Appoggio Dx	
AB	6.95	30	10	25	10	30	10	20	
BC	5.75	30	10	20	10	35	25	10	
CD	7.4	30	10	27	10	25	15	10	
Dsb	1.75	30	0	5	10	20	10	10	

È possibile dunque definire, in base al diagramma d'involuppo del taglio, dei punti di verifica critica a taglio, in cui termina la fascia piena e l'area di calcestruzzo resistente a taglio ha come base la base dei due travetti (ricordiamo che le verifiche sono condotte lungo una fascia di 1 m di solaio); se le verifiche non sono soddisfatte è possibile aumentare la fascia piena (base = 1 m) o semipiena (base = 60 cm, in 1 m di solaio è presente una sola pignatta) per traslare le sezioni critiche a una distanza maggiore dagli appoggi. Poiché, come ricordiamo, solo la geometria della sezione in calcestruzzo risponde a taglio, la verifica dipende dal posizionamento delle pignatte. Avendo progettato la fascia piena, si prevede di modificarne l'ampiezza solo nel caso in cui in una campata non risultino verificati



entrambi gli appoggi: in caso contrario, sarà sufficiente intervenire sulla fascia semipiena in prossimità dell'appoggio non verificato fino al soddisfacimento della richiesta.

Partendo dall'appoggio e procedendo in campata si riscontra il passaggio dalla fascia piena alla sezione corrente, non prevedendo inizialmente alcuna fascia semipiena. Ogni sezione in cui si modifica la geometria del solaio sono dunque sezioni critiche, in quanto varia bruscamente la resistenza a taglio del solaio. Il calcolo del taglio nelle sezioni critiche viene condotto come già fatto per la determinazione dei diagrammi di sviluppo.

La resistenza di progetto di ciascuna sezione è stata valutata secondo la formula legata alle opere in calcestruzzo non armate a taglio fornita dalle NTC2018 (par. 4.1.2.3.5.1.). Si riportano di seguito i risultati della verifica:

Verifica a taglio nelle sezioni critiche								
Sezione critica	Distanza dall'appoggio (cm)	V _{Ed} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} /V _{Rd} (%)	A _s (mm ²)	b _w (cm)	K (-)	ρ _L (-)
Adx	10	29.81	35.40	84.22	678	20	1.59	0.01
Bsx	20	40.12	73.63	54.49	678	60	1.59	0.00
Bdx	25	32.80	35.40	92.65	678	20	1.59	0.01
Csx	10	31.88	35.40	90.08	678	20	1.59	0.01
Cdx	15	41.27	73.63	56.06	678	60	1.59	0.00
Dsx	10	32.99	35.40	93.20	678	20	1.59	0.01
Ddx	10	19.17	35.40	54.16	678	20	1.59	0.01

In cui si è evidenziata la necessità di prevedere una fascia semipiena nella campata CD, in prossimità dell'appoggio C, e nella campata AB, in prossimità dell'appoggio B. Si riporta di seguito la verifica relativa alle sezioni critiche costituite dall'interfaccia tra fascia semipiena e sezione corrente:

Verifica a taglio in Cdx/Bsx a fine fascia semipiena								
Sezione critica	Distanza dall'appoggio (cm)	V _{Ed} (kN)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} /V _{Rd} (%)	A _s (mm ²)	b _w (cm)	K (-)	ρ _L (-)
C _{sp}	90	33.57	35.40	94.83	678	20	1.59	0.01
B _{sp}	70	34.98	35.40	98.83	678	20	1.59	0.01

Da cui risulta:

- una fascia semipiena di ampiezza 75 cm, pari alla profondità di 3 pignatte in CD;
- una fascia semipiena di ampiezza 50 cm, pari alla profondità di 2 pignatte in AB.

3.3 Verifica rigorosa a flessione

Nelle ipotesi di:

- Conservazione della sezione piana;
- Perfetta aderenza acciaio – calcestruzzo;
- Resistenza nulla a taglio del calcestruzzo;

- Modello di comportamento del calcestruzzo a *stress block*;
- Modello di comportamento elasto-plastico perfettamente plastico dell'acciaio,

si effettua la verifica a flessione nelle sezioni considerando in una prima fase unicamente le armature soggette a trazione di ciascuna sezione, valutando l'equilibrio alla traslazione per definire la posizione dell'asse neutro:

$$\text{Risultante di compressione: } 0.8 \cdot x_n \cdot b \cdot f_{cd}$$

$$\text{Risultante di trazione: } A_s \cdot f_{yd}$$

Da cui,

- Se il momento è positivo e l'asse neutro non taglia i travetti ($x < 5$ cm), la sezione da considerare è rettangolare piana con $b=100$ cm;
- Se il momento è positivo, nel caso di fascia semipiena $b=60$ cm e nel caso di fascia corrente $b=20$ cm.

Si riportano di seguito i risultati delle verifiche con previsioni di 1, 2 o 3 ferri nelle sezioni di riferimento per il progetto; risulta in particolare la necessità nel tratto CD di prevedere un ferro addizionale o un'armatura di diametro $\phi 14$.

Considerando armature di diametro 14 mm, la verifica nella campata CD diventa:

Verifica a flessione allo SLU									
Posizione	M_{\pm} (-)	b_w (mm)	d (mm)	n. ϕ (-)	A_s (mm ²)	x_n (mm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
CD	+	1000	294	3	924	28.48	102.18	51.62	50.52
	+	1000	294	2	616	18.99	69.04	51.62	74.77

Da cui si è scelto di adottare in campata CD un'armatura inferiore $\phi 14$.

Dal confronto tra i momenti agenti e i momenti resistenti è possibile ricavare la distinta di armature: a seconda del segno del momento e dei valori assunti da b_w e da d si può comprendere dove è possibile modificare l'area delle armature in fascia superiore [inferiore] e dunque in quali sezioni è possibile piegare i ferri di armatura, identificando i parametri alla base del tracciamento della distinta. A seconda delle ipotesi fissate in tabella è possibile definire sul diagramma di involuppo dei momenti delle rette di ordinata corrispondente all'aliquota di momento resistente raggiunta; da un confronto tra momenti agenti e momenti resistenti risulta determinato il numero di armature necessarie in fascia superiore ed in fascia inferiore, definendo di conseguenza le sezioni in cui alcuni dei ferri passano da una fascia all'altra.

Nel progetto si è scelto di realizzare una distinta con ferri sagomati da una sola estremità: pur utilizzando un quantitativo di materiale superiore rispetto ad una sagomatura da ambo i lati si risparmia sensibilmente in tempi di realizzazione e in costi di manodopera.

In virtù della necessità di definire misure cantierabili nella realizzazione delle armature (multipli di 5 cm, a vantaggio di sicurezza) si osserva che nella realizzazione della distinta non risulta alcuna sezione nel solaio che operi ad un rapporto E_d/R_d unitario.



Infine, si evidenzia all'interno della distinta che l'unico ferro sagomato su due estremità è la molla, armatura ricurva tipica degli sbalzi le cui estremità sono ancorate nella trave per necessità tecnologiche.

Verifica a flessione allo SLU									
Posizione	M \pm (-)	bw (mm)	d (mm)	n. ϕ (-)	A _s (mm ²)	x _n (mm)	M _{Rd} (kNm)	M _{Ed} (kNm)	M _{Ed} /M _{Rd} (%)
A	-	1000	291	3	678	20.90	74.99	31.02	41.36
	-	1000	291	2	452	13.93	50.48	31.02	61.44
	-	200	291	3	678	104.51	66.11	31.02	46.91
	-	200	291	2	452	69.67	46.54	31.02	66.64
	-	200	291	1	226	34.84	24.50	31.02	126.59
AB	+	1000	294	2	452	13.93	51.01	46.29	90.73
B	-	1000	291	3	678	20.90	74.99	44.97	59.97
	-	1000	291	2	452	13.93	50.48	44.97	89.08
	-	200	291	3	678	104.51	66.11	44.97	68.02
	-	200	291	2	452	69.67	46.54	44.97	96.63
BC	+	1000	294	2	452	13.93	51.01	21.79	42.71
	+	1000	294	1	226	6.97	25.75	21.79	84.60
	-	1000	291	1	226	6.97	25.49	13.22	51.88
	-	1000	291	2	452	13.93	50.48	13.22	26.19
	-	1000	291	3	678	20.90	74.99	13.22	17.64
C	-	1000	291	3	678	20.90	74.99	40.20	53.62
	-	1000	291	2	452	13.93	50.48	40.20	79.64
	-	600	291	3	678	34.84	73.51	40.20	54.70
	-	600	291	2	452	23.22	49.83	40.20	80.69
	-	200	291	3	678	104.51	66.11	40.20	60.81
	-	200	291	2	452	69.67	46.54	40.20	86.39
CD	+	1000	294	3	678	20.90	75.78	51.62	68.12
	+	1000	294	2	452	13.93	51.01	51.62	101.19
D	-	1000	291	3	678	20.90	74.99	15.84	21.13
	-	1000	291	2	452	13.93	50.48	15.84	31.38
	-	1000	291	1	226	6.97	25.49	15.84	62.15
	-	200	291	3	678	104.51	66.11	15.84	23.96
	-	200	291	2	452	69.67	46.54	15.84	34.04
	-	200	291	1	226	34.84	24.50	15.84	64.65
Dsb	-	1000	161	3	678	20.90107782	40.50	15.84	39.12
	-	1000	161	2	452	13.93405188	27.49	15.84	57.62
	-	200	161	3	678	104.5053891	31.62	15.84	50.09
	-	200	161	2	452	69.67025941	23.55	15.84	67.27
	-	200	161	1	226	34.8351297	13.01	15.84	121.80



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



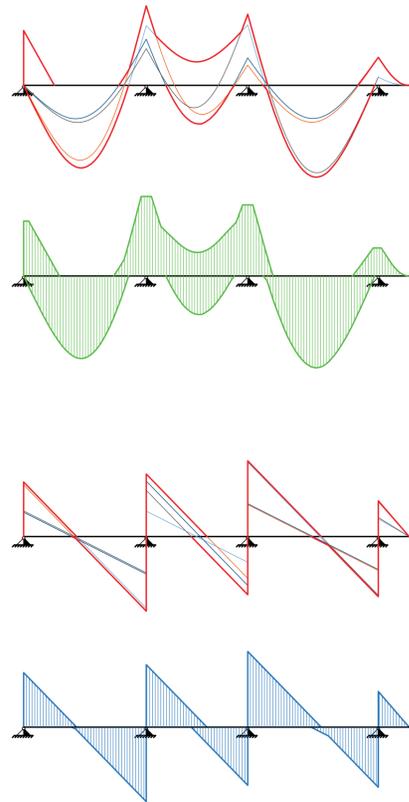
Università degli Studi di Napoli "Federico II"
 Scuola Politecnica e delle Scienze di Base
 Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Ambientale (DICEA)
 Corso di Laurea Magistrale a Ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura

Tecnica delle Costruzioni
 Anno Accademico 2022 - 2023

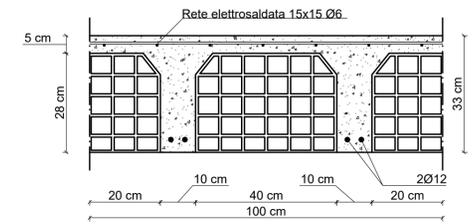
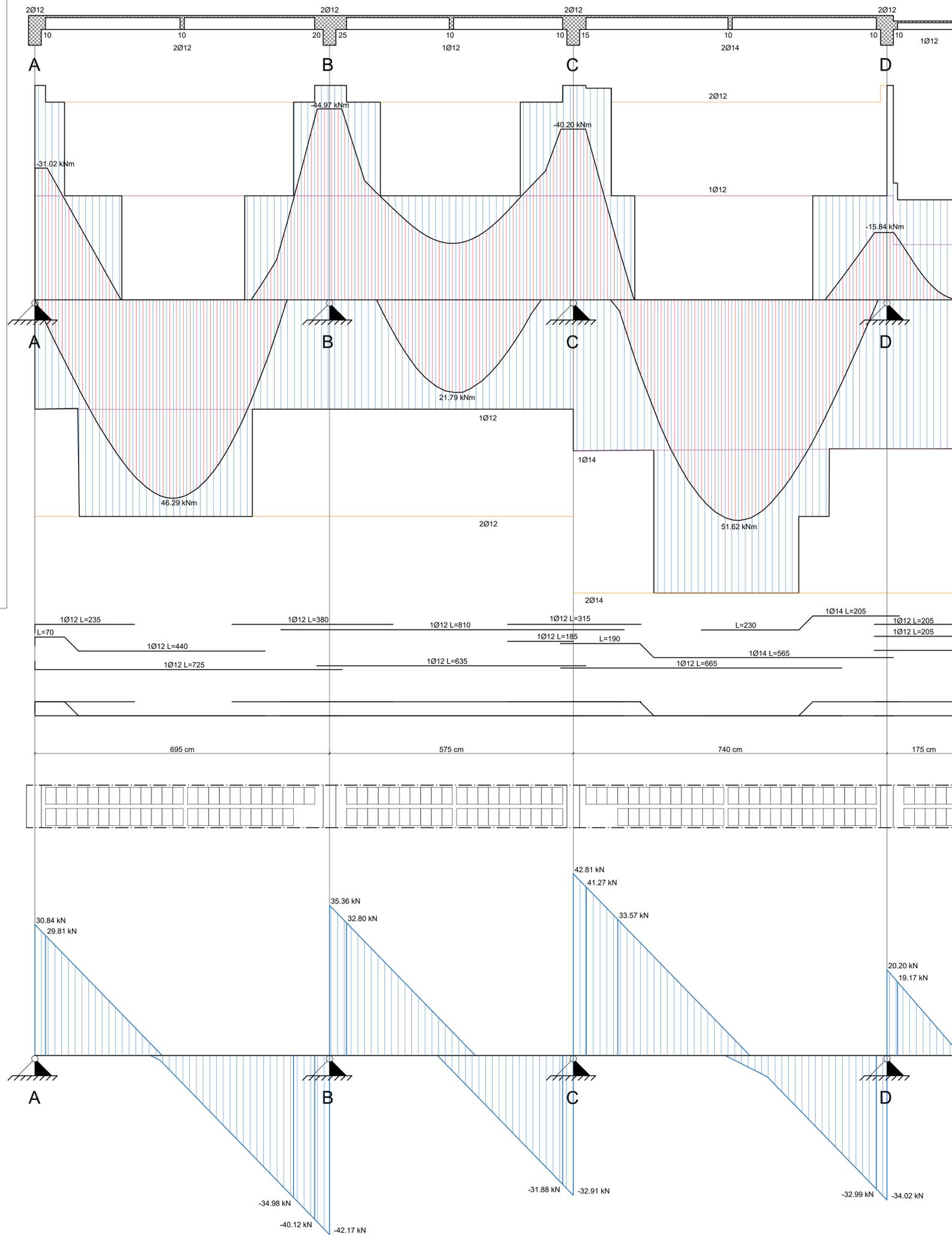
Elaborato 2
 Progetto di un solaio laterocementizio armato

Tavola
1
 Involuppi e distinta
 Scala 1:50
 Dettagli
 Scala 1:10

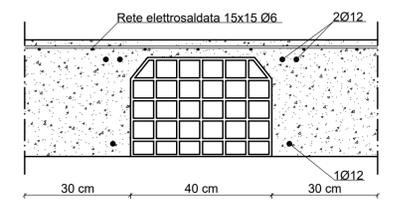
Docenti: _____ Tutor: _____
 Prof. Ing. Antonio Formisano Ing. Emilia Meglio
 Prof. Ing. Luigi Fiorino Ing. Giovanna Longobardi
 Studente: _____
 Riccardo Maria Polidoro
 Quote in cm



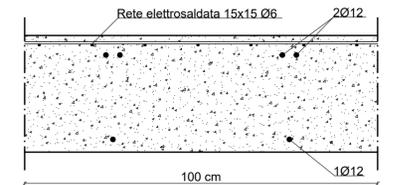
Costruzione grafica degli involuppi
 Scala 1:200



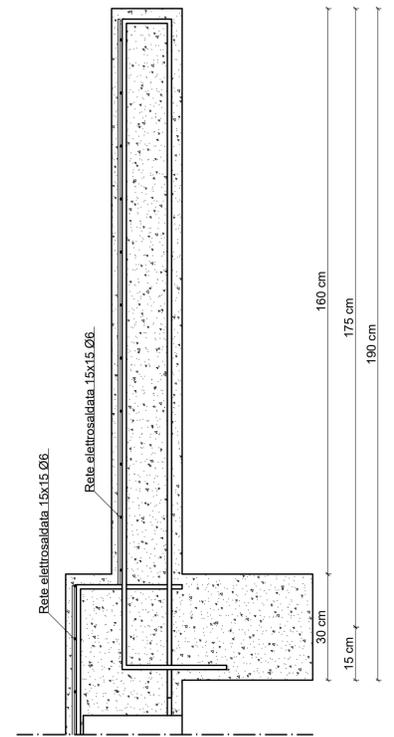
Fascia corrente - campata AB



Fascia semipiena - campata AB



Fascia piena - campata AB



Sbalzo