



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 3

Progetto di un telaio in calcestruzzo armato

Docenti _____

Prof. Ing. Antonio **Formisano**

Prof. Ing. Luigi **Fiorino**

Tutor _____

Ing. Emilia **Meglio**

Ing. Giovanna **Longobardi**

Studente _____

Riccardo Maria **Polidoro**

Sommario

1. Premessa	5
1.1 Descrizione dell'incarico	5
1.2 Norme di riferimento.....	7
1.3 Materiali.....	7
1.4 Posizionamento dei pilastri	7
2. Azioni e combinazioni di carico	8
2.1 Analisi dei carichi.....	8
2.2 Combinazioni di carico	9
3. Predimensionamento delle membrature.....	9
3.1 Travi – predimensionamento della sezione	10
3.2 Pilastri – predimensionamento della sezione	11
4. Analisi degli effetti delle combinazioni di carico – Metodo di Cross	12
4.1 Combinazione di carico allo stato limite ultimo	14
4.2 Combinazione di carico allo stato limite sismico.....	16
4.2.1 Schema S0	18
4.2.2 Schema S1	20
4.2.3 Schema S2	22
4.2.4 Determinazione delle reazioni vincolari e sovrapposizione degli schemi	23
5. Effetti delle combinazioni di carico – Involuppi.....	24
5.1 Sforzo normale – costruzione grafica.....	25
5.2 Taglio – costruzione grafica	25
5.3 Momento flettente – costruzione grafica	25
5.4 Involuppi delle caratteristiche di sollecitazione	26
6. Verifiche	27
6.1 Travi	27
6.1.1 Verifica a flessione	27
6.1.2 Verifica a taglio	29
6.1.3 Distinta delle armature.....	31
6.2 Pilastri	32
6.2.1 Verifica a pressoflessione.....	33
6.2.2 Verifica a taglio	37
6.2.3 Nodi trave – pilastro	38
6.2.4 Distinta delle armature.....	39
6.3 Plinti di fondazione.....	39
6.3.1 Verifica dello stato tensionale agente sul terreno	41
6.3.2 Verifica della mensola equivalente	42
6.3.3 Distinta delle armature.....	43

6.4	Travi di collegamento	44
6.4.1	Verifica a tenso- e pressoflessione	45
6.4.2	Verifica a taglio	45
6.4.3	Distinta delle armature.....	46
7.	Distinta delle armature di parete nel telaio	47

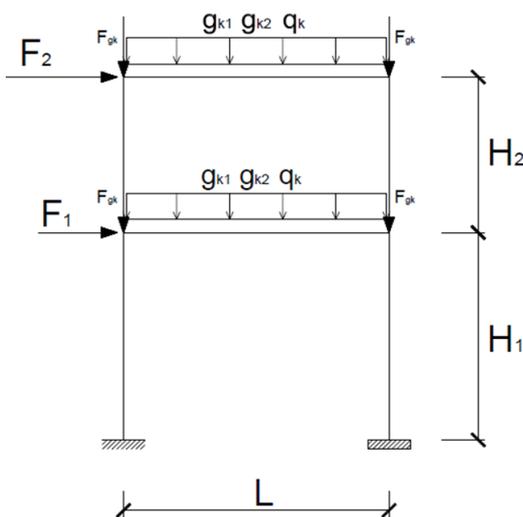


1. Premessa

L'elaborato verte sulla realizzazione di un progetto strutturale di un telaio in conglomerato cementizio armato secondo le indicazioni normative vigenti, sulla base del progetto dell'orizzontamento di cui all'Elaborato 2¹.

1.1 Descrizione dell'incarico

Il telaio in oggetto è stato progettato in base alle indicazioni di traccia, in cui viene presentato un telaio a due impalcati in zona sismica. Essendo alcuni dati legati ai carichi agenti legati alla precedente esercitazione, ed essendo la luce delle travi e l'entità delle azioni sismiche definite 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

Azioni sismiche (kN)	
F1	50
F2	90

Dati geometrici (m)	
H1	4.50
H2	3.50
L	5.00

Carichi verticali assegnati - solaio intermedio			
g1 (kN/m ²)	g2 (kN/m ²)	q (kN/m ²)	Linfluenza (m)
3.77	1.58	2.00	6.58
(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Appoggio rif.
24.79	10.40	13.15	C (solaio)

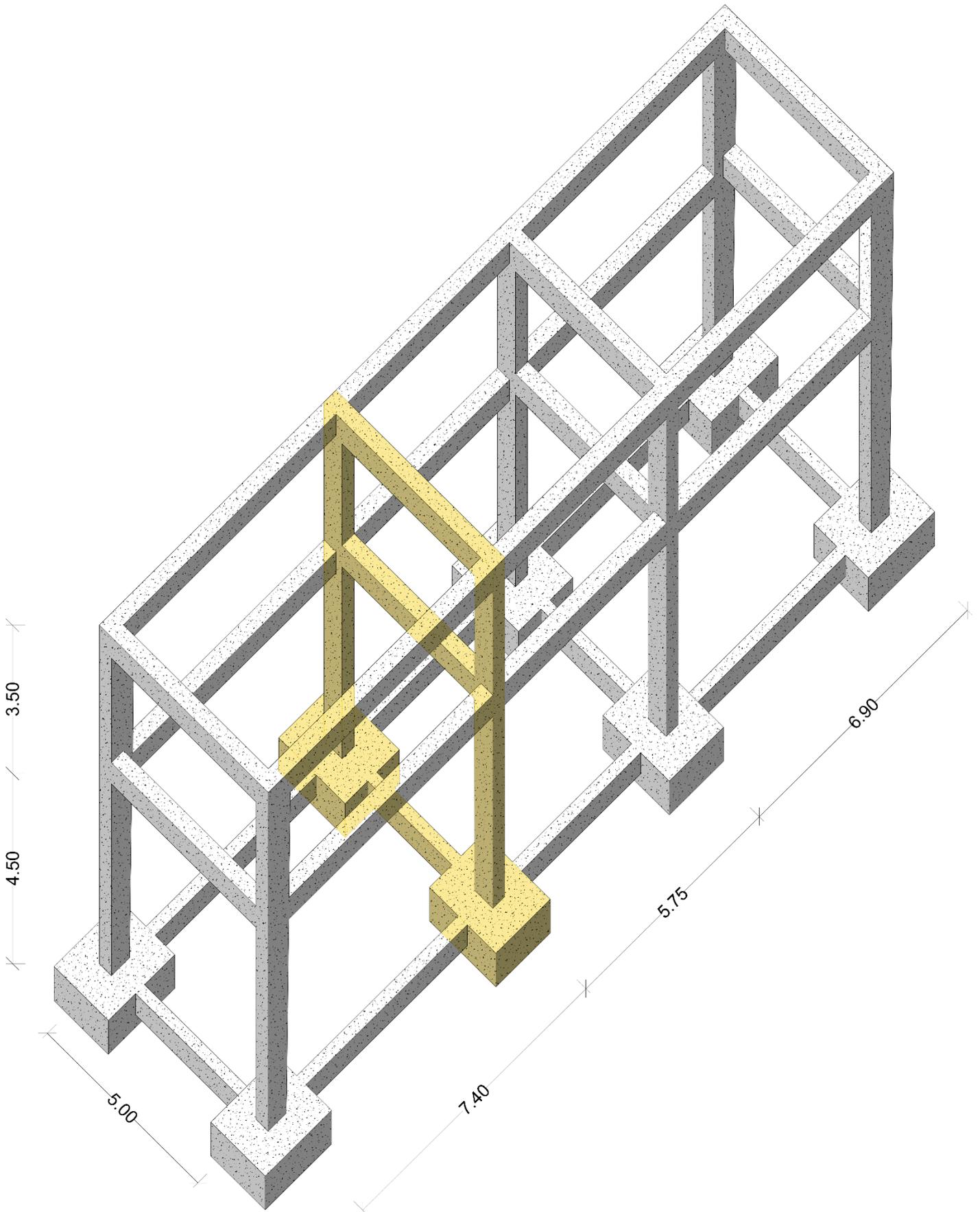
Carichi verticali assegnati - copertura			
g1 (kN/m ²)	g2 (kN/m ²)	q (kN/m ²)	Linfluenza (m)
3.77	0.78	0.50	6.58
(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	Appoggio rif.
24.79	5.14	3.29	C (solaio)

Per garantire un progetto valido per ogni telaio trasversale della struttura, è stato selezionato come telaio di riferimento l'elemento relativo all'appoggio C del solaio, essendo caratterizzato dalla massima lunghezza di influenza, come individuato alla pagina successiva. Si riportano di seguito i dati relativi ai carichi trasportati dai solai sul telaio, immaginando che il solaio del livello superiore non sia praticabile – il che implica, in virtù della necessità di sostenere come azione principale il carico da neve, un'entità minore di carichi variabili applicati su di esso.

Circa l'involucro esterno, è stata prevista una parete in muratura di mattoni forati con plastica di spessore di 25 cm, avente un peso specifico di 1.7 kN/m².

Inoltre, per definire in maniera più compiuta i carichi applicati sui nodi dovuti ai telai longitudinali, sono state considerate delle travi di calcestruzzo di sezione 40x50 cm.

¹ R.M. POLIDORO, Progetto di un solaio laterocementizio armato.





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 NTC² come norma costituente *indicazioni di comprovata validità*, che ne fornisce il *sistematico supporto applicativo*. Inoltre, ai fini della verifica strutturale dei nodi trave – pilastro, le indicazioni normative delle NTC 2018 sono state integrate con quanto stabilito nella *Circolare C7.4.4.3.1 Verifiche di resistenza (RES)*, esplicativa dell'omonimo paragrafo.

1.3 Materiali

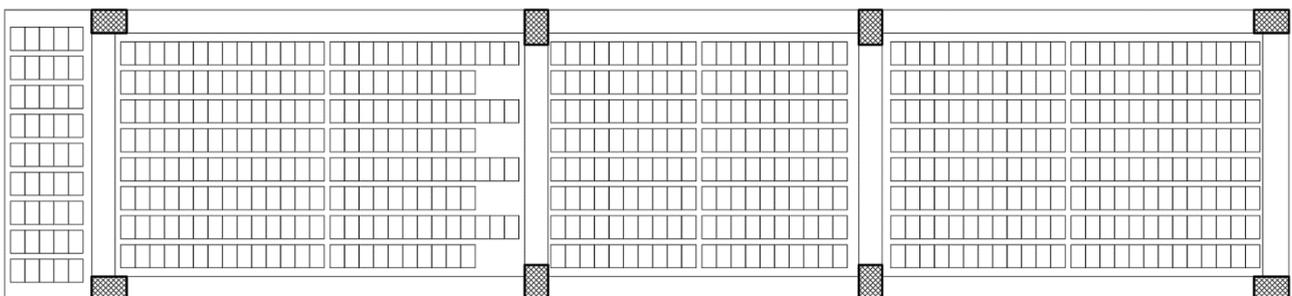
Nel progetto della struttura sono stati considerati i seguenti materiali:

Materiali	
CLS	Acciaio
C28/35	B450C

La selezione della stessa classe di resistenza per il calcestruzzo, malgrado la possibilità di adottare un materiale di categoria differente, è stata effettuata in virtù delle dimensioni ridotte della struttura, per la quale l'adozione di più classi di calcestruzzo differenti potrebbe determinare tempi di realizzazione maggiori e misure più stringenti in materia di organizzazione del cantiere.

1.4 Posizionamento dei pilastri

Essendo i pilastri in calcestruzzo armato tipicamente di forma rettangolare in virtù della più facile realizzabilità, ciascun elemento verticale presenta momenti d'inerzia differenti lungo le due direzioni principali d'inerzia; in zona sismica ciò implica la necessità di distribuire i pilastri nella maniera più uniforme possibile lungo le due direzioni in virtù dell'amplificazione dinamica delle azioni orizzontali e la minimizzazione dell'eccentricità tra baricentro della massa e centro di rigidezza delle strutture per garantire l'assenza di regimi deformativi torsionali tali da determinare stati tensionali lesivi per l'integrità della struttura.



Schema di posizionamento dei pilastri in relazione al solaio di cui all'elaborato 2.

² NTC2018, par. 1.1

Come visibile dallo schema a pagina 6, in questo progetto si è adottata una distribuzione di pilastri che determina una soluzione globalmente meno centrifugata (rispetto alla soluzione che si ottiene immaginando di far ruotare ciascun pilastro dello schema di 90°); detta scelta è motivata dalle ridotte dimensioni complessive della struttura, consentendo di massimizzare la rigidità dei telai trasversali soggetti alle maggiori aliquote di carico, in virtù della maggiore lunghezza di influenza.

2. Azioni e combinazioni di carico

2.1 Analisi dei carichi

In virtù del predimensionamento – attuato considerando dimensioni usuali di applicazioni analoghe, e ricavando l'altezza delle travi in base alla formula $h > L/25$ – e riportato di seguito, è stata condotta un'analisi dei carichi agenti sulla struttura secondo le usuali procedure da norma, impiegate nei progetti precedenti. In particolare, si evidenzia che:

Predimensionamento					
Trave		Pilastro		Trave ortogonale	
b_t (cm)	h_t (cm)	b_p (cm)	h_t (cm)	b_t (cm)	h_t (cm)
40	50	40	60	40	50

ricavando l'altezza delle travi in base alla formula $h > L/25$ – e riportato di seguito, è stata condotta un'analisi dei carichi agenti sulla struttura secondo le

- Il carico della tamponatura si riferisce alla trave sottostante l'impalcato di riferimento: ad esempio, il carico relativo al primo impalcato agisce sulle travi di collegamento dei plinti di fondazione;
- I carichi semipermanenti portati dal solaio al secondo impalcato sono stati ricavati in base all'analisi dei carichi condotta all'elaborato 2, senza considerare l'aliquota di carico dovuta all'incidenza dei tramezzi.

Analisi dei carichi - primo impalcato										
g_1				g_2		q	Totali			
Solaio (kN/m)	Trave (kN/m)	Trave ort. (kN/m)	Pilastro (kN/m)	Solaio (kN/m)	Tamponatura (kN/m)		g_{k1}' (kN/m)	g_{k2}' (kN/m)	q_k' (kN/m)	$F_{gk,1}$ (kN)
24.79	5.00	5.00	6.00	10.40	6.80	13.15	29.79	10.40	13.15	77.59
Analisi dei carichi - secondo impalcato										
g_1				g_2		q	Totali			
Solaio (kN/m)	Trave (kN/m)	Trave ort. (kN/m)	Pilastro (kN/m)	Solaio (kN/m)	Tamponatura (kN/m)		g_{k1}'' (kN/m)	g_{k2}'' (kN/m)	q_k'' (kN/m)	$F_{gk,2}$ (kN)
24.79	5.00	5.00	6.00	5.14	5.10	3.29	29.79	5.14	3.29	66.41

Si presenta a fianco un ingrandimento del risultato delle analisi condotte.

Analisi dei carichi - primo impalcato			
Totali			
g_{k1}' (kN/m)	g_{k2}' (kN/m)	q_k' (kN/m)	$F_{gk,1}$ (kN)
29.79	10.40	13.15	77.59
Analisi dei carichi - secondo impalcato			
Totali			
g_{k1}'' (kN/m)	g_{k2}'' (kN/m)	q_k'' (kN/m)	$F_{gk,2}$ (kN)
29.79	5.14	3.29	66.41



2.2 Combinazioni di carico

In virtù della progettazione effettuata in riferimento alla localizzazione in zona sismica della struttura, per effettuare le verifiche principali della struttura occorre valutare due combinazioni di carico differenti:

- Stato limite ultimo: relativamente ai soli carichi verticali, è la più gravosa tra le due: le azioni sono amplificate dai coefficienti di sicurezza parziali delle azioni (più gravosi per i carichi non compiutamente definiti, in cui si lascia maggiore libertà al progettista architettonico nella determinazione dei carichi, ovvero nelle scelte di progetto;

Coefficienti di sicurezza			
γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q	ψ_2
1.3	1.5	1.5	0.3

- Stato limite sismico: rappresenta l'interazione tra carichi verticali e orizzontali, riportando per i carichi verticali le azioni prive di coefficienti amplificativi ad eccezione dei carichi variabili, ridotti in base a un coefficiente ψ_2 – pari a 0.3 per gli edifici a destinazione residenziale – dato che il sisma è un evento di breve durata e non frequente: è poco probabile che il carico variabile raggiunga valori prossimi al valore ricavato dall'analisi dei carichi in presenza di un sisma.

Nell'analisi delle combinazioni di carico si è ipotizzato che il sisma sia costituito da azioni esclusivamente orizzontali; tale approssimazione è lecita per strutture con luci sufficientemente ridotte, prive di sbalzi considerevoli e in assenza di strutture spingenti: essendo le strutture soggette per definizione a carichi verticali di compressione, la variazione delle azioni legata all'aumento o alla diminuzione di carico in presenza di un sisma sussultorio rientra all'interno dei margini di sicurezza implicitamente parametrati allo SLU, non essendo presente una *significativa amplificazione sismica*; nel progetto sono dunque stati ritenuti trascurabili gli effetti della componente sussultoria di un sisma.

In base all'analisi dei carichi, risultano i seguenti carichi applicati ad ogni impalcato:

Azioni e combinazioni di carico			
Impalcato	SLU	SLE	F
	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	74.05	44.13	50
2	51.37	35.92	90

Nella tabella sono state citate le azioni sismiche per richiamare la composizione di azioni verticali e orizzontali nelle analisi allo stato limite sismico.

3. Predimensionamento delle membrature

Avendo definito le combinazioni di carico agenti sulla struttura, prima di proseguire nell'iter usuale di verifica si è scelto di condurre delle verifiche preliminari per comprendere se le sezioni ipotizzate per travi e pilastri del telaio in oggetto siano accettabili rispetto alle azioni di riferimento. Dette verifiche

sono state condotte considerando esclusivamente l'effetto delle azioni principali rispetto cui si demanda resistenza agli elementi strutturali:

- Travi – Si effettua una verifica a flessione, considerando il momento agente allo SLU: essendo il momento dovuto ai carichi verticali agenti sulla struttura molto maggiore di quello dovuto ai carichi orizzontali si assume in prima approssimazione che il momento dovuto alle azioni sismiche, nullo per lo SLU, sia trascurabile.
- Pilastri – Si effettua una verifica a pressoflessione, considerando il momento agente allo SLE: nel caso dei pilastri, nelle zone sismiche a rischio medio o medio-alto il momento dovuto alle azioni orizzontali è molto maggiore rispetto a quello dovuto ai carichi verticali; ne segue che in questo caso il progetto è governato dai carichi orizzontali.

Obiettivo di dette verifiche è il predimensionamento delle sezioni trasversali delle membrature, minimizzando – in virtù della natura cautelativa delle ipotesi effettuate – le possibilità che le verifiche di detti elementi non siano soddisfatte nelle fasi successive di progetto e verifica.

3.1 Travi – predimensionamento della sezione

La verifica del predimensionamento effettuato sulle travi è stata condotta immaginando di estrarre le travi dalla struttura. A rigore, l'estrazione andrebbe effettuata considerando una trave semplicemente appoggiata con cedimenti elastici rotazionali; come nel solaio si è scelto di schematizzare detto comportamento considerando un momento massimo agente sulla struttura intermedio tra il momento massimo su una trave semplicemente appoggiata ($qL^2/8$) e una trave incastrata-incastrata ($qL^2/12$), considerando in prima approssimazione un momento pari a $qL^2/10$ ⁽³⁾.



Tra le due, è intuitivamente logico supporre che la verifica sia più gravosa per la trave di primo impalcato, che opera in condizioni più gravose. Dopo aver valutato il momento agente, si procede con la valutazione della distanza utile delle armature della trave con una formula cautelativa:

$$d = r' \cdot \sqrt{M_{Ed} / b}$$

Con r' parametro dipendente dalle caratteristiche meccaniche dei materiali della trave, assunto pari a 0.658. Si ha che:

Travi - Verifica semplificata SLU flessione							
Impalcato	k	q_{SLU}	M_{Ed}	d_{min}	c_{hp}	d_{hp}	Margine
	(-)	(kN/m)	(kNm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	10	74.05	185.13	448	30	470	22
2	10	51.37	128.42	373	30	470	97

³ La formula usata per stimare il momento nell'appoggio di una trave continua (con campate della stessa sezione) è adeguata quando le due campate adiacenti hanno luci e carichi simili. In caso di forti differenze è meglio stimarlo come media tra il $qL^2/8$ della campata di estremità e il $qL^2/12$ della campata adiacente.



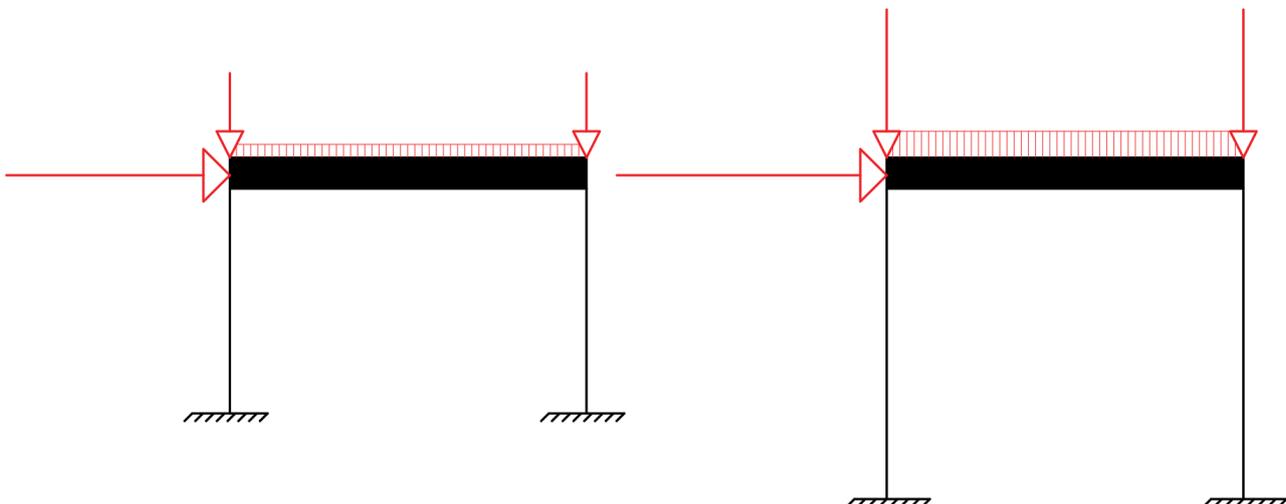
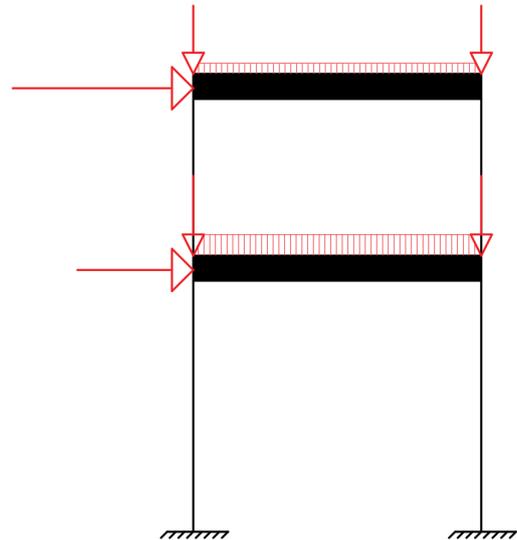
3.2 Pilastri – predimensionamento della sezione

In virtù della localizzazione del progetto in zona sismica, i pilastri sono stati dimensionati facendo valere l'*ipotesi di Grinter*, ovvero di trave infinitamente rigida; oltre alle azioni orizzontali dovute al sisma si considerano come carichi verticali i carichi nodali dovuti alle forze – concentrate e distribuite – agenti sulle travi.

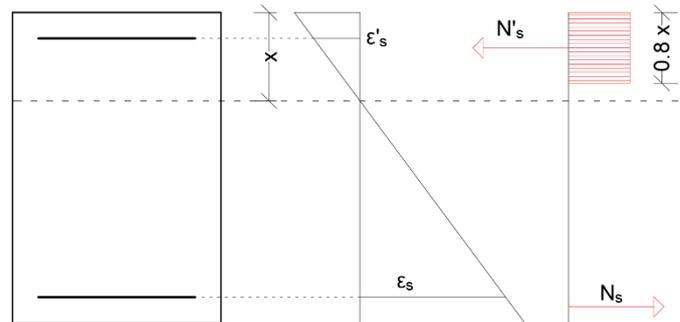
In virtù dell'*ipotesi* appena introdotta, l'analisi delle sollecitazioni agenti sui due pilastri si effettua isolando i singoli portali. Nell'isolare le singole strutture, l'analisi del portale inferiore è stata condotta considerando come sollecitazione orizzontale la somma delle azioni sismiche in virtù del fatto che di norma in un edificio il tagliante di piano cresce verso il basso.

La valutazione del momento agente sulla struttura si effettua considerando la sollecitazione tagliante agente alla sommità del portale isolato – opportunamente distribuita tra i pilastri che resistono ad essa, in questo caso 2 – per la distanza tra punto di nullo della distribuzione del momento ed il suo valore massimo – pari a metà dell'altezza del pilastro stesso: in virtù dell'*ipotesi di Grinter* infatti l'elemento può essere schematizzato come un'asta incastrata-incastrata, dunque la distribuzione del momento è una distribuzione a farfalla.

Noti i termini flessionali di sollecitazione, si valutano gli sforzi normali allo stato limite sismico: lo sforzo normale di compressione ha un effetto benefico sugli elementi pressoinflessi in calcestruzzo armato in quanto, irrigidendoli, può contribuire ad aumentare la resistenza dell'elemento; da ciò segue che la determinazione della condizione di verifica più gravosa non è immediata, dipendendo dalla posizione delle condizioni di carico rapportata ai limiti del dominio di resistenza dei pilastri. E' stata dunque condotta la verifica di entrambi gli impalcati, considerando armature simmetriche in ragione della domanda di resistenza alle azioni orizzontali, che nella dinamica di un evento sismico hanno direzione variabile nel tempo.



Imponendo l'equilibrio alla traslazione sulla sezione trasversale di calcestruzzo del pilastro, nell'ipotesi che entrambe le armature siano snervate è possibile identificare la posizione dell'asse neutro della sezione considerando come riferimento un'ascissa avente come origine il bordo superiore della sezione.



La verifica al predimensionamento si completa postulando che il rapporto tra l'ascissa dell'asse neutro e la distanza utile della sezione sia pari a $1/4$: definita in questo modo una *distanza utile minima* nel regime di pressoflessione la si confronta con quella ipotizzata, dunque con la sezione.

Si riportano di seguito i risultati della verifica.

Pilastri - Verifica semplificata SLU pressoflessione													
Impalcato	F (kN)	H (m)	n _{pilastri,res} (-)	M _{MAX,Ed} (kNm)	F _{gk} (kN)	q _{SLE} (kN/m)	N (kN)	x _n (mm)	x _n /d (-)	d (mm)	c _{hp} (mm)	d _{hp} (mm)	Margine (mm)
1	50	4.50	2	157.5	77.59	44.13	367.77	72	0.25	290	50	550	260
2	90	3.50	2	78.75	66.41	35.92	302.55	60	0.25	238	50	550	312

4. Analisi degli effetti delle combinazioni di carico – Metodo di Cross

Come anticipato nel progetto del solaio, la determinazione degli effetti delle azioni applicate su una struttura in conglomerato cementizio armato non è immediata – a causa della continuità del materiale, degli elevati gradi di iperstaticità etc. – richiedendo la risoluzione di più schemi la cui combinazione lineare – valida in virtù della linearità del problema e della validità del principio di sovrapposizione degli effetti – restituisce l'effettivo comportamento della struttura nella specifica condizione di carico considerata.

Come nel caso del solaio, la risoluzione di detti schemi dipende da un'applicazione del metodo di Cross, la cui validità è però legata alle strutture a nodi fissi – ovvero soggette a sole rotazioni nei nodi – nell'ipotesi di aste assialmente infinitamente rigide. Ciò implica la necessità di introdurre dei vincoli ausiliari sulla struttura che si oppongono ai suoi probabili spostamenti, offrendo una reazione tale da rendere la struttura così costruita a nodi fissi. Per la sovrapposizione degli effetti, il telaio a nodi spostabili soggetto a carichi verticali potrà dunque essere visto come la composizione di uno schema soggetto alle sole sollecitazioni attive ed uno schema per ciascun vincolo ausiliario aggiunto in cui si postula un cedimento – assegnato nel calcolo – del dispositivo per valutarne gli effetti sulla struttura. Sapendo che nel caso reale detti vincoli sono fittizi e offrono dunque una reazione nulla, è possibile determinare dei coefficienti α_i tali per cui la combinazione lineare degli schemi determini detta condizione, restituendo il comportamento effettivo della struttura in esame.

Postulando la validità dell'ipotesi di piccoli spostamenti, in questa applicazione risulta evidente la necessità di considerare due carrelli che si oppongano agli spostamenti orizzontali dei traversi del telaio. Ne segue che occorre risolvere i seguenti schemi:

- SLU: schema delle sollecitazioni attive (S0);
- SLE: schema delle sollecitazioni attive (S0), cedimento nei carrelli (S1; S2).



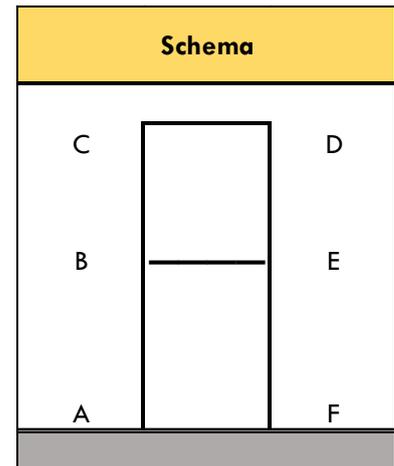
Nella prima fase di applicazione del metodo occorre valutare le rigidzze flessionali, i coefficienti di ripartizione e i coefficienti di trasporto delle aste convergenti nei singoli nodi; essendo lo schema strutturale sostanzialmente caratterizzato dalla sovrapposizione di aste incastrate-incastrate, si ha che:

$$K=4EI/L$$

$$t=0.5$$

E si ha quindi che:

Dati per Cross						
E _c (MPa)	I _{trave} (cm ⁴)	I _{pilastro} (cm ⁴)	Schema strutturale	L (m)	H1 (m)	H2 (m)
30000	416667	720000	inc-inc	5.00	4.50	3.50



Nodo	Tratto	Rigidezza (kNm)	C. rip.	C. trasp.
A	AB	192000	-	-
B	BA	192000	0.356	0.5
	BC	246857	0.458	0.5
	BE	100000	0.186	0.5
C	CB	246857	0.712	0.5
	CD	100000	0.288	0.5
D	DC	100000	0.288	0.5
	DE	246857	0.712	0.5
E	EB	100000	0.186	0.5
	ED	246857	0.458	0.5
	EF	192000	0.356	0.5
F	FE	192000	-	-

In base a detti valori sono state condotte le valutazioni dei momenti d'incastro perfetto e i procedimenti iterativi per la risoluzione degli schemi di Cross, riportati di seguito nella convenzione di Cross (momenti positivi se applicati alle aste con verso orario).

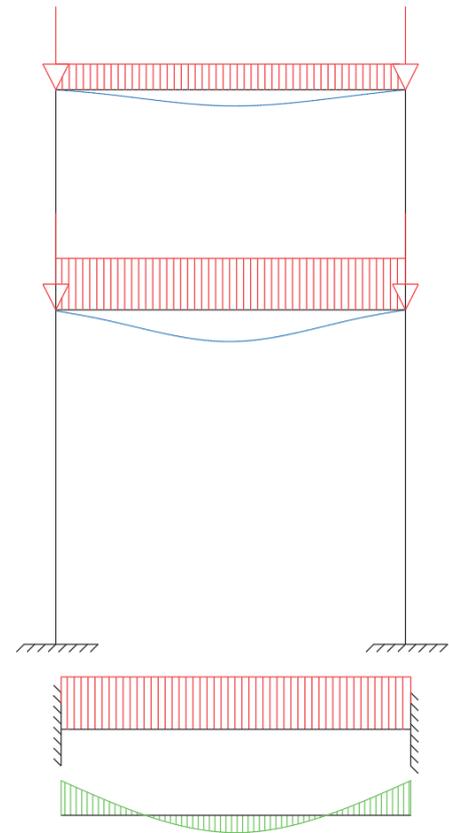
Momenti di incastro perfetto (kN; conv. Cross)						Forze sismiche (kN)	
Nodo	Tratto	SLU	SLE-S0	SLE-S1	SLE-S2	SLE+	SLE-
A	AB	-	-	64.00	-	-	-
B	BA	-	-	64.00	-	-	-
	BC	-	-	-105.80	105.80	-	-
	BE	-154.27	-91.95	-	-	50	-50
C	CB	-	-	-105.80	105.80	-	-
	CD	-107.02	-74.82	-	-	90	-90
D	DC	107.02	74.82	-	-	-	-
	DE	-	-	-105.80	105.80	-	-
E	EB	154.27	91.95	-	-	-	-
	ED	-	-	-105.80	105.80	-	-
F	EF	-	-	64.00	-	-	-
	FE	-	-	64.00	-	-	-

4.1 Combinazione di carico allo stato limite ultimo

Risulta evidente che, essendo la struttura soggetta esclusivamente a carichi verticali, lo schema strutturale utilizzato per la modellizzazione del comportamento del telaio non richiede l'aggiunta di vincoli ausiliari per la risoluzione, determinando dunque come unico schema da risolvere quello dovuto ai carichi attivi sulla struttura.

Essendo le travi gli unici elementi caricati della struttura, se ne valutano i momenti d'incastro perfetto considerando i carichi distribuiti ottenuti dalla valutazione delle combinazioni di carico allo stato limite ultimo (v. par. 2.2): in virtù dell'ipotesi di inestensibilità delle aste le sollecitazioni nodali concentrate non partecipano in alcun modo a detta determinazione. Risultata:

Momenti di incastro perfetto (kN; conv. Cross)		
Nodo	Tratto	SLU
A	AB	-
B	BA	-
	BC	-
	BE	-154.27
C	CB	-
	CD	-107.02
D	DC	107.02
	DE	-
E	EB	154.27
	ED	-
F	EF	-
	FE	-



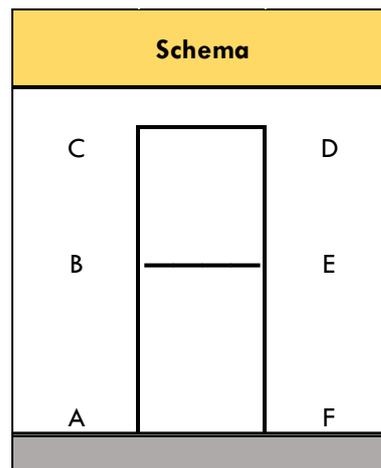
Si riporta alla pagina successiva il procedimento di calcolo.



Schema di Cross - Risoluzione a SLU																
Nodo	A			B			C			D			E			F
	AB	BA	BC	BC	BE	BE	CB	CD	CD	DC	DE	DE	EB	ED	EF	FE
M tot.	23.56	47.13	94.08	94.08	-141.20	-141.20	97.27	-97.27	85.82	-85.82	143.60	-99.55	-44.05	-22.03		
M(0)					-154.27	-154.27		-107.02	107.02				154.27			
B1	27.48	54.97	70.67	70.67	28.63	28.63	35.34				14.31					
C1			25.51	25.51			51.01	20.67	10.33							
D1								-16.92	-33.83	-83.52				-41.76		
E1					-11.77	-11.77								-23.54	-58.10	-45.19
B2	-2.45	-4.90	-6.29	-6.29	-2.55	-2.55	-3.15							-1.27		
C2			7.14	7.14			14.28	5.78	2.89							
D2								-0.42	-0.83	-2.06						
E2					0.21	0.21								0.43	1.06	0.82
B3	-1.31	-2.62	-3.37	-3.37	-1.36	-1.36	-1.68							-0.68		
C3			0.75	0.75			1.50	0.61	0.30							
D3								-0.04	-0.09	-0.22						
E3					0.07	0.07								0.15	0.36	0.28
B4	-0.15	-0.29	-0.38	-0.38	-0.15	-0.15	-0.19							-0.08		
C4			0.08	0.08			0.16	0.07	0.03							
D4								0.00	-0.01	-0.02						
E4					0.01	0.01								0.02	0.04	0.03
B5	-0.02	-0.03	-0.04	-0.04	-0.02	-0.02	-0.02							-0.01		
C5			0.01	0.01			0.02	0.01	0.00							
D5								0.00	0.00	0.00						
E5					0.00	0.00								0.00	0.00	0.00

Ricordando la denominazione assegnata ai nodi del telaio, si riportano in basso i risultati del calcolo. In particolare, per valutare la bontà dell'applicazione del metodo è stata valutata la somma dei momenti agenti su ciascun nodo, in maniera tale da valutarne l'equilibrio. Si riscontra un nodo squilibrato di 0.01 kNm, entro i limiti dell'approssimazione condotta.

Per valutare la rispondenza del calcolo condotto con il comportamento atteso dalla struttura in ragione della specifica condizione di carico, sono state inoltre valutate le caratteristiche interne della sollecitazione nelle aste. Risulta un comportamento sostanzialmente simmetrico della struttura, congruo con la distribuzione uniforme di carichi, con la trave di primo impalcato soggetta a trazione e quella di copertura compressa, in ragione di un presumibile *spanciamento* del telaio.



Risultati del calcolo col metodo di Cross, SLU			Caratteristiche della sollecitazione					
Nodo	Tratto	M (kNm)	Somma M (kNm)	M (kNm)	T (kN)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	N (kN)
A	AB	23.56	23.56	23.56	-15.71	-	-	-507.35
	BA	47.13		-47.13	-15.71	-	-	-480.35
B	BC	94.08	0.01	94.08	-54.67	-	-	-218.12
	BE	-141.20		-141.20	184.65	2.49	89.0	38.96
C	CB	97.27	0.00	-97.27	-54.67	-	-	-197.12
	CD	-97.27		-97.27	130.71	2.54	69.0	-54.67
D	DC	85.82	0.00	-85.82	-126.13	-2.46	69.0	-52.96
	DE	-85.82		85.82	52.96	-	-	-192.54
E	EB	143.60	0.00	-143.60	-185.61	-2.51	89.0	38.28
	ED	-99.55		-99.55	52.96	-	-	-213.54
	EF	-44.05		44.05	14.68	-	-	-476.73
F	FE	-22.03	-22.03	-22.03	14.68	-	-	-503.73

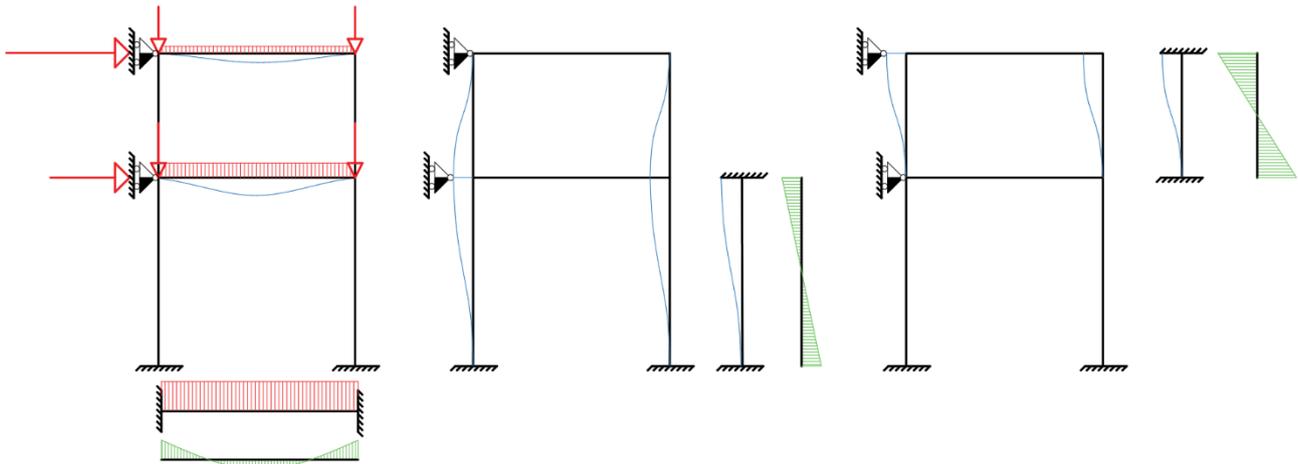
4.2 Combinazione di carico allo stato limite sismico

Allo stato limite sismico, la struttura è evidentemente soggetta alle azioni orizzontali più volte menzionate ai paragrafi precedenti; in virtù dell'evoluzione dinamica del sisma inoltre occorre valutare gli effetti di dette azioni in entrambi i versi di applicazione⁴. Ne segue che, come anticipato, la risoluzione dello schema tramite applicazione del metodo di Cross richiede l'introduzione di due carrelli ausiliari in corrispondenza dei traversi per annullarne gli spostamenti.

È dunque necessario risolvere tre schemi:

- S0 – sistema dei carichi attivi;
- S1 – cedimento del carrello al primo impalcato;
- S2 – cedimento del carrello al secondo impalcato.

⁴ Come intuibile, la simmetria del telaio induce risultati emisimmetrici rispetto alle due combinazioni valutate, con lievi scarti dovuti alle approssimazioni nelle iterazioni del metodo di Cross.



Schemi di riferimento nella risoluzione della struttura allo stato limite sismico.

Come riscontrabile dai tre schemi, la risoluzione del sistema S0 è analoga a quanto fatto allo SLU: le reazioni dei carrelli saranno uguali e opposte alle azioni sismiche applicate sulla struttura.

Per ciò che concerne i sistemi S1 ed S2, la valutazione dei momenti d'incastro perfetto dipende dall'entità del cedimento anelastico ipotizzato su di essi; fissando un cedimento di 1 mm a sinistra si ottengono i seguenti momenti d'incastro perfetto nella convenzione di Cross:

Momenti di incastro perfetto (kN; conv. Cross)			Forze sismiche (kN)			
Nodo	Tratto	SLE-S0	SLE-S1	SLE-S2	SLE+	SLE-
A	AB	-	64.00	-	-	-
B	BA	-	64.00	-	-	-
	BC	-	-105.80	105.80	-	-
C	BE	-91.95	-	-	50	-50
	CB	-	-105.80	105.80	-	-
D	CD	-74.82	-	-	90	-90
	DC	74.82	-	-	-	-
E	DE	-	-105.80	105.80	-	-
	EB	91.95	-	-	-	-
F	ED	-	-105.80	105.80	-	-
	EF	-	64.00	-	-	-
	FE	-	64.00	-	-	-

Come fatto per lo SLU, si riportano di seguito calcoli e risultati dei tre schemi.

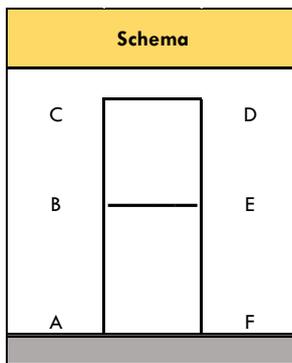
4.2.1 Schema S0

Schema di Cross - Risoluzione a SLE - S0															
Nodo	A			B			C			D			E		F
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DE	EB	ED	EF	FE			
M tot.	13.06	26.12	-84.70	58.59	66.81	-66.81	60.46	-60.46	86.03	-61.62	-24.41	-12.21			
M(O)			-91.95		-74.82	74.82			91.95						
B1	16.38	32.76	42.12	17.06	21.06				8.53						
C1			19.13		38.26	15.50	7.75								
D1					-11.90	-58.77				-29.38					
E1			-6.60						-13.19	-32.57	-25.33	-12.67			
B2	-2.23	-4.47	-5.74	-2.33	-2.87				-1.16						
C2			5.26		10.51	4.26	2.13								
D2						-0.31	-0.61	-1.52		-0.76					
E2			0.18						0.36	0.88	0.68	0.34			
B3	-0.97	-1.94	-2.49	-1.01	-1.25				-0.50						
C3			0.55		1.10	0.45	0.22								
D3						-0.03	-0.06	-0.16		-0.08					
E3			0.05						0.11	0.27	0.21	0.10			
B4	-0.11	-0.22	-0.28	-0.11	-0.14				-0.06						
C4			0.06		0.12	0.05	0.02								
D4						0.00	-0.01	-0.02		-0.01					
E4			0.01						0.01	0.03	0.02	0.01			
B5	-0.01	-0.02	-0.03	-0.01	-0.02				-0.01						
C5			0.01		0.01	0.01	0.00								
D5						0.00	0.00	0.00		0.00					
E5			0.00						0.00	0.00	0.00	0.00			



Risultano i seguenti valori di momento e di caratteristiche della sollecitazione:

Risultati del calcolo col metodo di Cross, SLE - S0				Caratteristiche della sollecitazione				
Nodo	Tratto	M (kNm)	Somma M (kNm)	M (kNm)	T (kN)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	N (kN)
A	AB	13.06	13.06	13.06	-8.71	-	-	-393.12
B	BA	26.12	0.01	-26.12	-8.71	-	-	-366.12
	BC	58.59		58.59	-35.83	-	-	-178.47
	BE	-84.70		-84.70	110.07	1.49	30.2	27.12
C	CB	66.81	0.00	-66.81	-35.83	-	-	-157.47
	CD	-66.81		-66.81	91.06	1.77	38.2	-35.83
D	DC	60.46	0.00	-60.46	-88.52	-1.72	38.8	-34.88
	DE	-60.46		60.46	34.88	-	-	-154.93
E	EB	86.03	0.00	-86.03	-110.60	-1.49	29.9	26.74
	ED	-61.62		-61.62	34.88	-	-	-175.93
	EF	-24.41		24.41	8.14	-	-	-364.11
F	FE	-12.21	-12.21	-12.21	8.14	-	-	-391.11



Nuovamente, i nodi sono equilibrati e la struttura ha un comportamento sostanzialmente simmetrico, con traverso superiore compresso e traverso inferiore teso.

4.2.2 Schema S1

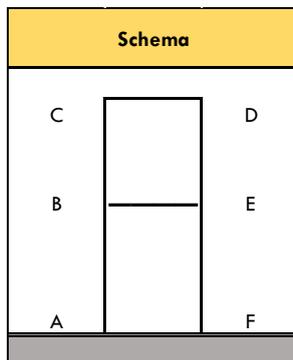
Schema di Cross - Risoluzione a SLE - S1																
Nodo	A			B			C			D			E			F
	AB	BA	BC	BC	BE	BE	CB	CD	DC	DE	DE	EB	ED	EF	FE	
M tot.	65.55	67.10	-69.52	2.42	-39.23	39.23	-105.80	39.23	39.23	-39.23	-105.80	2.42	-69.52	67.10	65.55	
M(0)	64.00	64.00	-105.80												64.00	
B1	7.45	14.89	19.15	7.76			9.57					3.88				
C1			34.24				68.48	27.74	13.87							
D1								13.25	26.50	65.42			32.71			
E1				0.48						1.19		0.97	2.39	1.86	0.93	
B2	-6.19	-12.37	-15.91	-6.44			-7.95					-3.22				
C2			-1.89				-3.77	-1.53	-0.76							
D2								-0.06	-0.12	-0.31						
E2				0.31						0.77		0.63	1.55	1.20	0.60	
B3	0.28	0.56	0.72	0.29			0.36					0.15				
C3			-0.11				-0.21	-0.09	-0.04							
D3								-0.11	-0.21	-0.52						
E3				0.01						0.03		0.02	0.05	0.04	0.02	
B4	0.02	0.03	0.04	0.02			0.02					0.01				
C4			0.03				0.06	0.02	0.01							
D4								-0.01	-0.01	-0.03						
E4				0.00						0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	
B5	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01			-0.01					0.00				
C5			0.00				0.01	0.00	0.00							
D5								0.00	0.00	0.00						
E5				0.00						0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	



Risultano i seguenti valori di momento e di caratteristiche della sollecitazione (valutate in particolare per la determinazione delle reazioni dei carrelli, pari alla somma dei salti nel taglio nei due pilastri in virtù dell'ipotesi di inestensibilità delle aste):

Risultati del calcolo col metodo di Cross, SLE - S1				Caratteristiche della sollecitazione		
Nodo	Tratto	M (kNm)	Somma M (kNm)	M (kNm)	T (kN)	N (kN)
A	AB	65.55	65.55	65.55	-29.48	-175.33
B	BA	67.10	0.00	-67.10	-29.48	-148.33
	BC	-69.52		-69.52	31.07	-71.72
	BE	2.42		2.42	-0.97	-60.55
C	CB	-39.23	0.00	39.23	31.07	-50.72
	CD	39.23		39.23	-15.69	31.07
D	DC	39.23	0.00	-39.23	-15.69	-31.07
	DE	-39.23		39.23	31.07	-82.10
E	EB	2.42	0.00	-2.42	-0.97	60.55
	ED	-69.52		-69.52	31.07	-103.10
	EF	67.10		-67.10	-29.48	-181.65
F	FE	65.55	65.55	65.55	-29.48	-208.65

In questo caso si assiste ad una prima condizione di emisimmetria, con travi e pilastri caricati diversamente in ragione del cedimento imposto al primo impalcato.



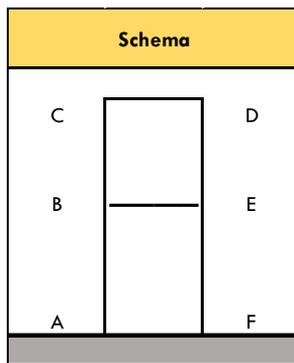
4.2.3 Schema S2

Schema di Cross - Risoluzione a SLE - S2															
Nodo	A		B			C			D			E			F
	AB	BA	BC	BE	CB	CD	DC	DE	EB	ED	EF	FE	FE		
M tot.	-12.71	-25.43	45.29	-19.86	33.81	-33.81	33.81	33.81	-19.86	45.29	-25.42	-12.71			
M(O)			105.80		105.80		105.80			105.80					
B1	-18.85	-37.70	-48.47	-19.63	-24.23				-9.82						
C1			-29.02		-58.05	-23.51	-11.76								
D1						-13.56	-27.11	-66.93							
E1				-5.80				-14.32	-11.60	-28.64	-22.27	-11.14			
B2	6.20	12.41	15.95	6.46	7.98				3.23						
C2			1.99		3.97	1.61	0.80								
D2						1.95	3.90	9.62							
E2				-0.75					-1.49	-3.68	-2.87	-1.43			
B3	-0.22	-0.44	-0.57	-0.23	-0.28				-0.11						
C3			-0.59		-1.18	-0.48	-0.24								
D3						0.30	0.60	1.48							
E3				-0.06					-0.12	-0.29	-0.22	-0.11			
B4	0.12	0.23	0.30	0.12	0.15				0.06						
C4			-0.16		-0.32	-0.13	-0.06								
D4						0.03	0.06	0.15							
E4				-0.01				-0.03	-0.02	-0.06	-0.05	-0.02			
B5	0.03	0.06	0.08	0.03	0.04				0.02						
C5			-0.02		-0.05	-0.02	-0.01								
D5						0.01	0.01	0.03							
E5				0.00					-0.01	0.01					
B6	0.00	0.01	0.01	0.01	0.01				0.00						
C6			0.00		-0.01	0.00	0.00								
D6						0.00	0.00	0.01							
E6				0.00				0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		



Risultano i seguenti valori di momento e di caratteristiche della sollecitazione (valutate in particolare per la determinazione delle reazioni dei carrelli, pari alla somma dei salti nel taglio nei due pilastri in virtù dell'ipotesi di inestensibilità delle aste):

Risultati del calcolo col metodo di Cross, SLE - S2				Caratteristiche della sollecitazione		
Nodo	Tratto	M _{appoggio} (kNm)	Somma M (kNm)	M _{appoggio} (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)
A	AB	-12.71	-12.71	-12.71	8.48	-213.46
B	BA	-25.43	0.00	25.43	8.48	-186.46
	BC	45.29		45.29	-22.60	-100.93
	BE	-19.86		-19.86	7.94	31.08
C	CB	33.81	0.00	-33.81	-22.60	-79.93
	CD	-33.81		-33.81	13.52	-22.60
D	DC	-33.81	0.00	33.81	13.52	22.60
	DE	33.81		-33.81	-22.60	-52.88
E	EB	-19.86	0.01	19.86	7.94	-31.07
	ED	45.29		45.29	-22.60	-73.88
	EF	-25.42		25.42	8.47	-143.52
F	FE	-12.71	-12.71	-12.71	8.47	-170.52



Si assiste nuovamente ad un comportamento emisimmetrico della struttura in risposta al cedimento. Si osservi in particolare come l'ipotesi di inestensibilità delle aste determini sostanzialmente una trasmissione degli sforzi di taglio sotto forma di sforzi assiali ai nodi adiacenti alle aste considerate.

4.2.4 Determinazione delle reazioni vincolari e sovrapposizione degli schemi

Come anticipato, una volta risolti gli schemi di Cross rappresentativi di una struttura a nodi spostabili occorre combinarli linearmente in maniera tale da descrivere efficacemente il comportamento della struttura di riferimento. In particolare, definita R_i^k la reazione del carrello all' i -mo impalcato nel sistema k -mo, occorre definire dei parametri $\alpha_k \forall k \neq 0$ tali per cui:

$$\begin{cases} R_1^0 + \alpha_1 \cdot R_1^1 + \dots + \alpha_k R_1^k = 0 \\ R_2^0 + \alpha_1 \cdot R_2^1 + \dots + \alpha_k R_2^k = 0 \\ \vdots \\ R_i^0 + \alpha_1 \cdot R_i^1 + \dots + \alpha_k R_i^k = 0 \\ \vdots \\ R_n^0 + \alpha_1 \cdot R_n^1 + \dots + \alpha_k R_n^k = 0 \end{cases}$$

In questo caso, essendo presenti due schemi e due vincoli ausiliari, sarà sufficiente risolvere il sistema:

$$\begin{cases} R_1^0 + \alpha_1 \cdot R_1^1 + \alpha_2 R_1^2 = 0 \\ R_2^0 + \alpha_1 \cdot R_2^1 + \alpha_2 R_2^2 = 0 \end{cases}$$

Si ha quindi che, in base a quanto detto ai paragrafi 4.2, 4.2.2. e 4.2.3,

Equilibrio ai nodi		
Schema	Nodo	R (kN)
S0	B	-50.00
	C	-90.00
S1	B	-121.10
	C	62.14
S2	B	62.15
	C	-45.20

Da cui risultano i seguenti valori di α , valutati sia per lo SLE+ che per lo SLE- (in cui le azioni sismiche applicate alla struttura sono uguali e opposte a quelle applicate nello SLE+).

Sovrapposizione degli effetti			
SLE+		SLE-	
α_1	α_2	α_1	α_2
-4.87	-8.69	4.87	8.69
0	0	0	0

Sulla base dei dati così ottenuti è possibile procedere alla sovrapposizione degli schemi S0, S1 ed S2 nelle combinazioni a SLE+ ed SLE- : come fatto per le reazioni dei carrelli fittizi, è infatti possibile combinare linearmente ciascun valore corrispondente di una delle caratteristiche di sollecitazione applicate ad un'asta convergente in un determinato nodo per determinare l'omonimo comportamento nella struttura originaria.

5. Effetti delle combinazioni di carico – Involuppi

In virtù di quanto effettuato nella risoluzione degli schemi di Cross, si riportano di seguito i risultati complessivi relativi ai tre stati limite di riferimento.

		Combinazioni di carico - Caratteristiche di sollecitazione														
		SLU					SLE+					SLE-				
Nodo	Tratto	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)
A	AB	23.56	-	-	-15.71	-507.35	-195.92	-	-	61.28	-287.73	222.04	-	-	-78.70	-498.51
	BA	-47.13	-	-	-15.71	-480.35	79.86	-	-	61.28	-260.73	-132.10	-	-	-78.70	-471.51
B	BC	94.08	-	-	-54.67	-218.12	3.76	-	-	9.17	-137.40	113.42	-	-	-80.83	-219.53
	BE	-141.20	2.49	89.0	184.65	38.96	76.11	1.04	99.8	45.75	52.11	-245.51	3.95	99.0	174.39	2.13
C	CB	-97.27	-	-	-54.67	-197.12	35.86	-	-	9.17	-116.40	-169.48	-	-	-80.83	-198.53
	CD	-97.27	2.54	69.0	130.71	-54.67	35.86	1.39	70.7	49.99	9.17	-169.48	3.68	73.6	132.13	-80.83
D	DC	-85.82	-2.46	69.0	-126.13	-52.96	-163.13	-3.61	70.7	-129.59	-79.88	42.21	-1.32	73.6	-47.45	10.12
	DE	85.82	-	-	52.96	-192.54	163.13	-	-	79.88	-195.99	-42.21	-	-	-10.12	-113.86
E	EB	-143.60	-2.51	89.0	-185.61	38.28	-246.84	-3.96	99.8	-174.93	1.73	74.78	-1.05	99.0	-46.28	51.75
	ED	-99.55	-	-	52.96	-213.54	-116.45	-	-	79.88	-216.99	-6.79	-	-	-10.12	-134.86
	EF	44.05	-	-	14.68	-476.73	130.48	-	-	78.15	-469.51	-81.66	-	-	-61.87	-258.72
F	FE	-22.03	-	-	14.68	-503.73	-221.19	-	-	78.15	-496.51	196.77	-	-	-61.87	-285.72

È dunque possibile tracciare gli involuppi delle caratteristiche della sollecitazione, ricavando dunque le azioni più gravose sulla struttura (rispetto cui condurre le verifiche rigorose degli elementi).

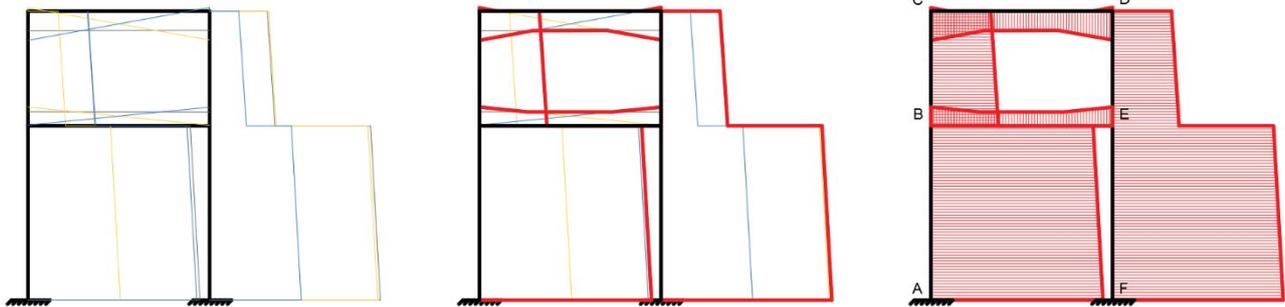


Designando:

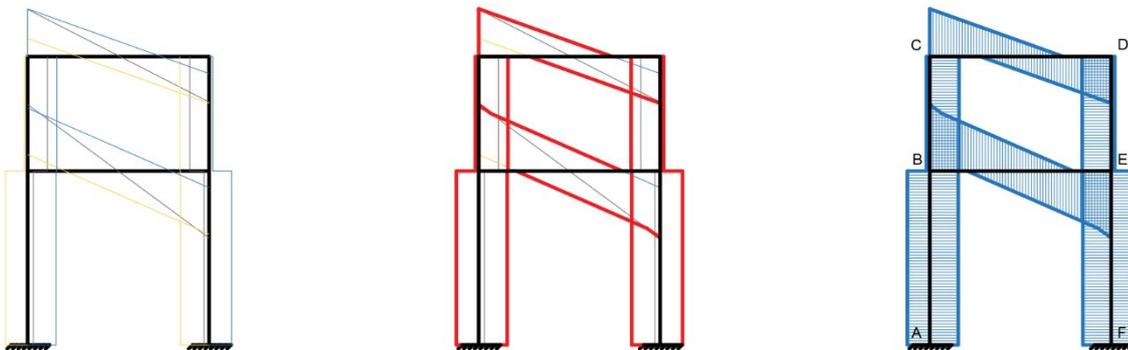
- In grigio, gli involuipi relativi allo SLU;
- In giallo, gli involuipi relativi allo SLE+;
- In blu, gli involuipi relativi allo SLE-,

Si riportano di seguito le costruzioni grafiche degli involuipi delle caratteristiche di sollecitazione nel telaio.

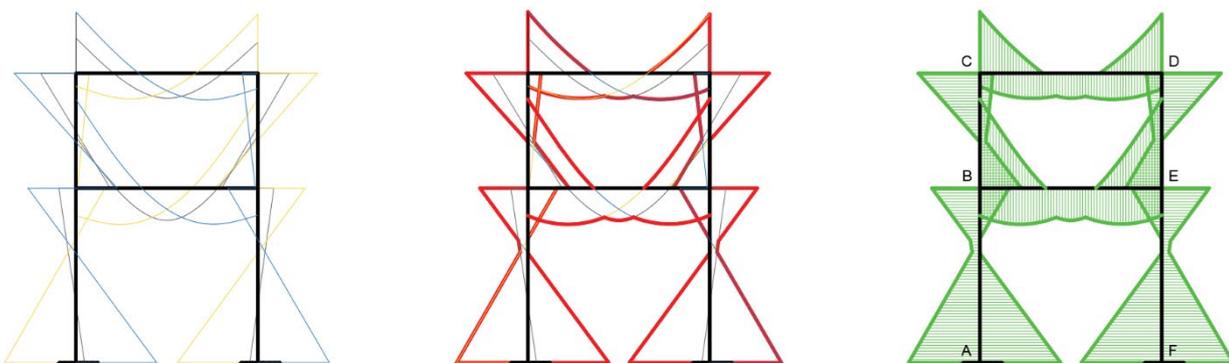
5.1 Sforzo normale – costruzione grafica



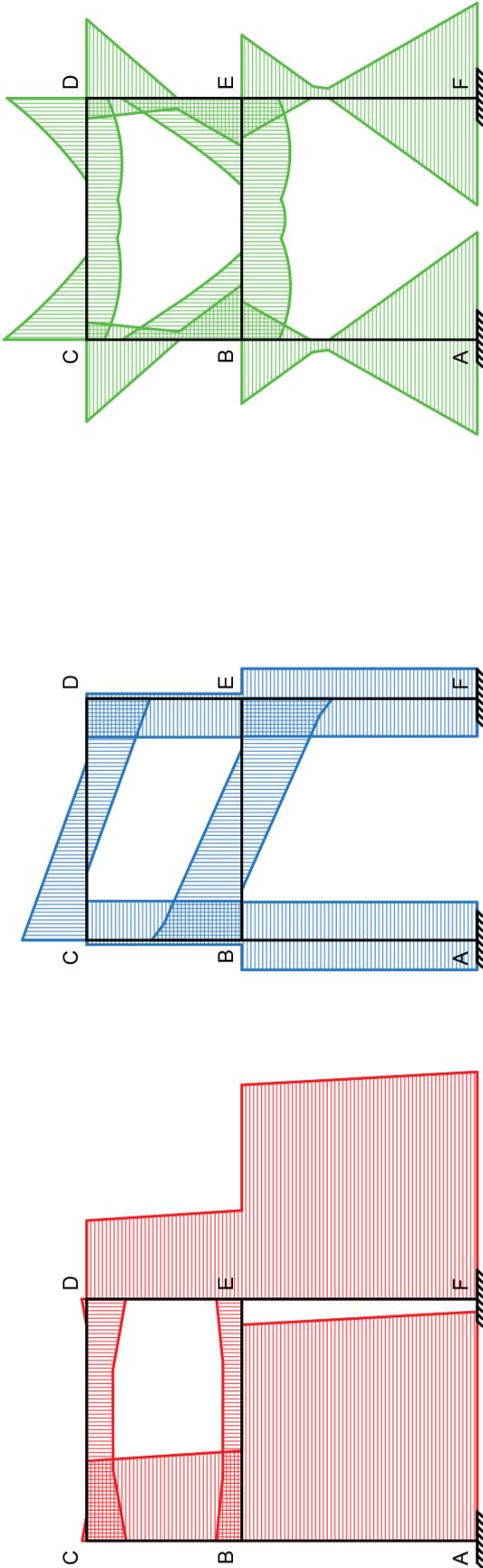
5.2 Taglio – costruzione grafica



5.3 Momento flettente – costruzione grafica



5.4 Involupi delle caratteristiche di sollecitazione



		Combinazioni di carico - Caratteristiche di sollecitazione														
		SLU				SLE+				SLE-						
Nodo	Traito	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)	M _{appoggio} (kNm)	x(T=0) (m)	M(x) (kNm)	T _{appoggio} (kN)	N _{appoggio} (kN)
A	AB	23.56	-	-	-15.71	-507.35	-195.92	-	-	61.28	-287.73	222.04	-	-	-78.70	-498.51
	BA	-47.13	-	-	-15.71	-480.35	79.86	-	-	61.28	-260.73	-132.10	-	-	-78.70	-471.51
B	BC	94.08	-	-	-54.67	-218.12	3.76	-	-	9.17	-137.40	113.42	-	-	-80.83	-219.53
	BE	-141.20	2.49	89.0	184.65	38.96	76.11	1.04	99.8	45.75	52.11	-245.51	3.95	99.0	174.39	2.13
C	CB	-97.27	-	-	-54.67	-197.12	35.86	-	-	9.17	-116.40	-169.48	-	-	-80.83	-198.53
	CD	-97.27	2.54	69.0	130.71	-54.67	35.86	1.39	70.7	49.99	9.17	-169.48	3.68	73.6	132.13	-80.83
D	DC	-85.82	-2.46	69.0	-126.13	-52.96	-163.13	-3.61	70.7	-129.59	-79.88	42.21	-1.32	73.6	-47.45	10.12
	DE	85.82	-	-	52.96	-192.54	163.13	-	-	79.88	-195.99	-42.21	-	-	-10.12	-113.86
E	EB	-143.60	-2.51	89.0	-185.61	38.28	-246.84	-3.96	99.8	-174.93	1.73	74.78	-1.05	99.0	-46.28	51.75
	ED	-99.55	-	-	52.96	-213.54	-116.45	-	-	79.88	-216.99	-6.79	-	-	-10.12	-134.86
F	EF	44.05	-	-	14.68	-476.73	130.48	-	-	78.15	-469.51	-81.66	-	-	-61.87	-258.72
	FE	-22.03	-	-	14.68	-503.73	-221.19	-	-	78.15	-496.51	196.77	-	-	-61.87	-285.72



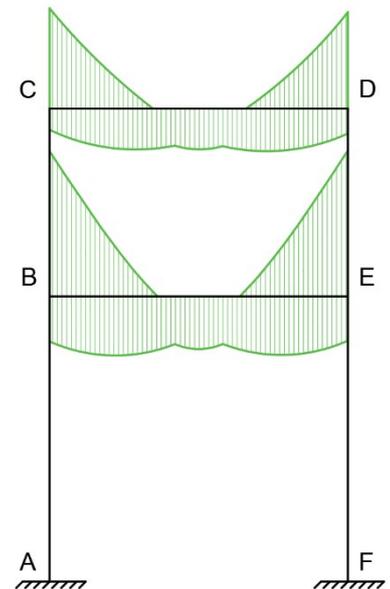
6. Verifiche

6.1 Travi

6.1.1 Verifica a flessione

Per il progetto a rigore delle travi – elementi inflessi – si impiega in primo luogo l'involuppo dei momenti flettenti, che consente di definire la principale domanda di resistenza imputata alla sezione in calcestruzzo e alle barre longitudinali. A differenza di quanto fatto per il solaio – essendo le travi più sollecitate, gerarchicamente superiori a livello di azioni agenti e meno snelle – nelle verifiche occorre considerare sempre sia l'armatura compressa che quella tesa, trattando di elementi doppiamente armati.

Utilizzando la medesima formula cautelativa dell'esercitazione del solaio⁵, si è definita l'area teorica di armature nelle zone tese – in fascia inferiore in campata, in fascia superiore agli appoggi – confrontando detto valore con i limiti normativi imposti dalle NTC, definiti al paragrafo 4.1.6.1.1. per le zone non sismiche e al paragrafo 7.4.6.1.1. per le zone sismiche. Ricordando i parametri ottenuti nel predimensionamento e i parametri geometrici del telaio, si ha che:



Trave			
bt (cm)	ht (cm)	c, hp (mm)	d, hp (mm)
40	50	30	470

Dati geometrici (m)	
H1	4.50
H2	3.50
L	5.00

Azioni e combinazioni di carico			
Impalcato	SLU	SLE	F
	(kN/m)	(kN/m)	(kN)
1	74.05	44.13	50
2	51.37	35.92	90

Impalcato	Posizione	NTC18 4.1.6.1.1.				NTC18 7.4.6.1.1.			NTC18 7.4.6.2.1.					
		A _{s,t} (tesa) (mm ²)	A _{s,min} (mm ²)	A _{s,V} (EC2) (mm ²)	A _{s,MAX} (mm ²)	bt,min (cm)	b/h,min (-)	L _{zd} (mm)	φ _{long,min} (mm)	ρ		ρ _{comp}	ρ	ρ _{comp} / ρ
1	Appoggio	1491.29	300.48	474.33	8000	20	0.25	500	14	0.0031	0.0116	0.0038	0.0076	0.50
	Campata	603.06	300.48	-	8000			-	14	0.0031	0.0116	0.0038	0.0038	1.00
2	Appoggio	1023.90	300.48	337.66	8000			500	14	0.0031	0.0116	0.0038	0.0057	0.67
	Campata	444.38	300.48	-	8000			-	14	0.0031	0.0116	0.0038	0.0038	1.00

In cui i parametri evidenziati in verde rappresentano condizioni di controllo in Excel fissate tramite formattazione condizionale. In particolare, per quanto riguarda le indicazioni del capitolo 7, preme sottolineare come nella progettazione in zona sismica si consenta il danneggiamento della struttura secondo un approccio multiprestazionale in cui:

- Nel caso di un evento frequente, la struttura deve restare in campo elastico in virtù della sua bassa intensità e del ridotto periodo di ritorno;
- Nel caso di un evento raro, avente tempo di ritorno nell'ordine di 100 anni, si ammette un danneggiamento della struttura ma non il suo crollo in maniera tale da salvaguardare la vita

⁵ R.M. POLIDORO, Progetto di un solaio laterocementizio armato. Par. 3.1, p. 17.

umana; in queste verifiche sarebbe necessario a rigore effettuare un calcolo anelastico, in ragione della non linearità del problema di equilibrio e del conseguente onere computazionale però si ammette la progettazione con calcolo elastico riducendo l'entità dell'azione sismica applicata alla struttura rispetto al valore di punta reale – per consentire la plasticizzazione – e aumentando l'entità dei coefficienti di sicurezza per assicurare un comportamento duttile della struttura.

Nella progettazione in oggetto si è ritenuto di considerare le sollecitazioni agenti sul telaio come già ridotte rispetto al valore di punta, in maniera tale da potersi ricondurre ad un calcolo elastico che ammetta la possibilità di danneggiamento duttile della struttura, concentrato nelle travi in prossimità dell'appoggio in virtù dei criteri di gerarchia delle resistenze già menzionati, congrui rispetto all'ipotesi di modellizzazione della loro condizione di vincolo con delle cerniere elastiche – che si traducono in cerniere plastiche in occasione di sisma raro – che garantisce il comportamento più duttile possibile per lo schema considerato; in condizioni ultime, immediatamente antecedenti il collasso, si concede l'attivazione di un simile meccanismo all'appoggio in fondazione.

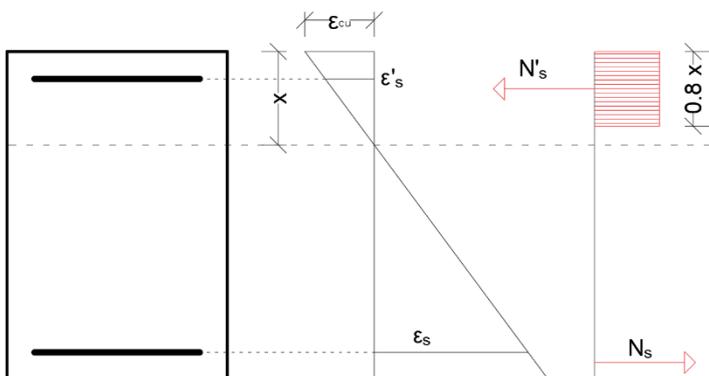
Le aree appena definite in prossimità dell'appoggio si dicono zone critiche; considerando una struttura di classe dissipativa B si ha che, come introdotto in tabella, la lunghezza di detta zona è pari all'altezza della sezione ipotizzata.

Avendo valutato tutti i limiti normativi sulle armature, si riportano di seguito le armature previste da progetto:

Impalcato	Posizione	$A_{s,t}$ (mm ²)	$A_{s,min}$ (mm ²)	$A_{s,MAX}$ (mm ²)	$A_{s,v}$ (mm ²)	$A_{s,tot}$ (mm ²)	A_{sup} (mm ²)	A_{inf} (mm ²)	ϕ_{sup} (mm)	ϕ_{inf} (mm)	$n_{\phi sup}$ (-)	$n_{\phi inf}$ (-)
1	Appoggio	1491.29	300.48	8000	474.33	2280	1520	760	22	22	4	2
	Campata	603.06	300.48	8000	-	1520	760	760	22	22	2	2
2	Appoggio	1023.90	300.48	8000	337.66	1900	1140	760	22	22	3	2
	Campata	444.38	300.48	8000	-	1520	760	760	22	22	2	2

Le travi dunque presentano:

- Due ferri in fascia inferiore;
- 2-4 ferri in fascia superiore, a seconda delle tensioni agenti.



Il controllo sui parametri ρ è implicitamente verificato nella tabella a p. 25. Si può quindi procedere nella verifica rigorosa, considerando un modello di calcolo della capacità che tiene anche conto dell'armatura compressa, presentato nello schema a fianco: imponendo l'equilibrio alla traslazione si identifica la posizione dell'asse neutro, ipotizzando il comportamento dell'acciaio in fascia superiore (snervato o in campo elastico) per poi calcolare M_{Rd} , pari alla somma dei momenti agenti sulla sezione rispetto all'asse neutro. Logicamente, se dal calcolo di x risulta una deformazione ϵ'_s minore di $\epsilon_{sy}=1.86\%$ sarà necessario effettuare nuovamente il calcolo valutando ϵ'_s e la conseguente tensione normale agente

Il controllo sui parametri ρ è implicitamente verificato nella tabella a p. 25. Si può quindi procedere nella verifica rigorosa, considerando un modello di calcolo della capacità che tiene anche conto dell'armatura compressa, presentato nello schema a fianco: imponendo l'equilibrio alla traslazione si identifica la posizione dell'asse neutro, ipotizzando il comportamento dell'acciaio in fascia superiore (snervato o in campo elastico) per poi calcolare M_{Rd} , pari alla somma dei momenti agenti sulla sezione rispetto all'asse neutro. Logicamente, se dal calcolo di x risulta una deformazione ϵ'_s minore di $\epsilon_{sy}=1.86\%$ sarà necessario effettuare nuovamente il calcolo valutando ϵ'_s e la conseguente tensione normale agente



sull'armatura di fascia superiore. In particolare, nelle due campate risulta che le travi siano soggette ad una distribuzione triangolare di sforzi normali, in assenza di sforzi di compressione.

Verifica rigorosa a flessione							
Impalcato	Posizione	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	ϵ_{sy} (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
1	Appoggio	32.81	0.030	0.186	270.93	246.84	91.11
	Campata	0.00	0.001	0.186	130.85	99.82	76.28
2	Appoggio	29.29	0.009	0.186	199.00	169.48	85.17
	Campata	0.00	0.001	0.186	130.85	73.56	56.21

6.1.2 Verifica a taglio

Mentre nel solaio insorgono delle distribuzioni di tensioni tangenziali contenute, ritenute assorbibili semplicemente dalla resistenza del calcestruzzo a trazione, nelle travi occorre prevedere delle armature di parete per garantire resistenza in prossimità del baricentro della sezione, in cui dette tensioni sono massime e, dipendendo dal taglio, assumono valori più importanti. Come da norma, il progetto e le conseguenti verifiche sono stati condotti sulla base della teoria del modello di traliccio di Ritter-Mörsch a inclinazione variabile, che tiene conto della variabilità dell'angolo di inclinazione delle fessurazioni nella trave dovute all'azione combinata delle caratteristiche interne di sollecitazione. Nella modellizzazione del traliccio si osserva implicitamente che al variare dell'inclinazione delle fessurazioni variano le resistenze a taglio della sezione: il collasso di una tra le aste tese e le bielle compresse determina il collasso della sezione, non essendo possibile ripristinare l'equilibrio tra le sollecitazioni agenti nel traliccio; ne segue che la resistenza di ciascuna sezione è pari alla minima resistenza tra le bielle compresse di calcestruzzo e le staffe; la verifica a collasso si effettua all'angolo di fessurazione tale per cui dette resistenze coincidono, ovvero tale per cui:

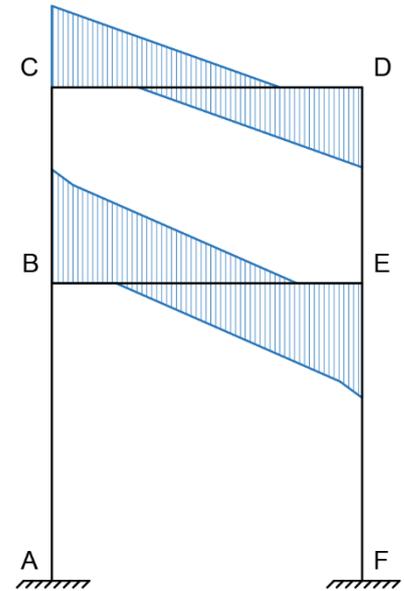
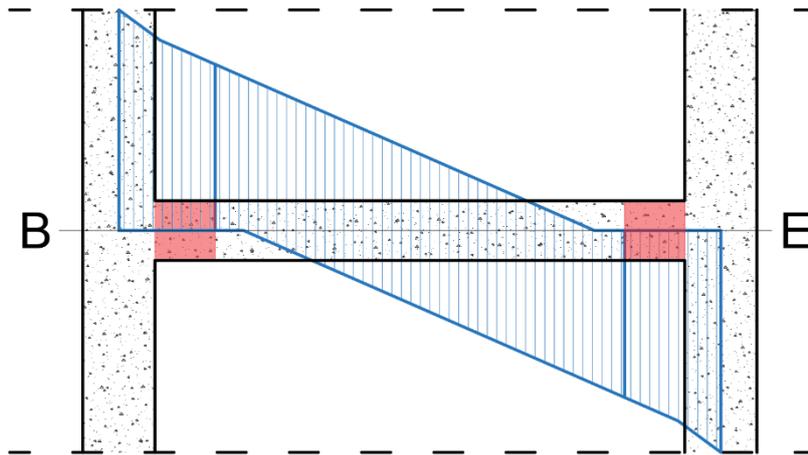
$$\text{sen}(2\vartheta) = A_{sw} \cdot f_{yd} / (b_w \cdot s \cdot V \cdot f_{cd})$$

Avendo considerato staffe come armature trasversali per gli elementi strutturali, si riportano di seguito i limiti da NTC 2018 e il progetto conseguente della disposizione delle armature a taglio nella trave.

Impalcato	Posizione	NTC18 4.1.6.1.1.			NTC18 7.4.6.2.1. (z.d.)	
		$A_{st/s,MAX}$ (mm ² /m)	$s_{,MAX}$ (mm)	$s_{1,MAX}$ (mm)	$s_{,MAX}$ (mm)	
1	Appoggio	600	333.3	376	50	118
	Campata	600	333.3	376	-	-
2	Appoggio	600	333.3	376	50	118
	Campata	600	333.3	376	-	-

Progetto delle staffe (NTC18)						
Impalcato	Zona	ϕ_{st} (mm)	A_{st} (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	$s_{,MAX}$ (mm)	$s_{,prog}$ (mm)
1	critica	8	50.3	100.5	118	100
	non critica	8	50.3	100.5	168	150
2	critica	8	50.3	100.5	118	100
	non critica	8	50.3	100.5	168	150

In virtù della modellizzazione teorica del traliccio di Ritter-Mörsch, si riporta di seguito anche l'applicazione del procedimento di progetto e verifica previsto dall'Eurocodice 2, considerando le sollecitazioni ricavate dall'involuppo del taglio come sollecitazioni agenti. Ipotizzando staffe a due bracci $\phi 8$, per ogni trave è stata condotta una verifica sia in zona dissipativa che al limite della zona non dissipativa, dove il taglio è minore rispetto all'appoggio⁶ come evidente dal seguente schema:



Si ha quindi che, ai sensi delle indicazioni dell'Eurocodice:

Progetto delle staffe (EC2)								
Impalcato	Zona	V_{Ed} (kN)	$V_{Rcd}(\cotg \theta=1)$ (kN)	θ (rad)	$\cotg \theta$ (-)	A_{sw}/s (mm ² /m)	s_{MAX} (mm)	s_{prog} (mm)
1	critica	185.61	671.16	0.14	2.50	0.45	224	200
	non critica	148.58	671.16	0.11	2.50	0.36	280	250
2	critica	132.13	671.16	0.10	2.50	0.32	315	300
	non critica	106.44	671.16	0.08	2.50	0.26	391	350

Verifica (EC2)					
Impalcato	Zona	$\sin 2\theta$ (-)	$\cotg \theta$ (-)	V_{Rsd} (kN)	V_{Ed}/V_{Rsd} (%)
1	critica	0.06	2.50	208.00	89.23
	non critica	0.05	2.50	166.40	89.29
2	critica	0.04	2.50	138.67	95.28
	non critica	0.04	2.50	118.86	89.55

Essendo i valori del passo delle staffe ricavati dal procedimento di progetto e verifica maggiori rispetto alle indicazioni delle NTC 2018, dunque meno cautelativi, si è scelto di considerare nel progetto i valori valutati in precedenza, considerando un passo di 100 mm in zona dissipativa e di 150 mm in campata.

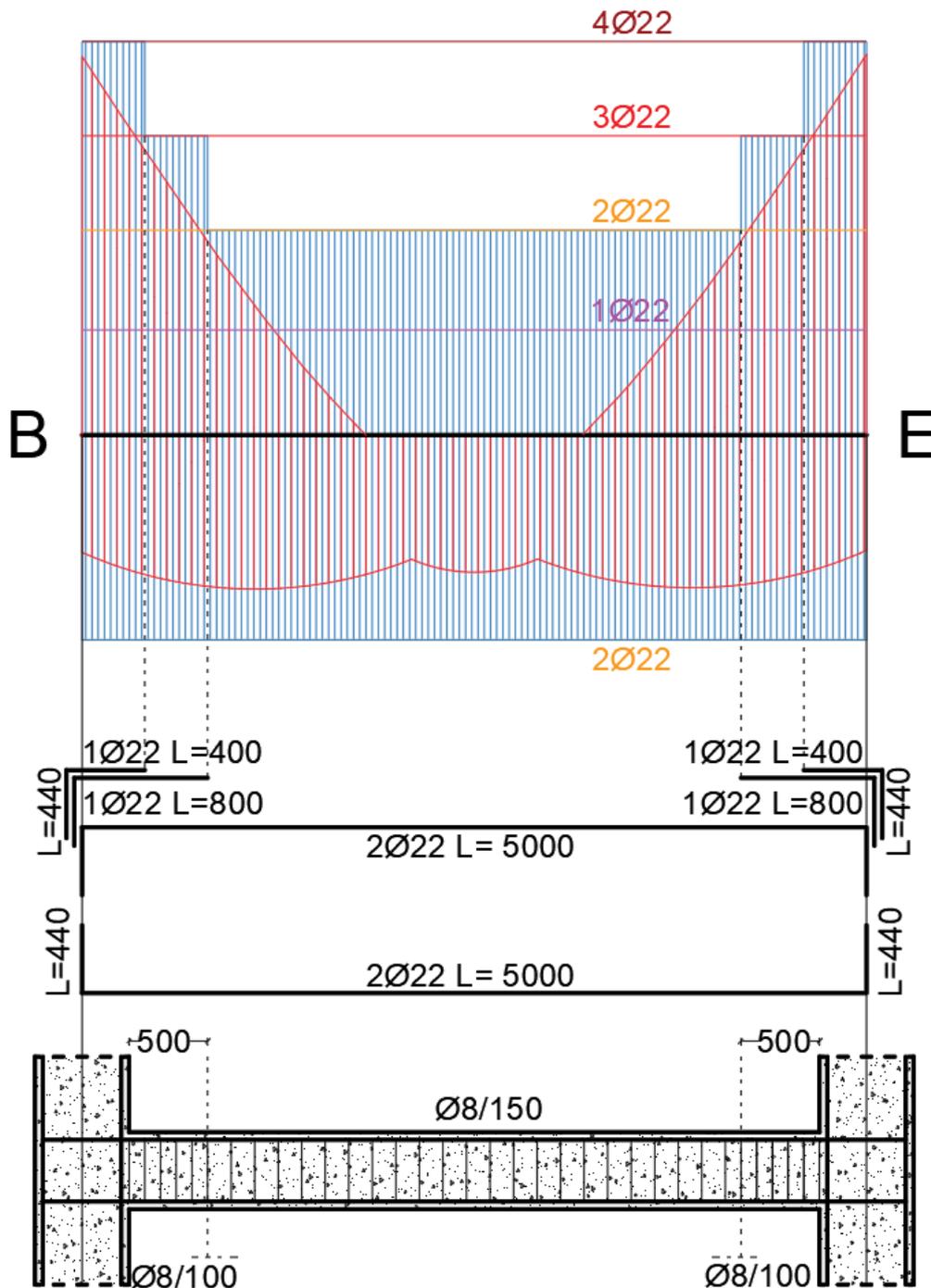
⁶ Il procedimento è concettualmente analogo a quanto fatto per la verifica nelle zone critiche del solaio.



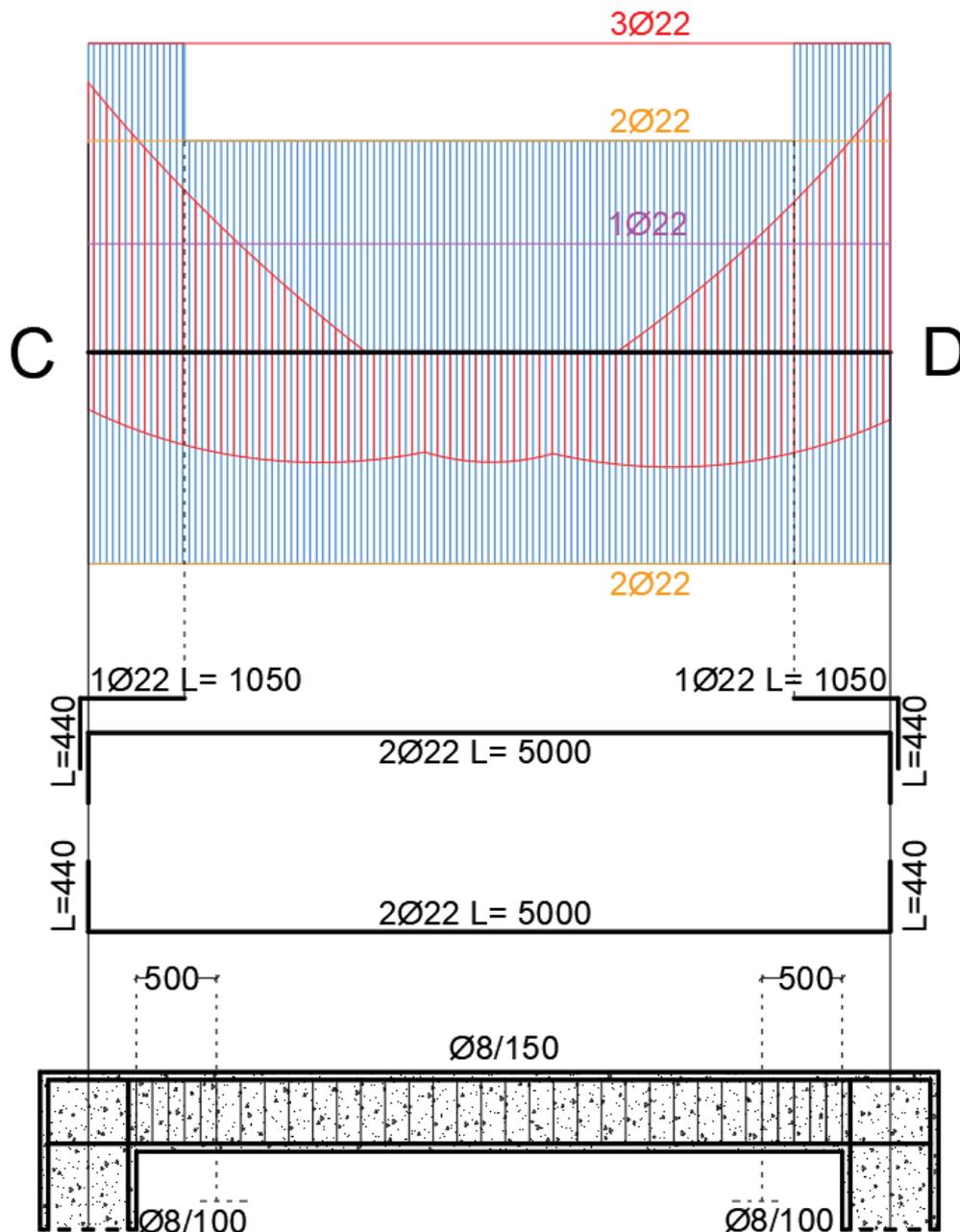
6.1.3 Distinta delle armature

Avendo progettato le armature longitudinali e trasversali della trave, note le sollecitazioni d'involuppo e valutate le resistenze offerte dai singoli ferri di armatura longitudinale e trasversale è possibile definire la distinta delle armature, considerando una lunghezza di ancoraggio definita in base ai limiti del paragrafo 7.4.6.2.1. per gli ancoraggi nel nodo, comunque raffrontati al valore minimo di $20\phi_{\text{longitudinale}}$ indicato al paragrafo 4.

6.1.3.1 Trave di primo impalcato



6.1.3.2 Trave di secondo impalcato



6.2 Pilastri

Come anticipato, i pilastri nella struttura sono elementi prevalentemente soggetti a pressoflessione, richiedendo una valutazione delle coppie di momento-sforzo normale agenti sulla struttura. In virtù della necessità di rispondere a sollecitazioni orizzontali aventi direzione variabile nel tempo, inoltre, la sezione dei pilastri è stata progettata con armature simmetriche rispetto al baricentro geometrico della sezione.



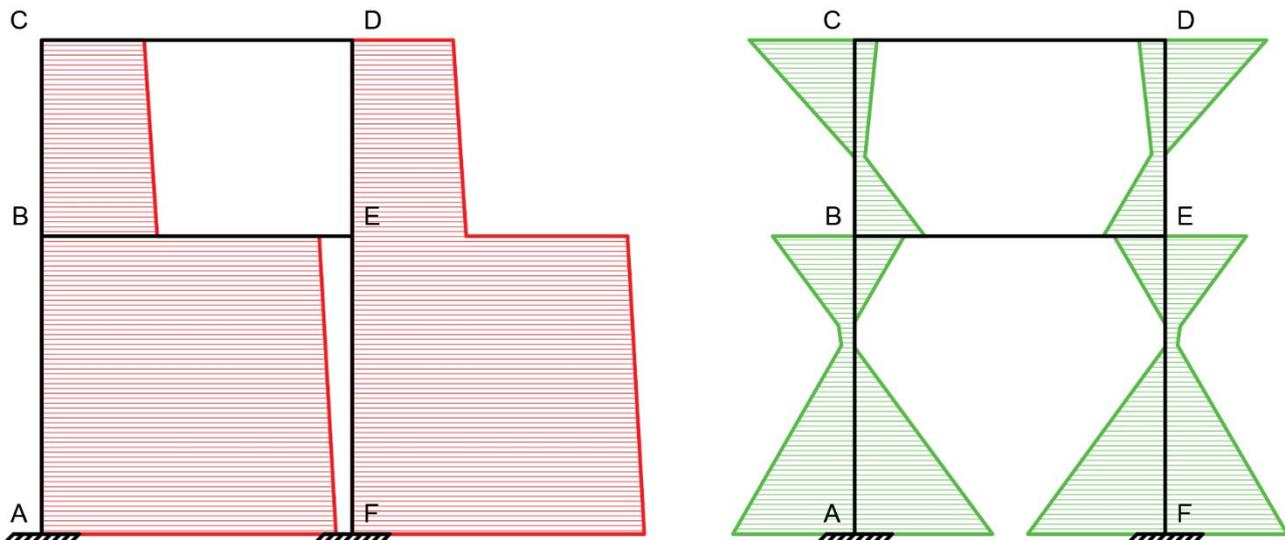
6.2.1 Verifica a pressoflessione

In base alle sollecitazioni ricavate dall'involuppo di momento e sforzo normale e i limiti da norma, avendo valutato l'area teorica di armatura con l'usuale formula cautelativa di verifica a flessione, si riportano di seguito i dati relativi al progetto delle armature longitudinali, sulla base dei quali è stata condotta la verifica:

Impalcato	Pilastro			NTC18 4.1.6.1.2.					NTC18 7.4.6.1.2.			
	L (m)	M _{Ed} (kNm)	N _{Ed} (kNm)	A _{s,t} (mm ²)	A _{s,min} (mm ²)	A _{s,MAX} (mm ²)	ϕ _{long,min} (mm)	i _{lon,MAX} (mm)	b _{min} (cm)	L _{zd} (mm)	A _{s,min} (mm ²)	A _{s,MAX} (mm ²)
1	4.00	222.04	507.35	1261	720	9600	12	300	25	600	2400	9600
2	3.00	169.48	219.53	962	720	9600	12	300	25	600	2400	9600

In particolare, si sottolinea che la lunghezza della zona critica L_{zd} è stata fissata con l'obiettivo di irrigidire i pilastri in prossimità del nodo, e non garantire un comportamento plastico duttile: ciò andrebbe contro le indicazioni progettuali offerte dai criteri di gerarchia delle resistenze. Detta precisazione influirà, come indicato in un paragrafo successivo, sulla determinazione delle armature di parete nei nodi.

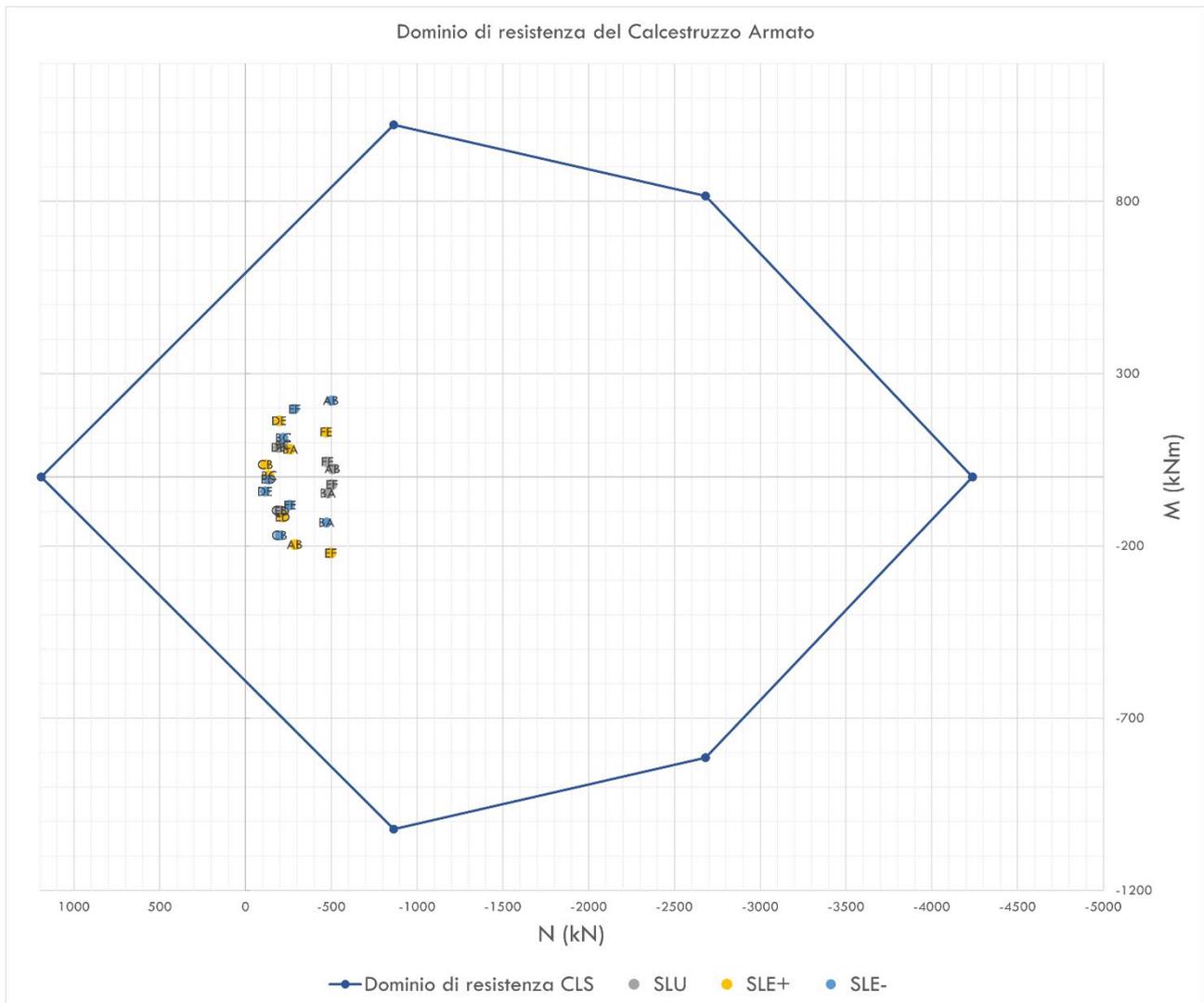
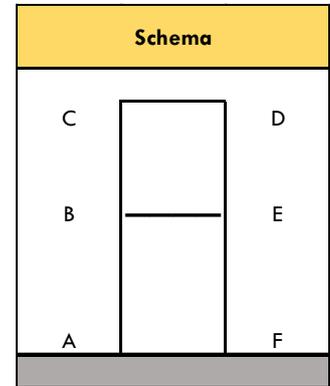
Considerando come sollecitazioni di riferimento i valori ottenuti dall'involuppo di momento e taglio in corrispondenza di testa e piede di ciascun pilastro (schema in basso), risulta evidente che in virtù del possibile apporto benefico dello sforzo normale alla resistenza a flessione del calcestruzzo non è possibile identificare immediatamente la condizione di esercizio più gravosa; è dunque necessario verificare ogni pilastro in testa e al piede per ciascuna delle combinazioni di carico valutate (SLU, SLE+, SLE-).

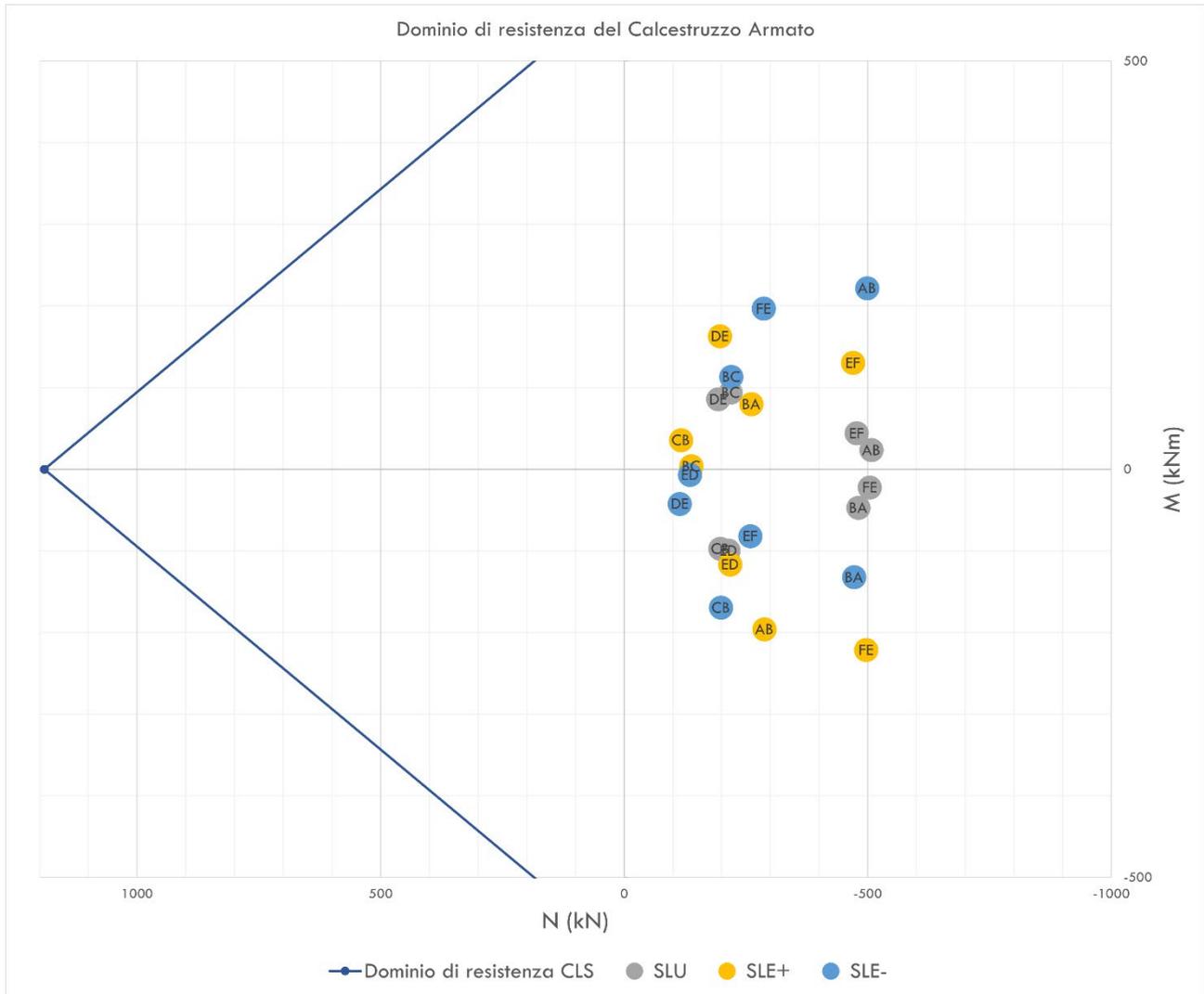


Per procedere più agevolmente nella verifica, è stato diagrammato il dominio di resistenza del calcestruzzo armato corrispondente alla sezione di progetto, inserendo al suo interno le coppie M-N rappresentative di ciascuna condizione di esercizio. La costruzione del dominio di resistenza è stata condotta fissando 4 punti di riferimento: limite a trazione, limite a compressione, limite elastico dell'armatura superiore postulando il raggiungimento di ϵ_{cu} sul bordo superiore della sezione ($x_n=2.27$

c), limite elastico dell'armatura inferiore postulando il raggiungimento di ϵ_{cu} sul bordo superiore della sezione ($x_n=0.64 d$). Si riportano di seguito le coppie M-N relative alla testa e al piede di ciascun pilastro – la cui evidenziazione colorimetrica è servita come verifica della simmetria di carico allo SLU e dell'emisimmetria a SLE+ e SLE- (tra loro speculari in virtù della simmetria del telaio) – diagrammate nel dominio di resistenza in basso.

Pilastro	Zona	MSLU (kNm)	N _{SLU} (kN)	MSLE+ (kNm)	N _{SLE+} (kN)	MSLE- (kNm)	N _{SLE-} (kN)
BA	testa	47.13	480.35	79.86	260.73	132.10	471.51
AB	piede	23.56	507.35	195.92	287.73	222.04	498.51
CB	testa	97.27	197.12	35.86	116.40	169.48	198.53
BC	piede	94.08	218.12	3.76	137.40	113.42	219.53
ED	testa	99.55	213.54	116.45	216.99	6.79	134.86
DE	piede	85.82	192.54	163.13	195.99	42.21	113.86
FE	testa	44.05	476.73	130.48	469.51	81.66	258.72
EF	piede	22.03	503.73	221.19	496.51	196.77	285.72





Dall'ingrandimento qui riportato risulta evidente che i punti nelle condizioni più gravose – aventi distanza minore dal bordo del dominio di resistenza – sono:

- FE allo SLE+ (piede del pilastro);
- AB allo SLE- (piede del pilastro).

Il dato è ulteriormente rappresentativo dell'emisimmetria delle condizioni di esercizio ai due stati limite sismici.

A titolo cautelativo, è stato messo a punto in Excel un sistema parametrico di verifica a pressoflessione di tutte le condizioni diagrammate, avendo verificato che in ogni condizione di carico risulta $N_{Ed} < N_{Rd, \text{limite elastico armatura superiore}}$, risulta che ogni verifica a pressoflessione potrà essere condotta considerando l'armatura superiore elastica – avendo postulato il raggiungimento di ϵ_{cu} sul bordo superiore della sezione – e l'armatura inferiore snervata, ritenendo che l'azione resistente a compressione del calcestruzzo sia apprezzabile solo entro $0.8x_n$ in ragione del modello di comportamento del calcestruzzo a *parabola-rettangolo*. Dal diagramma della distribuzione delle deformazioni nella sezione, risulta evidente che $\epsilon'_s = \epsilon_{cu} \cdot (1 - x_n / x_{lim\ el})$, da cui l'espressione di M_{Rd} si avrà dopo aver identificato x_n per tentativi.

Si riportano di seguito i risultati relativi alle verifiche nelle condizioni più gravose, rimandando al file Excel allegato alla presente relazione per tutte le verifiche rimanenti.

Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
AB	piede SLE-	498.51	97	0.03	724.19	222.04	30.66

Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
FE	piede SLE+	496.51	97	0.03	723.97	221.19	30.55

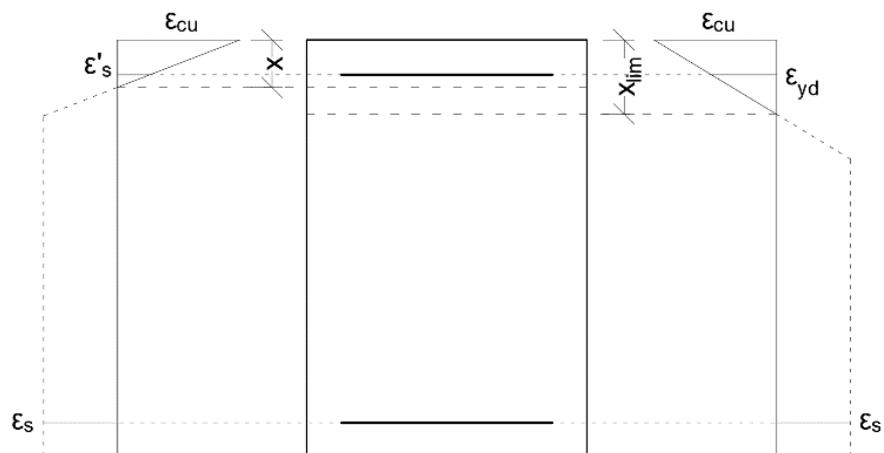
Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
AB	piede SLE+	287.73	77	0.10	700.68	195.92	27.96

Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
FE	piede SLE-	285.72	77	0.10	700.45	196.77	28.09

Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
CB	testa SLE-	198.53	69	0.12	690.24	169.48	24.55

Caso		Verifica a pressoflessione					
		N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
DE	piede SLE+	195.99	69	0.12	689.94	163.13	23.64

Si osserva che le verifiche confermano quanto visualizzato sul dominio di resistenza, determinando un valore massimo di D.C.R. del 30%. Difatti, da un confronto grafico col dominio di resistenza risulta che le verifiche sarebbero state tutte soddisfatte anche considerando due ferri di armatura per fascia, condizione che però non



avrebbe rispettato i limiti dettati dalle NTC al paragrafo 7.4.6.1.2., presumibilmente in ragione della minore resistenza e della conseguente invalidazione del principio di progettazione in base alla gerarchia delle resistenze.

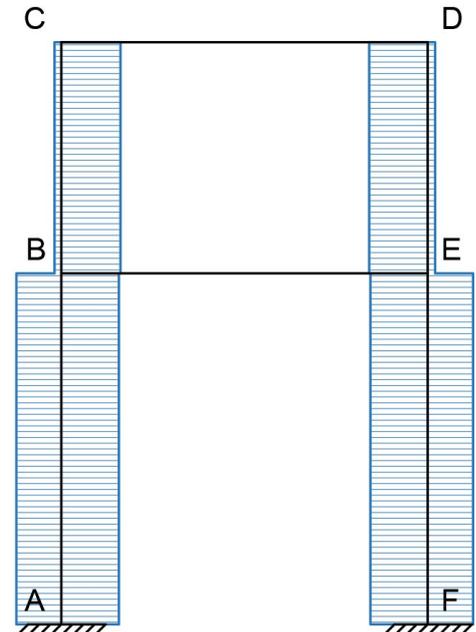


6.2.2 Verifica a taglio

Considerando a vantaggio di sicurezza l'involuppo del taglio per identificare le sollecitazioni agenti sui pilastri, il procedimento di progetto e verifica è stato condotto in maniera analoga a quanto fatto per le travi, considerando le limitazioni dei paragrafi 4.1.6.1.2. e 7.4.6.2.2. In particolare, essendo la struttura di classe dissipativa B preme sottolineare le seguenti limitazioni:

- Barre d'angolo contenute da staffe;
- Passo delle staffe consecutive vincolate minore di 20 cm.

In particolare, la seconda condizione richiede l'inserimento di legature tra le barre longitudinali non vincolate, ad orientamento alternato per ciascuna staffa vincolata.

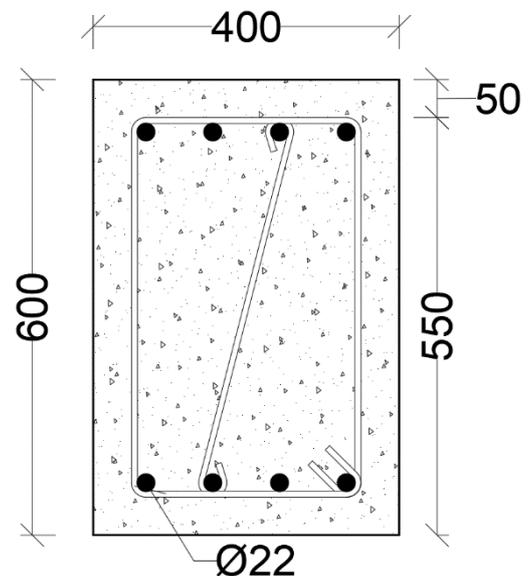


NTC18 4.1.6.1.2.		NTC18 7.4.6.2.2. (Zona critica - CDB)			
S _{MAX} (mm)	φ _{st,min} (mm)	S _{st,vinc,MAX} (cm)	φ _{st,min} (mm)	S _{MAX} (mm)	A _{st/s,MAX} (mm ² /m)
264	250	6	20	6	175

In base a dette limitazioni sono stati definiti i dati di progetto, verificati con il procedimento indicato dall'Eurocodice 2 in materia di progetto e verifica delle armature di parete, già utilizzato al paragrafo 6.1.2.

Progetto						Verifica (EC2)					
φ _{st} (mm)	A _{st} (mm ²)	A _{sw} (mm ²)	S _{cr,MAX} (mm)	S _{cr} (mm)	s (mm)	Zona	V _{Ed} (kN)	sen2θ (-)	cotgθ (-)	V _{Rd} (kN)	V _{Ed} /V _{Rsd} (%)
8	50.3	100.5	103	100	250	critica	79.88	0.12	2.50	486.81	16.41
						non critica	79.88	0.05	2.50	194.72	41.02

Ne segue il risultato del progetto della sezione trasversale, presentato nello schema a fianco, e la distinta delle armature del pilastro, riportata a seguito del procedimento di progetto e verifica dei nodi trave – pilastro, illustrato nel paragrafo successivo.



6.2.3 Nodi trave – pilastro

Il progetto delle armature di parete nei nodi trave – pilastro deriva dall'ipotesi di gerarchia delle resistenze *trave debole, pilastro forte*, in cui si demanda logicamente che la resistenza del nodo sia maggiore della resistenza della trave in prossimità di esso; per assicurare detta condizione senza dover effettuare verifiche di gerarchia delle resistenze – di natura sismica – sono stati adottati i limiti del paragrafo 7.4.4.3.1. delle NTC 2008, confermati con il procedimento di verifica delle NTC2018 integrato dalle indicazioni della circolare esplicativa C7.4.4.3.1, da cui si legge:

Calcolo della forza orizzontale agente sul nodo

La forza orizzontale V_n agente nel nodo dipende dal taglio trasmesso dal pilastro superiore e dagli sforzi dovuti alla flessione nelle travi che convergono nel nodo. Le norme riconoscono nel nodo un elemento fragile, che deve essere dotato di una opportuna sovrarresistenza in maniera da non pervenire a rottura prima delle zone di travi e pilastri ad esso adiacente ed è in questo ambito che suggeriscono alcune espressioni in cui sono presenti il taglio e gli sforzi dell'armatura travi, queste ultime affette da un opportuno coefficiente amplificativo:

$$\begin{aligned} V_{jbd} &= \gamma_{RD} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c && \text{per nodi interni} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.6]} \\ V_{jbd} &= \gamma_{RD} A_{s1} f_{yd} - V_c && \text{per nodi esterni} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.6]} \end{aligned}$$

in cui

V_{jbd} forza di taglio agente nel nucleo di cls del nodo,
 V_c forza di taglio di analisi nel pilastro sopra il nodo
 γ_{RD} coefficiente amplificativo, che vale:

in modelli lineari:
Ntc08: 1,20 per CDA, non richiesta per CDB,
Ntc18: 1,20 per CDA, 1,10 per CDB,

Verifica di resistenza del nodo

La verifica di resistenza del nodo è regolata dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned} V_{jbd} &\leq \eta f_{ctd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - v_d / \eta} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.8]} && \text{v. compressione diagonale} \\ V_{jbd} &\leq b_j h_{jc} \sqrt{\left(\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} + f_{ctd} \right) * (f_{ctd} + v_d f_{cd})} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.10]} && \text{v. trazione diagonale} \end{aligned}$$

Si noti che quest'ultima è una riscrittura dell'espressione riportata nel testo normativo:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{V_{jbd}^2 / (b_j h_{jc})^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd}$$

in cui

V_{jbd} forza di taglio agente nel nucleo di cls del nodo,
 $\eta = \alpha_i (1 - f_{ck} / 250)$ f_{ck} in MPa
 $\alpha_i = 0.60$ per nodi interni
 $\alpha_i = 0.48$ per nodi esterni
 v_d forza assiale normalizzata al di sopra del nodo $v_d = N / f_{ctd} a_c$
 b_j larghezza effettiva del nodo
 h_{jc} distanza fra le giaciture più esterne dell'armatura pilastro
CM 917, C7.4.4: si può assumere, al posto del fattore h_{jc} il massimo tra le dimensioni della sezione del pilastro.

e

A_{sh} area totale della sezione delle staffe,
 h_{jw} distanza tra le giaciture di armature sup/inf della trave,
 f_{ywd} resistenza di calcolo a trazione delle staffe,
 f_{ctd} resistenza di calcolo a trazione del cls,
 f_{cd} resistenza di calcolo a compressione del cls.

La verifica a trazione diagonale può anche essere condotta in via alternativa mediante la

$$\begin{aligned} A_{sh} f_{ywd} &\geq \gamma_{RD} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) && \text{per nodi interni} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.11]} \\ A_{sh} f_{ywd} &\geq \gamma_{RD} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) && \text{per nodi esterni} && \text{Ntc18/p.7.4.4.3.1/[7.4.12]} \end{aligned}$$

che possono anche essere riscritte come:

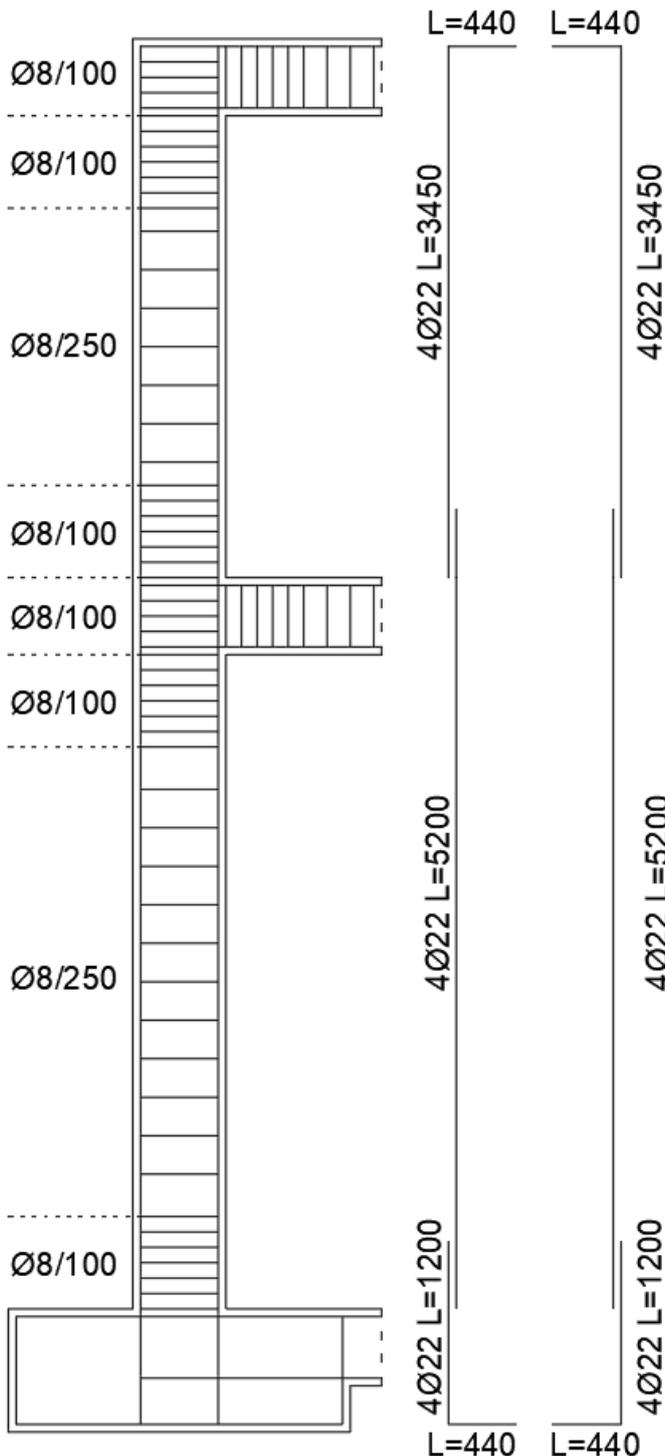
$$V_{jbd} \leq \frac{A_{sh} f_{ywd}}{(1 - 0.8 v_d)} \quad \text{verifica alternativa a trazione diagonale per nodi interni/esterni}$$



Si riportano di seguito i risultati della verifica, avendo considerato come A_{sh} l'area massima tra le staffe nel pilastro superiore e inferiore (in questa applicazione coincidenti).

NTC18 7.4.6.2.3.		
$A_{st,nodo}$ (mm ²)	$A_{sw,nodo}$ (mm ²)	s (mm)
50.3	100.5	100

Verifica sui Nodi - Circolare C7.4.4.3.1 NTC18 7.4.4.3.					
Impalcato	V_d (-)	V_{jbd} (kN)	Comp. Diag (kN)	Traz. Diag (kN)	Ed/Rd (%)
1	0.13	573.43	39739.23	1115.01	51.43
2	0.00	490.70	39338.20	849.32	57.78



Le verifiche sono entrambe soddisfatte, con un D.C.R. entro il 60%.

Infine, si verificano di seguito le condizioni sulle lunghezze di ancoraggio di cui ai paragrafi 7.4.6.2.1. (travi) e 7.4.6.2.2. (pilastri), riferiti alle limitazioni minime del paragrafo 4.1.2.3.10.

Lancoraggio,min (CDB) (mm)	
Pilastro	Trave
440	440

6.2.4 Distinta delle armature

È dunque possibile completare la distinta delle armature dei pilastri e delle armature trasversali nel nodo, proposta a fianco. In particolare, si è considerata la lunghezza relativa all'ancoraggio dei ferri del pilastro aumentata di 1.5 volte (660 mm, complessivamente) come lunghezza di sovrapposizione, in virtù della dinamica realizzativa delle strutture in calcestruzzo che richiede la predisposizione di ferri d'attesa in virtù della realizzazione del manufatto per getti successivi.

6.3 Plinti di fondazione

Essendo l'edificio progettato di due livelli ed in una zona sismica indefinita, si è selezionata una fondazione su plinti con travi di collegamento.

In generale, la verifica delle fondazioni affronta argomenti come la verifica del terreno, la verifica della struttura di

fondazione e l'interazione tra terreno e fondazione – che consente di determinare le condizioni di vincolo che meglio schematizzano il sistema. Tra queste, essendo la prima verifica di natura esclusivamente geotecnica è stata considerata una tensione ammissibile del terreno di 0.4 MPa; la verifica dell'interazione tra terreno e fondazione è di natura geotecnico – strutturale, in ragione della quale si è scelto di considerare un modello di plinto infinitamente rigido che poggia su un terreno deformabile solo in corrispondenza dell'impronta della struttura di fondazione, risultando anch'esso infinitamente rigido nelle regioni circostanti. Per rendere detta schematizzazione verosimilmente rappresentativa del comportamento della struttura di fondazione si rivela necessario ipotizzare un'altezza del plinto adeguata; la modellizzazione del terreno invece risulta cautelativa rispetto al caso reale, in quanto non prevede una distribuzione delle tensioni normali nelle zone adiacenti il terreno né l'apporto collaborante fornito da esse allo stato tensionale passivo.

Per ciò che concerne la verifica squisitamente strutturale, si considerano le massime sollecitazioni agenti alla base dei pilastri ottenute dagli involucri: in base ad esse è possibile definire l'entità delle azioni trasmesse dalla struttura di fondazione sul terreno e verificarne la compatibilità con la tensione ammissibile del terreno.

Azioni di riferimento sul plinto			
	SLU	SLE+	SLE-
MO (kNm)	23.56	221.19	222.04
NO (kN)	507.35	496.51	498.51
VO (kN)	15.71	507.35	221.19

Per valutare le azioni sul terreno, sono state valutate le caratteristiche della sollecitazione in corrispondenza dell'interfaccia plinto – terreno come di seguito:

$$M = M_0 + V_0 \cdot H_{plinto}$$

$$N = N_0 + \Delta N_{plinto}$$

$$V = V_0$$

La determinazione dell'altezza del plinto dipende dal comportamento strutturale che si vuole affidare al plinto, che deve essere accettabile rispetto alle schematizzazioni effettuate ed i limiti normativi. In base all'angolo sull'orizzontale della retta congiungente il bordo al lembo inferiore del plinto con il corrispondente bordo del pilastro nella sezione di ammorsamento con la struttura di fondazione, si distingue tra:

- Modello a traliccio [tirante e puntone] per plinti tozzi, con angolo maggiore di 45°;
- Modello a mensola [schema – trave] per plinti aventi angolo minore di 45°.

In virtù della più semplice risoluzione di uno schema di trave a mensola rispetto alla modellizzazione e lo studio di un modello strutturale a traliccio, si è scelto di definire l'altezza del plinto in maniera tale da potersi ricondurre alla seconda condizione di progetto elencata.

Ipotizzando in prima approssimazione un plinto di base 180 cm e altezza 80 mm, essendo note la base e l'altezza della sezione trasversale del pilastro, per definire la seconda dimensione in pianta dell'elemento bisogna effettuare alcune verifiche preliminari alle tensioni ammissibili: la lunghezza L d'impronta del plinto va determinata in maniera tale da:

- Contenere la tensione agente sul terreno così che risulti compreso entro la propria resistenza;



- Evitare tensioni di trazione sul terreno (in quanto il terreno non reagisce ad esse, riducendone l'area resistente ed inducendo cedimenti differenziali);
- Determinare un angolo rispetto al bordo corrispondente del pilastro nella sezione di ammassamento con il plinto compatibile col comportamento strutturale ipotizzato.

Assumendo che la tensione ammissibile del terreno sia pari a 0.4 MPa, è stata valutata la lunghezza L minima per rispettare tutte e tre le condizioni; si riportano di seguito i dati di progetto della struttura.

Geometria Plinto					
Modello strutturale	α_{MAX} (°)	H _p (cm)	B _p (cm)	L _{min,modello} (cm)	L _{prog} (cm)
mensola	45	80	180	220	220

Avendo effettuato dette valutazioni, si riportano di seguito le azioni risultanti sul terreno; ad esse si associa per ogni combinazione di carico l'eccentricità della sollecitazione di sforzo normale rispetto al baricentro della sezione.

Azioni sul terreno			
	SLU	SLE+	SLE-
M (kNm)	37.70	677.80	421.10
N (kN)	586.55	575.71	577.71
V (kN)	15.71	507.35	221.19
e (mm)	64	1177	729

In virtù dell'elevata eccentricità agli stati limite sismici – da ritenersi valutata a vantaggio di sicurezza in ragione del fatto di aver considerato come sollecitazioni i valori massimi delle caratteristiche della sollecitazione agenti alla base della struttura, e non le singole coppie M-N alla base dei pilastri – si rivela necessaria una verifica a flessione della mensola equivalente che schematizza il comportamento del plinto.

6.3.1 Verifica dello stato tensionale agente sul terreno

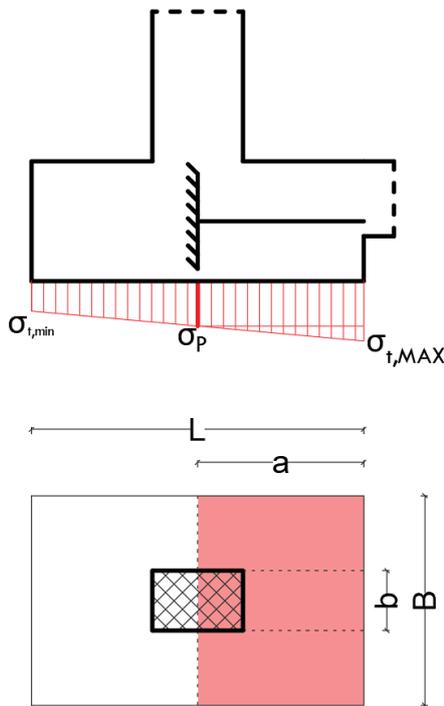
Si riportano di seguito i risultati relativi alla distribuzione delle tensioni normali di compressione sul terreno, valutate in base ad un'applicazione della formula di Navier:

$$\sigma_i = N/A \pm M/W$$

Con $A = B_p \cdot L$, $W = B_p \cdot L^2 / 6$.

Stato tensionale sul terreno			
Stato Limite	$\sigma_{t,lim}$ (MPa)	$\sigma_{t,min}$ (MPa)	$\sigma_{t,max}$ (MPa)
SLU	0.400	0.143	0.152
SLE+	0.400	0.050	0.071
SLE-	0.400	0.087	0.018

6.3.2 Verifica della mensola equivalente



Come riscontrabile nello schema a fianco, esemplificativo della schematizzazione introdotta, la distribuzione delle tensioni normali agenti sul terreno dovuta alla mensola equivalente al plinto può essere visualizzata come la composizione di una distribuzione areale uniforme di intensità σ_p ⁽⁷⁾ ed una distribuzione areale triangolare avente valore massimo all'estremo libero della mensola, pari a $\sigma_{t,MAX} - \sigma_p$.

Per ricondursi alla trave equivalente al plinto, valutando l'area caricata nel modello è possibile ricondursi a delle distribuzioni lineari di tensione in base alle quali è possibile valutare i valori massimi di momento⁸ e taglio⁹ agenti sulla mensola. Si ha quindi che:

Azioni sulla mensola equivalente		
σ_p (MPa)	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)
0.148	164.27	29.71
0.061	73.83	13.08
0.052	32.12	6.97

Considerando la sezione della trave a mensola costituita da base pari alla base della sezione trasversale del pilastro e altezza pari all'altezza del plinto, è stata condotta una verifica a flessione come fatto per le travi di impalcato, considerando ferri di armatura continui e un'area complessiva di armatura aumentata di 1.5 volte rispetto all'area di armatura teorica determinata con la formula cautelativa a flessione in maniera tale da poter ritenere la verifica a fessurazione della struttura di fondazione verificata con ampio margine di sicurezza.

Mensola equivalente				Predimensionamento armature						
H_p (mm)	b_m (mm)	c (mm)	d (mm)	$A_{s,t}$ (mm ²)	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n_ϕ (-)	$\phi_{cerchiatura}$ (mm)	ϕ_{rete} (mm)	
800	400	50	750	622	1521	22	4	8	8	

Sono stati dunque selezionati 4 ferri di diametro 22 mm per l'armatura superiore ed inferiore della trave, prevedendo inoltre una cerchiatura della carpenteria metallica con barre di diametro 8 mm e una rete di ripartizione dei carichi di 8 mm e passo 15x15 cm.

⁷ $\sigma_p = \sigma_{t,min} + (\sigma_{t,MAX} - \sigma_{t,min})/2$

⁸ $M_{Ed} = \sigma_p \cdot B \cdot a^2/2 + (\sigma_{t,MAX} - \sigma_p) \cdot B \cdot a^2/3$

⁹ $V_{Ed} = (\sigma_{t,MAX} + \sigma_p) \cdot B \cdot a/2$



6.3.2.1 Verifica a flessione

Verifica a flessione			
x_n (mm)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
26	452.44	164.27	36.31

6.3.2.2 Verifica a taglio

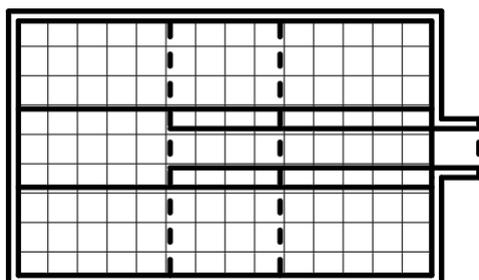
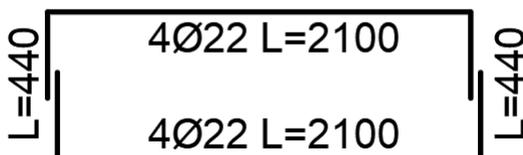
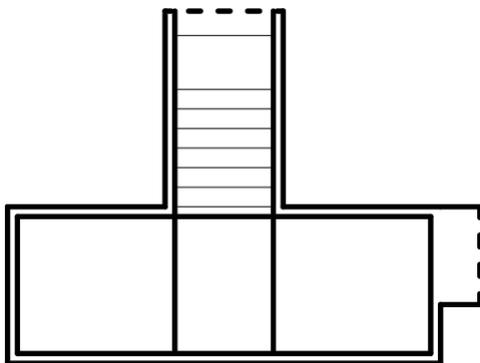
La verifica verte principalmente sulla valutazione della necessità o meno di armatura specifica a taglio. Immaginando dunque che la mensola equivalente non sia dotata di armatura specifica a taglio, si valuta la resistenza a taglio offerta dalla sola sezione di calcestruzzo:

$$V_{Rd} = b_w \cdot d \cdot (0.18K \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3})$$

$$K = 1 + \sqrt{(100/d)} \leq 2$$

$$\rho_l = A_{s,long.}/(b_w \cdot d) \leq 0.02$$

Verifica a taglio				
V_{Ed} (kN)	K	ρ_l	$V_{Rd, no Asw}$ (kN)	V_{Ed}/V_{Rd} (%)
29.71	1.37	0.005	303.24	9.80



L'armatura a taglio del plinto non si rivela necessaria.

6.3.3 Distinta delle armature

Si rappresenta a fianco la distinta delle armature nel plinto di fondazione in base ai risultati delle verifiche appena condotte, in relazione alla quale preme sottolineare che:

- L'armatura tratteggiata nella vista planimetrica deriva da calcoli analoghi condotti sull'armatura del pilastro valutato come componente del telaio longitudinale di riferimento, presumibilmente coincidente con l'armatura valutata in questo paragrafo in virtù degli ampi margini di sicurezza e della partecipazione del pilastro visto come appartenente al telaio longitudinale ad un sistema di 4 elementi resistenti su un braccio considerevolmente maggiore (circa 20 m), implicando valori del momento agente minori;

- L'armatura longitudinale mostrata nella vista planimetrica della distinta e non in sezione coincide con le armature longitudinali della trave di collegamento tra i plinti, progettata e verificata al paragrafo successivo.

6.4 Travi di collegamento

Le indicazioni normative di riferimento in materia di travi di collegamento sono contenute al paragrafo 7.2.5. delle NTC 2018, in base alle quali si afferma che, avendo previsto strutture orizzontali di collegamento tra gli elementi di fondazione, è possibile trascurare la presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante. A vantaggio di sicurezza, è possibile schematizzare la trave come un elemento soggetto al carico della tamponatura (v. par. 2.1) ed a uno sforzo assiale N_{Ed} di compressione o trazione, pari a:

$$N_{Ed} = K \cdot N_{sd} \cdot P.G.A./g$$

In cui K è un parametro dipendente dal profilo stratigrafico del terreno e la *Peak Ground Acceleration* rappresenta un'aliquota dell'accelerazione di gravità e viene definita in base alla zona sismica di riferimento.

Considerando una struttura in zona sismica 1 (alto rischio sismico) ed un profilo stratigrafico di tipo C (*depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio compresi tra 180 e 360 m/s⁽¹⁰⁾*), valutando N_{sd} come il valore medio tra gli sforzi agenti al piede dei pilastri alla condizione più gravosa, corrispondente alla combinazione di carico allo stato limite ultimo, risulta:

Azioni di riferimento agenti sulla trave					NTC18 7.2.5.				
g_1 (kN/m)	$q_{tamponatura}$ (kN/m)	$N_{sd,1}$ (kN)	$N_{sd,2}$ (kN)	$N_{sd,m}$ (kN)	profilo stratigrafico	K (-)	zona sismica	PGA (-)	$\pm N_{Ed}$ (kN)
3.75	6.80	507.35	503.73	505.54	C	0.4	1	0.3	60.66

In cui g_1 , peso proprio della trave, è stato ricavato a seguito di un predimensionamento della sezione di trave in base a soluzioni analoghe, considerando una sezione di 30x40 cm.

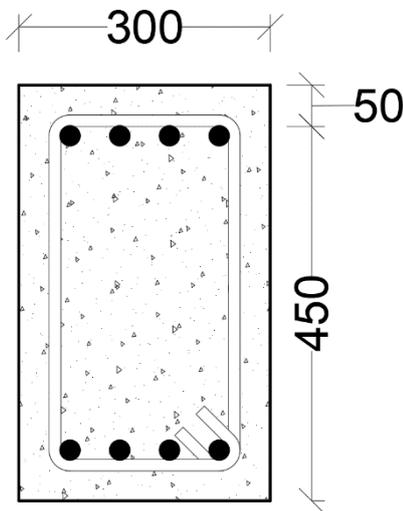
In virtù della presenza dei plinti, il modello strutturale della trave può essere ricondotto ad uno schema di trave incastrata – incastrata, in base al quale vengono proposte di seguito le verifiche a tenso/pressoflessione e a taglio dell'elemento.

In base alle formule cautelative di determinazione dell'area delle armature longitudinali e dei limiti normativi in materia già definiti al par. 6.1, proposti di seguito, è stato condotto un dimensionamento di massima delle armature longitudinali e – ipotizzando staffe a due bracci con ferri di diametro 14 mm in virtù delle successive verifiche a taglio – trasversali, si presentano di seguito i dati relativi alla sezione della trave di collegamento.

¹⁰ NTC 2018, par. 3.2.2.



Schema strutturale	M_{Ed} (kNm)	V_{Ed} (kN)	$A_{s,t}$ (mm ²)	$A_{s,min, NO sism}$ (mm ²)	$A_{s,min, SISM}$ (mm ²)
inc-inc	21.98	26.38	139	216	467



Sezione trave di collegamento			
Ht (mm)	bt (mm)	c (mm)	d (mm)
500	300	50	450
$A_{s,tot}$ (mm ²)	A_s (mm ²)	ϕ (mm)	n_ϕ (-)
3041	1521	22	4
ϕ_{st} (mm)	A_{st} (mm ²)	A_{sw} (mm ²)	
14	153.9	307.9	

6.4.1 Verifica a tenso- e pressoflessione

Risulta evidente che, in ragione di quanto asserito al par. 6.2.1, la condizione più gravosa per la trave in calcestruzzo sia quella di tensoflessione; si presentano di seguito le verifiche relative ad entrambi i regimi di sollecitazione, condotte secondo il medesimo procedimento definito al paragrafo appena menzionato.

Verifica a tensoflessione					
N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
60.66	120	0.043	183.58	21.98	11.97
Verifica a pressoflessione					
N_{Ed} (kN)	x_n (mm)	ϵ'_s (%)	M_{Rd} (kNm)	M_{Ed} (kNm)	M_{Ed}/M_{Rd} (%)
-60.66	78	0.093	322.01	21.98	6.83

6.4.2 Verifica a taglio

La verifica si conduce tenendo conto delle medesime limitazioni normative citate al paragrafo 6.1.2, la cui determinazione è presentata di seguito.

Posizione	NTC18 4.1.6.1.1.			NTC18 7.4.6.2.1. (z.d.)	
	$A_{st/s,MAX}$ (mm ² /m)	$s_{,MAX}$ (mm)		$s_{1,MAX}$ (mm)	$s_{,MAX}$ (mm)
Zona critica	450	333.3	360	50	113
Z. non critica	450	333.3	360	-	-

La verifica è stata condotta in base alla procedura fornita dall'Eurocodice 2, i cui risultati sono riportati di seguito.

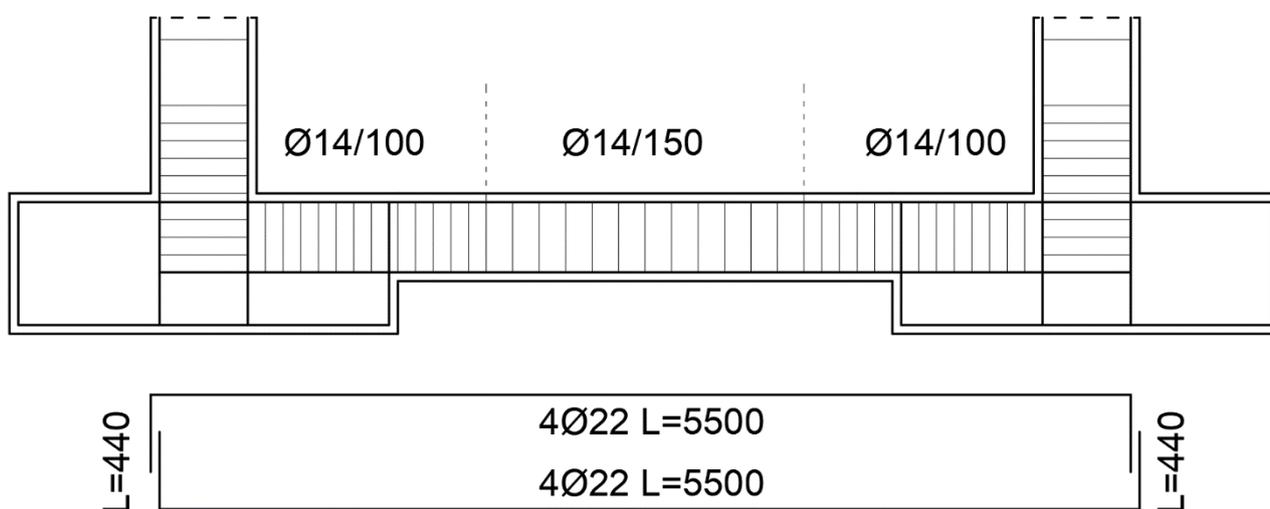
Posizione	Dimensionamento e verifica					
	$s_{r,progetto}$ (mm)	V_{Ed} (kN)	$\text{sen}2\theta$ (-)	$\text{cotg}\theta$ (-)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed}/V_{Rd} (%)
Zona critica	100	481.95	0.51	2.50	1219.79	39.51
Z. non critica	250	481.95	0.20	2.50	487.92	98.78

In virtù del ridotto margine di sicurezza in zona non dissipativa, si è scelto di definire un passo delle armature di 150 mm. In questo modo, la verifica risulta soddisfatta con un D.C.R. sensibilmente più ridotto, giustificato dalla ridotta possibilità di valutare eventuali comportamenti patologici della struttura di fondazione nel corso della vita utile dell'opera.

Posizione	Dimensionamento e verifica					
	$s_{r,progetto}$ (mm)	V_{Ed} (kN)	$\text{sen}2\theta$ (-)	$\text{cotg}\theta$ (-)	V_{Rd} (kN)	V_{Ed}/V_{Rd} (%)
Z. non critica	150	481.95	0.34	2.50	813.19	59.27

6.4.3 Distinta delle armature

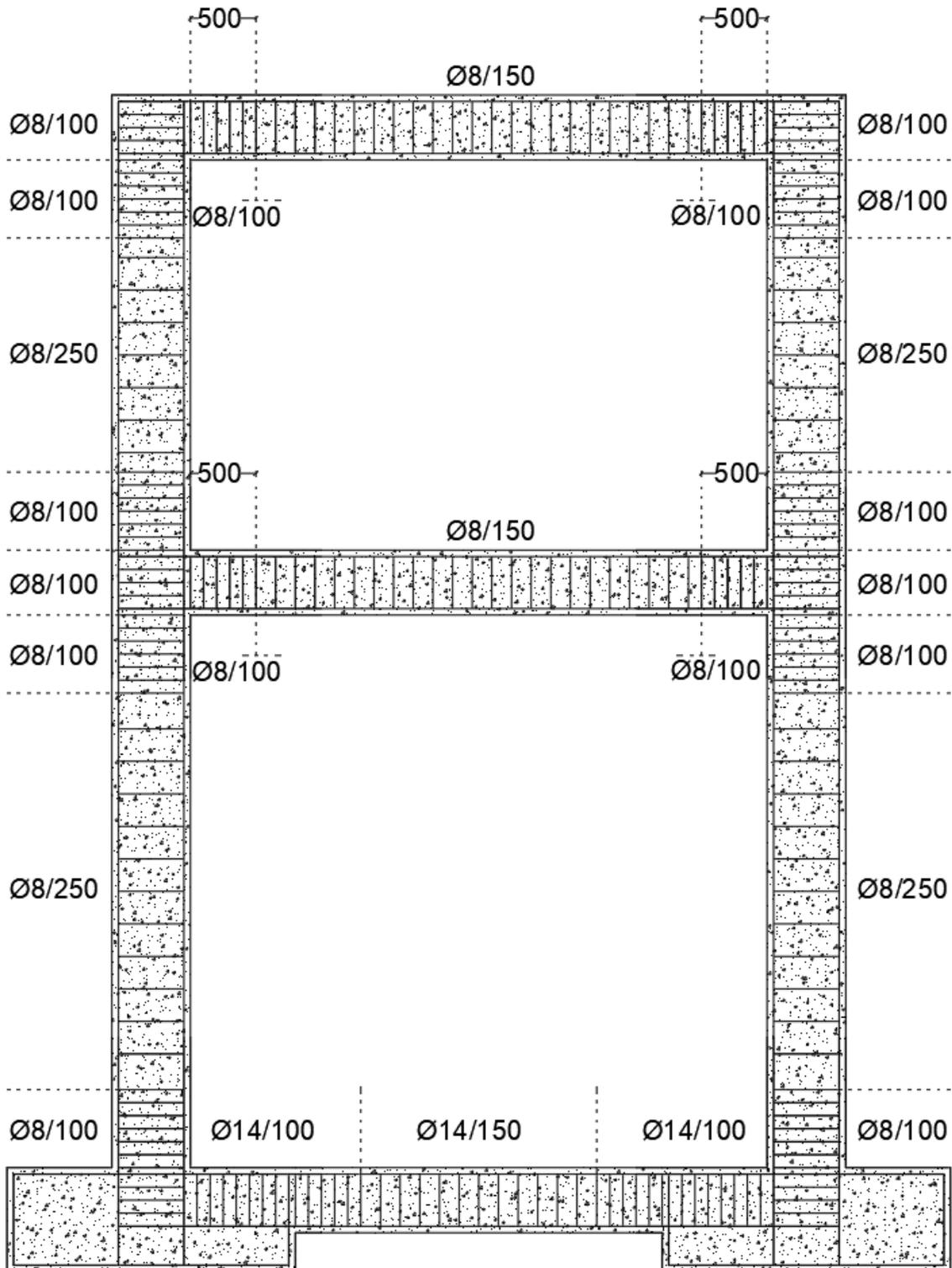
Si presenta di seguito la distinta delle armature della trave di collegamento.



Si riporta alla pagina successiva uno schema riepilogativo della distribuzione delle armature di parete nel telaio, rimandando agli specifici paragrafi per le determinazioni relative alle armature longitudinali.



7. Distinta delle armature di parete nel telaio





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

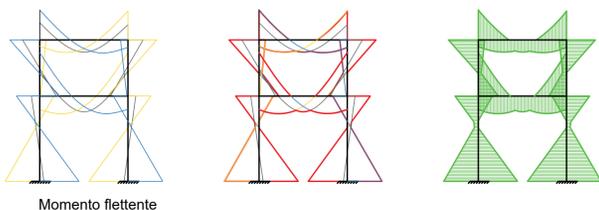
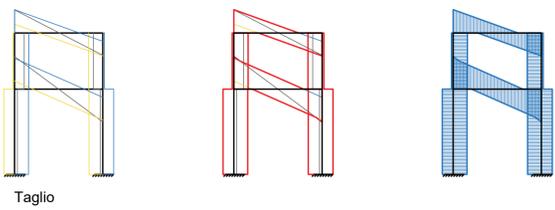
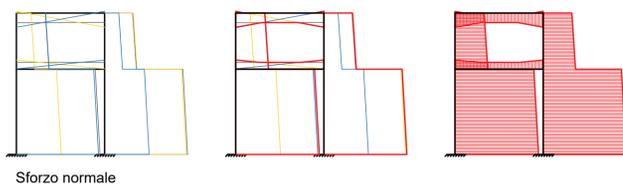
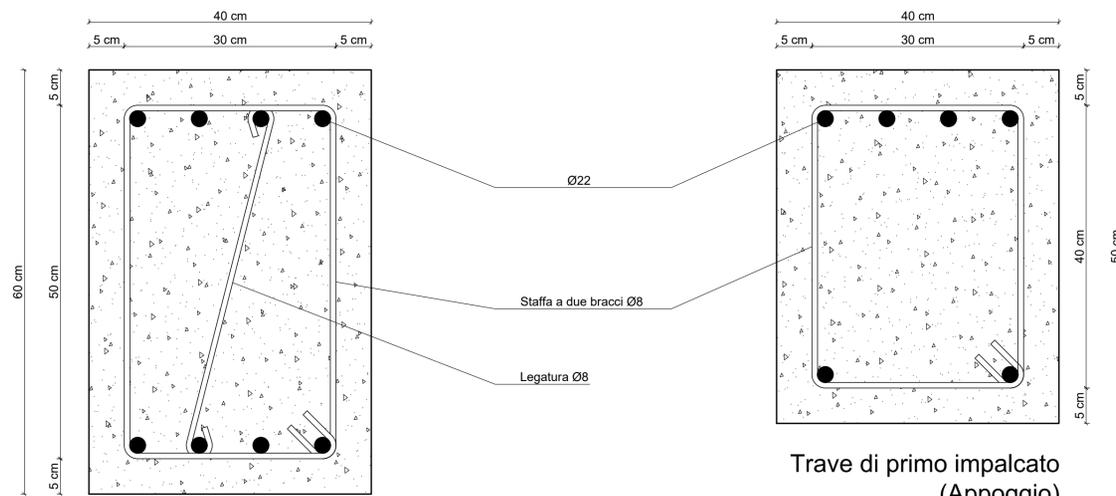
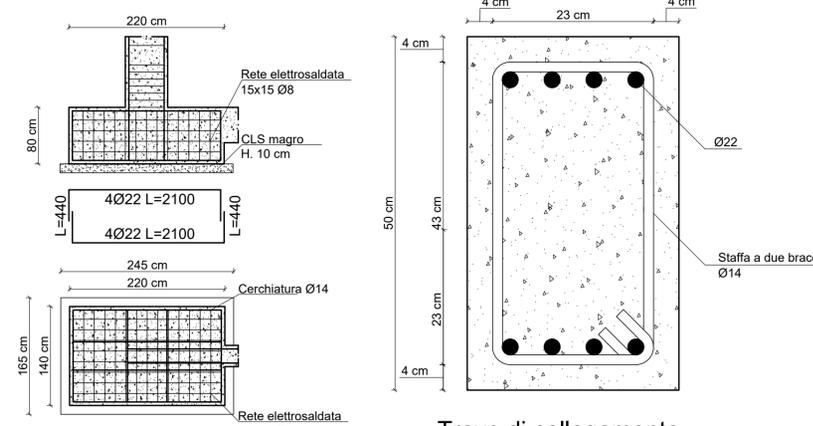
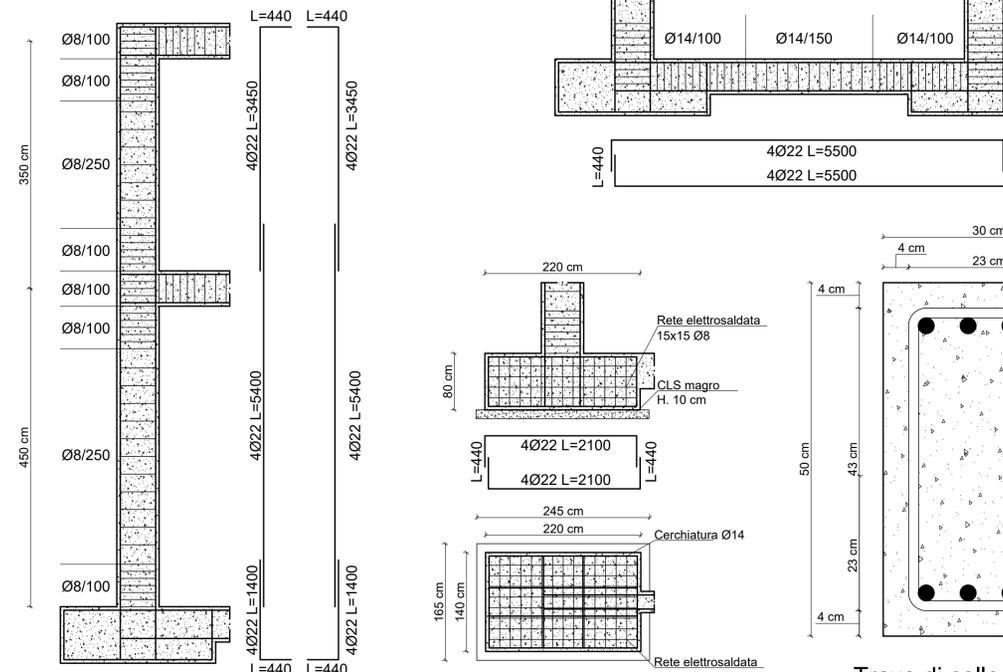
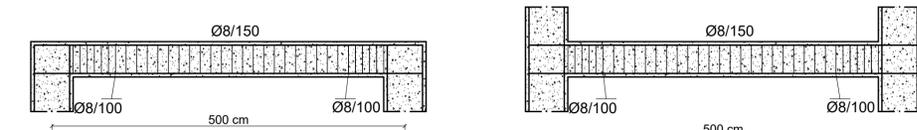
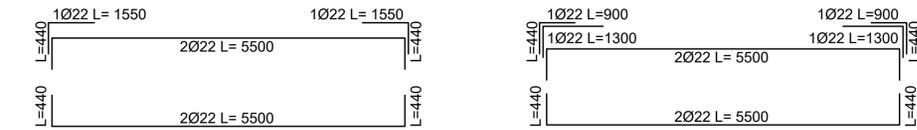
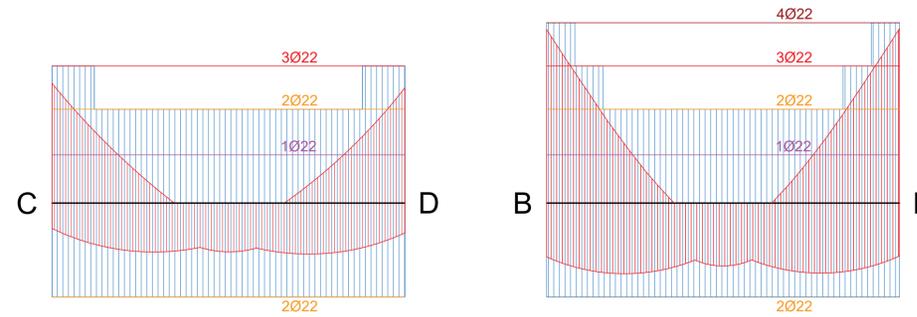
Elaborato 3
 Progetto di un telaio in conglomerato cementizio armato

Tavola
1
 Carpenterie
 Scala 1:100
 Distinte delle armature
 Scala 1:50
 Dettagli delle sezioni
 Scala 1:10

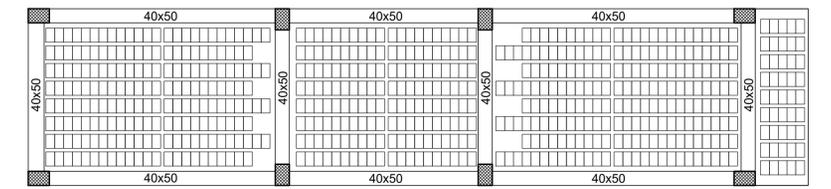
Docenti: Prof. Ing. Antonio Formisano
 Prof. Ing. Luigi Fiorino
 Tutor: Ing. Emilia Meglio
 Ing. Giovanna Longobardi

Studente: Riccardo Maria Polidoro

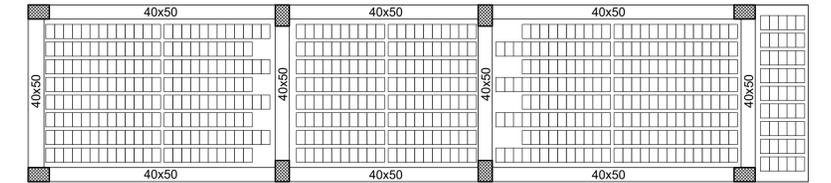
Quote del CLS in cm
 Quote della carpenteria metallica in mm



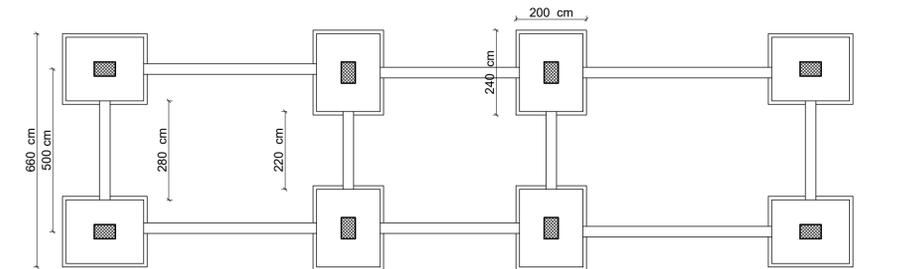
Costruzione grafica degli involuipi
 Scala 1:200



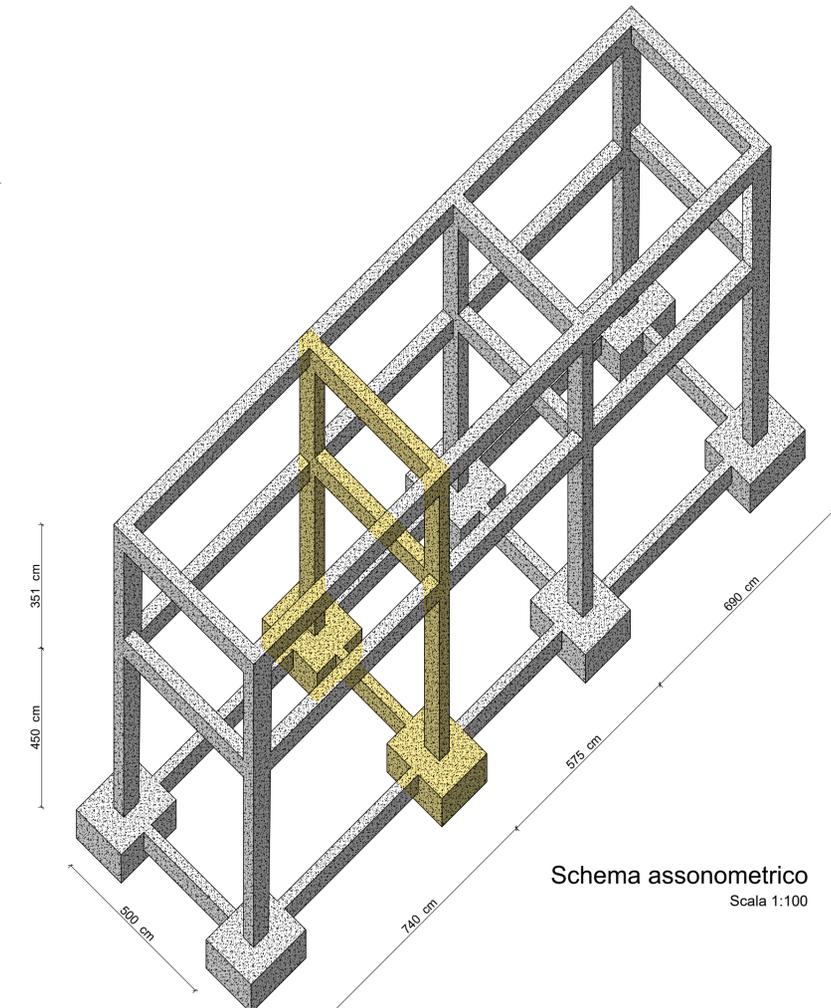
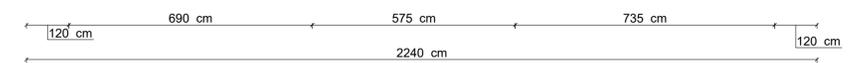
Carpenteria secondo impalcato
 Scala 1:100



Carpenteria primo impalcato
 Scala 1:100



Pianta delle fondazioni
 Scala 1:100



Schema assonometrico
 Scala 1:100