

PREMESSA

Quella che segue è una Relazione di Calcolo redatta per illustrare le assunzioni teoriche ed i risultati significativi nello svolgimento della Seconda Esercitazione Progettuale (EP2). Essendo stato svolto nell'a.a. 2006/07, il progetto in questione è stato ispirato alle prescrizioni normative vigenti all'epoca. In particolare, si è fatto riferimento ai seguenti documenti normativi:

- **D.M. 9/01/1996** per la determinazione dei valori di progetto delle resistenze delle membrature a flessione e taglio;
- **D.M. 16/01/1996** per la definizione delle azioni;
- **O.P.C.M. 3274/03 e ss.mm.ii** per la definizione delle azioni sismiche.

Nella redazione del proprio elaborato progettuale, lo studente che segue nell'a.a. 2007/08 dovrà, invece, far riferimento, per tutti gli aspetti menzionati sopra, alle Nuove Norme Tecniche emanate con **D.M. 14/01/2008**.

E.M.

Indice generale

Considerazioni introduttive.....	3
Normativa di riferimento	3
Caratteristiche geometriche.....	4
Materiali	4
Caratteristiche dei materiali	5
Predimensionamento	6
Analisi dei carichi	13
Combinazioni di carico	17
Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione	20
Metodo degli spostamenti	20
Metodo dei vincoli ausiliari (Hardy-Cross)	30
Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione	38
Calcolo delle armature	39
Travi.....	39
Pilastrì	46
Fondazione su travi rovesce.....	54
Verifica allo stato limite di danno (SLD).....	61
Appendice: schemi di risoluzione con il metodo di Hardy-Cross	62

Considerazioni introduttive

Oggetto della presente è la progettazione strutturale di un telaio piano in c.a. appartenente ad un edificio di tre piani con struttura intelaiata in c.a., situato in zona sismica e destinato a civile abitazione.

La struttura è stata progettata con riferimento ad un'analisi elastica lineare e verificata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite. Tutti i calcoli sono stati effettuati con l'ausilio di un foglio elettronico corroborati da diverse verifiche manuali.

Si fa presente inoltre che si è effettuato un predimensionamento dell'intero edificio per poi incentrare l'analisi progettuale su uno dei telai trasversali.

Normativa di riferimento

Il calcolo è effettuato nel rispetto della normativa vigente.

- T.U. 30/03/2005, “*Norme tecniche per le costruzioni*”;
- D.M. 9/01/1996, “*Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche*”;
- D.M. 16/01/1996, “*Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*”;
- Circolare Ministeriale 4/07/1996, n. 156, Istruzioni per l'applicazione delle “*norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi*”;
- O.P.C.M. 3/05/2005, n. 3431, “*Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici*”;
- O.P.C.M. 20/03/2003, n. 3274 – Allegato 4, “*Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni*”.

Caratteristiche geometriche

Di seguito si riportano gli schemi di riferimento dell'impalcato tipo e della sezione verticale dell'edificio con l'elenco dei valori delle rispettive dimensioni¹.

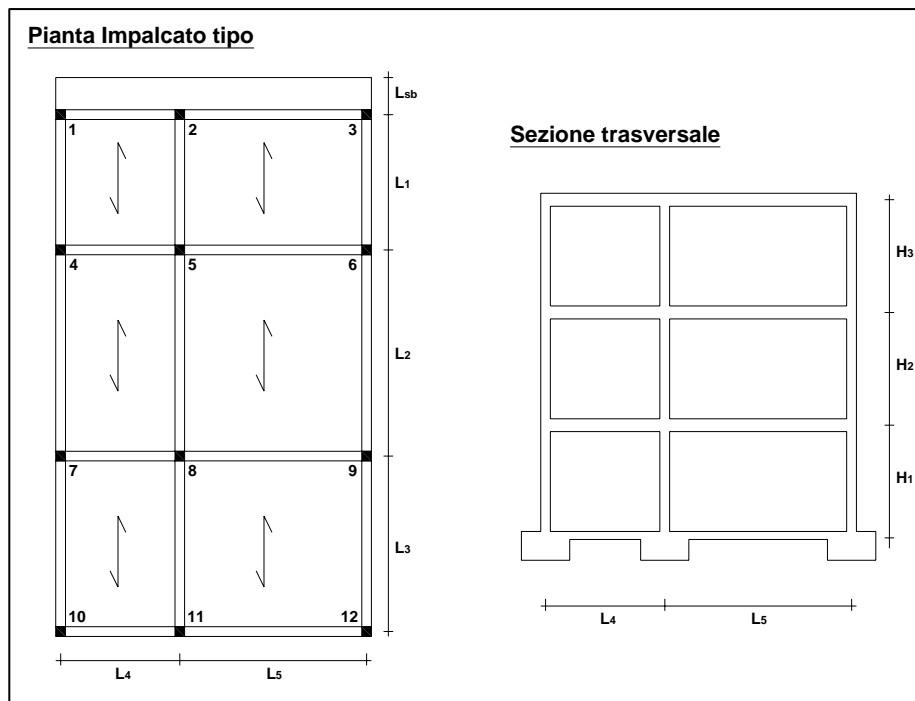


Fig.1_ Schema dell'impalcato tipo e della sezione verticale dell'edificio

$$L_{sb} = 1,15 \text{ m}$$

$$L_1 = 4,20 \text{ m}$$

$$L_2 = 6,40 \text{ m}$$

$$L_3 = 5,45 \text{ m}$$

$$L_4 = 3,70 \text{ m}$$

$$L_5 = 5,80 \text{ m}$$

$$H_i = 3,50 \text{ m}$$

Materiali

Calcestruzzo: $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Acciaio: FeB38k

¹ Si fa presente che le dimensioni della struttura scaturiscono non da un architettonico, ma bensì da formulazioni dipendenti dal numero di lettere del nome e del cognome dell'esaminando e dall'ultima cifra del numero di matricola dello stesso.

Caratteristiche dei materiali

La struttura principale in c.a. sarà realizzata utilizzando un calcestruzzo di classe $R_{ck}=25\text{MPa}$ e barre di acciaio FeB38k come già precedentemente enunciato.

Il calcestruzzo presenta quindi le seguenti caratteristiche meccaniche:

$R_{ck} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow$ valore caratteristico della resistenza cubica;

$f_{ck} = 0,83 \times R_{ck} = 20,75\text{MPa} \Rightarrow$ valore caratteristico della resistenza cilindrica;

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,75 / 1,60 = 12,97\text{MPa} \Rightarrow$ resistenza di calcolo;

$f'_{cd} = 0,85 \times f_{cd} = 11,02 \text{ MPa} \Rightarrow$ resistenza di calcolo utilizzata nelle elaborazioni, ridotta per tener conto della riduzione di resistenza sotto carichi di lunga durata.

L'acciaio FeB38k è caratterizzato dai seguenti valori:

$f_{yk} = 375 \text{ MPa} \Rightarrow$ valore caratteristico della tensione di snervamento;

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_y = 375 / 1,15 = 326,09 \text{ MPa} \Rightarrow$ resistenza di calcolo.

Nel progetto del telaio si è fatto esclusivamente ricorso a barre $\phi 10$ utilizzate come armatura trasversale (staffe) e a barre $\phi 18$, $\phi 20$ e $\phi 22$ utilizzate come armatura principale.

Predimensionamento

Il predimensionamento è stato condotto nei riguardi dell'intero edificio facendo riferimento ad un modello di calcolo fittizio in presenza di soli carichi verticali. Per la valutazione della azioni da utilizzare in questa fase si è ricorso all'analisi dei carichi effettuata per il progetto del solaio e di cui si riporta un estratto riepilogativo.

Carichi

Impalcato tipo (1° e 2° piano)

	Campata	Sbalzo		
G_k	5,80	4,30	[KN/mq]	carichi distribuiti permanenti
Q_k	2,00	4,00	[KN/mq]	carichi distribuiti accidentali

Si è ritenuto opportuno, al fine di una più precisa analisi, differenziare i carichi agenti sugli impalcati del primo e secondo piano da quelli agenti sull'impalcato di copertura per il quale è stata ipotizzata la non praticabilità. E' scaturita quindi la valutazione di un carico accidentale uniformemente distribuito relativo ad un sovraccarico da neve. In particolare con riferimento al T.U. 30/03/2005 si è applicata la seguente relazione:

$$Q_{k,s} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$Q_{k,s}$ → valore caratteristico del sovraccarico accidentale da neve sulla copertura

μ_i → coefficiente di forma della copertura

q_{sk} → valore caratteristico del carico neve al suolo

C_E → coefficiente di esposizione

C_t → coefficiente termico

Il valore caratteristico del carico neve al suolo fa riferimento alla macrozonazione del territorio nazionale. Nello specifico si è collocata la struttura nella provincia di Salerno (Zona III) ad una quota altimetrica inferiore ai 200 m s.l.m. E' scaturito un valore del carico neve al suolo pari a $q_{sk} = 0,75 \text{ kN/m}^2$.

Il valore del coefficiente di forma per la copertura dipende dal numero di falde e dall'angolo formato dalle stesse con l'orizzontale. Nel caso in esame, essendo in presenza di copertura piana risulta $\mu_i = 0,8$.

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche topografiche della zona in cui sorge l'opera. Con riferimento quindi alla microzonazione effettuata dalla normativa l'edificio si colloca in classe di topografia normale caratterizzata da aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento a causa del terreno ed alla presenza di altre costruzioni o alberi. Scaturisce un valore del coefficiente pari a $C_E = 1,0$.

Infine, il coefficiente termico tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. La normativa prescrive un valore $C_t = 1,0$ in assenza di uno specifico e documentato studio.

In definitiva si è calcolato il seguente valore caratteristico per il carico accidentale in copertura:

$$Q_{sk} = 0,8 \times 0,75 \times 1,0 \times 1,0 = 0,60 \text{ kN/m}^2.$$

Come carico permanente si è fatto riferimento a quello valutato per il solaio in campata dell'impalcato tipo.

Quadro riepilogativo dei carichi

Carichi

Impalcato tipo (1° e 2° piano)

	<i>Campata</i>	<i>Sbalzo</i>		
G_k	5,80	4,30	[KN/mq]	<i>carichi distribuiti permanenti</i>
Q_k	2,00	4,00	[KN/mq]	<i>carichi distribuiti accidentali</i>

Impalcato copertura (3° piano)

G_k	5,80	[KN/mq]	<i>carichi distribuiti permanenti</i>
Q_k	0,60	[KN/mq]	<i>carichi distribuiti accidentali</i>

Ottenuti in tal modo i valori caratteristici delle azioni verticali distribuite agenti sui tre livelli dell'edificio si è proceduto alla definizione dei modelli strutturali da utilizzare per il predimensionamento dei vari elementi.

I modelli introdotti sono:

- ✓ trave continua su tre appoggi per le travi trasversali;
- ✓ trave continua su quattro appoggi per le travi longitudinali;
- ✓ trave soggetta a sforzo normale centrato per i ritti.

Relazione di calcolo

Nel definire successivamente i relativi modelli dei carichi si è fatto ricorso ad un calcolo fittizio secondo il concetto di aree di influenza. In tale ottica si è valutato il carico distribuito agente sul modello strutturale di riferimento suddividendo la superficie degli impalcati in zone di influenza, ovverosia valutando di volta in volta la parte di impalcato gravante sull'elemento considerato. Un'efficace rappresentazione di quanto esposto risulta dalla [Fig.2].

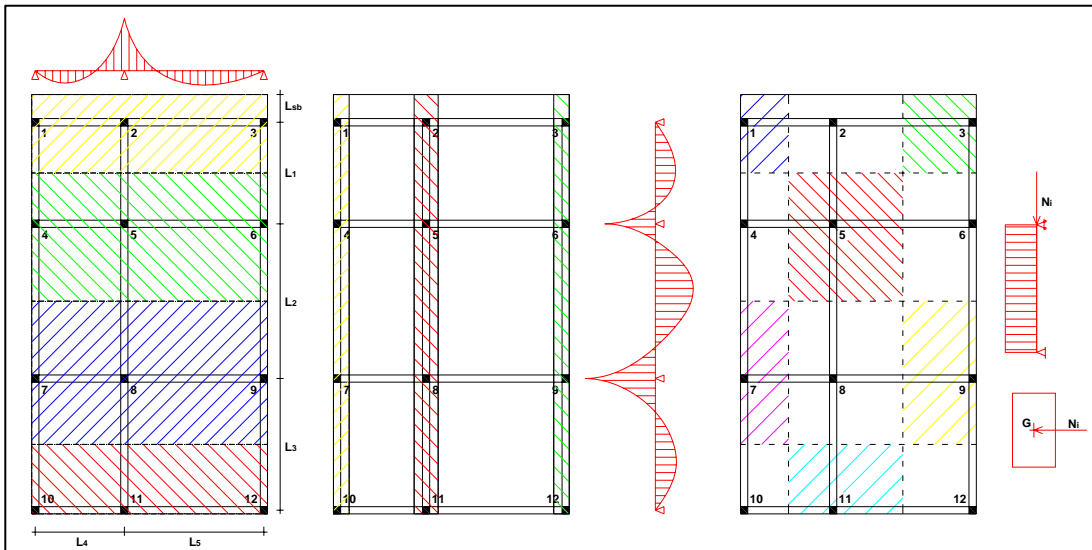


Fig.2 Modelli di calcolo per il predimensionamento degli elementi strutturali, rispettivamente da sinistra: (1) travi trasversali; (2) travi longitudinali; (3) colonne.

La schematizzazione del modello dei carichi secondo le modalità esposte comporta tuttavia una sottostima delle reali sollecitazioni caratterizzanti i modelli strutturali assunti. Questo effetto è particolarmente rilevante in tutti gli appoggi interni dove le sollecitazioni risultano certamente maggiori rispetto a quelli derivanti dalla considerazione di soli carichi verticali. Per ovviare a tal errore si sono introdotti dei coefficienti amplificativi delle aree di carico definiti coefficienti di continuità e dipendenti dalla posizione dell'appoggio in relazione allo schema strutturale in esame. In particolare:

C_i (coeff. di continuità)

1,00 per tutti gli appoggi esterni indipendentemente dallo schema strutturale;

1,25 per gli appoggi interni, schema su tre appoggi;

1,10 per gli appoggi interni, schema su quattro appoggi.

Predimensionamento delle travi trasversali

Lo schema strutturale adottato per l'analisi delle travi trasversali è quello di trave continua su tre appoggi. Le aree di influenza sono state ottenute assegnando ad ogni trave la metà delle superfici delle campate adiacenti. Un tale procedimento trova giustificazione nel fatto che l'impalcato risulta ordito nella direzione ortogonale a quella delle travi e che quindi è su queste ultime che si scaricheranno in misura prevalente i carichi gravanti sullo stesso. In particolare si è assunto che i carichi relativi ad una campata si ripartiscano sulle due travi adiacenti in ugual misura. Ne scaturisce il modello di [Fig.2] (primo da sinistra) mediante il quale si è dimensionato le varie sezioni facendo riferimento ad un progetto tabellare a flessione per sezioni rettangolari. Nello specifico si è assunto una combinazione di carico allo SLU [$p_d=1,4 \cdot g_k+1,5 \cdot q_k$] con cui è stato possibile valutare il momento massimo in corrispondenza dell'appoggio intermedio dalla relazione:

$$M_{max} = \frac{p_d}{8} \cdot \frac{L_4^3 + L_5^3}{L_4 + L_5} \quad (\text{soluzione dello schema su tre appoggi})$$

Considerando un rapporto $d'/h=0,05$ ed in funzione delle resistenze di calcolo del calcestruzzo e dell'acciaio si è ricavato in tabella il valore di r_u in corrispondenza di uno $\xi=0,25$ per garantire una buona duttilità della sezione e di un rapporto di armatura paria $\rho=0,5$. Ricavato il coefficiente r_u si è poi calcolata l'altezza h della sezione dopo aver fissato la dimensione della base pari a $b = 30$ cm (avendo scelto la realizzazione di travi emergenti).

$$d = r_u \cdot \sqrt{\frac{M_{max}}{b}} \quad \text{con } d = h - d'$$

Trave	Piano	C_i	g_k [kN/m]	q_k [kN/m]	p_d [kN/m]	M_{max} [kNm]	r_u	b [cm]	d [cm]	h [cm]	sezione
1 - 2 - 3	1° - 2°	1,00	17,13	8,80	37,18	120,21	0,1602	30,00	32,07	35,00	30 x 35
	3°		18,85	1,95	28,44	91,96			28,05	30,00	30 x 30
4 - 5 - 6	1° - 2°	1,10	33,81	11,66	64,83	209,64	0,1602	30,00	42,35	45,00	30 x 45
	3°		33,81	3,50	51,01	164,96			37,57	40,00	30 x 40
7 - 8 - 9	1° - 2°	1,10	37,80	13,04	72,47	234,36	0,1602	30,00	44,78	45,00	30 x 45
	3°		37,80	3,91	57,03	184,41			39,72	40,00	30 x 40
10 - 11 - 12	1° - 2°	1,00	15,81	5,45	30,30	97,99	0,1602	30,00	28,95	30,00	30 x 30
	3°		15,81	1,64	23,84	77,10			25,68	30,00	30 x 30

Predimensionamento delle travi longitudinali

Lo schema strutturale adottato è quello di trave su quattro appoggi. Le aree di influenza sono state ricavate considerando che l'asse delle travi risulta parallelo alla direzione di orditura dei solai per cui lo scarico dei carichi gravanti sull'impalcato

Relazione di calcolo

interessa in minima parte le stesse. Per tale ragione si è assegnata un'area di influenza ridotta caratterizzata da una fascia di solaio di larghezza pari a 50 cm per le travi di bordo e di 100 cm per quelle centrali [Fig.2]. Inoltre si è aggiunto come carico permanente un peso proprio fittizio della trave valutato con riferimento ad una sezione media 30x50 e per le travi di bordo il peso della muratura di tamponamento esterna (spessore fittizio 30 cm).

Il dimensionamento è stato anche in questo caso condotto nei riguardi di un progetto tabellare a flessione con riferimento ad una combinazione di carico allo SLU [$p_d=1,4 \cdot g_k+1,5 \cdot q_k$]. Il momento massimo è stato valutato con un calcolo approssimato: $M_{max}=p_d \cdot L_2^2/10$.

Il procedimento seguito è lo stesso di quello già descritto al precedente punto avendo scelto di progettare anche in tal caso travi emergenti, introducendo l'unica variazione di un rapporto di armatura pari a $\rho=0$ (semplice armatura).

Trave	Piano	g_k [kN/m]	q_k [kN/m]	P_d [kN/m]	M_{max} [kNm]	r_u	b [cm]	d [cm]	h [cm]	sezione
1 - 4 - 7 - 10	1° - 2°	15,05	1,00	22,57	92,45	0,2302	30,00	40,41	45,00	30 x 45
	3°	6,65	0,30	9,63	39,42		30,00	26,39	30,00	30 x 30
2 - 5 - 8 - 11	1° - 2°	9,55	1,00	14,87	60,91	0,2302	30,00	32,80	35,00	30 x 35
	3°	6,65	0,60	9,94	40,71		30,00	26,82	30,00	30 x 30
3 - 6 - 9 - 12	1° - 2°	15,05	2,00	24,07	98,59	0,2302	30,00	41,73	45,00	30 x 45
	3°	6,65	0,30	9,63	39,42		30,00	26,39	30,00	30 x 30

Predimensionamento delle colonne

Lo schema adottato è quello di asta isostatica sollecitata a sforzo normale centrato. Le aree di influenza sono state valutate assegnando ad ogni pilastro un quarto delle superfici dei solai adiacenti. Al carico gravante su tali aree valutato secondo la combinazione di carico allo SLU è stato sommato un peso proprio fittizio delle travi considerando una sezione media 30x40 e l'eventuale peso della muratura di tamponamento esterna (spessore fittizio 30 cm)².

In tal modo è stato valutato lo scarico relativo ad ogni pilastro per ogni piano (ΔN_i).

L'azione totale gravante sul singolo pilastro è stato ottenuto banalmente dalla sommatoria degli scarichi relativi ai livelli superiori (es. $N_1=\Delta N_1+\Delta N_2+\Delta N_3$).

Il dimensionamento è stato eseguito trascurando il contributo dell'armatura ed assegnando a vantaggio di sicurezza l'intero sforzo al solo calcestruzzo.

$$\psi \cdot \xi = v_u = \frac{N_u}{b \cdot h \cdot f'_{cd}}$$

² Per l'impalcato al terzo piano è stata considerata la presenza di un parapetto alto 1 m e largo 20 cm.

Allo scopo di garantire una buona duttilità per la sezione si è fissato uno x variabile tra 0,3 e 0,45 da cui è stato possibile ricavare il valore di progetto dello sforno normale ultimo adimensionalizzato. Fissata la dimensione della base del pilastro in esame si è poi potuto calcolare il valore di h dalla relazione inversa. Si fa presente che per fissare la base si è fatto riferimento a dei fili fissi prestabiliti secondo cui la larghezza dei pilastri esterni era bloccata a 30 cm mentre i pilastri centrali avevano bloccata la posizione dell'asse.

Pilastro	Piano	A_i [mq]	P_d [kN/mq]	C_x	C_y	$g_{k,tomp}$ [kN/m]	L_{tomp} [m]	$g_{k,travi}$ [kN/m]	L_{travi} [m]	ΔN_i [kN]
1	3°	6,01	8,75	1,00	1,00	1,60	5,10	3,00	3,95	80,62
	2°		11,57			8,40	3,95			132,61
	1°		11,57			8,40	3,95			132,61
2	3°	15,44	8,75	1,25	1,00	1,60	4,75	3,00	6,85	208,26
	2°		11,57			8,40	4,75			307,89
	1°		11,57			8,40	4,75			307,89
3	3°	9,43	8,75	1,00	1,00	1,60	6,15	3,00	5,00	117,24
	2°		11,57			8,40	5,00			188,85
	1°		11,57			8,40	5,00			188,85
4	3°	9,81	8,75	1,00	1,10	1,60	5,30	3,00	7,15	136,28
	2°		11,12			8,40	5,30			212,29
	1°		11,12			8,40	5,30			212,29
5	3°	25,18	8,75	1,25	1,10	1,60	0,00	3,00	10,05	345,10
	2°		11,12			8,40	0,00			427,14
	1°		11,12			8,40	0,00			427,14
6	3°	15,37	8,75	1,00	1,10	1,60	5,30	3,00	8,20	194,25
	2°		11,12			8,40	5,30			284,77
	1°		11,12			8,40	5,30			284,77
7	3°	10,96	8,75	1,00	1,10	1,60	5,93	3,00	7,78	151,43
	2°		11,12			8,40	5,93			236,41
	1°		11,12			8,40	5,93			236,41
8	3°	28,14	8,75	1,25	1,10	1,60	0,00	3,00	10,68	383,44
	2°		11,12			8,40	0,00			475,15
	1°		11,12			8,40	0,00			475,15
9	3°	17,18	8,75	1,00	1,10	1,60	5,93	3,00	8,83	215,72
	2°		11,12			8,40	5,93			316,92
	1°		11,12			8,40	5,93			316,92
10	3°	5,04	8,75	1,00	1,00	1,60	4,58	3,00	4,58	73,57
	2°		11,12			8,40	4,58			129,08
	1°		11,12			8,40	4,58			129,08
11	3°	12,94	8,75	1,25	1,00	1,60	4,75	3,00	7,48	183,61
	2°		11,12			8,40	4,75			267,17
	1°		11,12			8,40	4,75			267,17
12	3°	7,90	8,75	1,00	1,00	1,60	4,58	3,00	5,63	103,02
	2°		11,12			8,40	4,58			165,30
	1°		11,12			8,40	4,58			165,30

Relazione di calcolo

Pilastro	Piano	ΔN_i [kN]	N_i [kN]	ξ	v_u	b [cm]	h_{calc} [cm]	h [cm]	sezione
1	3°	80,62	80,62	0,40	0,32	30,00	7,62	30,00	30 x 30
	2°	132,61	213,23	0,40	0,32	30,00	20,15	30,00	30 x 30
	1°	132,61	345,84	0,45	0,36	30,00	29,05	30,00	30 x 30
2	3°	208,26	208,26	0,40	0,32	30,00	19,68	30,00	30 x 30
	2°	307,89	516,15	0,40	0,32	30,00	48,77	50,00	30 x 50
	1°	307,89	824,05	0,45	0,36	30,00	69,22	70,00	30 x 70
3	3°	117,24	117,24	0,40	0,32	30,00	11,08	30,00	30 x 30
	2°	188,85	306,09	0,40	0,32	30,00	28,92	30,00	30 x 30
	1°	188,85	494,94	0,40	0,32	30,00	46,77	50,00	30 x 50
4	3°	136,28	136,28	0,40	0,32	30,00	12,88	30,00	30 x 30
	2°	212,29	348,57	0,45	0,36	30,00	29,28	30,00	30 x 30
	1°	212,29	560,86	0,45	0,36	30,00	47,11	50,00	30 x 50
5	3°	345,10	345,10	0,35	0,28	30,00	37,27	40,00	30 x 40
	2°	427,14	772,23	0,38	0,304	40,00	57,61	60,00	40 x 60
	1°	427,14	1199,37	0,45	0,36	40,00	75,56	80,00	40 x 80
6	3°	194,25	194,25	0,40	0,32	30,00	18,36	30,00	30 x 30
	2°	284,77	479,02	0,40	0,32	30,00	45,27	50,00	30 x 50
	1°	284,77	763,80	0,42	0,336	30,00	68,74	70,00	30 x 70
7	3°	151,43	151,43	0,40	0,32	30,00	14,31	30,00	30 x 30
	2°	236,41	387,84	0,40	0,32	30,00	36,65	40,00	30 x 40
	1°	236,41	624,25	0,40	0,32	30,00	58,99	60,00	30 x 60
8	3°	383,44	383,44	0,40	0,32	30,00	36,23	40,00	30 x 40
	2°	475,15	858,59	0,42	0,336	40,00	57,95	60,00	40 x 60
	1°	475,15	1333,75	0,50	0,4	40,00	75,62	80,00	40 x 80
9	3°	215,72	215,72	0,40	0,32	30,00	20,38	30,00	30 x 30
	2°	316,92	532,64	0,41	0,328	30,00	49,10	50,00	30 x 50
	1°	316,92	849,56	0,48	0,384	30,00	66,90	70,00	30 x 70
10	3°	73,57	73,57	0,40	0,32	30,00	6,95	30,00	30 x 30
	2°	129,08	202,65	0,40	0,32	30,00	19,15	30,00	30 x 30
	1°	129,08	331,73	0,45	0,36	30,00	27,86	30,00	30 x 30
11	3°	183,61	183,61	0,35	0,28	30,00	19,83	30,00	30 x 30
	2°	267,17	450,78	0,35	0,28	30,00	48,68	50,00	30 x 50
	1°	267,17	717,95	0,40	0,32	30,00	67,84	70,00	30 x 70
12	3°	103,02	103,02	0,40	0,32	30,00	9,73	30,00	30 x 30
	2°	165,30	268,32	0,40	0,32	30,00	25,36	30,00	30 x 30
	1°	165,30	433,63	0,41	0,328	30,00	39,98	40,00	30 x 40

Analisi dei carichi

E' stata condotta in riferimento al telaio trasversale 7 – 8 – 9 in quanto il più sollecitato.

Azione Orizzontale

In conformità alla normativa vigente si è valutata l'azione sismica agente sulla struttura. [OPCM 3431/05]

Calcolo del valore del primo periodo di vibrazione della struttura:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \Rightarrow$$

C_1	$H [m]$	$T_1 [s]$
0,075	11,00	0,453

Calcolo del valore della componente orizzontale dell'accelerazione spettrale al suolo:

$$S_e(T_1) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C}{T_1} \right)$$

per $\rightarrow T_C \leq T \leq T_D$

$S_e(T)$	5,414
----------	-------

Accelerazione di picco al suolo

Zona Sismica	a_g /g
2	0,25

Fattore relativo alla stratigrafia del suolo

Categoria suolo	S	T_B	T_C	T_D
A	1,00	0,15	0,40	2,00

Fattore relativo allo smorzamento viscoso

η	1,00
--------	------

Relazione di calcolo

Calcolo del valore della componente orizzontale dell'accelerazione spettrale di progetto:

$$S_d = \frac{S_e(T)}{q}$$

dove $\rightarrow q = q_0 \cdot K_D \cdot K_R$

$S_d(T)$	0,925
----------	--------------

Fattore di struttura

q_0	K_D	K_R	q
5,85	1,00	1,00	5,85

Valutazione carichi sismici gravitazionali

$$G_k + \sum_i (\Psi_{2,i} \cdot \varphi \cdot Q_{k,i})$$

Carichi permanenti e variabili per impalcato

Solaio tipo (1° e 2° piano)

	G_k [kN/mq]	Q_k [kN/mq]	A [mq]
Solaio	5,80	2,00	152,48
Sbalzo	4,30	4,00	10,93

Solaio copertura (3° piano)

	G_k [kN/mq]	Q_k [kN/mq]	A [mq]
	5,80	0,60	163,40

Peso proprio travi

A_m [mq]	L_{tot} [m]	$G_{tr,i}$ [kN]
0,12	86,15	258,45

Peso proprio pilastri

Piano	V_{tot} [mc]	$G_{pil,i}$ [kN]
3°	3,42	85,5
2°	4,95	123,8
1°	6,78	169,5

Peso tamponature esterne

Piano	V_{tot} [mc]	$G_{tam,i}$ [kN]
3°	10,68	85,44
2°	45,99	367,92
1°	45,99	367,92

Pesi sismici di piano

Piano	φ	Ψ_{2i}	$G_K [kN]$	$Q_K [kN]$	$W_i [kN]$
3°	1,00	0,20	1518,32	98,04	1537,928
2°	0,50	0,30	1662,33	348,65	1714,625
1°	0,50	0,30	1704,33	348,65	1756,625

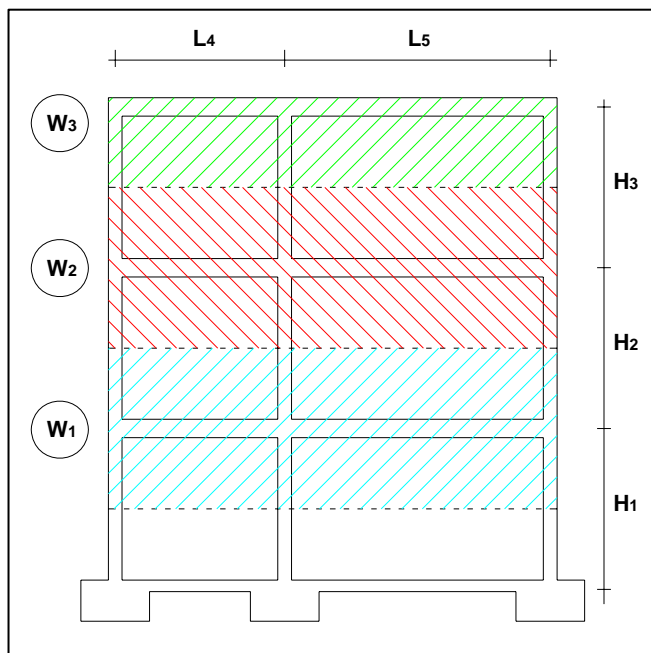


Fig.3_Schema per il calcolo dei pesi sismici di piano

Calcolo valore della azione sismica orizzontale

$$F_h = S_d \cdot \frac{W_{tot}}{g}$$

$$F_{h,telaio} = \frac{F_h}{n_{telaio}}$$

$$F_i = F_{h,telaio} \cdot \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_j W_j \cdot z_j}$$

Piano	$z_i [m]$	$W_i [kN]$	$W_{tot} [kN]$	$F_h [kN]$	$F_{h,tel} [kN]$	$F_i [kN]$
3	10,50	1537,93	5009,18	472,55	118,14	55,62
2	7,00	1714,63				41,34
1	3,50	1756,63				21,18

Osservazione: La suddivisione della forza tra i vari telai, al fine di agevolare i calcoli, è effettuata nella ipotesi di baricentro delle masse coincidente con il baricentro delle rigidezze, ovvero sia considerando la struttura regolare in pianta (sebbene ciò non accade realmente nel caso in esame). Si trascurano in tal modo gli effetti torcenti sulla struttura.

Azioni verticali

Con riferimento ai valori calcolati nel predimensionamento per le travi trasversali e includendo il peso proprio delle travi.

<i>Carichi</i> \ <i>Piano</i>	1	2	3
<i>Carichi permanenti solaio [kN/m]</i>	37,80	37,80	37,80
<i>Carichi accidentali solaio [kN/m]</i>	13,04	13,04	3,91
<i>Peso proprio trave [kN/m]</i>	3,38	3,38	3,00
G_k [kN/m]	41,18	41,18	40,80
Q_k [kN/m]	13,04	13,04	3,91

Combinazioni di carico

L'OPCM 3431/05 prevede che il progetto e la verifica di elementi strutturali in c.a. in zona sismica siano condotti nei riguardi degli stati limiti ultimi e dello stato limite di danno; lo stesso definisce anche i diversi coefficienti parziali (riduttivi e/o amplificativi) da applicare ai valori caratteristici delle azioni in modo da ricavare i rispettivi valori di calcolo.

Per quanto riguarda la combinazione dei valori di calcolo delle azioni si è proceduto seguendo il criterio di individuare le situazione più sfavorevoli.

Seguendo i criteri enunciati si sono individuate 3 diverse condizioni di carico.

Condizione di carico n° 1 [Carichi Verticali]

$$F_d = \gamma_G \cdot G_K + \gamma_Q \cdot Q_K$$

Impalcato	γ_G	γ_Q	F_d [kN/m]
3°	1,40	1,50	62,99
2°			77,20
1°			77,20

Condizione di carico n° 2 [Carichi Verticali + Sisma ⁽⁺⁾]

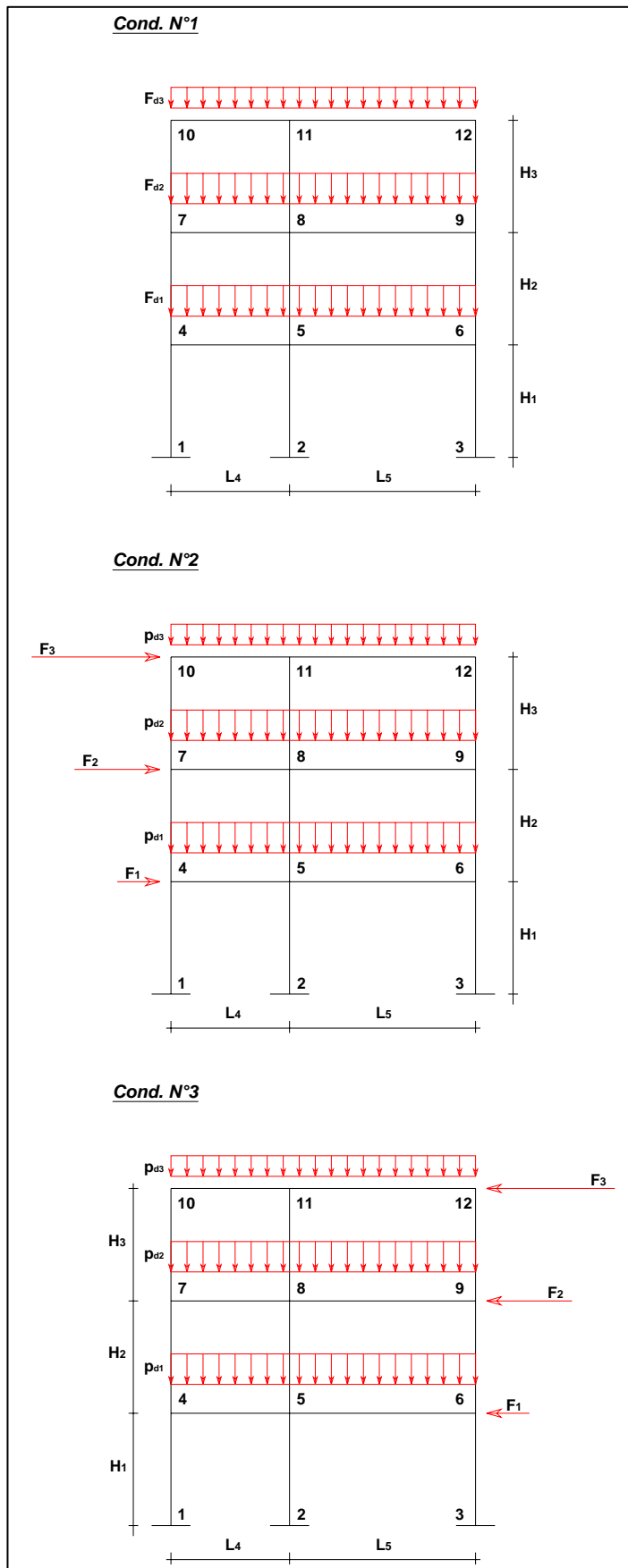
$$F_d = \gamma_I \cdot E + G_K + \sum_i \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} = \gamma_I \cdot E + p_d$$

Impalcato	γ_I	$\Psi_{2,i}$	p_d [kN/m]	F_i [kN]
3°	1,00	0,20	41,58	55,62
2°		0,30	45,09	41,34
1°		0,30	45,09	21,18

Condizione di carico n° 3 [Carichi Verticali + Sisma ⁽⁻⁾]

$$F_d = -\gamma_I \cdot E + G_K + \sum_i \Psi_{2,i} \cdot Q_{K,i} = -\gamma_I \cdot E + p_d$$

Impalcato	γ_I	$\Psi_{2,i}$	p_d [kN/m]	F_i [kN]
3°	1,00	0,20	41,58	55,62
2°		0,30	45,09	41,34
1°		0,30	45,09	21,18



Calcolo delle caratteristiche della sollecitazione

Metodo degli spostamenti

Come già evidenziato nelle considerazioni introduttive l'analisi della struttura è stata svolta secondo un calcolo elastico lineare.

Il metodo cui si è fatto ricorso per la risoluzione dello schema strutturale di telaio piano è il metodo degli spostamenti. Seguendo questo approccio la struttura è stata analizzata sconnettendo (alla rotazione) le aste in corrispondenza di ogni nodo e assumendo come incognite del problema le rotazioni nodali. Risultando la struttura a tre nodi spostabili il numero di incognite è risultato essere pari a 12 di cui 9 rotazioni e 3 spostamenti relativi di piano. In tal modo si è giunti alla soluzione elastica della struttura individuando l'unica configurazione equilibrata all'interno di un insieme di soluzioni congruenti ma non equilibrate. In particolare il metodo degli spostamenti ha consentito la scrittura di un insieme di equazioni lineari nelle incognite spostamenti e rotazioni ricavate dalle equazioni di equilibrio rotazionale dei 9 nodi interni e dalla 3 equazioni di equilibrio traslazionale degli impalcati.

IL sistema lineare di 12 equazioni nelle 12 incognite individuate trova un'utile rappresentazione attraverso la forma matriciale in cui il valore delle incognite risulta determinato da una relazione lineare funzione della matrice dei coefficienti di rigidità della struttura.

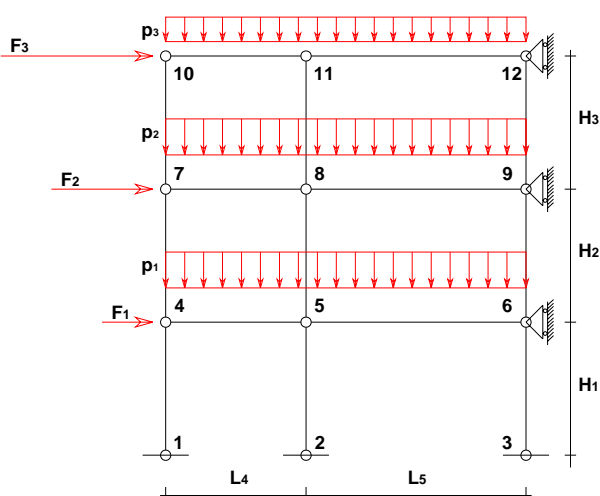


Fig.4_Struttura reticolare associata a 3 nodi spostabili con vincoli ausiliari necessari a rendere la struttura a nodi fissi

Quadro Generale

Analisi struttura reticolare associata

t	c	$3t - 2c$
15	21	3

Struttura a tre nodi spostabili

Incognite

$$n_i + n_v = 9 + 3 = 12$$

$$n_i = 9 \rightarrow \text{Rotazioni Nodali} \Rightarrow \varphi_j \quad \text{con } j = 4, \dots, 12$$

$$n_v = 3 \rightarrow \text{Spostamenti Relativi di Piano} \Rightarrow \delta_k \quad \text{con } k = 1, 2, 3$$

$$\Leftrightarrow [\varphi_4, \varphi_5, \varphi_6, \varphi_7, \varphi_8, \varphi_9, \varphi_{10}, \varphi_{11}, \varphi_{12}, \delta_1, \delta_2, \delta_3]$$

Equazioni

$$n_i = 9 \rightarrow \text{Equilibrio Rotazionale Nodi Interni} \Rightarrow \sum_i M_{ji} = 0 \quad \text{con } j = 4, \dots, 12$$

$$n_v = 3 \rightarrow \text{Equilibri di Piano alla Traslazione} \Rightarrow \sum \frac{M_{ij} + M_{ji}}{H_{ij}} \Big|_K + \sum_{i=K}^{np} F_i = 0 \quad \text{con } K = 1, 2, 3$$

Espressione generale del momento

$$M_{ij} = W_{ij} \cdot \varphi_i + V_{ji} \cdot \varphi_j - U_{ij} \cdot \delta_{ij} + \mu_{ij}$$

Risoluzione in forma matriciale

$$\underline{K} \cdot \underline{s}^{(cond)} = \underline{f}^{(cond)} - \underline{f}_0^{(cond)}$$

$\underline{K} \rightarrow$ Matrici di rigidezza (indipendente dalla condizione di carico)

$\underline{s} \rightarrow$ Vettore spostamenti incogniti (dipendente dalla condizione di carico)

$\underline{f} \rightarrow$ Vettore forze nodali (dipendente dalla condizione di carico)

$\underline{f}_0 \rightarrow$ Vettore momenti di incastro perfetto (dipendente dalla condizione di carico)

Calcolo Rigidezze delle Aste

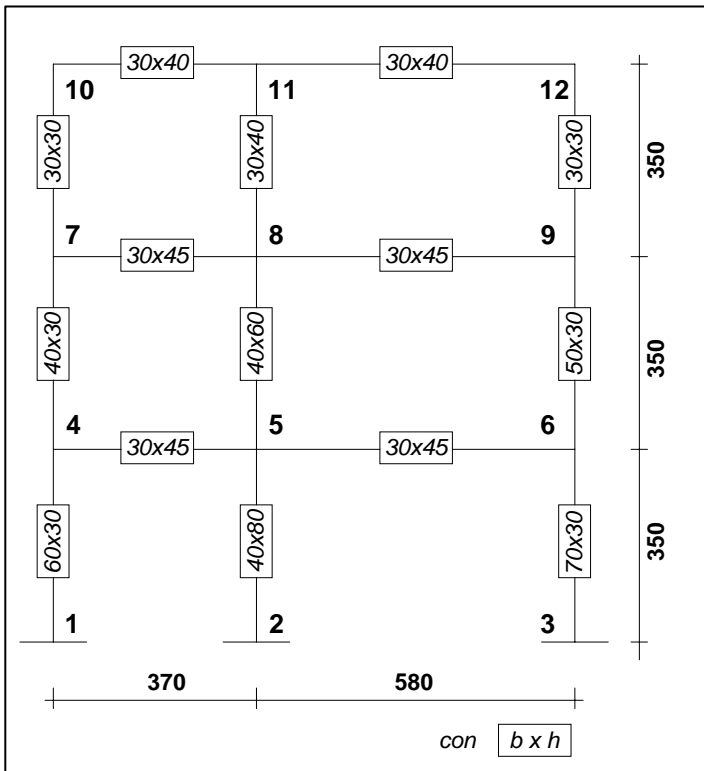
$$W_{ij} = W_{ji} = \frac{4 \cdot E \cdot I_{ij}}{L_{ij}}$$

$$V_{ij} = V_{ji} = \frac{2 \cdot E \cdot I_{ij}}{L_{ij}}$$

$$U_{ij} = U_{ji} = \frac{6 \cdot E \cdot I_{ij}}{L_{ij}^2} = \frac{W_{ij} + V_{ji}}{L_{ij}}$$

E [Mpa]	28847,6
----------------	----------------

	Asta	L_{ij} [m]	b [cm]	h [cm]	I_{ij} [cm ⁴]	W_{ij} [kNm]	V_{ij} [kNm]	U_{ij} [kN]
Ritti	1 - 4	3,50	60,00	30,00	135000	44508	22254	19075
	2 - 5	3,50	40,00	80,00	1706667	562665	281333	241142
	3 - 6	3,50	70,00	30,00	157500	51926	25963	22254
	4 - 7	3,50	40,00	30,00	90000	29672	14836	12716
	5 - 8	3,50	40,00	60,00	720000	237374	118687	101732
	6 - 9	3,50	50,00	30,00	112500	37090	18545	15896
	7 - 10	3,50	30,00	30,00	67500	22254	11127	9537
	8 - 11	3,50	30,00	40,00	160000	52750	26375	22607
	9 - 12	3,50	30,00	30,00	67500	22254	11127	9537
Traversi	4 - 5	3,70	30,00	45,00	227813	71047	35523	28803
	5 - 6	5,80	30,00	45,00	227813	45323	22662	11721
	7 - 8	3,70	30,00	45,00	227813	71047	35523	28803
	8 - 9	5,80	30,00	45,00	227813	45323	22662	11721
	10 - 11	3,70	30,00	40,00	160000	49899	24949	20229
	11 - 12	5,80	30,00	40,00	160000	31832	15916	8232



Calcolo Momenti di Incastro perfetto (traversi)

$$\mu_{ij} = -\mu_{ji} = -\frac{p_d \cdot L_{ij}^2}{12}$$

	Asta	L _i [m]	Cond. 1			Cond. 2			Cond. 3		
			p _d [kN/m]	μ _{ij} [kNm]	μ _{ji} [kNm]	p _d [kN/m]	μ _{ij} [kNm]	μ _{ji} [kNm]	p _d [kN/m]	μ _{ij} [kNm]	μ _{ji} [kNm]
Traversi	4 - 5	3,70	77,20	-88,07	88,07	45,09	-51,44	51,44	45,09	-51,44	51,44
	5 - 6	5,80	77,20	-216,42	216,42	45,09	-126,39	126,39	45,09	-126,39	126,39
	7 - 8	3,70	77,20	-88,07	88,07	45,09	-51,44	51,44	45,09	-51,44	51,44
	8 - 9	5,80	77,20	-216,42	216,42	45,09	-126,39	126,39	45,09	-126,39	126,39
	10 - 11	3,70	62,99	-71,86	71,86	41,58	-47,44	47,44	41,58	-47,44	47,44
	11 - 12	5,80	62,99	-176,58	176,58	41,58	-116,57	116,57	41,58	-116,57	116,57

Definizione Matrice di Rigidezza

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_j W_{4,j} & V_{4,5} & 0 & V_{4,7} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -U_{4,1} & -U_{4,7} & 0 \\ V_{5,4} & \sum_j W_{5,j} & V_{5,6} & 0 & V_{5,8} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -U_{5,2} & -U_{5,8} & 0 \\ 0 & V_{6,5} & \sum_j W_{6,j} & 0 & 0 & V_{6,9} & 0 & 0 & 0 & 0 & -U_{6,3} & -U_{6,9} & 0 \\ V_{7,4} & 0 & 0 & \sum_j W_{7,j} & V_{7,8} & 0 & V_{7,10} & 0 & 0 & 0 & 0 & -U_{7,4} & -U_{7,10} \\ 0 & V_{8,5} & 0 & V_{8,7} & \sum_j W_{8,j} & V_{8,9} & 0 & V_{8,11} & 0 & 0 & 0 & -U_{8,5} & -U_{8,11} \\ 0 & 0 & V_{9,6} & 0 & V_{9,8} & \sum_j W_{9,j} & 0 & 0 & V_{9,12} & 0 & 0 & -U_{9,6} & -U_{9,12} \\ 0 & 0 & 0 & V_{10,7} & 0 & 0 & \sum_j W_{10,j} & V_{10,11} & 0 & 0 & 0 & 0 & -U_{10,7} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & V_{11,8} & 0 & V_{11,10} & \sum_j W_{11,j} & V_{11,12} & 0 & 0 & 0 & -U_{11,8} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & V_{12,9} & 0 & V_{12,11} & \sum_j W_{12,j} & 0 & 0 & 0 & -U_{12,9} \\ -U_{4,1} & -U_{5,2} & -U_{6,3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & (U_{14}+U_{25}+U_{36}) \cdot 2 / H_1 & 0 & 0 & 0 \\ -U_{4,7} & -U_{5,8} & -U_{6,9} & -U_{7,4} & -U_{8,5} & -U_{9,6} & 0 & 0 & 0 & 0 & (U_{47}+U_{58}+U_{69}) \cdot 2 / H_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -U_{7,10} & -U_{8,11} & -U_{9,12} & -U_{10,7} & -U_{11,8} & -U_{12,9} & 0 & 0 & (U_{710}+U_{811}+U_{912}) \cdot 2 / H_3 & 0 \end{bmatrix}$$

Definizione Matrice di Rigidezza (valori numerici)

145226	35523	0	14836	0	0	0	0	0	0	-19075	-12716	0
35523	916410	22662	0	118687	0	0	0	0	0	-241142	-101732	0
0	22662	134338	0	0	18545	0	0	0	0	-22254	-15896	0
14836	0	0	122973	35523	0	11127	0	0	0	0	-12716	-9537
0	118687	0	35523	406494	22662	0	26375	0	0	-101732	-22607	0
0	0	18545	0	22662	104667	0	0	11127	0	-15896	-9537	0
0	0	0	11127	0	0	0	72152	24949	0	0	0	-9537
0	0	0	0	26375	0	24949	134480	15916	0	0	0	-22607
0	0	0	0	0	11127	0	15916	54086	0	0	0	-9537
-19075	-241142	-22254	0	0	0	0	0	0	0	161412	0	0
-12716	-101732	-15896	-12716	-101732	-15896	0	0	0	0	0	74482	0
0	0	0	-9537	-22607	-9537	-9537	-22607	-9537	0	0	0	23818

Inversa Matrice di Rigidezza

7,29E-06	2,19E-07	4,27E-07	-8,04E-07	6,17E-07	1,77E-07	2,06E-07	-1,09E-07	5,50E-08	1,25E-06	2,38E-06	3,35E-07
2,19E-07	2,51E-06	6,36E-07	3,74E-07	2,81E-07	5,20E-07	1,26E-08	5,79E-08	-3,65E-09	3,86E-06	4,16E-06	6,83E-07
4,27E-07	6,36E-07	8,26E-06	1,12E-07	7,90E-07	-1,09E-06	8,41E-08	-1,45E-07	3,36E-07	2,14E-06	3,57E-06	3,87E-07
-8,04E-07	3,74E-07	1,12E-07	8,91E-06	-3,75E-07	6,27E-07	-1,17E-06	9,26E-07	3,03E-07	4,79E-07	1,54E-06	4,00E-06
6,17E-07	2,81E-07	7,90E-07	-3,75E-07	4,29E-06	2,23E-07	7,48E-07	-3,53E-07	8,16E-07	6,01E-07	6,49E-06	4,30E-06
1,77E-07	5,20E-07	-1,09E-06	6,27E-07	2,23E-07	1,08E-05	2,53E-07	9,70E-07	-1,60E-06	6,48E-07	3,23E-06	5,18E-06
2,06E-07	1,26E-08	8,41E-08	-1,17E-06	7,48E-07	2,53E-07	1,55E-05	-2,38E-06	1,51E-06	5,47E-08	9,47E-07	4,90E-06
-1,09E-07	5,79E-08	-1,45E-07	9,26E-07	-3,53E-07	9,70E-07	-2,38E-06	9,45E-06	-1,60E-06	5,35E-08	-8,83E-08	7,80E-06
5,50E-08	-3,65E-09	3,36E-07	3,03E-07	8,16E-07	-1,60E-06	1,51E-06	-1,60E-06	2,06E-05	4,74E-08	9,01E-07	7,60E-06
1,25E-06	3,86E-06	2,14E-06	4,79E-07	6,01E-07	6,48E-07	5,47E-08	5,35E-08	4,74E-08	1,24E-05	6,98E-06	1,11E-06
2,38E-06	4,16E-06	3,57E-06	1,54E-06	6,49E-06	3,23E-06	9,47E-07	-8,83E-08	9,01E-07	6,98E-06	3,01E-05	8,73E-06
3,35E-07	6,83E-07	3,87E-07	4,00E-06	4,30E-06	5,18E-06	4,90E-06	7,80E-06	7,60E-06	1,11E-06	8,73E-06	6,21E-05

Calcolo valori incognite spostamenti

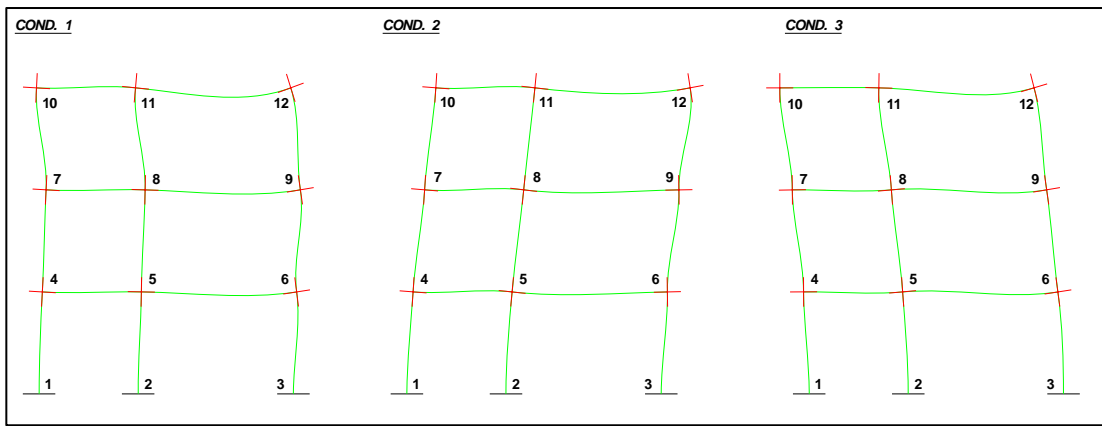
$$\begin{bmatrix} \varphi_4 \\ \varphi_5 \\ \varphi_6 \\ \varphi_7 \\ \varphi_8 \\ \varphi_9 \\ \varphi_{10} \\ \varphi_{11} \\ \varphi_{12} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix}^{(COND)} \cdot [K] = \begin{bmatrix} -\mu_{45} \\ -\mu_{54} - \mu_{56} \\ -\mu_{65} \\ -\mu_{78} \\ -\mu_{87} - \mu_{89} \\ -\mu_{98} \\ -\mu_{1011} \\ -\mu_{1110} - \mu_{1112} \\ -\mu_{1211} \\ F_1 + F_2 + F_3 \\ F_2 + F_3 \\ F_3 \end{bmatrix}^{(COND)} \Leftrightarrow \begin{bmatrix} \varphi_4 \\ \varphi_5 \\ \varphi_6 \\ \varphi_7 \\ \varphi_8 \\ \varphi_9 \\ \varphi_{10} \\ \varphi_{11} \\ \varphi_{12} \\ \delta_1 \\ \delta_2 \\ \delta_3 \end{bmatrix}^{(COND)} = [K]^{-1} \cdot \begin{bmatrix} -\mu_{45} \\ -\mu_{54} - \mu_{56} \\ -\mu_{65} \\ -\mu_{78} \\ -\mu_{87} - \mu_{89} \\ -\mu_{98} \\ -\mu_{1011} \\ -\mu_{1110} - \mu_{1112} \\ -\mu_{1211} \\ F_1 + F_2 + F_3 \\ F_2 + F_3 \\ F_3 \end{bmatrix}^{(COND)}$$

	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
	$f - f_0$	$f - f_0$	$f - f_0$
[kNm]	88,07	51,44	51,44
	128,34	74,96	74,96
	-216,42	-126,39	-126,39
	88,07	51,44	51,44
	128,34	74,96	74,96
	-216,42	-126,39	-126,39
	71,86	47,44	47,44
	104,72	69,13	69,13
	-176,58	-116,57	-116,57
[kN]	0	118,14	-118,14
	0	96,96	-96,96
	0	55,62	-55,62

Soluzioni

	Incognite	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3	
[rad]	φ_4	0,00054	0,00071	-0,00008	
	φ_5	0,00017	0,00100	-0,00080	
	φ_6	-0,00139	-0,00020	-0,00144	
	φ_7	0,00051	0,00073	-0,00013	
	φ_8	0,00026	0,00108	-0,00080	
	φ_9	-0,00154	-0,00019	-0,00155	
	φ_{10}	0,00054	0,00073	-0,00001	
	φ_{11}	0,00096	0,00107	0,00021	
	φ_{12}	-0,00329	-0,00169	-0,00272	
	[m]	δ_1	0,00012	0,00228	-0,00213
		δ_2	0,00014	0,00430	-0,00415
		δ_3	-0,00036	0,00421	-0,00466

Tracciamento Deformate Schematiche



CALCOLO CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE

Momento Flettente

$$M_{ij} = W_{ij} \cdot \varphi_i + V_{ji} \cdot \varphi_j - U_{ij} \cdot \delta_{ij} + \mu_{ij}$$

				Cond. 1		Cond. 2		Cond. 3		
Asta	W_{ij} [kNm]	V_{ji} [kNm]	U_{ij} [kN]	μ_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	μ_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	μ_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	
Ritti	1 - 4	44508	22254	19075	0,00	9,71 21,76	0,00	-27,57 -11,71	0,00	38,88 37,08
	2 - 5	562665	281333	241142	0,00	17,57 64,67	0,00	-268,83 11,23	0,00	289,63 64,92
	3 - 6	51926	25963	22254	0,00	-38,81 -74,90	0,00	-55,75 -60,85	0,00	10,14 -27,18
	4 - 7	29672	14836	12716	0,00	21,90 21,49	0,00	-22,82 -22,63	0,00	48,48 47,73
	5 - 8	237374	118687	101732	0,00	56,46 67,55	0,00	-72,97 -62,65	0,00	138,44 138,63
	6 - 9	37090	18545	15896	0,00	-82,32 -85,09	0,00	-79,20 -79,09	0,00	-15,96 -17,97
	7 - 10	22254	11127	9537	0,00	20,83 21,11	0,00	-15,91 -15,84	0,00	41,36 42,71
	8 - 11	52750	26375	22607	0,00	47,09 65,45	0,00	-9,80 -10,02	0,00	68,80 95,41
	9 - 12	22254	11127	9537	0,00	-67,48 -86,99	0,00	-63,21 -79,89	0,00	-20,27 -33,34
Traversi	4 - 5	71047	35523	28803	-88,07	-43,66 119,20	-51,44	34,53 147,47	-51,44	-85,56 -8,19
	5 - 6	45323	22662	11721	-216,42	-240,33 157,21	-126,39	-85,73 140,05	-126,39	-195,17 43,14
	7 - 8	71047	35523	28803	-88,07	-42,32 124,84	-51,44	38,54 154,10	-51,44	-89,09 -9,87
	8 - 9	45323	22662	11721	-216,42	-239,48 152,57	-126,39	-81,65 142,30	-126,39	-197,57 38,24
	10 - 11	49899	24949	20229	-71,86	-21,11 133,06	-47,44	15,84 119,28	-47,44	-42,71 57,73
	11 - 12	31832	15916	8232	-176,58	-198,51 86,99	-116,57	-109,27 79,89	-116,57	-153,14 33,34

Taglio

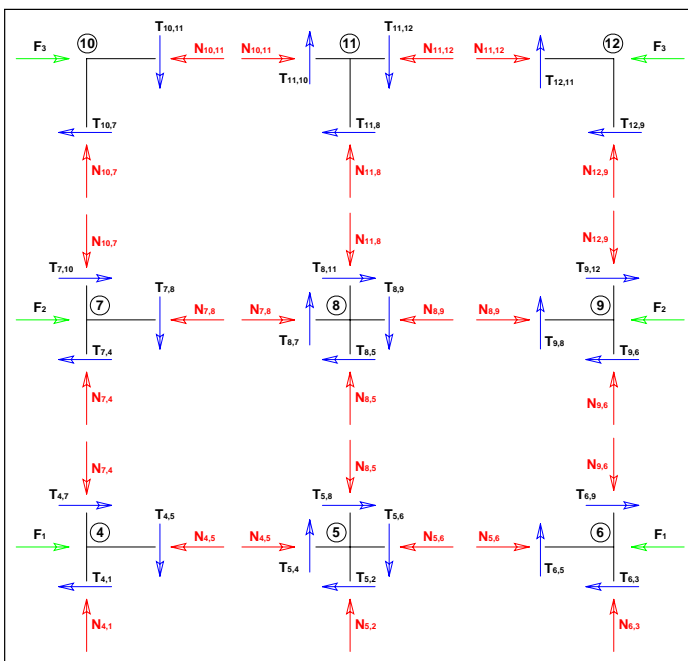
$$\begin{aligned}
 \text{Ritti} \rightarrow T_{ij} = T_{ji} &= -\frac{M_{ij} + M_{ji}}{H_{ij}} \\
 \text{Traversi} \rightarrow T_{ij} &= \frac{p_d \cdot L_{ij}}{2} - \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}} \\
 T_{ji} &= -\frac{p_d \cdot L_{ij}}{2} - \frac{M_{ij} + M_{ji}}{L_{ij}}
 \end{aligned}$$

		Cond. 1		Cond. 2		Cond. 3		
Asta	L_{ij} [m]	p_d [kN/m]	T_{ij} [kN]	p_d [kN/m]	T_{ij} [kN]	p_d [kN/m]	T_{ij} [kN]	
Ritti	1 - 4	3,50	0,00	-8,99	0,00	11,22	0,00	-21,70
	2 - 5	3,50	0,00	-23,50	0,00	73,60	0,00	-101,30
	3 - 6	3,50	0,00	32,49	0,00	33,31	0,00	4,87
	4 - 7	3,50	0,00	-12,40	0,00	12,99	0,00	-27,49
	5 - 8	3,50	0,00	-35,43	0,00	38,75	0,00	-79,16
	6 - 9	3,50	0,00	47,83	0,00	45,23	0,00	9,69
	7 - 10	3,50	0,00	-11,98	0,00	9,07	0,00	-24,02
	8 - 11	3,50	0,00	-32,15	0,00	5,66	0,00	-46,92
	9 - 12	3,50	0,00	44,14	0,00	40,89	0,00	15,32
Traversi	4 - 5	3,70	77,20	122,40	45,09	34,22	45,09	108,75
				-163,23		-132,60		-58,07
	5 - 6	5,80	77,20	238,21	45,09	121,39	45,09	156,97
				-209,55		-140,12		-104,54
	7 - 8	3,70	77,20	120,52	45,09	31,35	45,09	110,16
				-165,12		-135,47		-56,66
	8 - 9	5,80	77,20	238,86	45,09	120,29	45,09	158,22
				-208,89		-141,21		-103,28
	10 - 11	3,70	62,99	86,27	41,58	40,41	41,58	72,87
				-146,78		-113,45		-80,99
	11 - 12	5,80	62,99	201,89	41,58	125,66	41,58	141,25
				-163,44		-115,53		-99,94

Sforzo Normale

Equilibrio nodale alla traslazione verticale ed orizzontale

		Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
Asta		N_{ij} [kN]	N_{ij} [kN]	N_{ij} [kN]
Ritti	1 - 4	329,19	105,98	291,78
	2 - 5	1154,10	748,86	652,16
	3 - 6	581,88	396,86	307,76
	4 - 7	206,79	71,76	183,03
	5 - 8	752,66	494,88	437,12
	6 - 9	372,33	256,74	203,22
	7 - 10	86,27	40,41	72,87
	8 - 11	348,68	239,11	222,24
	9 - 12	163,44	115,53	99,94
Traversi	4 - 5	-3,41	22,94	-5,78
	5 - 6	-15,34	-11,91	16,35
	7 - 8	0,42	37,42	3,47
	8 - 9	3,69	4,34	35,72
	10 - 11	11,98	46,55	24,02
	11 - 12	44,14	40,89	70,94



Momenti massimi delle travi (in campata)

		Cond. 1		Cond. 2		Cond. 3	
		x (T=0) [m]	M_{max(T=0)} [kNm]	x (T=0) [m]	M_{max(T=0)} [kNm]	x (T=0) [m]	M_{max(T=0)} [kNm]
Traversi	4 - 5	1,59	53,38	0,76	47,52	2,41	45,59
	5 - 6	3,09	127,18	2,69	77,67	3,48	78,06
	7 - 8	1,56	51,75	0,70	49,43	2,44	45,48
	8 - 9	3,09	130,06	2,67	78,83	3,51	80,05
	10 - 11	1,37	37,97	0,97	35,47	1,75	21,14
	11 - 12	3,21	125,04	3,02	80,59	3,40	86,75

Metodo dei vincoli ausiliari (Hardy-Cross)

Al fine di effettuare un controllo dei valori ottenuti dal calcolo secondo il metodo degli spostamenti si è applicato il metodo (manuale) di Hardy-Cross. Si fa presente che la scelta di applicare un procedimento alquanto oneroso quale risulta essere quello di Cross è giustificato da motivazioni di carattere didattico.

Il procedimento di Hardy-Cross risulta essere simile al metodo degli spostamenti ed è in grado di fornire la soluzione elastica del problema individuando tra un insieme di soluzioni congruenti l'unica equilibrata.

Lo schema di partenza fa riferimento alla struttura ipotizzata a nodi bloccati in cui si ha una distribuzione delle sollecitazioni flettenti congruenti con le ipotesi di vincolo introdotte, ma non equilibrata.

La soluzione equilibrata, relativa ad ogni singola condizione di carico, si è ottenuta in seguito ad un determinato numero di cicli (variabile di caso in caso) caratterizzati dall'eliminazione alternata dei morsetti introdotti in corrispondenza dei nodi interni.

Per l'applicazione del procedimento è stato necessario definire preliminarmente per ogni asta il valore dei parametri di seguito illustrati.

$\text{Coeff. di Ripartizione} \rightarrow \tau_{ij} = \frac{W_{ij}}{\sum_j W_{ij}}$ $\text{Coeff. di Trasporto} \rightarrow t_{ij} = \frac{V_{ij}}{W_{ij}}$
--

Calcolo paramentri per l'applicazione del Metodo di Cross

Nodo	Asta	L_{ij} [m]	W_{ij} [kNm]	V_{ij} [kNm]	ΣW_{ij} [kNm]	τ_{ij}	t_{ij}
4	4 - 1	3,50	44508	22254	145226	0,306	0,50
	4 - 5	3,70	71047	35523		0,489	0,50
	4 - 7	3,50	29672	14836		0,204	0,50
5	5 - 2	3,50	562665	281333	916410	0,614	0,50
	5 - 6	5,80	45323	22662		0,049	0,50
	5 - 8	3,50	237374	118687		0,259	0,50
	5 - 4	3,70	71047	35523		0,078	0,50
6	6 - 3	3,50	51926	25963	134338	0,387	0,50
	6 - 9	3,50	37090	18545		0,276	0,50
	6 - 5	5,80	45323	22662		0,337	0,50
7	7 - 4	3,50	29672	14836	122973	0,241	0,50
	7 - 8	3,70	71047	35523		0,578	0,50
	7 - 10	3,50	22254	11127		0,181	0,50
8	8 - 5	3,50	237374	118687	406494	0,584	0,50
	8 - 9	5,80	45323	22662		0,111	0,50
	8 - 11	3,50	52750	26375		0,130	0,50
	8 - 7	3,70	71047	35523		0,175	0,50
9	9 - 6	3,50	37090	18545	104667	0,354	0,50
	9 - 12	3,50	22254	11127		0,213	0,50
	9 - 8	5,80	45323	22662		0,433	0,50
10	10 - 7	3,50	22254	11127	72152	0,308	0,50
	10 - 11	3,70	49899	24949		0,692	0,50
11	11 - 8	3,50	52750	26375	134480	0,392	0,50
	11 - 12	5,80	31832	15916		0,237	0,50
	11 - 10	3,70	49899	24949		0,371	0,50
12	12 - 9	3,50	22254	11127	54086	0,411	0,50
	12 - 11	5,80	31832	15916		0,589	0,50

Calcolo Momenti di Incastro perfetto (traversi) - Schema S₀

$$\mu_{ij} = -\mu_{ji} = -\frac{p_d \cdot L_{ij}^2}{12}$$

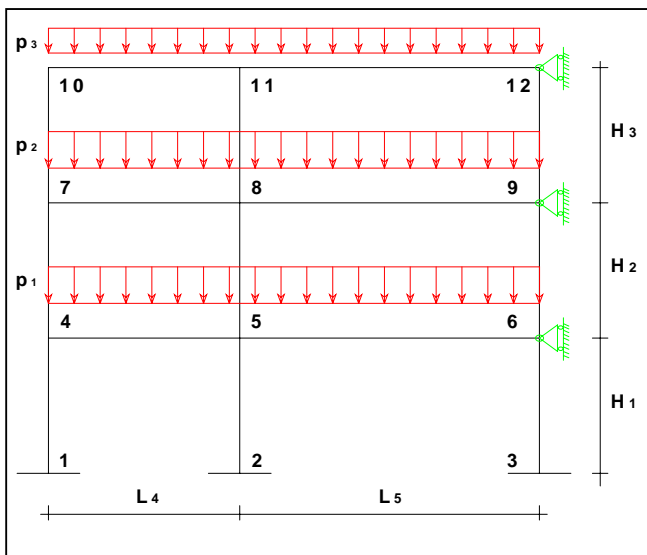
	Asta	L_{ij} [m]	Cond. 1			Cond. 2			Cond. 3		
			p_d [kN/m]	μ_{ij} [kNm]	μ_{ji} [kNm]	p_d [kN/m]	μ_{ij} [kNm]	μ_{ji} [kNm]	p_d [kN/m]	μ_{ij} [kNm]	μ_{ji} [kNm]
Traversi	4 - 5	3,70	77,20	-88,07	88,07	45,09	-51,44	51,44	45,09	-51,44	51,44
	5 - 6	5,80	77,20	-216,42	216,42	45,09	-126,39	126,39	45,09	-126,39	126,39
	7 - 8	3,70	77,20	-88,07	88,07	45,09	-51,44	51,44	45,09	-51,44	51,44
	8 - 9	5,80	77,20	-216,42	216,42	45,09	-126,39	126,39	45,09	-126,39	126,39
	10 - 11	3,70	62,99	-71,86	71,86	41,58	-47,44	47,44	41,58	-47,44	47,44
	11 - 12	5,80	62,99	-176,58	176,58	41,58	-116,57	116,57	41,58	-116,57	116,57

Calcolo Momenti di Incastro perfetto (ritti) - Schemi S_j

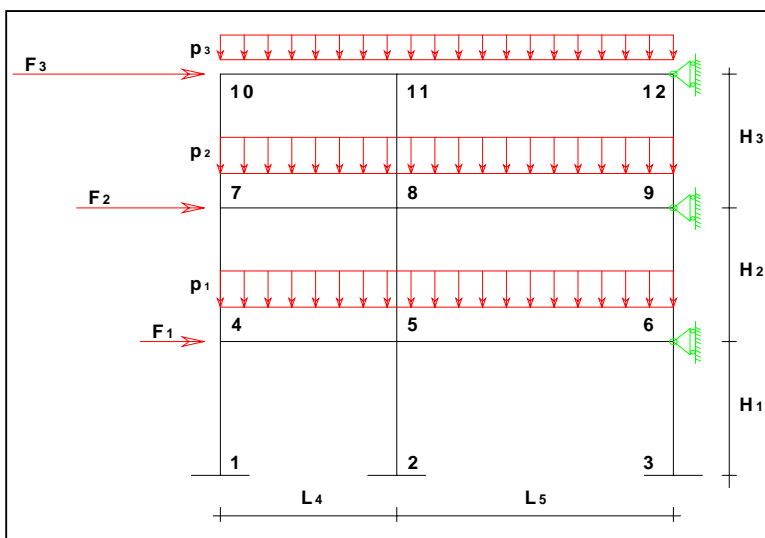
$$\mu_{ij} = \mu_{ji} = -U_{ij} \cdot \delta_{ij}$$

			S_1		S_2		S_3	
Ritti	Asta	U_{ij} [kN]	δ_{ij} [m]	μ_{ij} [kNm]	δ_{ij} [m]	μ_{ij} [kNm]	δ_{ij} [m]	μ_{ij} [kNm]
	1 - 4	19075	0,00100	-19,075	0,00	0,00	0,00	0,00
	2 - 5	241142	0,00100	-241,142	0,00	0,00	0,00	0,00
	3 - 6	22254	0,00100	-22,254	0,00	0,00	0,00	0,00
	4 - 7	12716	-0,00100	12,716	0,00050	-6,36	0,00	0,00
	5 - 8	101732	-0,00100	101,732	0,00050	-50,87	0,00	0,00
	6 - 9	15896	-0,00100	15,896	0,00050	-7,95	0,00	0,00
	7 - 10	9537	0,00	0,000	-0,00050	4,77	0,00050	-4,77
	8 - 11	22607	0,00	0,000	-0,00050	11,30	0,00050	-11,30
	9 - 12	9537	0,00	0,000	-0,00050	4,77	0,00050	-4,77

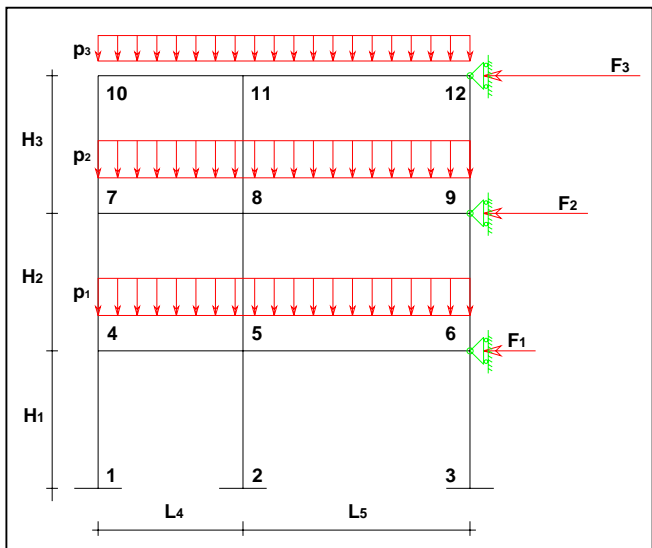
La risoluzione degli schemi è riportata in appendice.



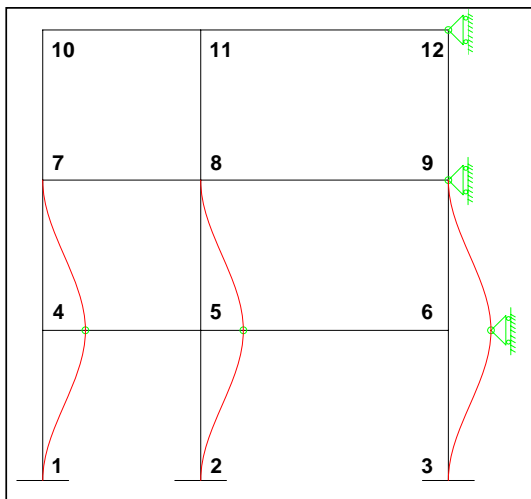
$$S_0^{(Cond.1)}$$



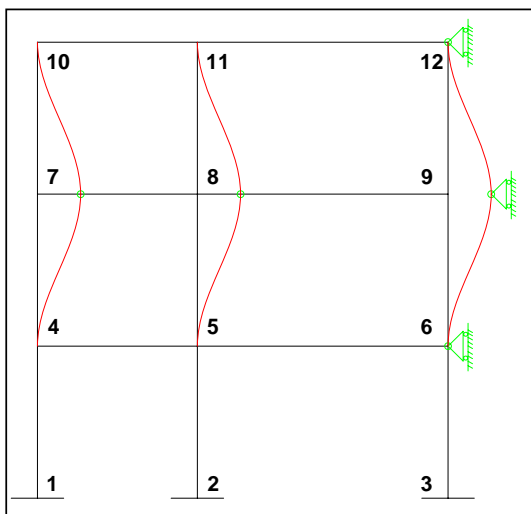
$$S_0^{(Cond.2)}$$



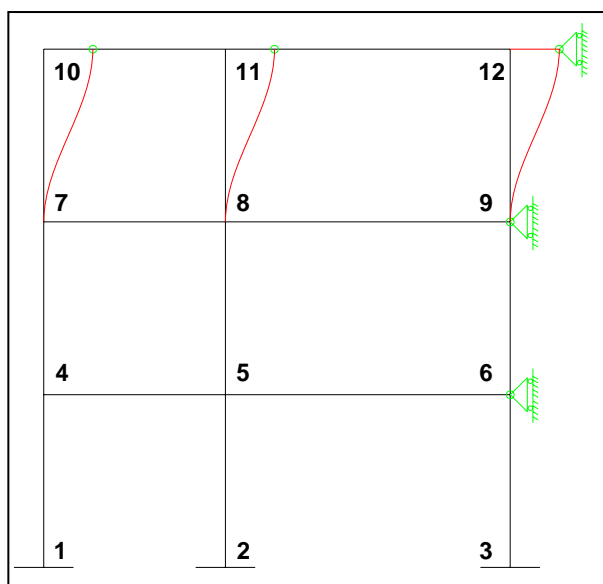
$$S_0^{(Cond.3)}$$



$$S_1$$



$$S_2$$



S_3

Valore dei Momenti risultanti dall'applicazione del Metodo di Cross

		$S_0^{(Cond.1)}$	$S_0^{(Cond.2)}$	$S_0^{(Cond.3)}$	S_1	S_2	S_3
Nodo	Asta	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]
1	1 - 4	11,63	6,79	6,79	-19,11	0,79	-0,06
2	2 - 5	34,35	20,37	20,37	-187,45	11,53	-0,66
3	3 - 6	-36,89	-21,67	-21,67	-21,53	1,33	-0,12
4	4 - 1	23,26	13,58	13,58	-19,14	1,57	-0,11
	4 - 5	-46,61	-27,19	-27,19	6,67	3,96	-0,26
	4 - 7	23,35	13,60	13,60	12,47	-5,53	0,37
5	5 - 2	68,70	40,73	40,73	-133,76	23,05	-1,31
	5 - 6	-243,08	-142,02	-142,02	9,28	3,02	-0,21
	5 - 8	59,07	33,87	33,87	110,97	-30,23	1,78
	5 - 4	115,31	67,42	67,42	13,51	4,16	-0,25
6	6 - 3	-73,78	-43,33	-43,33	-20,82	2,65	-0,23
	6 - 9	-80,99	-46,88	-46,88	15,24	-5,90	0,49
	6 - 5	154,78	90,21	90,21	5,58	3,25	-0,26
7	7 - 4	23,44	13,63	13,63	12,29	-6,28	0,85
	7 - 8	-41,50	-24,65	-24,65	-11,77	2,21	2,82
	7 - 10	18,06	11,02	11,02	-0,52	4,07	-3,67
8	8 - 5	74,67	41,96	41,96	52,26	-24,18	4,38
	8 - 9	-239,50	-139,48	-139,48	-15,83	4,35	1,70
	8 - 11	39,97	25,20	25,20	-14,36	13,82	-8,53
	8 - 7	124,86	72,32	72,32	-22,07	6,00	2,46
9	9 - 6	-82,93	-47,33	-47,33	13,03	-6,70	1,24
	9 - 12	-70,09	-43,33	-43,33	-2,02	4,24	-3,29
	9 - 8	153,02	90,66	90,66	-11,01	2,46	2,06
10	10 - 7	18,47	11,81	11,81	-0,59	3,86	-3,57
	10 - 11	-18,47	-11,80	-11,80	0,60	-3,86	3,57
11	11 - 8	59,88	39,27	39,27	-4,68	9,07	-7,32
	11 - 12	-196,17	-129,76	-129,76	2,01	-3,83	3,07
	11 - 10	136,29	90,49	90,49	2,66	-5,24	4,25
12	12 - 9	-89,25	-58,00	-58,00	-1,01	3,44	-3,00
	12 - 11	89,25	58,00	58,00	1,01	-3,44	3,00

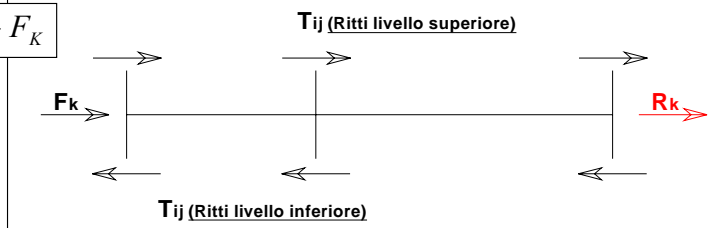
Calcolo valori delle reazioni dei vincoli ausiliari

Impalcato	Asta	S ₀ (Cond.1)		S ₀ (Cond.2)		S ₀ (Cond.3)		S ₁	S ₂	S ₃	R ^(0,1)	R ^(0,2)	R ^(0,3)	R ⁽¹⁾	R ⁽²⁾	R ⁽³⁾
		T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]	T _{ij} [kNm]								
1°	4 - 1	-9,97	-5,82	-5,82	10,93	-0,67	0,05	-3,05	-23,35	19,00	176,59	-34,21	3,31			
	5 - 2	-29,44	-17,46	-17,46	91,78	-9,88	0,56									
	6 - 3	31,62	18,57	18,57	12,10	-1,14	0,10									
	4 - 7	-13,37	-7,78	-7,78	-7,07	3,37	-0,35									
	5 - 8	-38,21	-21,67	-21,67	-46,64	15,55	-1,76									
	6 - 9	46,84	26,92	26,92	-8,08	3,60	-0,49									
2°	7 - 4	-13,37	-7,78	-7,78	-7,07	3,37	-0,35	-11,30	-47,88	34,80	-68,41	33,52	-11,00			
	8 - 5	-38,21	-21,67	-21,67	-46,64	15,55	-1,76									
	9 - 6	46,84	26,92	26,92	-8,08	3,60	-0,49									
	7 - 10	-10,44	-6,52	-6,52	0,32	-2,27	2,07									
	8 - 11	-28,53	-18,42	-18,42	5,44	-6,54	4,53									
	9 - 12	45,52	28,95	28,95	0,87	-2,19	1,80									
3°	10 - 7	-10,44	-6,52	-6,52	0,32	-2,27	2,07	6,56	-51,61	59,63	6,62	-11,00	8,40			
	11 - 8	-28,53	-18,42	-18,42	5,44	-6,54	4,53									
	12 - 9	45,52	28,95	28,95	0,87	-2,19	1,80									

Formula generale di calcolo

$$R_K = \sum T_{ij,Inf} - \sum T_{ij,Sup} - F_K$$

Equilibrio traslazionale del k-esimo impalcato



Schema di riferimento per il calcolo delle reazioni dei vincoli ausiliari

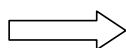
Valutazione dei coefficienti moltiplicativi α_j

Sistema risolutivo per la valutazione dei coefficienti α_j

$$\begin{cases} R_1^{(0,i)} + \alpha_1 \cdot R_1^{(1)} + \alpha_2 \cdot R_1^{(2)} + \alpha_3 \cdot R_1^{(3)} = 0 \\ R_2^{(0,i)} + \alpha_1 \cdot R_2^{(1)} + \alpha_2 \cdot R_2^{(2)} + \alpha_3 \cdot R_2^{(3)} = 0 \\ R_3^{(0,i)} + \alpha_1 \cdot R_3^{(1)} + \alpha_2 \cdot R_3^{(2)} + \alpha_3 \cdot R_3^{(3)} = 0 \end{cases}$$

... in forma matriciale :

$$\Leftrightarrow \begin{bmatrix} R_1^{(1)} & R_1^{(2)} & R_1^{(3)} \\ R_2^{(1)} & R_2^{(2)} & R_2^{(3)} \\ R_3^{(1)} & R_3^{(2)} & R_3^{(3)} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -R_1^{(0,i)} \\ -R_2^{(0,i)} \\ -R_3^{(0,i)} \end{bmatrix}$$



Matrice dei coefficienti

176,59	-34,21	3,31
-68,41	33,52	-11,00
6,62	-11,00	8,40

...Inversa matrice dei coefficienti

0,012	0,019	0,021
0,039	0,113	0,133
0,041	0,133	0,277

Vettore termini noti (per le varie condizioni di carico)

Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
3,05	23,35	-19,00
11,30	47,88	-34,80
-6,56	51,61	-59,63

Valore dei coefficienti α_i (per le varie condizioni di carico)

	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
α_1	0,12	2,28	-2,13
α_2	0,52	13,16	-12,58
α_3	-0,19	21,58	-21,89

Calcolo dei momenti mediante applicazione dei coefficienti di combinazione

$$\text{Cond. } i - \text{esima} \rightarrow M_{ij} = M_{ij}^{(0,i)} + \alpha_1 \cdot M_{ij}^{(1)} + \alpha_2 \cdot M_{ij}^{(2)} + \alpha_3 \cdot M_{ij}^{(3)}$$

Nodo	Asta	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
		M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]	M_{ij} [kNm]
1	1 - 4	9,71	-27,57	38,89
2	2 - 5	17,57	-268,83	289,63
3	3 - 6	-38,81	-55,75	10,14
4	4 - 1	21,76	-11,71	37,09
	4 - 5	-43,66	34,53	-85,56
	4 - 7	21,90	-22,82	48,48
5	5 - 2	64,66	11,23	64,91
	5 - 6	-240,33	-85,73	-195,18
	5 - 8	56,46	-72,96	138,44
	5 - 4	119,20	147,47	-8,19
6	6 - 3	-74,90	-60,85	-27,18
	6 - 9	-82,32	-79,21	-15,96
	6 - 5	157,21	140,05	43,14
7	7 - 4	21,49	-22,63	47,73
	7 - 8	-42,32	38,54	-89,10
	7 - 10	20,83	-15,91	41,37
8	8 - 5	67,55	-62,65	138,64
	8 - 9	-239,48	-81,65	-197,57
	8 - 11	47,08	-9,80	68,80
	8 - 7	124,84	154,10	-9,87
9	9 - 6	-85,09	-79,09	-17,97
	9 - 12	-67,48	-63,21	-20,27
	9 - 8	152,57	142,30	38,24
10	10 - 7	21,11	-15,84	42,71
	10 - 11	-21,10	15,83	-42,70
11	11 - 8	65,45	-10,01	95,40
	11 - 12	-198,51	-109,26	-153,14
	11 - 10	133,06	119,28	57,73
12	12 - 9	-86,99	-79,89	-33,34
	12 - 11	87,00	79,89	33,34

Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione

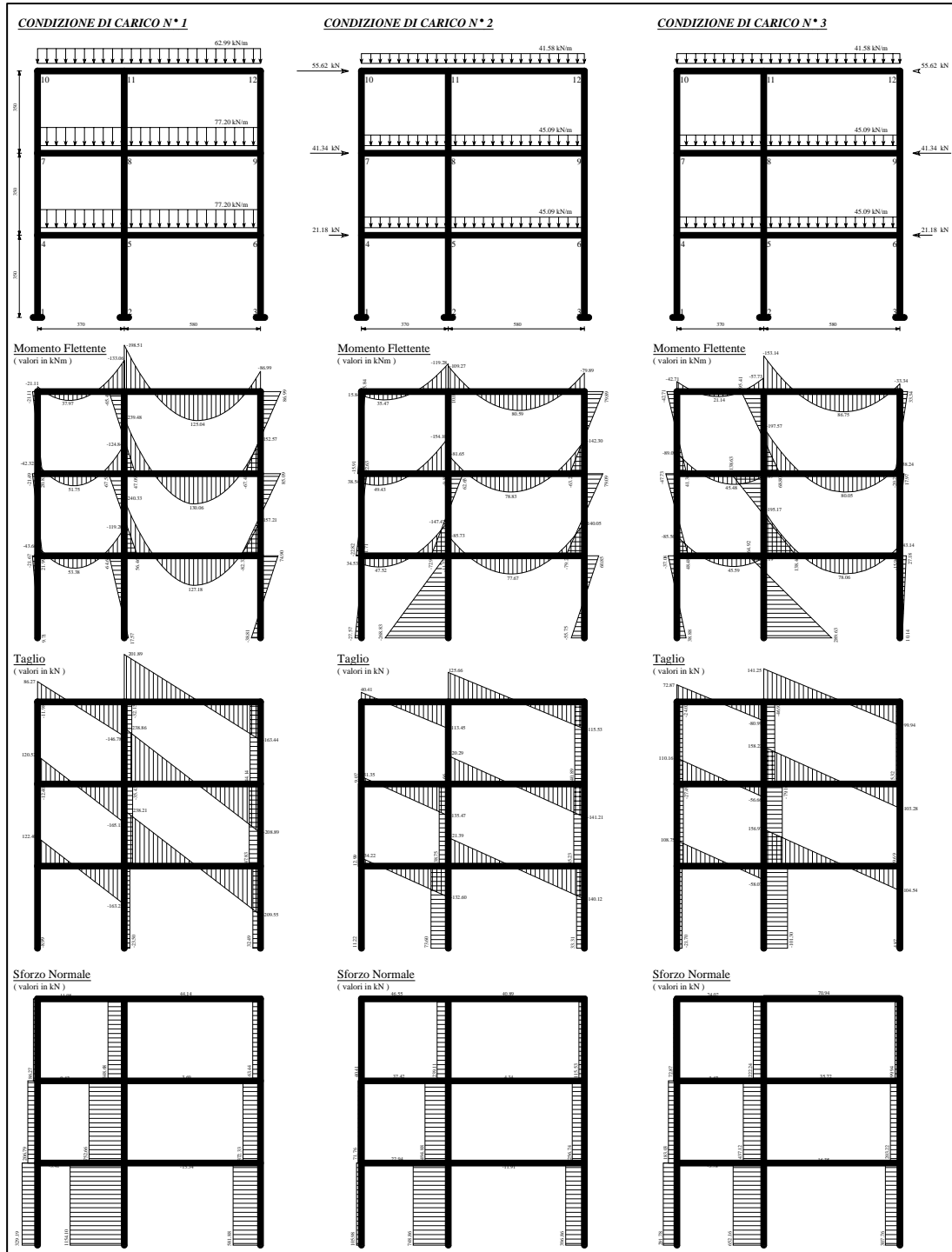


Fig.5_Stralcio elaborato 2

Calcolo delle armature

Il progetto delle armature è stato effettuato in conformità alle prescrizioni dell'OPCM 3431/05. In particolare si è fatto riferimento ai criteri previsti per strutture progettate in classe di duttilità alta CD "A".

L'approccio base è quello di garantire un comportamento duttile della struttura in caso di evento sismico e quindi assicurare la formazione di un meccanismo dissipativo ad elevata capacità per la struttura sotto l'azione sismica di progetto. Il criterio di progetto si definisce "Capacity Design" o di gerarchia delle resistenze.

Travi

Armatura Longitudinale

Il calcolo è stato effettuato a semplice flessione con riferimento alle massime sollecitazioni di calcolo ottenute dall'analisi.

<p><i>Progetto a Flessione Semplice</i> $\Psi\xi + \omega' - \omega = 0 \rightarrow$ Eq. alla traslazione $\Psi\xi \cdot (1 - \delta' - \lambda\xi) + \omega' \cdot (1 - 2\delta') = \mu_d \Rightarrow \mu_c + \mu_s = \mu_d \rightarrow$ Rotazione rispetto a ω dove: $\mu_d = \frac{M_{Sd}}{b \cdot h^2 \cdot f'_{cd}} \quad ; \quad \omega(\omega') = \frac{A_s (A'_s) \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f'_{cd}}$</p>
--

Le relazioni di cui sopra consentono di calcolare l'area di armatura necessaria a flessione per un'assegnata sezione. Fissato un valore di ξ di progetto pari a 0,25 in modo da garantire un comportamento duttile della sezione si valuta il momento resistente adimensionalizzato del calcestruzzo μ_c . Dal confronto con il momento ultimo sollecitante adimensionalizzato μ_d si può avere:

- ✓ $\mu_d \leq \mu_c$ non è necessaria l'armatura in compressione. Si ricava il valore effettivo di ξ ($\leq 0,25$) dalla seconda equazione (rotazione) ponendo $\mu_d = \mu_c$ ($\mu_s = 0$) che sostituito nella prima (traslazione) consente di calcolare ω avendo posto $\omega' = 0$.

Relazione di calcolo

- ✓ $\mu_d > \mu_c$ progetto doppia armatura con $\xi=0,25$. Dalla seconda equazione (rotazione) si ricava ω' che sostituito nella prima (traslazione) consente di calcolare anche ω .

Il valore dell'area di armatura A_s (A_s') si ricava banalmente dalla relazione inversa di $\omega(\omega')$.

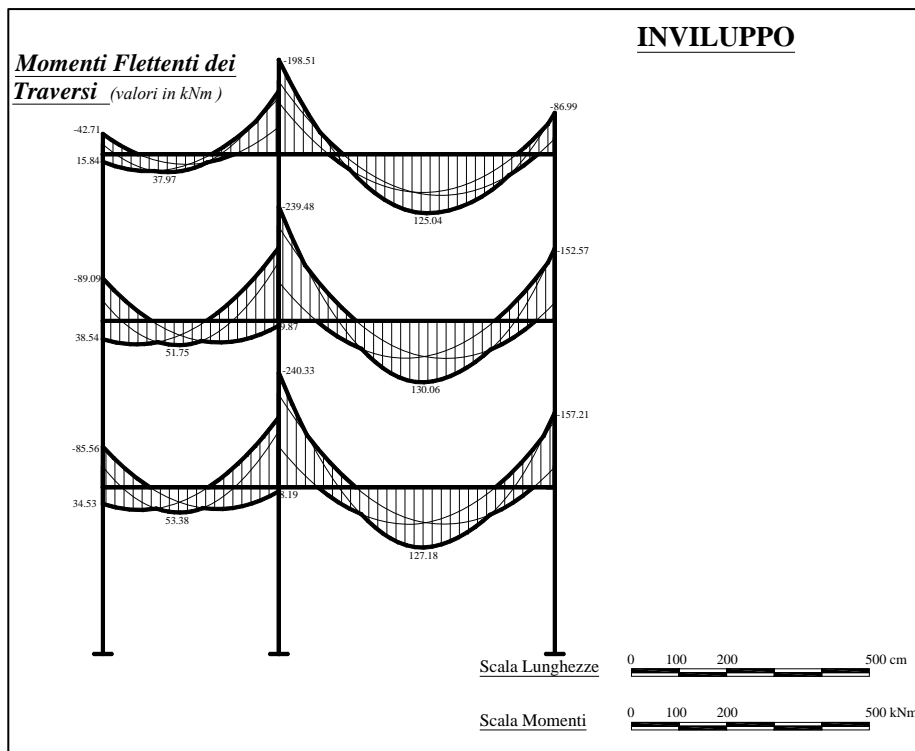


Fig.6_Stralcio elaborato 2. Inviluppo delle sollecitazioni flettenti nei traversi.

Calcolo della aree di armatura.

Trave	Sez.	$M_{Sd,Max}$ [kNm]	$M_{Sd,Min}$ [kNm]	b [cm]	h [cm]	$\mu_d(M_{pos})$	$\mu_d(M_{neg})$	μ_c	$\xi_{eff.(M_{pos})}$	$\xi_{eff.(M_{neg})}$	Momento Pos.		Momento Neg.	
											$A_{s,inf}$ [cm ²]	$A_{s,sup}$ [cm ²]	$A_{s,inf}$ [cm ²]	$A_{s,sup}$ [cm ²]
4 - 5 - 6	4	34,53	-85,56	30,00	45,00	0,052	0,128	0,167	0,071	0,186	2,60	0,00	0,00	6,79
	4 - 5	53,38	--			0,080	--		0,112	--	4,09	0,00	0,00	0,00
	5	8,19	-240,33			0,012	0,359		0,016	0,250	0,60	0,00	10,12	19,25
	5 - 6	127,18	--			0,190	--		0,250	--	10,35	1,22	0,00	0,00
	6	--	-157,21			--	0,235		--	0,250	0,00	0,00	3,59	12,71
7 - 8 - 9	7	38,54	-89,09	30,00	45,00	0,058	0,133	0,167	0,080	0,194	2,91	0,00	0,00	7,10
	7 - 8	51,75	--			0,077	--		0,109	--	3,96	0,00	0,00	0,00
	8	9,87	-239,48			0,015	0,358		0,020	0,250	0,73	0,00	10,05	19,18
	8 - 9	130,06	--			0,194	--		0,250	--	10,58	1,45	0,00	0,00
	9	--	-152,57			--	0,228		--	0,250	0,00	0,00	3,22	12,35
10 - 11 - 12	10	15,84	-42,71	30,00	40,00	0,030	0,081	0,165	0,041	0,115	1,34	0,00	0,00	3,72
	10 - 11	37,97	--			0,072	--		0,101	--	3,29	0,00	0,00	0,00
	11	--	-198,51			--	0,375		--	0,250	0,00	0,00	10,03	18,14
	11 - 12	125,04	--			0,236	--		0,250	--	11,52	3,40	0,00	0,00
	12	--	-86,99			--	0,164		--	0,249	0,00	0,00	0,00	8,08

Nel definire l'armatura longitudinale delle travi ci si è comunque attenuti ai minimi normativi.

OPCM 3431/05

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

dove:

$\rho \rightarrow$ rapporto geometrico di armatura = A_{sup}/bh opp. = A_{inf}/bh

$\rho_{comp} \rightarrow$ rapporto geometrico di armatura dell'armatura compressa

$f_{yk} \rightarrow$ tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio

$$A_{sup}(A_{inf}) \geq 2 \phi 12$$

$$A_{sup,trave} \geq \frac{1}{4} \cdot A_{sup,estr}$$

$\rho_{comp}/\rho \geq 0,5$ alle estremità e per $\Delta x \geq 2 \cdot d$ ($d =$ altezza utile sezione)

Traverso	Sezione	$M_{sd,Max}$ [kNm]	$M_{sd,Min}$ [kNm]	da calcolo		Minimi Normativi		Ferri superiori			Ferri inferiori		
				$A_{s,sup}$ [cmq]	$A_{s,inf}$ [cmq]	$A_{s,sup}$ [cmq]	$A_{s,inf}$ [cmq]	ϕ [mm]	n° barre	$A_{s,sup\ eff}$ [cmq]	ϕ [mm]	n° barre	$A_{s,inf\ eff}$ [cmq]
4 - 5 - 6	4	34,53	-85,56	6,79	2,60	6,79	3,39	18	3	7,63	18	2	5,09
	4 - 5	53,38	--	0,00	4,09	4,81	5,04	18	2	5,09	18	2	5,09
	5	8,19	-240,33	19,25	10,12	19,25	10,12	18	2	20,28	18	4	10,17
	5 - 6	127,18	--	1,22	10,35	4,81	10,35	18	2	5,09	18	4	10,17
	6	--	-157,21	12,71	3,59	12,71	6,36	18	5	12,72	18	4	10,17
7 - 8 - 9	7	38,54	-89,09	7,10	2,91	7,10	3,55	18	3	7,63	18	2	5,09
	7 - 8	51,75	--	0,00	3,96	4,80	5,04	18	2	5,09	18	2	5,09
	8	9,87	-239,48	19,18	10,05	19,18	10,05	18	2	20,28	18	5	12,72
	8 - 9	130,06	--	1,45	10,58	4,80	10,58	18	2	5,09	18	5	12,72
	9	--	-152,57	12,35	3,22	12,35	6,17	18	5	12,72	18	5	12,72
10 - 11 - 12	10	15,84	-42,71	3,72	1,34	4,48	2,26	18	2	5,09	18	2	5,09
	10 - 11	37,97	--	0,00	3,29	4,54	4,48	18	2	5,09	18	2	5,09
	11	--	-198,51	18,14	10,03	18,14	10,03	18	2	20,28	18	5	12,72
	11 - 12	125,04	--	3,40	11,52	4,54	11,52	18	2	5,09	18	5	12,72
	12	--	-86,99	8,08	0,00	8,08	4,04	18	2	8,89	18	5	12,72

Definite le armature a flessione si è proceduto alla verifica delle travi valutando i momenti ultimi nelle sezioni significative [$M_{sd} \leq M_{Rd}$] in riferimento ai quali si è anche effettuata la sagomatura delle barre.

VERIFICA A FLESSIONE

E_s [N/mm ²]	210000
f_{sd} [N/mm ²]	326,09
f'_{cd} [N/mm ²]	11,02

	Traverso 4-5-6	Traverso 7-8-9	Traverso 10-11-12
$y_{lim\ 2;2}$ [cm]	8,24	8,24	7,57
$y_{lim\ 2;3}$ [cm]	10,89	10,89	9,59
$y_{lim\ 3;4}$ [cm]	29,09	29,09	25,63

Relazione di calcolo

Ricerca posizione asse neutro

Traverso	Sezione	A _{s,sup eff} [cmq]	A _{s,inf eff} [cmq]	Zona 2",3	Zona 2'	y _c ⁽⁺⁾ [cm]	Zona 2",3	Zona 2'	y _c ⁽⁻⁾ [cm]	ξ ⁽⁺⁾	ξ ⁽⁻⁾
				y _c ⁽⁺⁾ [cm]	y _c ⁽⁺⁾ [cm]		y _c ⁽⁻⁾ [cm]	y _c ⁽⁻⁾ [cm]			
4 - 5 - 6	4	7,63	5,09	-3,13	4,26	4,26	3,13	6,02	6,02	0,09	0,13
	4 - 5	5,09	5,09	0,00	4,57	4,57	0,00	4,57	4,57	0,10	0,10
	5	20,28	10,17	-12,46	4,79	4,79	12,46	9,34	12,46	0,11	0,28
	5 - 6	5,09	10,17	6,27	7,40	7,40	-6,27	4,05	4,05	0,16	0,09
	6	12,72	10,17	-3,13	5,53	5,53	3,13	6,84	6,84	0,12	0,15
7 - 8 - 9	7	7,63	5,09	-3,13	4,26	4,26	3,13	6,02	6,02	0,09	0,13
	7 - 8	5,09	5,09	0,00	4,57	4,57	0,00	4,57	4,57	0,10	0,10
	8	20,28	12,72	-9,33	5,35	5,35	9,33	8,48	9,33	0,12	0,21
	8 - 9	5,09	12,72	9,40	8,73	9,40	-9,40	3,90	3,90	0,21	0,09
	9	12,72	12,72	0,00	6,31	6,31	0,00	6,31	6,31	0,14	0,14
10 - 11 - 12	10	5,09	5,09	0,00	4,46	4,46	0,00	4,46	4,46	0,11	0,11
	10 - 11	5,09	5,09	0,00	4,46	4,46	0,00	4,46	4,46	0,11	0,11
	11	20,28	12,72	-9,33	5,10	5,10	9,33	7,92	9,33	0,13	0,23
	11 - 12	5,09	12,72	9,40	8,27	9,40	-9,40	3,81	3,81	0,24	0,10
	12	8,89	12,72	4,72	6,80	6,80	-4,72	4,92	4,92	0,17	0,12

Calcolo Momenti Resistenti

Se y_c in zona 2", 3

$$M_{Rd} = \psi b y_c f'_{cd} \left(\frac{h}{2} - \lambda y_c \right) + f_{sd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) (A_s + A'_s)$$

Se y_c in zona 2'

$$M_{Rd} = \psi b y_c f'_{cd} \left(\frac{h}{2} - \lambda y_c \right) + A_s f_{sd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) + A'_s E_s \frac{0,01}{d - y_c} (y_c - d') \left(\frac{h}{2} - d' \right)$$

Traverso	Sezione	M _{Sd,Max} [kNm]	M _{Sd,Min} [kNm]	M _{Rd} ⁽⁺⁾ [kNm]		M _{Rd} ⁽⁻⁾ [kNm]	
4 - 5 - 6	4	34,53	85,56	66,15	-----ok	97,98	-----ok
	4 - 5	53,38	0,00	66,11	-----ok	66,11	-----ok
	5	8,19	240,33	130,76	-----ok	251,42	-----ok
	5 - 6	127,18	0,00	129,46	-----ok	66,17	-----ok
	6	0,00	157,21	130,53	-----ok	162,20	-----ok
7 - 8 - 9	7	38,54	89,09	66,15	-----ok	97,98	-----ok
	7 - 8	51,75	0,00	66,11	-----ok	66,11	-----ok
	8	9,87	239,48	162,94	-----ok	256,16	-----ok
	8 - 9	130,06	0,00	159,83	-----ok	66,18	-----ok
	9	0,00	152,57	162,52	-----ok	162,52	-----ok
10 - 11 - 12	10	15,84	42,71	57,83	-----ok	57,83	-----ok
	10 - 11	37,97	0,00	57,83	-----ok	57,83	-----ok
	11	0,00	198,51	142,29	-----ok	223,09	-----ok
	11 - 12	125,04	0,00	139,10	-----ok	57,88	-----ok
	12	0,00	86,99	141,50	-----ok	99,86	-----ok

Quadro riassuntivo relativo alle armature longitudinali dei traversi

Traverso	Sezione	M _{Sd,Max} [kNm]	M _{Sd,Min} [kNm]	Ferri superiori			Ferri inferiori			ξ ⁽⁺⁾	ξ ⁽⁻⁾	M _{Rd,i} ⁽⁺⁾ [kNm]	M _{Rd,i} ⁽⁻⁾ [kNm]
				φ [mm]	n° barre	A _{s,sup eff} [cmq]	φ [mm]	n° barre	A _{s,inf eff} [cmq]				
4 - 5 - 6	4	34,53	-85,56	18	3	7,63	18	2	5,09	0,09	0,13	66,15	97,98
	4 - 5	53,38	--	18	2	5,09	18	2	5,09	0,10	0,10	66,11	66,11
	5	8,19	-240,33	18	2	20,28	18	4	10,17	0,11	0,28	130,76	251,42
	5 - 6	127,18	--	22	4	20,28	0	0	10,17	0,16	0,09	129,46	66,17
	6	--	-157,21	18	5	12,72	18	4	10,17	0,12	0,15	130,53	162,20
7 - 8 - 9	7	38,54	-89,09	18	3	7,63	18	2	5,09	0,09	0,13	66,15	97,98
	7 - 8	51,75	--	18	2	5,09	18	2	5,09	0,10	0,10	66,11	66,11
	8	9,87	-239,48	18	2	20,28	18	5	12,72	0,12	0,21	162,94	256,16
	8 - 9	130,06	--	22	4	20,28	0	0	12,72	0,21	0,09	159,83	66,18
	9	--	-152,57	18	2	5,09	18	5	12,72	0,14	0,14	162,52	162,52
10 - 11 - 12	10	15,84	-42,71	18	2	5,09	18	2	5,09	0,11	0,11	57,83	57,83
	10 - 11	37,97	--	18	2	5,09	18	2	5,09	0,11	0,11	57,83	57,83
	11	--	-198,51	18	2	20,28	18	5	12,72	0,13	0,23	142,29	223,09
	11 - 12	125,04	--	22	4	20,28	0	0	12,72	0,24	0,10	139,10	57,88
	12	--	-86,99	18	2	8,89	18	5	12,72	0,17	0,12	141,50	99,86
					22	1	8,89	0	0	12,72			

Armatura Trasversale

Il progetto dell'armatura trasversale dei traversi, nell'ottica del capacity design ed in conformità alla normativa è stato effettuato con riferimento agli sforzi di taglio ottenuti dalla somma del contributo dei carichi gravitazionali (trave appoggiata agli estremi) allo sforzo tagliante prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità della trave amplificati di un coefficiente di sovra-resistenza γ_{Rd}. Il perché di tale procedura risiede nella volontà di evitare la formazione di meccanismi inelastici di tipo fragile (dovuti al taglio).

Per strutture in CD "A"

$$V_d = \begin{cases} -\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,i}^{+(-)} + M_{Rd,j}^{+(-)}}{L_{ij}} \pm \frac{G_K \cdot L_{ij}}{2} \\ -\gamma_{Rd} \frac{M_{Rd,i}^{+(-)} + M_{Rd,j}^{+(-)}}{L_{ij}} \pm \frac{(G_K + \Psi_{2,i} Q_{K,i}) \cdot L_{ij}}{2} \end{cases}$$

dove:
 $\gamma_{Rd} = 1,20$ fattore di sovraresistenza

Relazione di calcolo

Limiti Normativi [DM 9 Gennaio 96]

$$V_{Rd1} = 0,25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho l) \cdot \delta$$

$$V_{Rd2} = 0,30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot (1 + \cot g \alpha)$$

dove:

$$r = 1,6 - d \quad \text{con } d \text{ espressa in [m] e comunque } r \geq 1$$

$$\rho l = A_{sl} / b_w \cdot d \quad \text{con } A_{sl} \text{ armatura longitudinale a trazione}$$

e comunque $\rho l \leq 0,02$

$$\delta = 1 \quad \text{in presenza di flessione semplice}$$

Limiti Normativi [OPCM 3431/05]

$$V_{R1} = 10 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_{R2} = 15 \cdot \tau_{Rd} \cdot b_w \cdot d$$

dove:

$$\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3} / 28 \quad \text{in [MPa]}$$

Calcolo del taglio sollecitante [rif. OPCM 3431/05]

Traverso	Sezione	L_{ij} [m]	G_K [kN/m]	$G_K + \Psi_{2i} Q_K$ [kN/m]	$M_{Rd, (+)}$ [kNm]	$M_{Rd, (-)}$ [kNm]	$V_{d, Max}$ [kN]	$V_{d, Min}$ [kN]	$ V_d _{Max}$ [kN]
4 - 5	4	3,70	41,18	45,09	66,15	-97,98	157,60	-26,82	157,60
	5				-130,76	251,42	-1,99	-186,41	186,41
5 - 6	5	5,80	41,18	45,09	130,76	-251,42	209,78	58,80	209,78
	6				-130,53	162,20	-40,39	-191,36	191,36
7 - 8	7	3,70	41,18	45,09	66,15	-97,98	168,04	-28,36	168,04
	8				-162,94	256,16	8,45	-187,94	187,94
8 - 9	8	5,80	41,18	45,09	162,94	-256,16	217,38	52,07	217,38
	9				-162,52	162,52	-32,79	-198,09	198,09
10 - 11	10	3,70	40,80	41,58	57,83	-57,83	141,83	-15,63	141,83
	11				-142,29	223,09	-10,58	-168,04	168,04
11 - 12	11	5,80	40,80	41,58	142,29	-223,09	196,02	68,22	196,02
	12				-141,50	99,86	-42,89	-170,69	170,69

Calcolo dei valori limite del taglio e confronto con i valori sollecitanti

Traverso	Sezione	$ V_d _{Max}$ [kN]	$A_{s, sup}$ [cmq]	$A_{s, inf}$ [cmq]	A_{sl} [cmq]	ρ_l	r	V_{Rd1} [kN]	V_{Rd2} [kN]	V_{R1} [kN]	V_{R2} [kN]
4 - 5	4	157,60	7,63	5,09	7,63	0,0061	1,18	48,91	490,2	384,7	577,1
	5	186,41	20,28	10,17	20,28	0,0161	1,18	67,76	490,2	384,7	577,1
5 - 6	5	209,78	20,28	10,17	20,28	0,0161	1,18	67,76	490,2	384,7	577,1
	6	191,36	12,72	10,17	12,72	0,0101	1,18	56,48	490,2	384,7	577,1
7 - 8	7	168,04	7,63	5,09	7,63	0,0061	1,18	48,91	490,2	384,7	577,1
	8	187,94	20,28	12,72	20,28	0,0161	1,18	67,76	490,2	384,7	577,1
8 - 9	8	217,38	20,28	12,72	20,28	0,0161	1,18	67,76	490,2	384,7	577,1
	9	198,09	12,72	12,72	12,72	0,0101	1,18	56,48	490,2	384,7	577,1
10 - 11	10	141,83	5,09	5,09	5,09	0,0046	1,23	42,37	431,9	338,9	508,4
	11	168,04	20,28	12,72	20,28	0,0183	1,23	65,97	431,9	338,9	508,4
11 - 12	11	196,02	20,28	12,72	20,28	0,0183	1,23	65,97	431,9	338,9	508,4
	12	170,69	8,89	12,72	8,89	0,0080	1,23	48,27	431,9	338,9	508,4

Se risulta :

$V_d \leq V_{Rd1} \Rightarrow$ Minimi normativi di armatura [DM 9/1/96]

$V_{Rd1} < V_d \leq V_{Rd2} \Rightarrow$ Calcolo di un' idonea armatura [DM 9/1/96]

$V_d \leq V_{R1} \Rightarrow$ staffe [OPCM 3431/05]

$V_d > V_{R1} \Rightarrow$ Armatura diagonale nei due sensi (45°) [OPCM 3431/05]

$V_d > \min \{ V_{Rd2}; V_{R2} \} \Rightarrow$ Sezione non idonea

Traverso	Sezione	
4 - 5	4	PROGETTO STAFFE
	5	PROGETTO STAFFE
5 - 6	5	PROGETTO STAFFE
	6	PROGETTO STAFFE
7 - 8	7	PROGETTO STAFFE
	8	PROGETTO STAFFE
8 - 9	8	PROGETTO STAFFE
	9	PROGETTO STAFFE
10 - 11	10	PROGETTO STAFFE
	11	PROGETTO STAFFE
11 - 12	11	PROGETTO STAFFE
	12	PROGETTO STAFFE

Minimi di Armatura : [Rif. DM 9/1/96 & OPCM 3431/05]
 $A_{st} \geq 0,10b \left(1 + 0,15 \frac{d}{b}\right) \text{ [cm}^2 / \text{m]}$ con b e d in cm
 $p_{st} \leq 0,8d \text{ [cm]}$
 $n_{st} \geq 3/m$
 $\phi_{st} \geq 6 \text{ mm}$
 e per una distanza dall'appoggio pari almeno a 2d :
 $p_{st} \leq \min \left\{ \frac{d}{4}; 15; 6\phi_{long,min} \right\} \text{ [cm]}$
 Inoltre :
 il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio si considera nullo.

Definizione dell'armatura trasversale dei traversi e verifica a taglio

Formula di riferimento per il progetto delle staffe :

$$V_d = \frac{f_{sd} \cdot w_{st} \cdot n_{br} \cdot 0,9 \cdot d}{p_{st}}$$

$f_{sd} \text{ [N/mm}^2 \text{]}$	326,09
-----------------------------------	---------------

Traverso	$\Delta x \text{ [cm]}$	$V_{sd} \text{ [kN]}$	Minimi Normativi		$\phi_{st} \text{ [mm]}$	n_{br}	$p_{st,calc} \text{ [cm]}$	$A_{st,calc} \text{ [cm}^2 / \text{m]}$	$p_{st,eff} \text{ [cm]}$	$V_{Rd} \text{ [kN]}$
			$A_{st,min} \text{ [cm}^2 / \text{m]}$	$p_{st,max} \text{ [cm]}$						
4 - 5	100	157,60	3,63	10,5	10	2	12,28	12,79	12,00	161,27
	120	121,71		33,33	10	2	15,90	9,87	14,00	138,23
	150	186,41		10,5	10	2	10,38	15,12	10,00	193,52
5 - 6	150	209,78	3,63	10,5	10	2	9,22	17,02	8,00	241,90
	100	145,08		33,33	10	2	13,34	11,77	12,00	161,27
	130	105,10		33,33	10	2	18,41	8,53	18,00	107,51
	100	148,23		33,33	10	2	13,06	12,03	12,00	161,27
	100	191,36		10,5	10	2	10,11	15,53	10,00	193,52
7 - 8	100	168,04	3,63	10,5	10	2	11,52	13,63	10,00	193,52
	120	124,90		33,33	10	2	15,49	10,13	14,00	138,23
	150	187,94		10,5	10	2	10,30	15,25	10,00	193,52
8 - 9	150	217,38	3,63	10,5	10	2	8,90	17,64	8,00	241,90
	100	152,68		33,33	10	2	12,67	12,39	12,00	161,27
	130	111,83		33,33	10	2	17,31	9,07	16,00	120,95
	100	154,96		33,33	10	2	12,49	12,57	12,00	161,27
	100	198,09		10,5	10	2	9,77	16,07	8,00	241,90
10 - 11	100	141,83	3,56	9,25	10	2	12,02	13,06	12,00	142,07
	170	126,85		29,60	10	2	13,44	11,68	12,00	142,07
	100	168,04		9,25	10	2	10,15	15,48	10,00	170,48
11 - 12	100	196,02	3,56	9,25	10	2	8,70	18,05	8,00	213,10
	100	154,83		29,60	10	2	11,01	14,26	10,00	170,48
	180	113,64		29,60	10	2	15,00	10,47	14,00	121,77
	100	129,50		29,60	10	2	13,16	11,93	12,00	142,07
	100	170,69		9,25	10	2	9,99	15,72	8,00	213,10

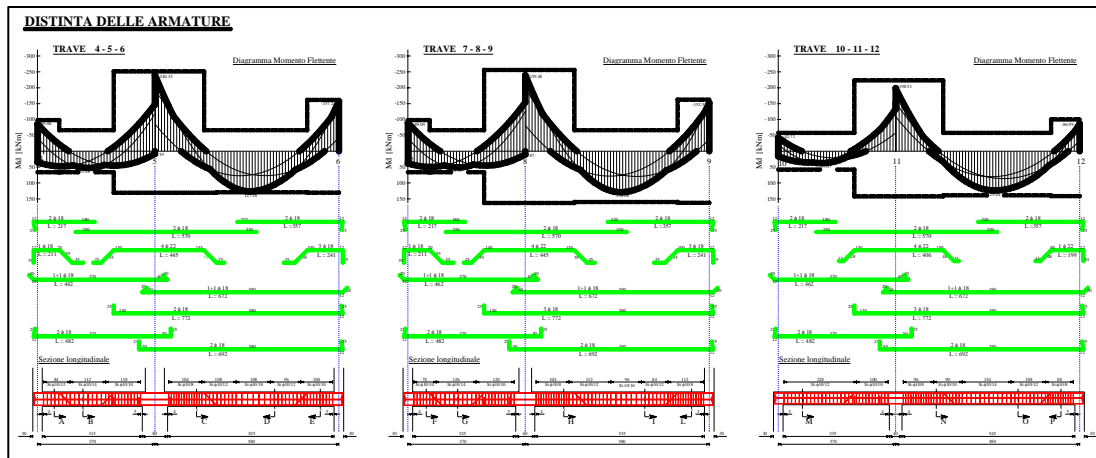


Fig.7 _Stralcio elaborato 3

Pilastrì

Armatura Longitudinale

Il calcolo è stato effettuato a presso-flessione con riferimento alle sollecitazioni flettenti di progetto ottenuti moltiplicando i valori derivanti dall’analisi per il fattore di amplificazione α . Scopo dell’amplificazione è quello di proteggere i pilastri dalla plasticizzazione.

Riferimento Normativo OPCM 3431/05 :

per strutture in CD " A "

$$M_{d,pil} = \alpha \cdot M_{sd,pil}$$

doev :

$M_{sd,pil} \rightarrow$ Momento sollecitante derivante dall' analisi

$\alpha \rightarrow$ Fattore di amplificazione da calcolare per ogni nodo e per entrambe le condizioni di carico in situazioni sismiche dalle seguenti relazioni :

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum |M_{R,travi}|}{\sum |M_{sd,pil}|} \quad \text{se } M_{sd,pil} \text{ risultano concordi}$$

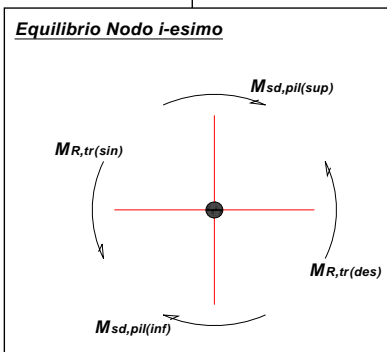
$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{\sum |M_{R,travi}| + |M_{sd,pil}|_{\min}}{|M_{sd,pil}|_{\max}} \quad \text{se } M_{sd,pil} \text{ risultano discordi}$$

in cui $M_{R,travi}$ momenti resistenti delle travi convergenti nel nodo e di verso concorde.

Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di estremità dei pilastri dell'ultimo piano.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall' analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Al valore del momento di calcolo ottenuto secondo la procedura di cui sopra deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall' analisi, per ciascun verso dell' azione sismica.



Quadro riepilogativo relativo ai ritti del telaio

Asta	L_{ij} [m]	b [cm]	h [cm]	Cond. 2		Cond. 3	
				M_{ij} [kNm]	N_{ij} [kN]	M_{ij} [kNm]	N_{ij} [kN]
1 - 4	3,50	60,00	30,00	-27,57	105,98	38,88	291,78
				-11,71		37,08	
2 - 5	3,50	40,00	80,00	-268,83	748,86	289,63	652,16
				11,23		64,92	
3 - 6	3,50	70,00	30,00	-55,75	396,86	10,14	307,76
				-60,85		-27,18	
4 - 7	3,50	40,00	30,00	-22,82	71,76	48,48	183,03
				-22,63		47,73	
5 - 8	3,50	40,00	60,00	-72,97	494,88	138,44	437,12
				-62,65		138,63	
6 - 9	3,50	50,00	30,00	-79,20	256,74	-15,96	203,22
				-79,09		-17,97	
7 - 10	3,50	30,00	30,00	-15,91	40,41	41,36	72,87
				-15,84		42,71	
8 - 11	3,50	30,00	40,00	-9,80	239,11	68,80	222,24
				-10,02		95,41	
9 - 12	3,50	30,00	30,00	-63,21	115,53	-20,27	99,94
				-79,89		-33,34	

Valutazione dei momenti flettenti di calcolo dei pilastri

Calcolo del fattore amplificativo

γ_{Rd}	1,20
---------------	-------------

Nodo	Cond. 2			Cond. 3		
	$M_{R,trave}$ [kNm]	$M_{sd,pil}$ [kNm]	α	$M_{R,trave}$ [kNm]	$M_{sd,pil}$ [kNm]	α
4	-66,15	22,82	2,30	97,98	-48,48	1,37
		11,71			-37,08	
5	-251,42 -130,76	72,97	6,47	130,76 251,42	-138,44	2,26
		-11,23			-64,92	
6	-162,20	79,20	1,39	-162,20	15,96	4,51
		60,85			27,18	
7	-66,15	15,91	2,06	97,98	-41,36	1,32
		22,63			-47,73	
8	-256,16 -162,94	9,80	6,94	162,94 256,16	-68,80	2,42
		62,65			-138,63	
9	-162,52	63,21	1,37	-162,52	20,27	5,10
		79,09			17,97	

Nota: i momenti in tabella rappresentano le azioni delle aste sul nodo. Il segno fa riferimento alla convenzione del Cross (positivo se orario).

Relazione di calcolo

Momenti flettenti di calcolo

Asta	Sezione	Cond. 2	Cond. 3
		$ M_{d,pil} $ [kNm]	$ M_{d,pil} $ [kNm]
1 - 4	1	27,57	50,96
	4	26,92	50,96
2 - 5	2	268,83	289,63
	5	72,64	146,40
3 - 6	3	84,57	122,65
	6	84,57	122,65
4 - 7	4	52,46	66,62
	7	46,62	62,99
5 - 8	5	472,08	312,21
	8	434,87	336,11
6 - 9	6	110,08	71,99
	9	108,40	91,65
7 - 10	7	32,76	54,59
	10	15,84	42,71
8 - 11	8	68,06	166,81
	11	10,02	95,41
9 - 12	9	86,63	103,38
	12	79,89	33,34

Progetto a pressoflessione

$$\psi \cdot \xi + \omega' \cdot \frac{\sigma'_s}{f_{sd}} + \omega \cdot \frac{\sigma_s}{f_{sd}} = v_d = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f'_{cd}}$$

$$\psi \cdot \xi \cdot \left(\frac{1}{2} - \lambda \cdot \xi \right) + \omega' \cdot \frac{\sigma'_s}{f_{sd}} \cdot \left(\frac{1}{2} - \delta' \right) - \omega \cdot \frac{\sigma_s}{f_{sd}} \cdot \left(\frac{1}{2} - \delta' \right) = \mu_d = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f'_{cd}}$$

dove $\omega(\omega') = \frac{A_s(A'_s) \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f'_{cd}}$

Hp. $\omega = \omega'$

$$\psi \cdot \xi = v_d \Rightarrow \xi = \frac{v_d}{\psi}$$

$$\psi \cdot \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \cdot \xi) + \omega' \cdot (1 - 2 \delta') = \mu_d \Rightarrow \omega' = \frac{\mu_d - \mu_c}{(1 - 2 \delta')}$$

$$\omega \Rightarrow A_s = A'_s = \omega b h f'_{cd} / f_{sd}$$

Minimi Normativi

$$1\% \leq \frac{A_{s,tot}}{A_c} \leq 4\%$$

dove

$A_{s,tot}$ → Area totale di armatura longitudinale

A_c → Area della sezione lorda del pilastro

Valori limite dell'asse neutro con armature snervate

Asta	b [cm]	h [cm]	$y_{lim\ 2;2''}$ [cm]	$y_{lim\ 3,4}$ [cm]	$\xi_{lim\ 2;2''}$	$\xi_{lim\ 3,4}$
1 - 4	60,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623
2 - 5	40,00	80,00	12,95	53,34	0,162	0,667
3 - 6	70,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623
4 - 7	40,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623
5 - 8	40,00	60,00	10,26	39,48	0,171	0,658
6 - 9	50,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623
7 - 10	30,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623
8 - 11	30,00	40,00	7,57	25,63	0,189	0,641
9 - 12	30,00	30,00	6,23	18,70	0,208	0,623

Definizione delle armature longitudinali.

Asta	Sezione	Cond. più sfavorevole		ξ_{caloc}	μ_c	μ_d	ω_{calc}	Minimi Normativi		$A_{s,calc}$ [cmq]	Ferri per lato		
		$N_{d,min}$ [kN]	$M_{d,max}$ [kNm]					$A_{s,min}$ [cmq]	$A_{s,max}$ [cmq]		ϕ [mm]	n° barre	$A_{s,eff}$ [cmq]
1 - 4	1	105,98	50,96	0,067	0,047	0,107	0,075	18,000	72,000	9,00	20	3	9,42
	4												
2 - 5	2	652,16	289,63	0,231	0,161	0,188	0,029	32,000	128,000	16,00	20	6	18,84
	5												
3 - 6	3	307,76	122,65	0,166	0,111	0,230	0,149	21,000	84,000	10,56	20	4	12,56
	6												
4 - 7	4	71,76	66,62	0,068	0,047	0,190	0,178	12,000	48,000	7,21	20	3	9,42
	7												
5 - 8	5	437,12	472,08	0,207	0,143	0,372	0,254	24,000	96,000	20,59	20	7	21,98
	8												
6 - 9	6	203,22	110,08	0,154	0,103	0,271	0,210	15,000	60,000	10,65	20	4	12,56
	9												
7 - 10	7	40,41	54,59	0,051	0,036	0,200	0,205	9,000	36,000	6,23	20	2	6,28
	10												
8 - 11	8	222,24	166,81	0,210	0,141	0,387	0,289	12,000	48,000	11,71	20	4	12,56
	11												
9 - 12	9	99,94	103,38	0,126	0,086	0,388	0,378	9,000	36,000	11,49	20	4	12,56
	12												

Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri

Asta	Cond. 2	Cond. 3	Zona 2",3	Zona 2'	y _c [cm]		M _{Rd} [kNm]
	N _d [kN]	N _d [kN]	y _c [cm]	y _c [cm]			
1 - 4	105,98	291,78	2,003	4,792	4,79	cond. 2	89,19
			5,514	5,993	5,99	cond. 3	110,65
2 - 5	748,86	652,16	21,229	15,609	21,23	cond. 2	690,57
			18,488	14,745	18,49	cond. 3	667,25
3 - 6	396,86	307,76	6,429	6,286	6,43	cond. 2	147,62
			4,985	5,854	5,85	cond. 3	137,61
4 - 7	71,76	183,03	2,034	5,169	5,17	cond. 2	84,03
			5,189	5,972	5,97	cond. 3	96,97
5 - 8	494,88	437,12	14,029	11,136	14,03	cond. 2	507,73
			12,392	10,758	12,39	cond. 3	496,51
6 - 9	256,74	203,22	5,823	6,132	6,13	cond. 2	130,58
			4,609	5,847	5,85	cond. 3	124,39
7 - 10	40,41	72,87	1,527	4,924	4,92	cond. 2	55,34
			2,754	5,275	5,27	cond. 3	59,13
8 - 11	239,11	222,24	9,038	7,866	9,04	cond. 2	178,43
			8,400	7,738	8,40	cond. 3	176,23
9 - 12	115,53	99,94	4,367	5,938	5,94	cond. 2	113,14
			3,777	5,846	5,85	cond. 3	111,31

Armatura Trasversale

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri utilizzati per la verifica e il progetto delle armature si sono ottenuti dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità.

Rif. OPCM 3431/05
per strutture in CD " A "

$$V_d = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^{inf} + M_{Rp}^{sup}}{H_p}$$

dove :

$\gamma_{Rd} = 1,20$

M_{Rp} = Momenti resistenti delle sezioni di estremità del pilastro

Limiti Normativi [DM 9 Gennaio 96]

$$V_{Rd1} = 0,25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho l) \cdot \delta$$

$$V_{Rd2} = 0,30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g \alpha)$$

dove :

$$r = 1,6 - d \quad \text{con } d \text{ espressa in [m] e comunque } r \geq 1$$

$$\rho l = A_{sl} / b_w \cdot d \quad \text{con } A_{sl} \text{ armatura longitudinale a trazione}$$

e comunque $\rho l \leq 0,02$

$$\delta = 1 + \frac{M_0}{M_{sdu}} \quad \text{con } M_0 = N_d \cdot \rho_{nocc.}$$

Valutazione degli sforzi di progetto e confronto con i valori limite.

Asta	$ V_d _{Max}$ [kN]	ρ_l	r	M_0 [kNm]	δ	V_{Rd1} [kN]	V_{Rd2} [kN]	
1 - 4	75,87	0,0058	1,33	5,30	1,05	73,58	630,28	<u>Progetto Staffe</u>
2 - 5	473,53	0,0061	1,00	86,95	1,13	114,34	1198,31	<u>Progetto Staffe</u>
3 - 6	101,22	0,0066	1,33	15,39	1,10	93,37	735,33	<u>Progetto Staffe</u>
4 - 7	66,50	0,0087	1,33	3,59	1,04	54,01	420,19	<u>Progetto Staffe</u>
5 - 8	348,16	0,0096	1,03	43,71	1,09	95,44	887,06	<u>Progetto Staffe</u>
6 - 9	89,54	0,0093	1,33	10,16	1,08	71,59	525,23	<u>Progetto Staffe</u>
7 - 10	40,55	0,0078	1,33	2,02	1,03	39,03	315,14	<u>Progetto Staffe</u>
8 - 11	122,35	0,0113	1,23	14,82	1,08	58,46	431,86	<u>Progetto Staffe</u>
9 - 12	77,58	0,0155	1,33	5,00	1,04	50,42	315,14	<u>Progetto Staffe</u>

Definizione dell'armatura trasversale dei ritzi

Formule di riferimento

$$V_{sd} = f_{sd} \cdot \omega_{st} \cdot n_{br} \cdot b \cdot 0,9 \cdot d / p_{st}$$

dove

$$V_{sd} = \max \{ V_d - V_{cd} ; 0,5 V_d \}$$

con

$$V_{cd} = 0,6 \cdot b \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot \delta$$

Minimi Normativi [Rif. DM 9/1/96 & OPCM 3431/05 & TU 30/3/05]

$$\phi_{st, min} \geq \max \left\{ 8 \text{ mm} ; \frac{1}{3} \phi_{l, max} \right\}$$

$$p_{st} \leq \min \left\{ 10 \phi_{l, min} ; 25 \text{ cm} \right\}$$

e per una distanza dagli estremi pari a :

$$\Delta x \geq \max \left\{ 45 \text{ cm} ; \frac{1}{3} H_p ; \max \{ b ; h \} \right\}$$

$$p_{st} \leq \min \left\{ 10 \text{ cm} ; 5 \phi_{l, min} ; \frac{1}{4} \min \{ b ; h \} \right\}$$

Traverso	Δx [cm]	V_d [kN]	V_{cd} [kN]	V_{sd} [kN]	Minimi Normativi		ϕ_{st} [mm]	n_{br}	$p_{st,calc}$ [cm]	$p_{st,eff}$ [cm]
					ϕ_{min} [mm]	$p_{st,max}$ [cm]				
1 - 4	120	75,87	102,87	37,94	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7
2 - 5	120	473,53	210,14	263,39	8,00	10,0	10	2	13,5	10
	110					20,0	10	2	13,5	13
	120					10,0	10	2	13,5	10
3 - 6	120	101,22	126,47	50,61	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7
4 - 7	120	66,50	71,08	33,25	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7
5 - 8	120	348,16	150,06	198,10	8,00	10,0	10	2	13,3	10
	110					20,0	10	2	13,3	13
	120					10,0	10	2	13,3	10
6 - 9	120	89,54	88,17	44,77	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7
7 - 10	120	40,55	50,76	20,27	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7
8 - 11	120	122,35	72,85	61,18	8,00	7,5	10	2	27,9	7
	110					20,0	10	2	27,9	20
	120					7,5	10	2	27,9	7
9 - 12	120	77,58	51,25	38,79	8,00	7,5	10	2	7,5	7
	110					20,0	10	2	20,0	20
	120					7,5	10	2	7,5	7

VERIFICA NODO TRAVE - PILASTRO

Verifica delle staffe orizzontali lungo il nodo

$$p_{st} \leq \frac{n_{br} \cdot \omega_{st} \cdot f_{sd}}{0,05 \cdot \bar{b} \cdot R_{ck}}$$

e comunque

$$p_{st} \leq \min \{ p_{st,pil,sup} ; p_{st,pil,inf} \}$$

Nodo	b_{trave} [cm]	b_{pil} [cm]	h_{pil} [cm]	b_{utile} [cm]	ϕ_{st} [mm]	n_{br}	$P_{st,calc}$ [cm]	$P_{st,eff}$ [cm]
4	30,00	60,00	30,00	45,00	10	2	9,1	7,0
5	30,00	40,00	80,00	40,00	10	2	10,2	10,0
6	30,00	70,00	30,00	45,00	10	2	9,1	7,0
7	30,00	40,00	30,00	40,00	10	2	10,2	7,0
8	30,00	40,00	60,00	40,00	10	2	10,2	7,0
9	30,00	50,00	30,00	45,00	10	2	9,1	7,0
10	30,00	30,00	30,00	30,00	10	2	13,7	7,0
11	30,00	30,00	40,00	30,00	10	2	13,7	7,0
12	30,00	30,00	30,00	30,00	10	2	13,7	7,0

Elaborati grafici di progetto dei pilastri

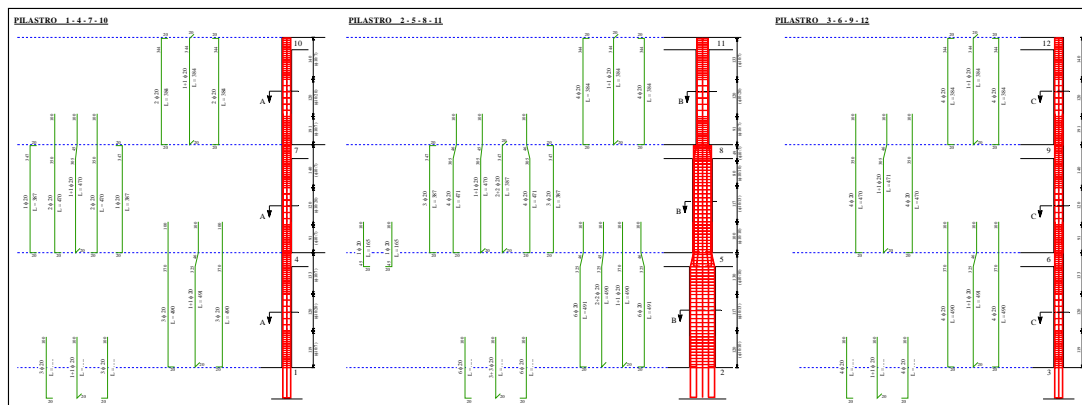


Fig.8_Stralcio elaborato 4

Fondazione su travi rovesce

Rif. OPCM 3431/05

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD " A ") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi soprastanti. Più precisamente, lo sforzo assiale nei pilastri deve essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente ed al corrispondente sforzo di taglio.

Calcolo dei momenti resistenti dei pilastri

Asta	L _{ij} [m]	b [cm]	h [cm]	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3	Zona 2",3	Zona 2'	y _c [cm]	M _{Rd} [kNm]	
				N _d [kN]	N _d [kN]	N _d [kN]	y _c [cm]	y _c [cm]			
1 - 4	3,50	60,00	30,00	329,19	105,98	291,78	6,221	6,224	6,22	cond. 1	114,91
							2,003	4,792	4,79	cond. 2	89,19
							5,514	5,993	5,99	cond. 3	110,65
2 - 5	3,50	40,00	80,00	1154,10	748,86	652,16	32,717	19,056	32,72	cond. 1	765,22
							21,229	15,609	21,23	cond. 2	690,57
							18,488	14,745	18,49	cond. 3	667,25
3 - 6	3,50	70,00	30,00	581,88	396,86	307,76	9,426	7,144	9,43	cond. 1	163,64
							6,429	6,286	6,43	cond. 2	147,62
							4,985	5,854	5,85	cond. 3	137,61

Quadro riepilogativo delle sollecitazioni scaricate in fondazione (piede dei ritti)

Nodo	Cond. 1			Cond. 2			Cond. 3		
	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]	N _{Sd} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
1	329,19	-9,71	-8,99	105,98	89,19	50,96	291,78	110,65	63,23
2	1154,10	-17,57	-23,50	748,86	690,57	394,61	652,16	667,25	381,29
3	581,88	38,81	32,49	396,86	147,62	84,35	307,76	137,61	78,63

Quadro riepilogativo delle sollecitazioni trasportate al piano di posa

α	1,10	Coefficiente amplificativo degli sforzi normali per tener conto del peso proprio della fondazione nel trasporto delle sollecitazioni dal piede del ritto al piano di posa.
h* [m]	1,00	Profondità di prima approssimazione del piano di posa necessaria ad effettuare il trasporto delle sollecitazioni dal piede del ritto al piano di posa stesso.

Nodo	Cond. 1			Cond. 2			Cond. 3		
	N _{Sd,p} [kN]	M _{Sd,p} [kNm]	V _{Sd,p} [kN]	N _{Sd,p} [kN]	M _{Sd,p} [kNm]	V _{Sd,p} [kN]	N _{Sd,p} [kN]	M _{Sd,p} [kNm]	V _{Sd,p} [kN]
1	362,11	-18,70	-8,99	116,58	140,15	50,96	320,95	173,87	63,23
2	1269,52	-41,07	-23,50	823,75	1085,18	394,61	717,38	1048,54	381,29
3	640,07	71,30	32,49	436,54	231,97	84,35	338,54	216,24	78,63

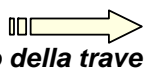
Predimensionamento

Predimensionamento del sottofondo di magrone (piano di posa)

Con riferimento alla prima combinazione di carico, ipotizzando la presenza di soli sforzi centrati, si predimensiona lo strato di magrone, e quindi la superficie di posa imponendo la condizione che la tensione massima provocata dal carico risulti minore o uguale alla tensione limite del terreno di sottofondo.
 Prescindendo in tale sede da calcoli di natura geotecnica, si assume come tensione nominale ammissibile il valore di 0,2 MPa.

B_t [cm]	90,0
------------	------

σ_t [Mpa]	0,20
L_{sb} [cm]	100
s_m [cm]	15,0



$B_{m,calc}$ [cm]	100,0
$B_{m,eff}$ [cm]	120,0

Verifica preliminare delle tensioni di contatto

	$M_{tot,p}$ [kNm]	$N_{tot,p}$ [kN]	$e^{(i)}$ [m]	$\sigma_{t,max}$ [Mpa]
Cond. 1	-1,15	2271,69	-0,0005	0,165
Cond. 2	2112,21	1376,87	1,5341	0,180
Cond. 3	2108,39	1376,87	1,5313	0,179

M_{max} [kNm]	853,48
-----------------	--------

Con riferimento alla prima condizione di carico, quindi considerando una distribuzione uniforme delle reazioni del terreno, e velutato rispetto al nodo 2 (forze a destra)

Progetto a Flessione Semplice :
 $\rho = 0$; $\delta' = 0,05$; $\xi = 0,25$

r_u	0,2302
-------	--------

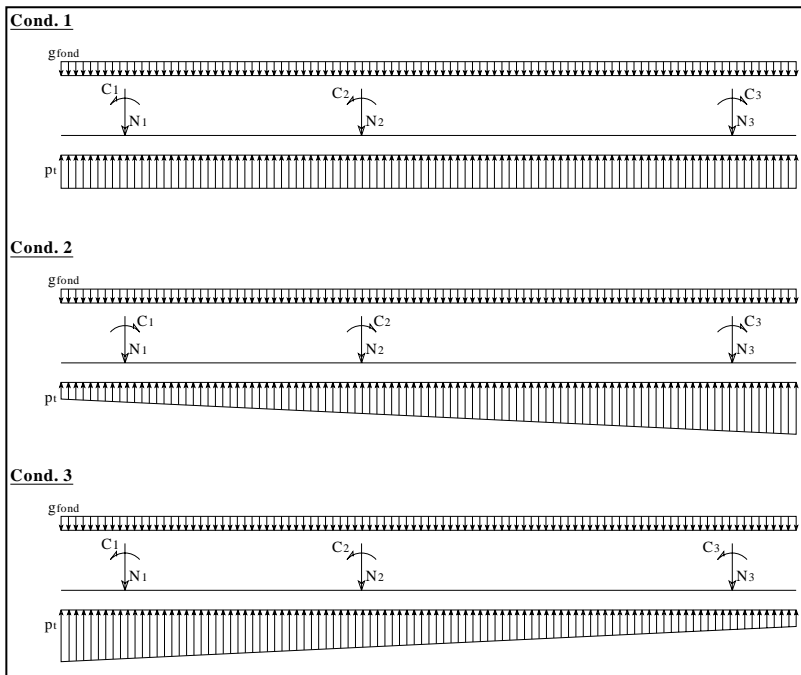


$H_{t,calc}$ [cm]	70,9	$H_{t,eff}$ [cm]	100,0
-------------------	------	------------------	-------

B_t [cm]	90,0
b_t [cm]	50,0
h_w [cm]	60,0
t [cm]	40,0

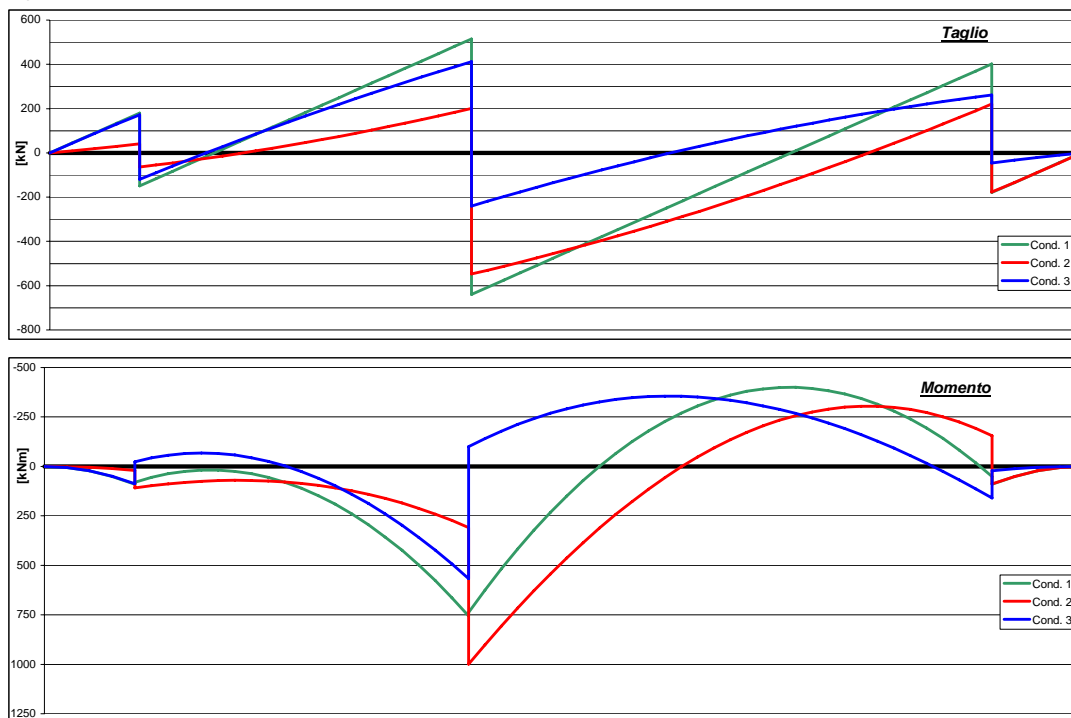
Analisi delle sollecitazioni

	$\sigma_{t, Min}$ [MPa]	$\sigma_{t, Max}$ [MPa]	$P_{t, Min}$ [kN/m]	$P_{t, Max}$ [kN/m]	N_1 [kN]	N_2 [kN]	N_3 [kN]	C_1 [kNm]	C_2 [kNm]	C_3 [kNm]	g_{fond} [kN/m]
Cond. 1	0,166		199,7		329,19	1154,1	581,88	-9,71	-17,57	38,81	20,10
Cond. 2	0,046	0,169	55,5	202,4	105,98	748,86	396,86	89,19	690,57	244,63	
Cond. 3	0,050	0,165	59,8	198,1	291,78	652,16	307,76	-110,65	-667,25	-137,61	



P	x [m]	Condizione 1		Condizione 2		Condizione 3	
		W [kNm]	T [kN]	W [kNm]	T [kN]	W [kNm]	T [kN]
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,25	5,61	44,90	1,14	9,24	5,53	44,12
3	0,50	22,45	89,79	4,69	19,28	22,00	87,50
4	0,75	50,51	134,69	10,84	30,11	49,22	130,12
5	1,00	89,79	179,58	19,81	41,75	87,00	171,69
6	1,00	80,08	-149,61	108,99	-64,23	-23,65	-119,79
7	1,19	55,47	-116,39	97,95	-55,11	-42,98	-89,29
8	1,37	37,02	-83,17	88,63	-45,55	-56,71	-59,20
9	1,56	24,70	-49,84	81,12	-35,55	-64,91	-29,63
10	1,93	19,54	-16,72	75,51	-25,11	-67,66	-0,26
11	2,1	24,64	49,72	70,27	-2,83	-57,11	57,03
12	2,30	36,91	82,85	70,80	8,62	-43,96	85,06
13	2,48	55,33	116,17	73,56	21,01	-25,66	112,68
14	2,67	79,90	149,39	78,61	33,63	-2,29	139,89
15	2,85	110,61	182,61	86,03	46,69	26,07	166,68
16	3,04	147,46	215,84	95,91	60,19	59,35	193,06
17	3,22	190,47	249,06	108,33	74,13	97,48	219,03
18	3,41	239,62	282,28	123,36	88,50	140,37	244,59
19	3,59	294,91	315,50	141,10	103,31	187,95	269,74
20	3,78	356,35	348,73	161,61	118,56	240,15	294,48
21	3,96	423,94	381,95	184,99	134,24	296,88	318,80
22	4,15	497,67	415,17	211,31	150,37	358,08	342,72
23	4,33	577,55	448,39	240,65	166,93	423,66	366,22
24	4,52	663,58	481,62	273,10	183,92	493,56	389,31
25	4,70	755,75	514,84	308,73	201,36	567,68	411,99
26	4,70	738,18	-539,27	989,30	-547,50	-99,57	-240,18
27	4,98	626,26	-906,72	901,65	-530,00	-141,12	-218,36
28	5,05	518,25	-574,17	807,20	-512,07	-178,75	-168,93
29	5,23	417,13	-541,62	716,05	-493,73	-212,53	-175,90
30	5,43	321,91	-509,07	628,25	-474,96	-242,54	-155,27
31	5,63	232,59	-476,52	543,80	-455,79	-268,84	-135,03
32	5,97	149,17	-443,97	463,06	-436,17	-291,51	-115,19
33	6,15	0,00	-376,87	312,23	-395,70	-326,24	-76,66
34	6,33	-65,69	-346,33	242,39	-374,84	-338,44	-58,03
35	6,51	-125,52	-313,78	176,38	-353,95	-347,30	-39,76
36	6,69	-179,44	-281,23	114,26	-331,86	-352,88	-21,90
37	6,88	-227,46	-248,68	56,11	-309,73	-355,26	-4,42
38	7,05	-289,58	-216,13	2,01	-287,18	-354,51	12,66
39	7,23	-336,13	-183,58	-47,97	-264,22	-350,70	29,34
40	7,42	-386,13	-151,03	-93,75	-240,84	-343,90	45,63
41	7,60	-380,56	-118,48	-135,25	-217,03	-334,18	61,52
42	7,78	-379,08	-85,93	-172,40	-192,81	-321,62	77,02
43	7,95	-391,71	-53,39	-205,12	-168,17	-306,29	92,12
44	8,14	-398,43	-20,84	-233,33	-143,10	-289,25	106,82
45	8,33	-399,26	11,71	-256,97	-117,62	-267,59	121,14
46	8,51	-394,19	44,28	-275,95	-91,72	-244,36	135,05
47	8,69	-383,22	76,81	-290,19	-65,40	-218,65	148,58
48	8,87	-366,34	109,36	-299,63	-38,65	-190,53	161,70
49	9,05	-343,57	141,91	-304,18	-11,49	-160,06	174,43
50	9,23	-314,90	174,46	-303,77	16,09	-127,32	186,77
51	9,41	-280,33	207,01	-298,32	44,09	-92,38	198,71
52	9,59	-239,86	239,56	-287,76	72,51	-55,31	210,26
53	9,78	-193,49	272,10	-272,01	101,35	-16,19	221,41
54	9,96	-141,22	304,65	-250,99	130,62	24,93	232,16
55	10,14	-83,06	337,20	-224,64	160,30	67,95	242,52
56	10,32	-18,99	369,75	-192,86	190,40	112,82	252,49
57	10,50	50,98	402,30	-155,59	220,92	159,45	262,06
58	10,50	89,79	-178,58	88,03	-175,94	21,85	-45,70
59	10,75	50,51	-134,69	50,38	-133,15	12,01	-33,15
60	11,00	22,45	-89,79	22,52	-89,57	5,21	-21,35
61	11,25	5,61	-44,90	5,66	-45,18	1,27	-10,30
62	11,50	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Diagrammi delle caratteristiche della sollecitazione



Armatura Longitudinale

Progetto a Flessione Semplice
 $\Psi \xi + \omega' - \omega = 0 \rightarrow$ Eq. alla traslazione
 $\Psi \xi \cdot (1 - \delta' - \lambda \xi) + \omega' (1 - 2\delta') = \mu_d \Rightarrow \mu_c + \mu_s = \mu_d \rightarrow$ Rotazione rispetto a ω
 dove:

$$\mu_d = \frac{M_{Sd}}{b \cdot h^2 \cdot f'_{cd}} \quad ; \quad \omega(\omega') = \frac{A_s (A'_s) \cdot f_{sd}}{b \cdot h \cdot f'_{cd}}$$

Rif. OPCM 3431/05
 Le travi di fondazione in cemento armato devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

Relazione di calcolo

Sezione	$M_{Sd,Max}$ [kNm]	$M_{Sd,Min}$ [kNm]	$\mu_d(Mpos)$	$\mu_d(Mneg)$	μ_c	$\xi_{eff}(Mpos)$	$\xi_{eff}(Mneg)$	Momento Pos.		Momento Neg.		Minimi	Normativi
								$A_{s,inf}$ [cmq]	$A_{s,sup}$ [cmq]	$A_{s,inf}$ [cmq]	$A_{s,sup}$ [cmq]	$A_{s,sup}$ [cmq]	$A_{s,inf}$ [cmq]
1	108,99	-23,65	0,0198	0,0024	0,160	0,028	0,003	3,76	0,00	0,00	0,81	13,20	13,20
1 - 2	70,20	-67,66	0,0127	0,0068		0,018	0,010	2,41	0,00	0,00	2,32		
2	999,30	-99,57	0,1813	0,0100		0,250	0,014	33,83	0,02	0,00	3,41		
2 - 3	0,00	-399,64	0,0000	0,0403		0,000	0,057	0,00	0,00	0,00	13,97		
3	159,45	-155,59	0,0289	0,0157		0,041	0,022	5,53	0,00	0,00	5,35		

Definizione delle armature longitudinali

Sezione	$A_{s,inf}$ [cmq]	$A_{s,sup}$ [cmq]	Ferri inferiori			Ferri superiori		
			ϕ [mm]	n° barre	$A_{s,inf\,eff}$ [cmq]	ϕ [mm]	n° barre	$A_{s,sup\,eff}$ [cmq]
1	13,20	13,20	18	6	15,26	18	6	15,26
1 - 2	13,20	13,20	18	6	15,26	18	6	15,26
2	33,83	13,20	18 22	6 6	38,06	18	6	15,26
2 - 3	13,20	13,97	18	6	15,26	18	6	15,26
3	13,20	13,20	18	6	15,26	18	6	15,26

VERIFICA A FLESSIONE

Calcolo Momenti Resistenti

Se y_c in zona 2", 3

Sezione	$M_{Rd} = \sigma_{yk} b y_c$	$M_{Sd,Max}$ [kNm]	$M_{Sd,Min}$ [kNm]	$\lambda \frac{h}{2}$	$\lambda \frac{h}{2}$	$M_{Rd}^{(+)}$ [kNm]	$M_{Rd}^{(-)}$ [kNm]
1	108,99	-23,65	453,92ok	460,22ok	
1 - 2	70,20	-67,66	453,92ok	460,22ok	
2	999,30	-99,57	1103,46ok	460,13ok	
2 - 3	0,00	-399,64	453,92ok	460,22ok	
3	159,45	-155,59	453,92ok	460,22ok	
$y_{lim\,2',3}$ [cm]		65,81					

Ricerca posizione asse neutro

Sezione	$A_{s,inf\,eff}$ [cmq]	$A_{s,sup\,eff}$ [cmq]	Zona 2",3	Zona 2'	$y_c^{(+)}$ [cm]	Zona 2",3	Zona 2'	$y_c^{(-)}$ [cm]
			$y_c^{(+)}$ [cm]	$y_c^{(+)}$ [cm]		$y_c^{(-)}$ [cm]	$y_c^{(-)}$ [cm]	
1	15,26	15,26	0,00	8,42	8,42	0,00	5,87	5,87
1 - 2	15,26	15,26	0,00	8,42	8,42	0,00	5,87	5,87
2	38,06	15,26	16,86	16,98	16,98	-9,37	5,60	5,60
2 - 3	15,26	15,26	0,00	8,42	8,42	0,00	5,87	5,87
3	15,26	15,26	0,00	8,42	8,42	0,00	5,87	5,87

Armatura trasversale

Limiti Normativi [DM 9 Gennaio 96]
 $V_{Rd1} = 0,25 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot \delta$
 $V_{Rd2} = 0,30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g \alpha)$
 dove :
 $r = 1,6 - d$ con d espressa in [m] e comunque $r \geq 1$
 $\rho_l = A_{sl} / b_w \cdot d$ con A_{sl} armatura longitudinale a trazione
 e comunque $\rho_l \leq 0,02$
 $\delta = 1$ in presenza di flessione semplice

Se risulta :
 $V_d \leq V_{Rd1} \Rightarrow$ Minimi normativi di armatura [DM 9/1/96]
 $V_{Rd1} < V_d \leq V_{Rd2} \Rightarrow$ Calcolo di un'idonea armatura [DM 9/1/96]
 $V_d > V_{Rd2} \Rightarrow$ Sezione non idonea

Tratto	Sezione	$ V_d _{Max}$ [kN]	ρ_l	r	V_{Rd1} [kN]	V_{Rd2} [kN]
0 - 1	1	179,58	0,0032	1,00	139,20	1848,05
	1 - 2	149,61	0,0032		139,20	
1 - 2	2	514,84	0,0080		167,98	
	2 - 3	639,27	0,0080		167,98	
2 - 3	3	402,30	0,0032		139,20	
	3 - F	179,58	0,0032		139,20	

PROGETTO STAFFE
 PROGETTO STAFFE
 PROGETTO STAFFE
 PROGETTO STAFFE
 PROGETTO STAFFE
 PROGETTO STAFFE

Relazione di calcolo

Definizione dell'armatura trasversale

Minimi di Armatura : [Rif. DM 9/1/96 & OPCM 3431/05]
 $A_{st} \geq 0,10 b (1 + 0,15 d/b) [cm^2/m]$ con b e d in cm
 $p_{st} \leq 0,8 d [cm]$
 $n_{st} \geq 3/m$
 $\phi_{st} \geq 6 mm$
 e per una distanza dall'appoggio pari almeno a $2d$:
 $p_{st} \leq \min \left\{ \frac{d}{4}; 15; 6 \phi_{long, min} \right\} [cm]$

Formule di riferimento

$$V_{sd} = f_{sd} \cdot \omega_{st} \cdot n_{br} \cdot 0,9 \cdot d / p_{st}$$

dove

$$V_{sd} = \max \{ V_d - V_{cd}; 0,5 V_d \}$$

con

$$V_{cd} = 0,6 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} \cdot \delta$$

Tratto	$\Delta x [cm]$	$ V_d _{Max} [kN]$	$V_{cd} [kN]$	$V_{sq} [kN]$	Minimi Normativi		$\phi_{st} [mm]$	n_{br}	$p_{st,calc} [cm]$	$A_{st,calc} [cm^2/m]$	$p_{st,eff} [cm]$	$V_{Rd} [kN]$
					$A_{st,min} [cm^2/m]$	$p_{st,max} [cm]$						
0 - 1	100	179,58	287,84	89,79	6,425	10,8	10	2	48,75	3,22	10,00	725,56
				74,81		10,8						
1 - 2	185	149,61	287,84	257,42	6,425	10,8	10	2	17,00	9,23	10,00	725,56
				351,43		10,8						
2 - 3	190	639,27	287,84	171,56	6,425	33	10	2	25,51	6,15	32,00	424,63
				201,15		10,8						
3 - F	100	179,58	287,84	89,79	6,425	10,8	10	2	48,75	3,22	10,00	725,56

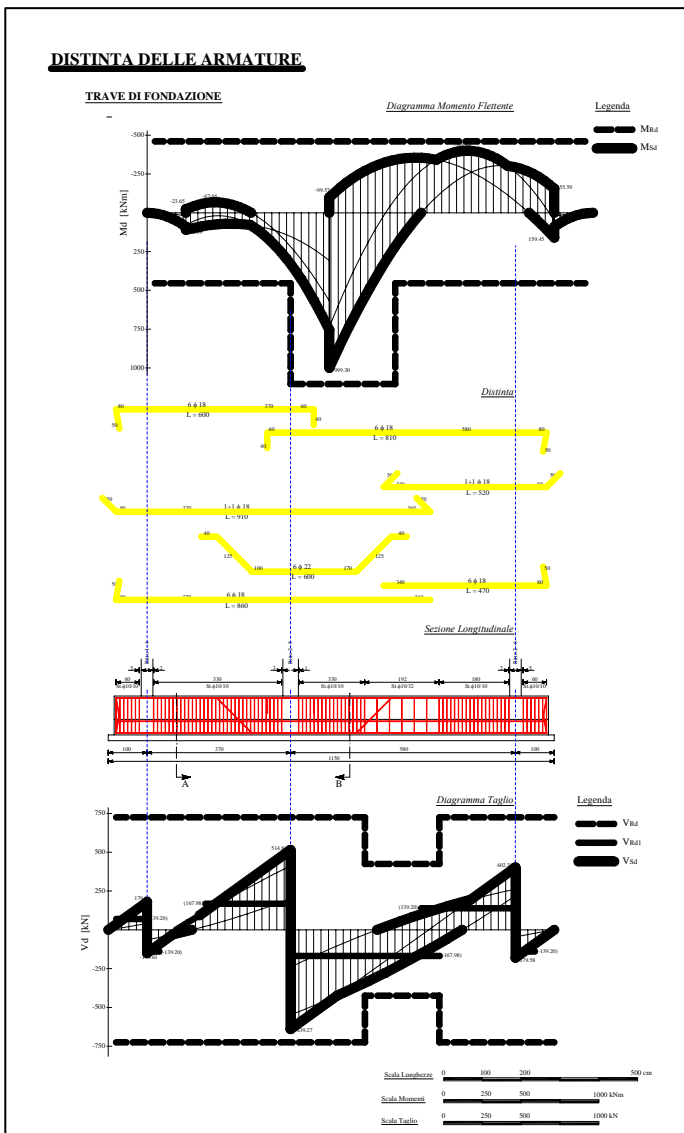


Fig.9_Stralcio elaborato 5

Verifica allo stato limite di danno (SLD)

L'OPCM 3431/05 prevede che per gli edifici in zona sismica sia verificata la sicurezza nei confronti dello stato limite di danno. E' richiesto in particolare che la struttura non subisca danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella dell'azione sismica di progetto, ma non maggiore del 50% in 50 anni.

In pratica la verifica richiede il controllo degli spostamenti relativi di piano valutati nelle condizioni di esercizio definite sopra:

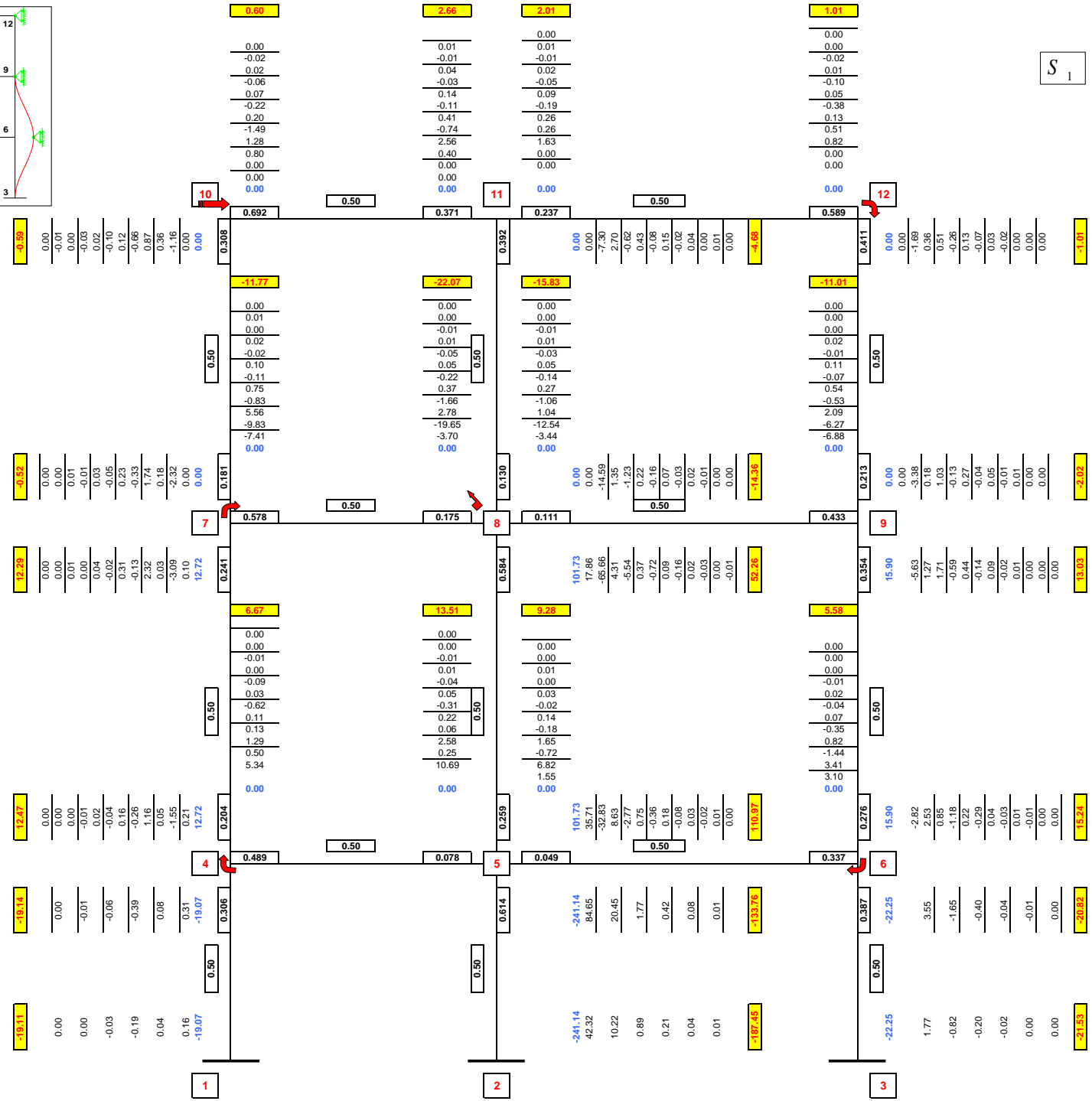
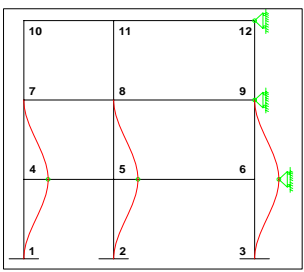
$$\delta_{\text{imax}} / h \leq 0,005.$$

In tale sede si è effettuata una verifica approssimata allo SLD considerando gli spostamenti ottenuti dall'analisi allo SLU.

Risulta:

$$0,0046 \text{ m} / 3,50 \text{ m} = 0,0013 < 0,005 \quad \text{verificata}$$

Appendice: schemi di risoluzione con il metodo di Hardy-Cross



-19.11

-19.14

12.47

12.29

-0.52

-0.39

1

0.50

0.306

0.204

0.50

0.241

0.181

0.50

0.308

0.00

0.60

-19.07

-19.07

12.72

12.72

0.00

0.00

0.692

0.04

0.08

1.16

0.05

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

0.16

0.31

1.55

0.03

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

0.04

0.08

1.16

0.03

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

0.04

0.08

1.16

0.03

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

2

0.50

0.614

0.259

0.584

0.130

0.392

0.00

0.00

2.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.237

0.00

2.01

0.04

0.08

1.16

0.03

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

0.21

0.42

1.18

0.09

0.09

0.07

0.15

0.50

0.00

2.01

0.04

0.08

1.16

0.03

3.09

-2.32

0.18

0.00

-1.16

0.60

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.50

0.00

2.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.50

0.00

2.01

3

0.50

0.387

0.276

0.384

0.213

0.411

0.589

0.00

1.01

-22.25

-22.25

15.90

15.90

0.00

0.00

0.589

0.00

1.01

1.77

3.55

2.53

5.83

-3.38

0.18

0.51

0.00

-1.69

0.00

-0.82

-1.65

-1.18

0.85

1.71

1.03

0.26

0.00

0.36

0.00

-0.20

-0.40

-0.29

0.44

-0.13

0.27

0.13

0.00

-0.26

0.00

-0.02

-0.04

-0.03

0.04

-0.04

0.05

0.03

0.00

-0.07

0.00

0.00

-0.01

-0.01

0.01

0.01

0.01

0.01

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

0.00

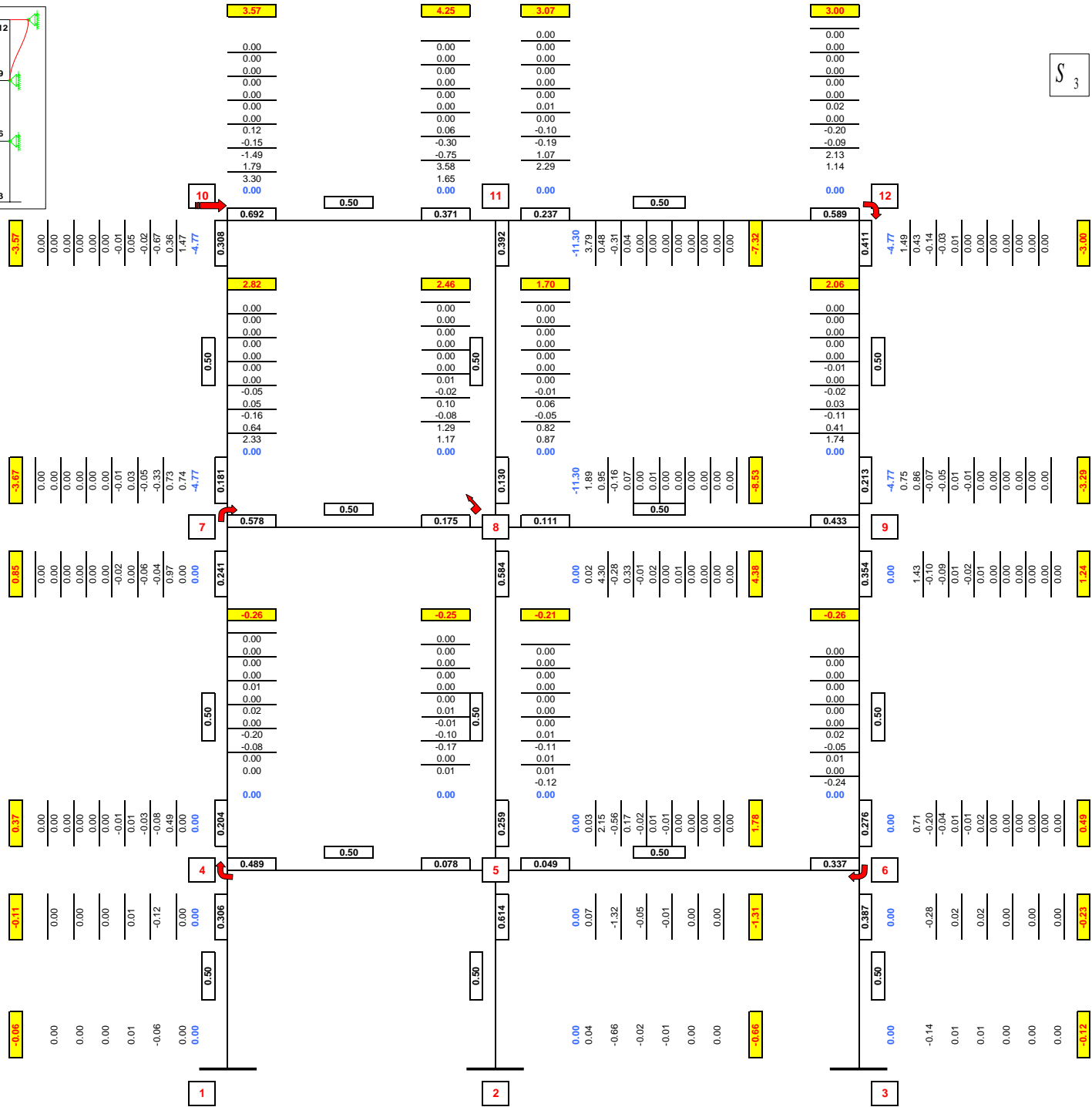
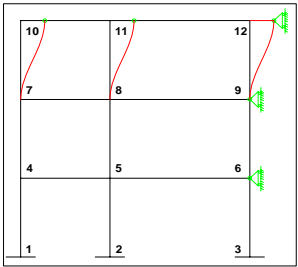
0.00

0.00

0.00

0.00

S_1



S₃