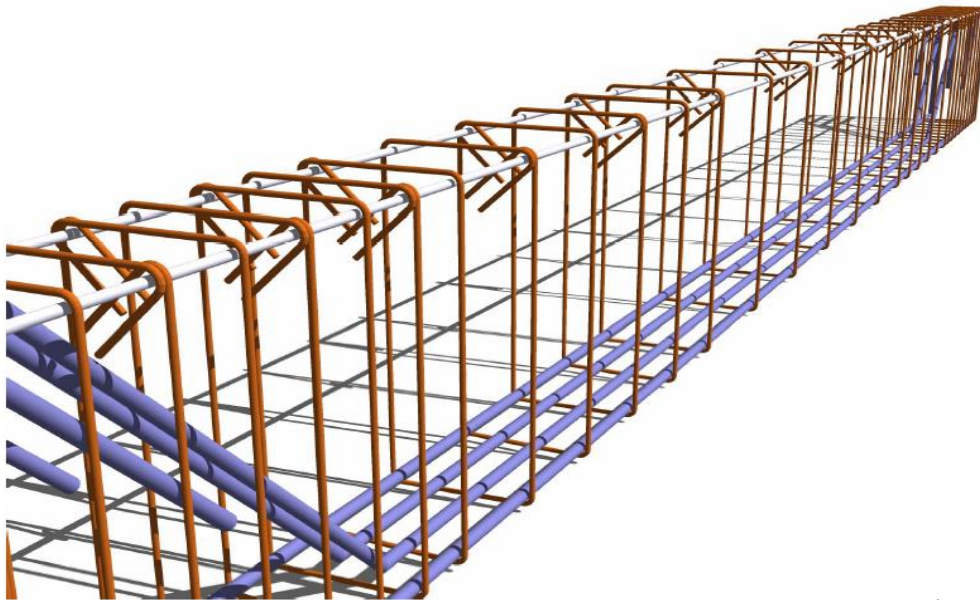




Politecnico di Bari

Corso di laurea in Ingegneria Civile-Ambientale
Corso di Tecnica delle Costruzioni



***Progetto e verifica di
una trave alta***

Prof. Rita Greco

BARI, Dicembre 2016

I passi della progettazione:

1. Analisi dei carichi
2. Predimensionamento della sezione (b , d)
3. Scelta dello schema di calcolo e condizioni di carico
4. Progetto e verifica dell'armatura longitudinale
5. Progetto e verifica dell'armatura trasversale

1. Modello
2. Risoluzione dello schema
3. Ridistribuzione
4. Traslazione
5. Progetto Armatura longitudinale
6. Conversione in ferri commerciali
7. Suddivisione in reggistaffe e piegati
8. Verifica e diagramma del momenti resistenti

7.4.6.1 Travi: limitazioni geometriche

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all'asse della trave.

Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere $\geq 0,25$.

Non deve esserci eccentricità tra l'asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l'asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

Le zone critiche si estendono, per CD”B” e CD”A”, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l'altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l'altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

TRAVI EMERGENTI

È buona norma adottare sezioni delle travi molto simili a quelle dei pilastri, in modo da non alterare la regolare distribuzione di sollecitazione flettente lungo i pilastri.

Sezioni delle travi molto più piccole di quelle dei pilastri si avrebbe un M maggiore a parità di taglio sui pilastri.

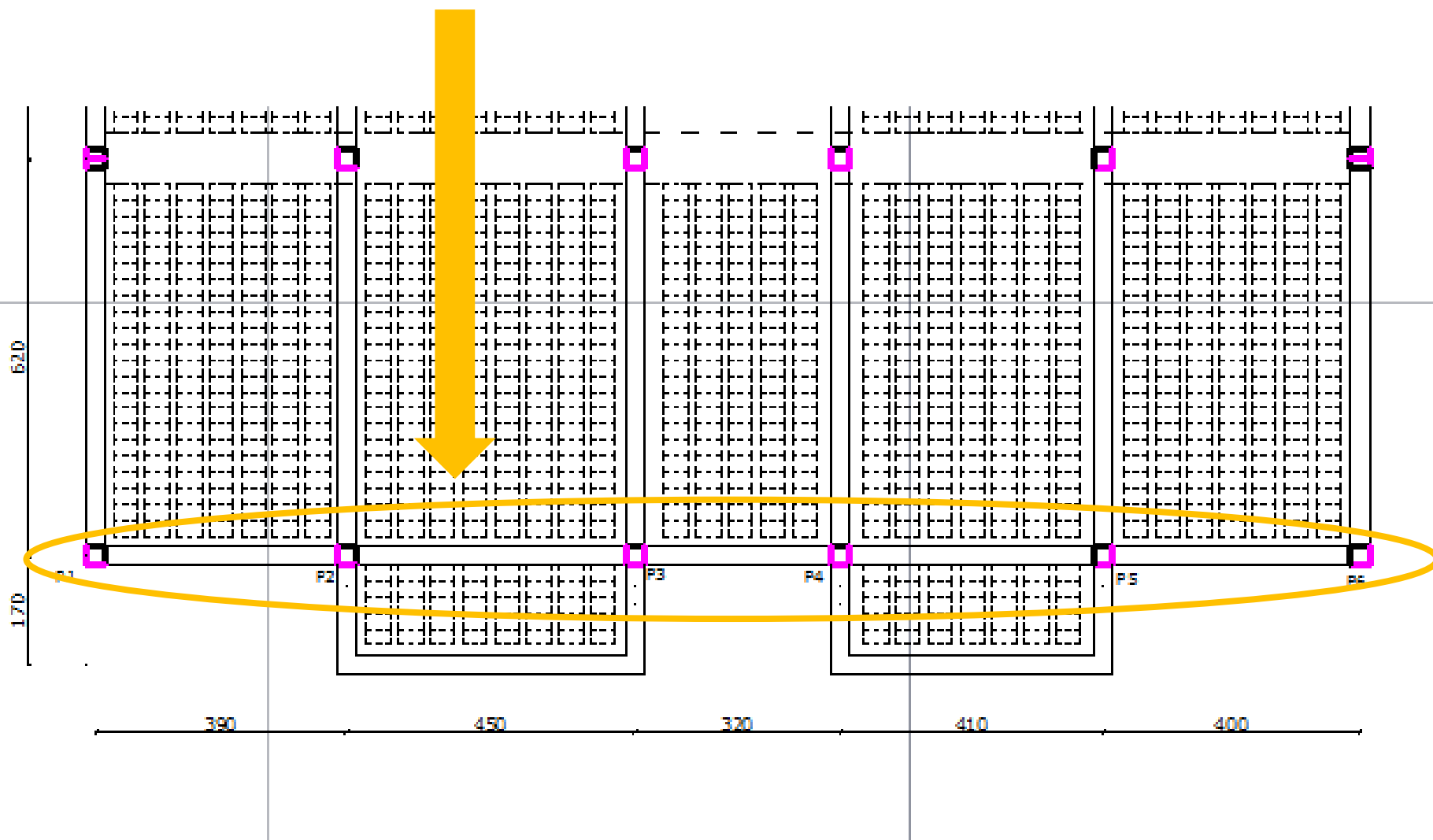
Viceversa se la sezione delle travi è molto più grande si violerebbe il principio di gerarchia delle resistenze incentivando un comportamento fragile della struttura.

Una buona indicazione è quella per edifici di 4-5 impalcati di adottare dimensioni pari a 30x60/30x50 cm.



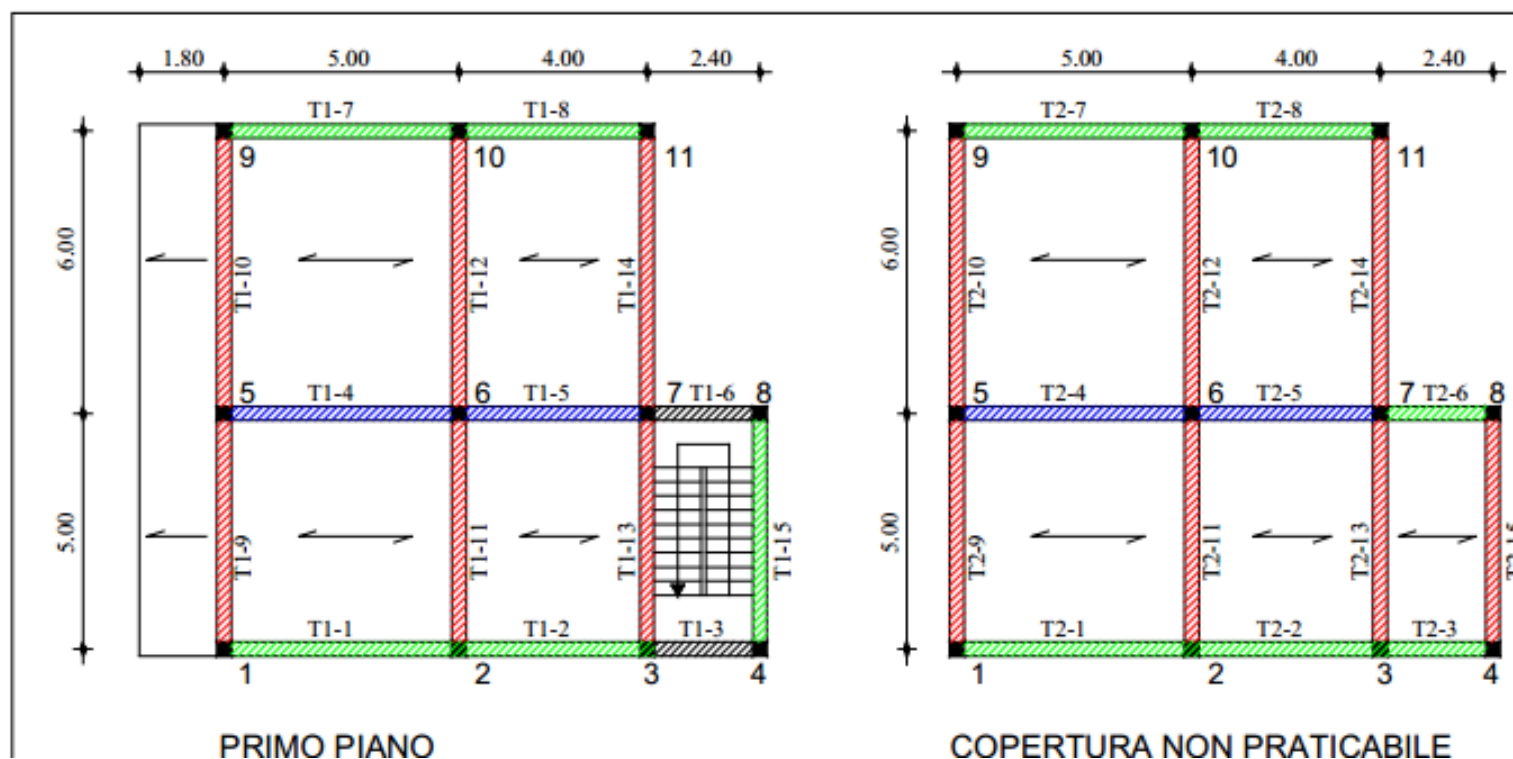
Nell'esempio proposto le travi emergenti hanno dimensioni 30x50

Analisi dei carichi per la trave alta di bordo 1-6

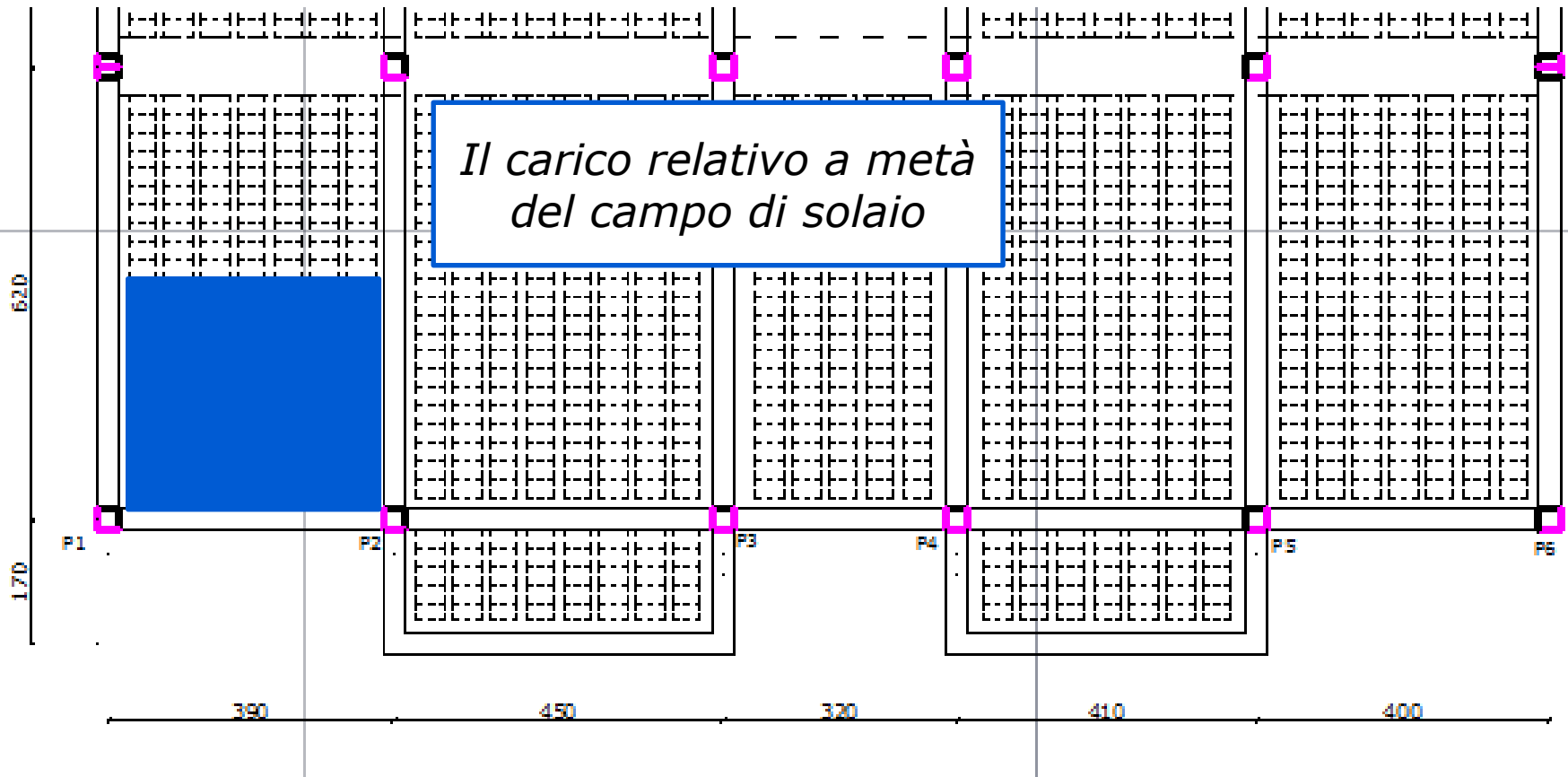


Quali carichi agiscono su una trave?

- ➔ Trave portante: porta se stessa, il solaio e, se in posizione perimetrale, tamponature o parapetti.
- ➔ Trave perimetrale: porta se stessa, tamponature o parapetti.
- ➔ Trave portante della scala
- ➔ Trave di collegamento: porta solo se stessa.



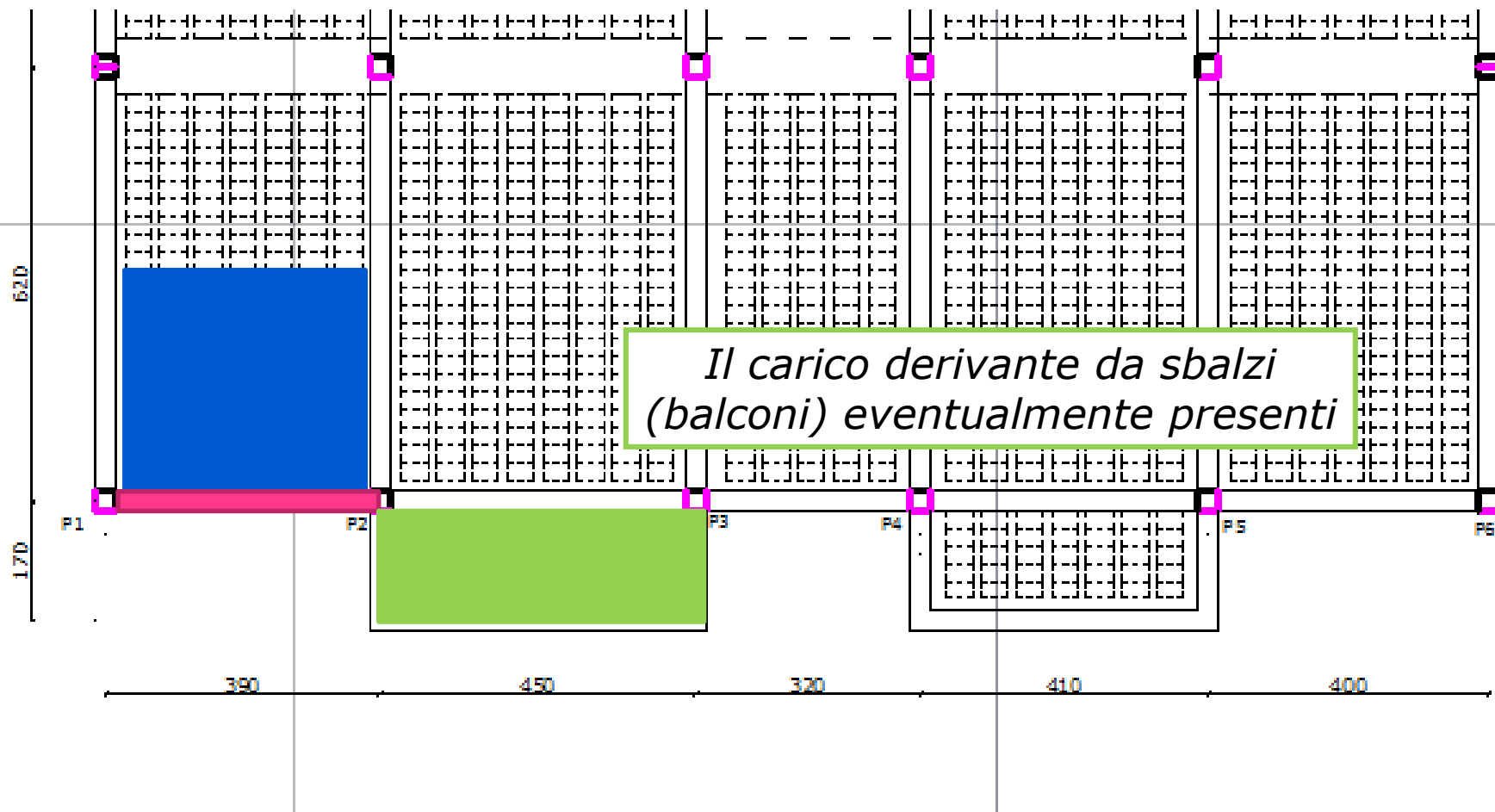
Quali carichi agiscono sulla trave in oggetto?



N.B.: A rigore bisognerebbe considerare la porzione compresa tra la trave che si considera ed il punto di nullo del diagramma del taglio sul travetto di solaio



*Il carico derivante da sbalzi
(balconi) eventualmente presenti*





Carico sulle travi 1-2, 3-4, 5-6

Tipo di Carico	Valore [kN/mq]	Coeff. parziale	Lunghezza di pertinenza [m]	Valore del Carico a metro lineare [kN/m]
G1k	3.61	1.3	6.2/2=3.1	14.5
G2k	1.2	1.5	6.2/2=3.1	5.58
G2k(tramezzi)	2	1.5	6.2/2=3.1	9.3
Qk (esercizio)	2	1.5	6.2/2=3.1	9.3

A questi carichi bisogna aggiungere:

-Il peso proprio della trave : $25\text{kN/mc} \cdot 0.5\text{m} \cdot 0.3\text{m} = 3.7 \text{ kN/m}$
 $3.7 \cdot 1.3 = \mathbf{4.81 \text{ kN/m}}$

-Il peso della muratura di chiusura esterna :

$9.18 \cdot 1.5 = \mathbf{13.77 \text{ kN/m}}$

Carico sulle travi 2-3, 4-5

Tipo di Carico	Valore [kN/mq]	Coeff. parziale	Lunghezza di pertinenza [m]	Valore del Carico a metro lineare [kN/m]
G1k	3.61	1.3	6.2/2=3.1	14.5
G2k	1.2	1.5	6.2/2=3.1	5.58
G2k(tramezzi)	2	1.5	6.2/2=3.1	9.3
Qk (esercizio)	2	1.5	6.2/2=3.1	9.3

A questi carichi bisogna aggiungere:

-Il peso proprio della trave :

$$25\text{kN/mc} \cdot 0.5\text{m} \cdot 0.3\text{m} = 3.7 \text{ kN/m}$$

$$3.7 \cdot 1.3 = \mathbf{4.81 \text{ kN/m}}$$

-Il peso della muratura di chiusura esterna :

$$9.18 \cdot 1.5 = \mathbf{13.77 \text{ kN/m}}$$

-Il carico derivante dal peso del balcone:

$$= \mathbf{23.7 \text{ kN/m}}$$

Carico sulle travi del piano tipo considerato:

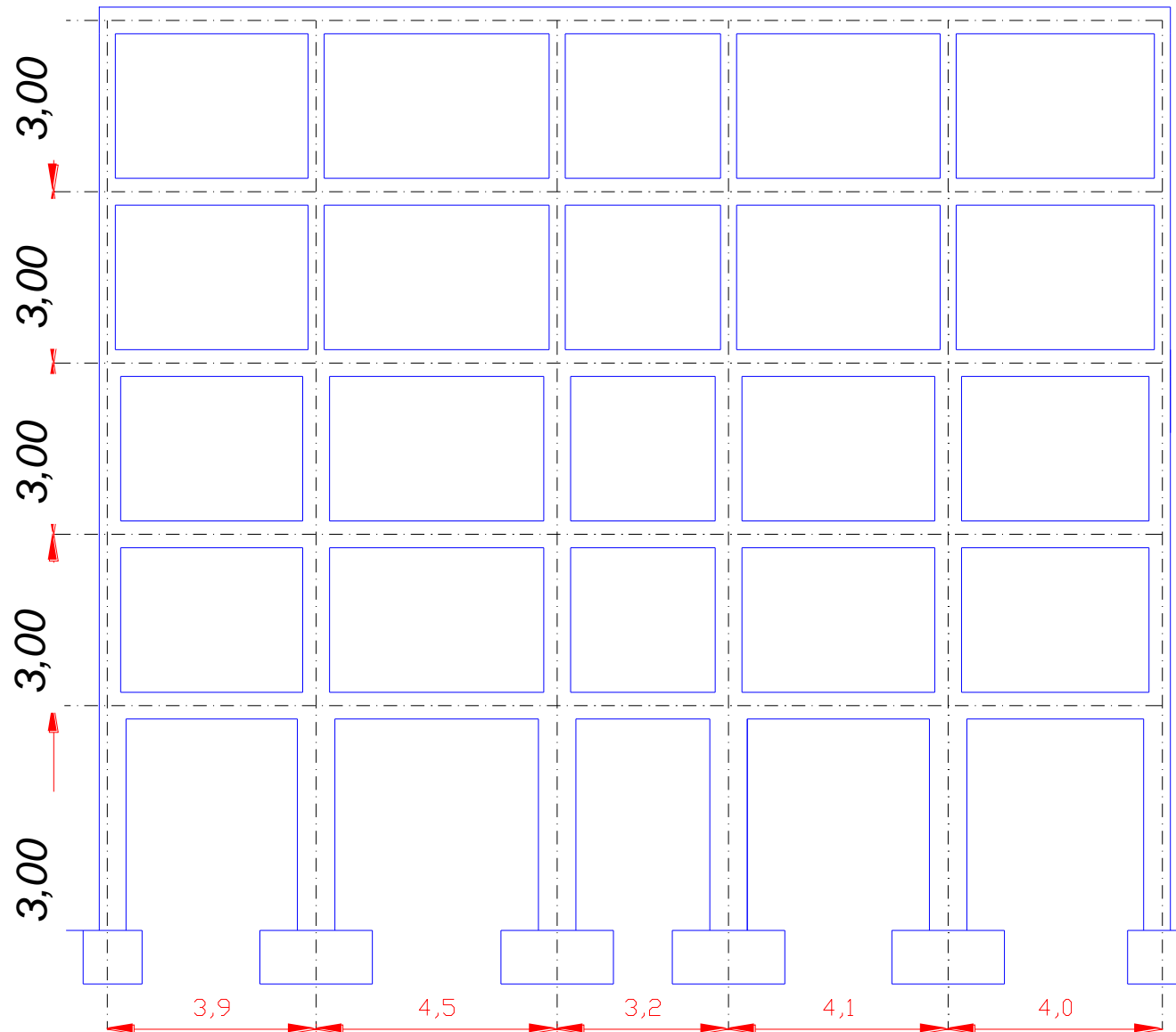
Carico sulle travi 1-2, 3-4, 5-6

$$q = \mathbf{57,26 \text{ kN/m}}$$

Carico sulle travi 2-3, 4-5

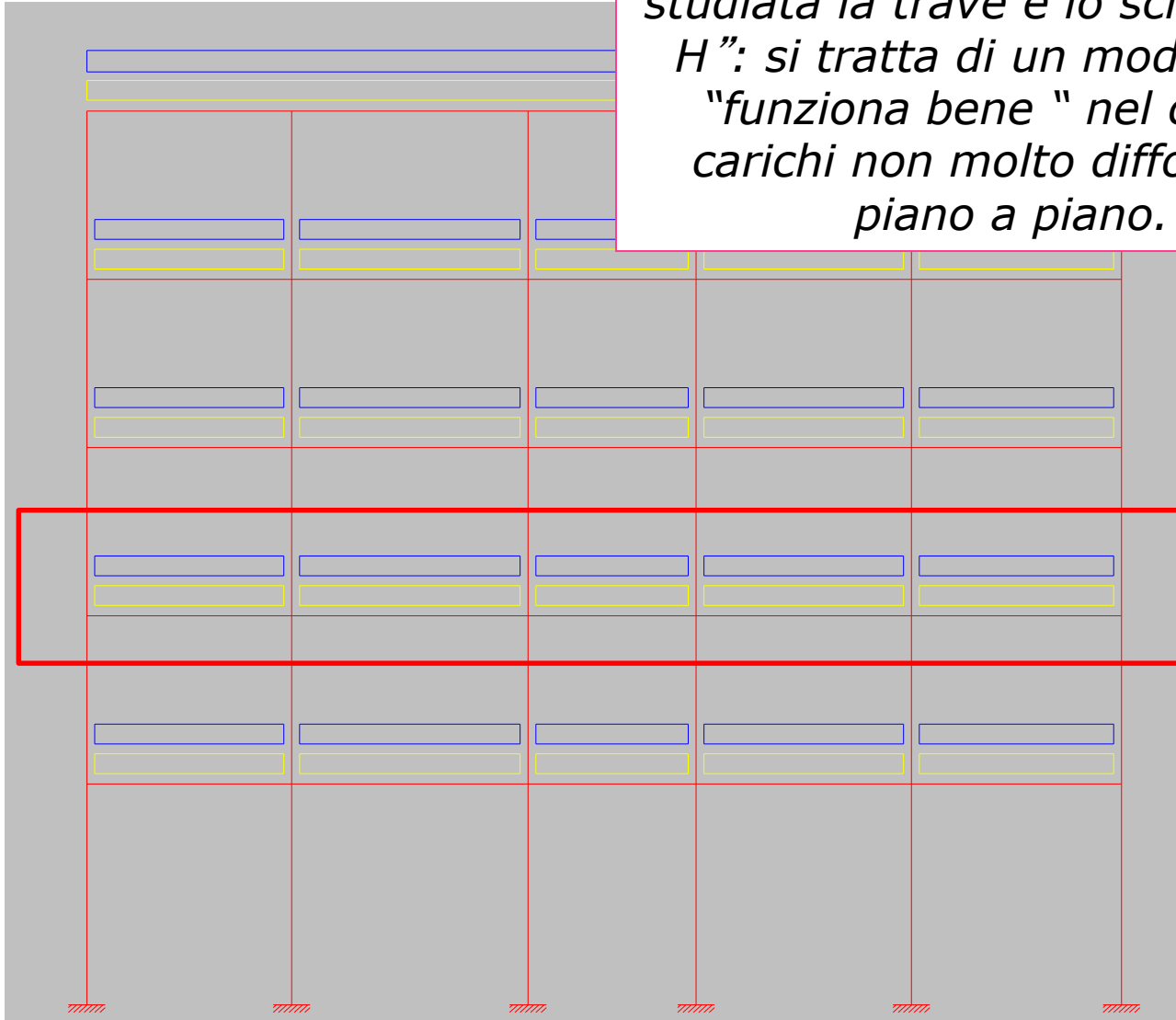
$$q = \mathbf{80,96 \text{ kN/m}}$$

Schema di calcolo del telaio

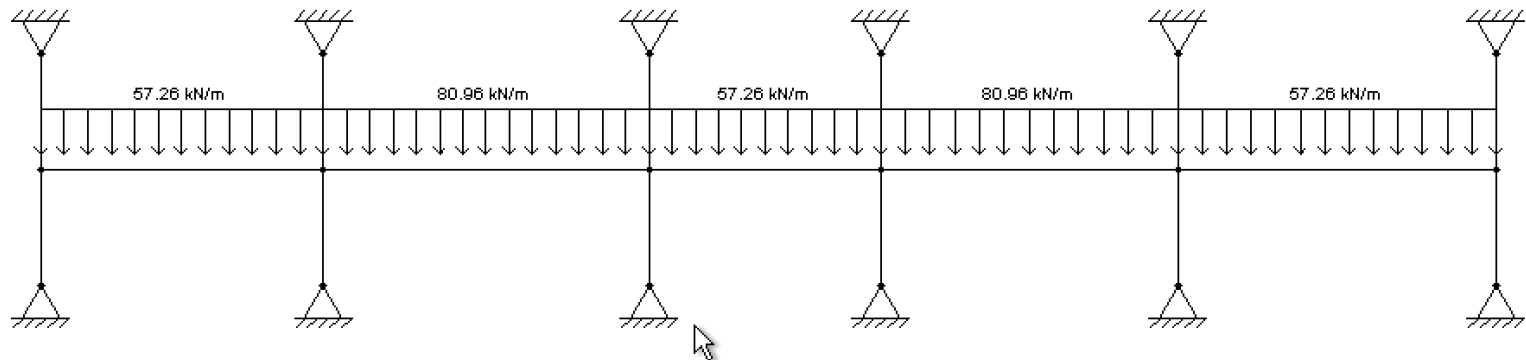


Schema parziale per il calcolo della trave

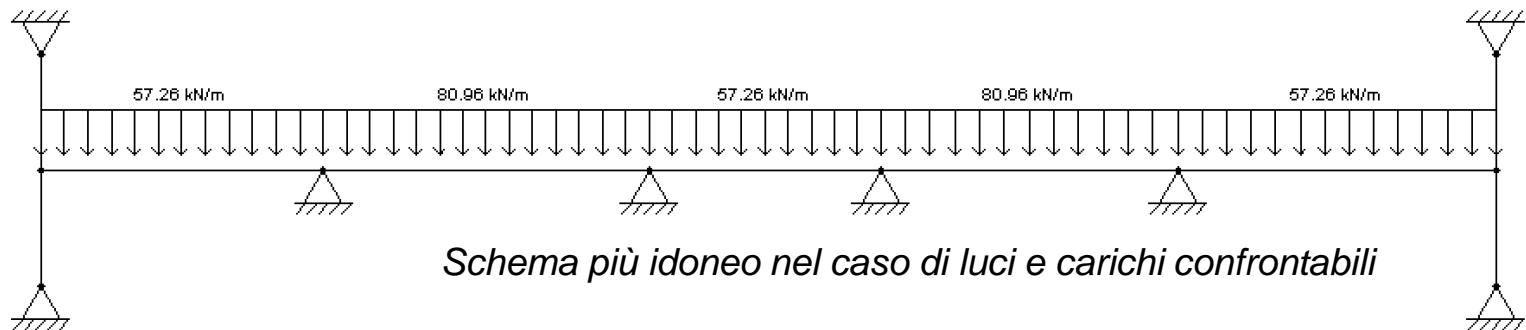
Il modello con il quale viene studiata la trave è lo schema "ad H": si tratta di un modello che "funziona bene" nel caso di carichi non molto difforni da piano a piano.



Schema parziale per il calcolo delle sollecitazioni

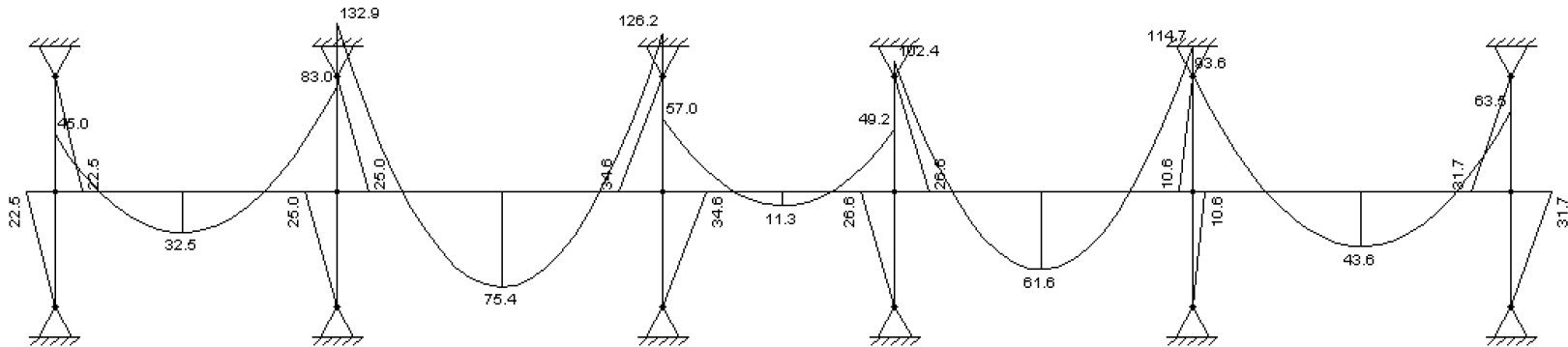


*N.B. Anche per le travi andrebbero fatte analoghe considerazioni sulle condizioni di carico, in modo analogo a quanto fatto per il calcolo delle sollecitazioni sul travetto, ma si può considerare generalmente valido anche il caso di schema a **pieno carico**.*

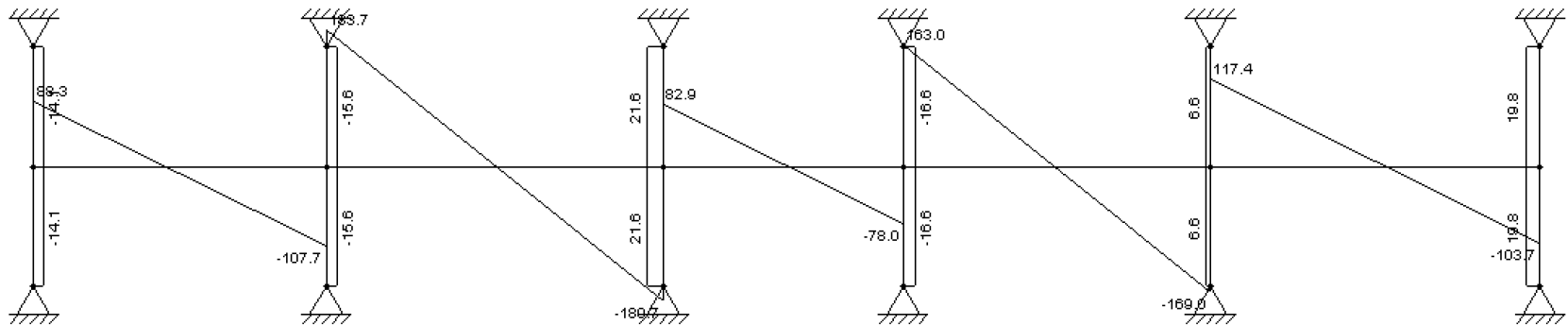


La soluzione dello schema di carico permette la valutazione delle caratteristiche delle sollecitazioni da utilizzare per il progetto e la verifica delle armature.

Momento Flettente ***M_{sd}***



Taglio ***V_{sd}***



Ridistribuzione del momento flettente

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione.

Nota:

La ridistribuzione:

- non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai
- è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0.5-2.0.

Per le travi e le solette che soddisfano le precedenti condizioni la ridistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature:

1. Purché per il rapporto δ tra il momento dopo la ridistribuzione ed il momento prima della ridistribuzione risulti

$$1 \geq \delta \geq 0.70$$

2. I valori di δ devono, inoltre, soddisfare le seguenti espressioni:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) x/d \text{ per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$
$$\delta \geq 0.54 + 1.25 (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) x/d \text{ per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove x è l'altezza della zona compressa.

Nel caso in oggetto, avendo scelto di progettare con un valore di $\xi=0.233$:

$$\delta \geq 0.44 + 1.25 (0.6 + 0.0014/\epsilon_{cu}) x/d \geq 0.44 + 1.25 (0.6 + 0.0014/0.0035)0.233 \geq 0.73$$



$$M_{red}/M_{sd} \geq 0.73$$



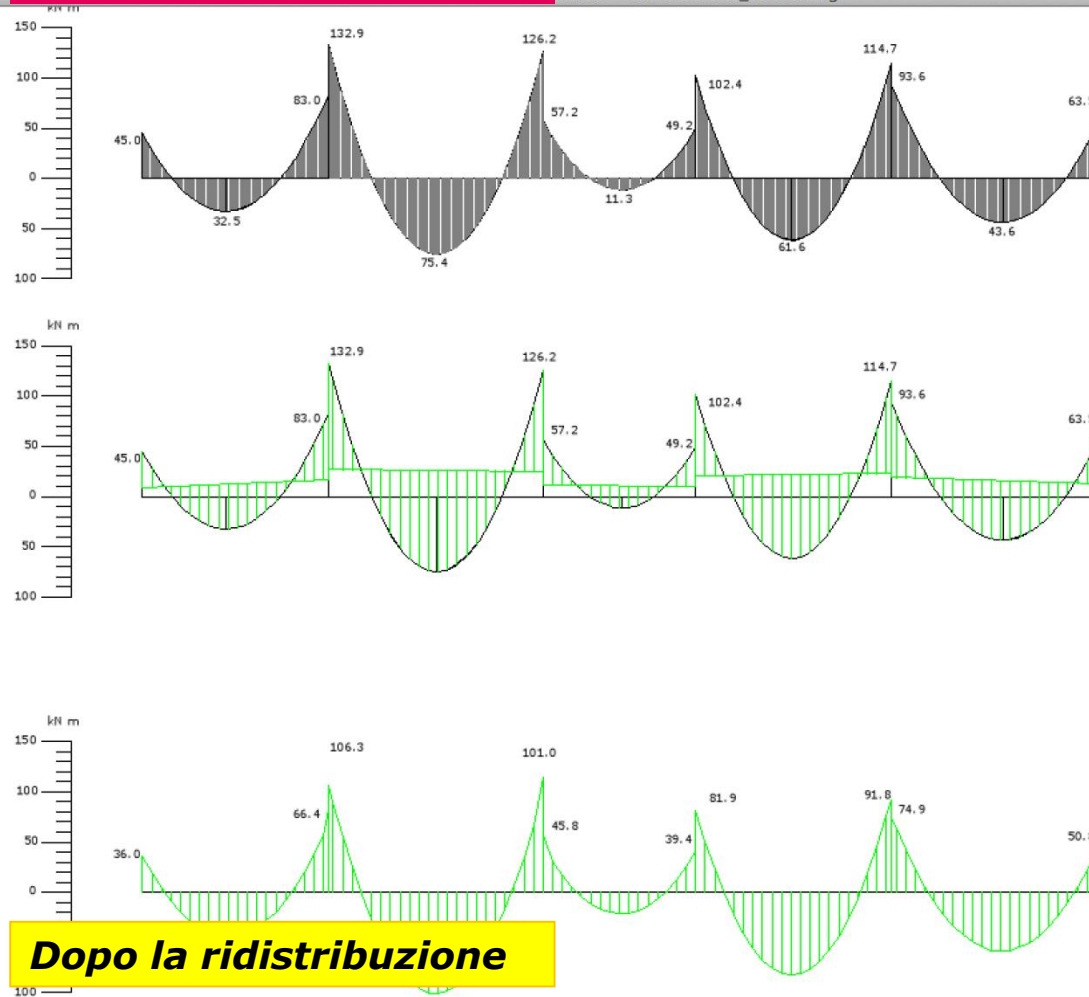
Cioè

Il momento flettente dopo la redistribuzione deve essere pari almeno al 73 % del momento agente prima della redistribuzione

Nell'esempio proposto $\delta = 0.8$, il che determinerebbe $\xi \leq 0.288$

Ridistribuzione del momento flettente

Prima della ridistribuzione



Dopo la ridistribuzione

Layers

- Momenti

Show Layer List

Properties Inspector

Essentials All

General

- Color: Blue
- Layer: Momenti
- Linetype: B..
- Linetype scale: 1
- Lineweight: 0..
- Transparency: 0

Annotation

- Text style: Standard
- Dimension style: Quota_mia
- Detail View style: Metric50
- Multileader style: Standard
- Section View s...: Metric50
- Table style: Standard
- Annotation scale: 1:1
- Text height: 2.5

Plot Style

- Plot style: ByColor
- Plot style table: None
- Plot style attac...: Layout3
- Plot table type: Not available

3D Visualization

- Material: ByLayer
- Shadow Display: Casts an...

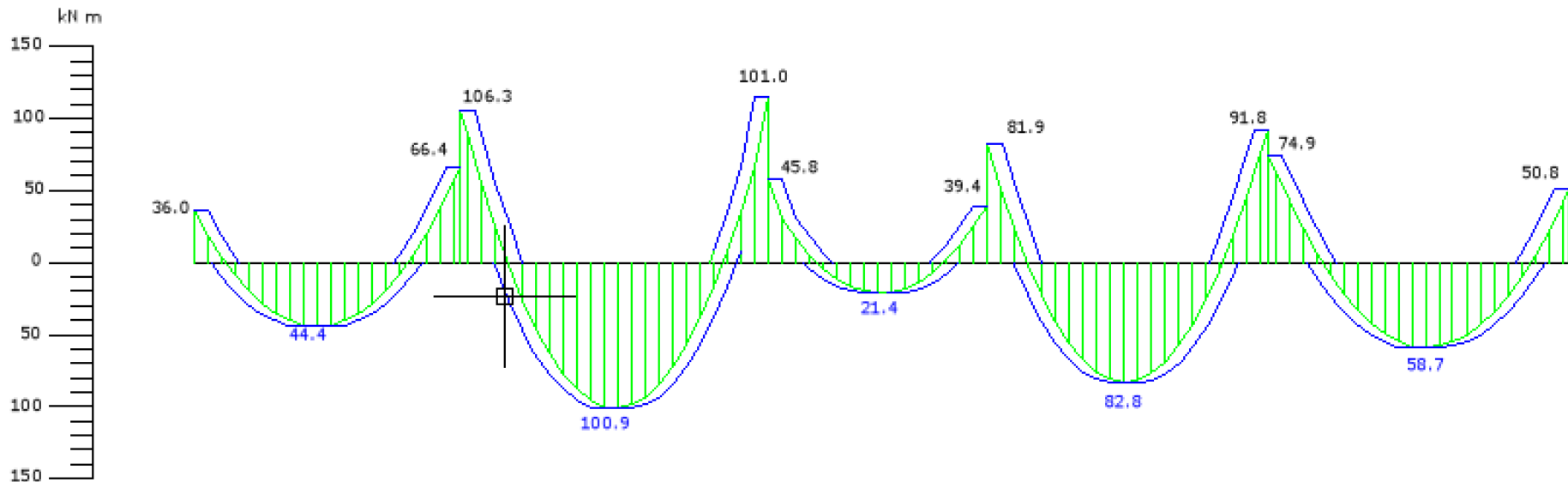
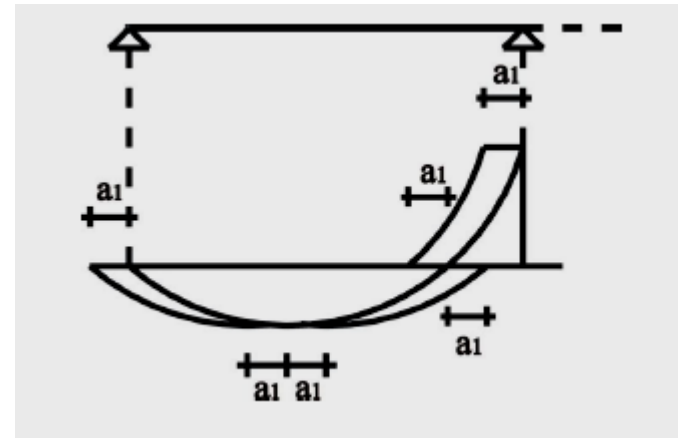
Layout

Incremento da normativa per la
verifica delle armature longitudinali in
presenza di sollecitazioni taglianti

$$a_1 = \frac{z}{2} (\cot \theta - \cot \alpha)$$

$\theta = 45^\circ$

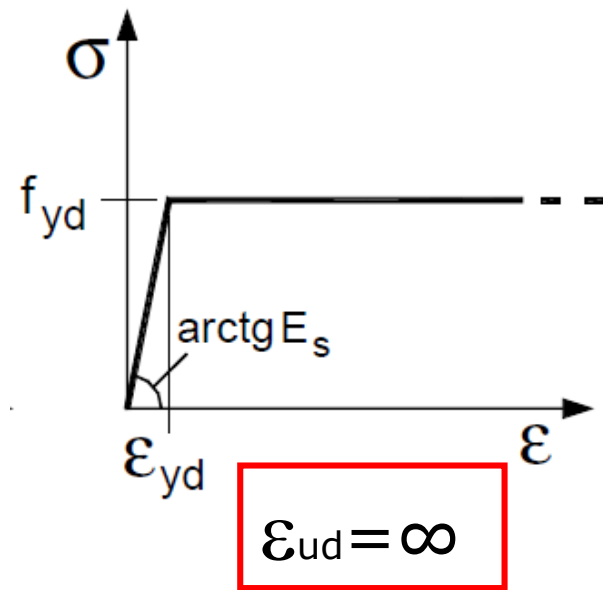
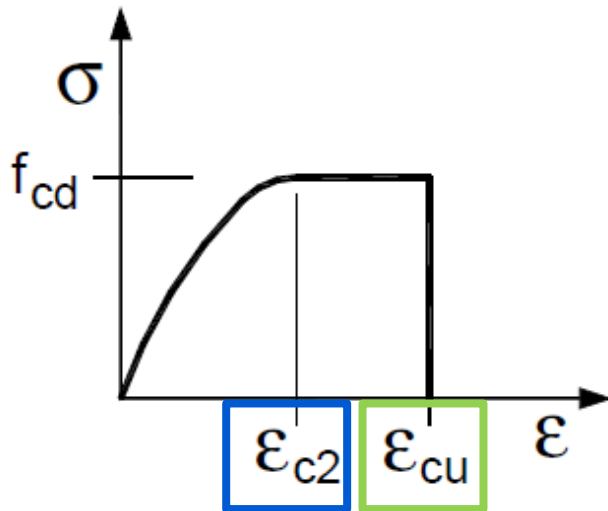
$\alpha = 90^\circ$



Resistenze di calcolo per Calcestruzzo di Classe C25/30 e Acciaio B450C

R_{ck} 30, f_{ck} 25

$$\Rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \cdot f_{ck} / 1.5 = 14.17 \text{ N/mm}^2$$



$$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391 \text{ N/mm}^2$$

Acciaio B450C

$$\epsilon_{yd} = f_{yd} / E = 0.196\%$$

Il progetto e la verifica delle armature longitudinali viene effettuato attraverso l'utilizzo delle tabelle (o in maniera equivalente degli abachi)

Nel caso di progetto condizionato, assegnati i materiali, la geometria della sezione, la percentuale di armatura compressa e la sollecitazione di calcolo si può entrare nella tabella con il valore del momento resistente adimensionalizzato (m_{Rd}) pari a quello agente (m_{Sd}), ricavare il corrispondente valore di ω , e quindi calcolare l'armatura minima necessaria.

*Nell'esempio proposto il **progetto** dell'armatura a flessione è stato condotto nelle condizioni di semplice armatura*

$$\mu=0$$

*La successiva **verifica** è stata però effettuata valutando l'effettiva condizione, alla luce della disposizione dei ferri prescelta, di armatura doppia con*

$$\mu \neq 0$$

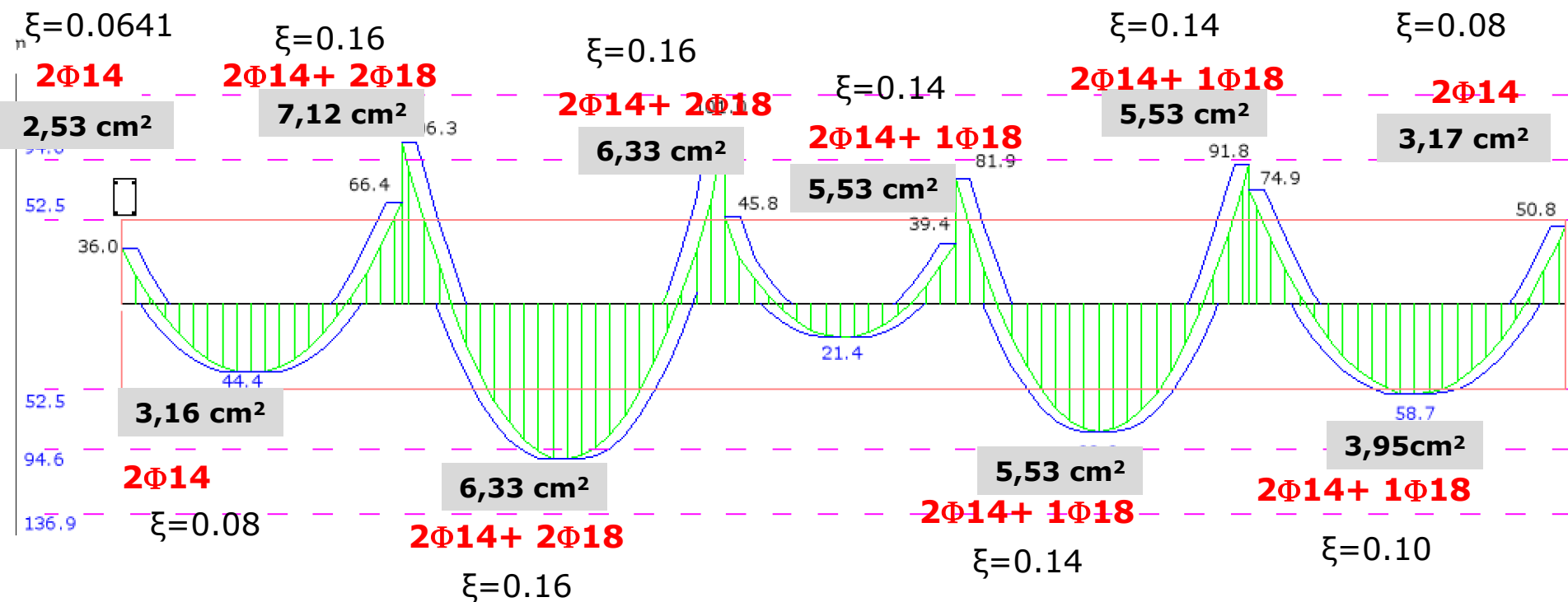
x/d	$\mu=0$		$\mu=20\%$		$\mu=40\%$		$\mu=60\%$		$\mu=80\%$		$\mu=100\%$		
	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	ω	mrd	
0,0200	0,0162	0,0161	0,0135	0,0136	0,0116	0,0119	0,0101	0,0106	0,0090	0,0096	0,0081	0,0088	IIIa
0,0400	0,0324	0,0318	0,0270	0,0270	0,0231	0,0235	0,0202	0,0209	0,0180	0,0189	0,0162	0,0173	
0,0641	0,0519	0,0505	0,0433	0,0428	0,0371	0,0372	0,0325	0,0330	0,0288	0,0298	0,0260	0,0272	
0,0800	0,0648	0,0626	0,0594	0,0578	0,0549	0,0538	0,0511	0,0503	0,0477	0,0472	0,0447	0,0446	IIIb
0,1000	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	0,0810	0,0776	
0,1200	0,0971	0,0923	0,1033	0,0978	0,1103	0,1041	0,1183	0,1113	0,1276	0,1197	0,1384	0,1294	
0,1400	0,1133	0,1067	0,1262	0,1183	0,1425	0,1329	0,1635	0,1518	0,1917	0,1773	0,2318	0,2134	
0,1600	0,1295	0,1209	0,1496	0,1390	0,1770	0,1637	0,2168	0,1994	0,2795	0,2559	0,3935	0,3585	
0,1800	0,1457	0,1348	0,1733	0,1596	0,2137	0,1960	0,2786	0,2544	0,4004	0,3640	0,7110	0,6436	
0,2000	0,1619	0,1484	0,1972	0,1802	0,2521	0,2296	0,3494	0,3172	0,5692	0,5150	1,5338	1,3832	
0,2268	0,1836	0,1663	0,2295	0,2076	0,3059	0,2764	0,4589	0,4141	0,9178	0,8271	/	/	
0,2400	0,1943	0,1749	0,2429	0,2186	0,3238	0,2915	0,4857	0,4372	0,9714	0,8743	/	/	IIIc
0,2600	0,2105	0,1877	0,2631	0,2351	0,3508	0,3140	0,5262	0,4719	1,0524	0,9454	/	/	
0,2800	0,2267	0,2003	0,2833	0,2513	0,3778	0,3363	0,5667	0,5063	1,1333	1,0163	/	/	
0,3000	0,2429	0,2126	0,3036	0,2672	0,4048	0,3583	0,6071	0,5404	1,2143	1,0868	/	/	
0,3200	0,2590	0,2246	0,3238	0,2829	0,4317	0,3800	0,6476	0,5743	1,2952	1,1571	/	/	
0,3400	0,2752	0,2363	0,3440	0,2982	0,4587	0,4015	0,6881	0,6079	1,3762	1,2272	/	/	
0,3600	0,2914	0,2478	0,3643	0,3134	0,4857	0,4226	0,7286	0,6412	1,4571	1,2969	/	/	
0,3800	0,3076	0,2590	0,3845	0,3282	0,5127	0,4436	0,7690	0,6743	1,5381	1,3664	/	/	
0,4000	0,3238	0,2699	0,4048	0,3428	0,5397	0,4642	0,8095	0,7071	1,6190	1,4356	/	/	
0,4200	0,3400	0,2806	0,4250	0,3571	0,5667	0,4846	0,8500	0,7396	1,7000	1,5046	/	/	
0,4400	0,3562	0,2910	0,4452	0,3711	0,5937	0,5047	0,8905	0,7719	1,7810	1,5733	/	/	
0,4600	0,3724	0,3011	0,4655	0,3849	0,6206	0,5246	0,9310	0,8038	1,8619	1,6417	/	/	
0,4800	0,3886	0,3110	0,4857	0,3984	0,6476	0,5441	0,9714	0,8356	1,9429	1,7098	/	/	
0,5000	0,4048	0,3206	0,5060	0,4117	0,6746	0,5634	1,0119	0,8670	2,0238	1,7777	/	/	
0,5500	0,4452	0,3434	0,5565	0,4436	0,7421	0,6105	1,1131	0,9444	2,2262	1,9462	/	/	
0,6000	0,4857	0,3645	0,6071	0,4738	0,8095	0,6559	1,2143	1,0202	2,4286	2,1131	/	/	
0,6200	0,5019	0,3725	0,6274	0,4854	0,8365	0,6736	1,2548	1,0500	2,5095	2,1793	/	/	
0,6414	0,5193	0,3807	0,6491	0,4975	0,8654	0,6923	1,2981	1,0817	2,5963	2,2500	/	/	

Tab. 8.4 - Momento adimensionalizzato e percentuale meccanica al variare della posizione dell'asse neutro per sezioni con diverse percentuali di armatura compressa (valido per i calcestruzzi a molto bassa, bassa e media resistenza e acciaio a duttilità illimitata)

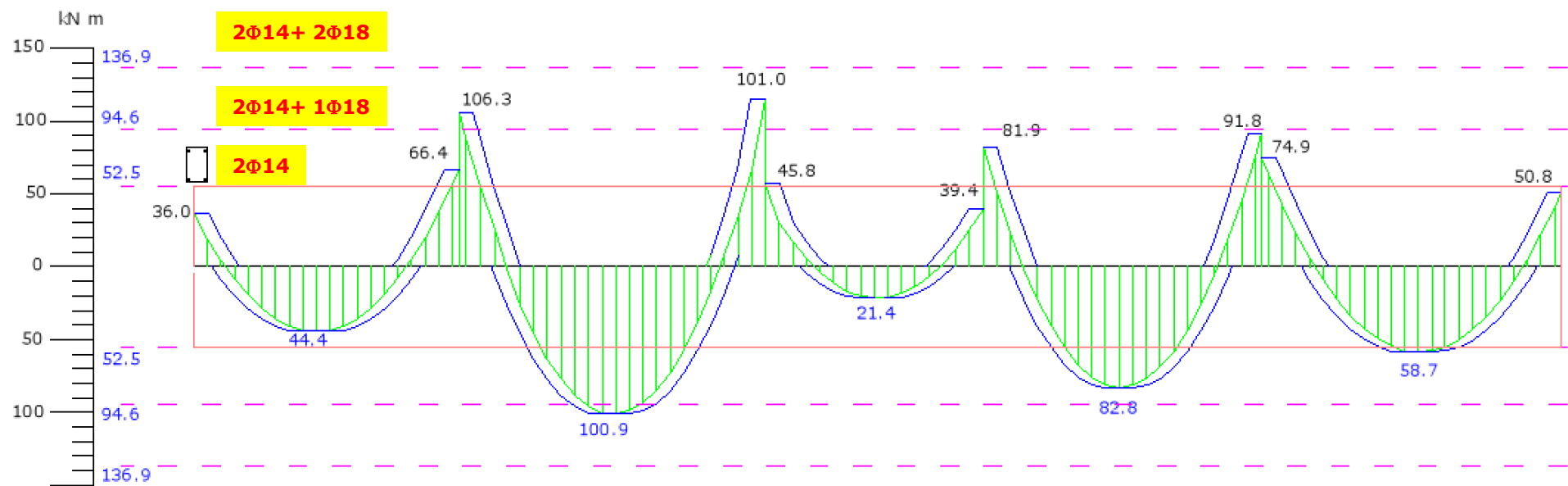
Progetto dell'armatura longitudinale in condizioni di semplice armatura ($\mu=0$)

	Msd	b	d	fcd	mrd_min	mrd	w	As	n°	ferri	Diametro	As	n°	ferri	Diametro	As	Astot
1	36000000	300	450	14,17	0,0418	0,0505	0,0519	253,72	2	14	307,72						307,72
2	66400000	300	450	14,17	0,0771	0,0776	0,081	395,99	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
2'	10630000	0	300	450	14,17	0,1235	0,1348	0,1457	712,28	2	14	307,72	2	18	508,68		816,4
3	10100000	0	300	450	14,17	0,1173	0,1209	0,1295	633,09	2	14	307,72	2	18	508,68		816,4
3'	45800000	300	450	14,17	0,0532	0,0626	0,0648	316,79	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
4	39400000	300	450	14,17	0,0458	0,0505	0,0519	253,72	2	14	307,72			18	0		307,72
4'	81900000	300	450	14,17	0,0951	0,1067	0,1133	553,89	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
5	91800000	300	450	14,17	0,1066	0,1067	0,1133	553,89	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
5'	74900000	300	450	14,17	0,0870	0,0923	0,0971	474,69	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
6	50800000	300	450	14,17	0,0590	0,0626	0,0648	316,79	2	14	307,72						307,72
1_2	44400000	300	450	14,17	0,0516	0,0626	0,0648	316,79	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
2_3	10090000	0	300	450	14,17	0,1172	0,1209	0,1295	633,09	2	14	307,72	2	18	508,68		816,4
3_4	21400000	300	450	14,17	0,0249	0,0318	0,0324	158,39	2	14	307,72		0	18	0		307,72
4_5	82800000	300	450	14,17	0,0962	0,1067	0,1133	553,89	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06
5_6	58700000	300	450	14,17	0,0682	0,0776	0,081	395,99	2	14	307,72		1	18	254,34		562,06

Aree di armatura necessarie nelle sezioni più sollecitate




Momenti resistenti relativi alle configurazioni scelte, con ferri commerciali e con il reale valore di μ



http://dicata.ing.unibs.it/gelfi/software/programmi_studenti.html

Sezione C.A.



Sezione C.A.

Tutorial Progetto Sezione Rettangolare
N=100 kN V=0 kN
B=110.0 H=28.00 cm
Incidenza acciaio 99.5 kg/m²

P.2 4Ø12

Ø 1 4Ø12
Ø 2 1Ø12
Ø 3 1Ø12
Ø 4 1Ø12
Ø 5 3Ø20

8 105 cm 23
35

Staffe Ø8/17cm Ltot = 272 + 132 cm

Verifica Cemento Armato Stato Limite Ultimo
Versione 7.7 (30 agosto 2011)

Sezione generica - Stato limite ultimo e metodo n - Domini M-N, Mx-M

Colonna modello

Presso flessione - Tenso-flessione - Precompresso - Fondazioni su pali

Calcestruzzo reagente a trazione - Sezione non armata - Progetto sezione rettangolare - Precompresso

Progetto pilastri in zona sismica

[VcaSlu.zip](#) (7,8 MB)

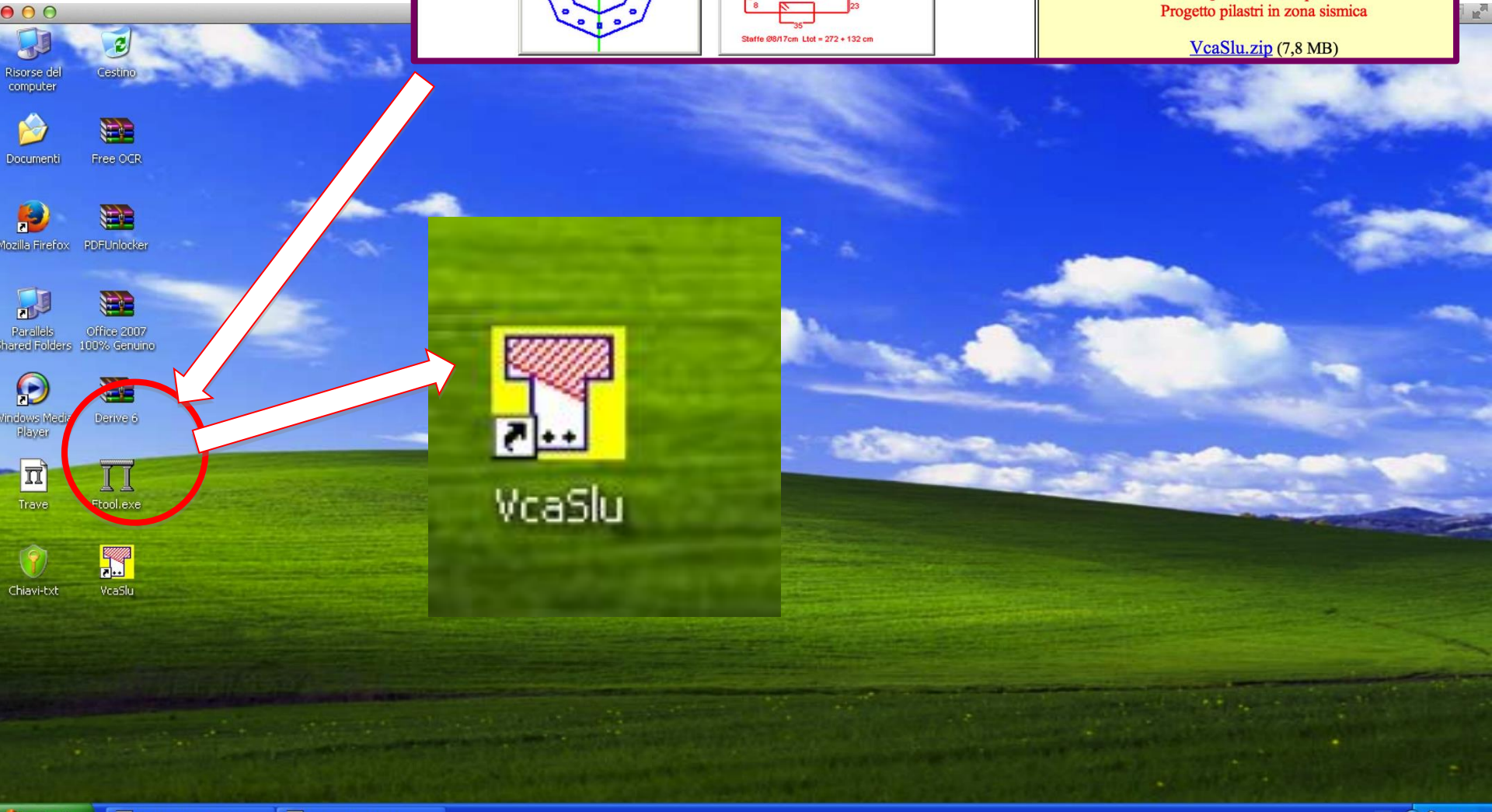
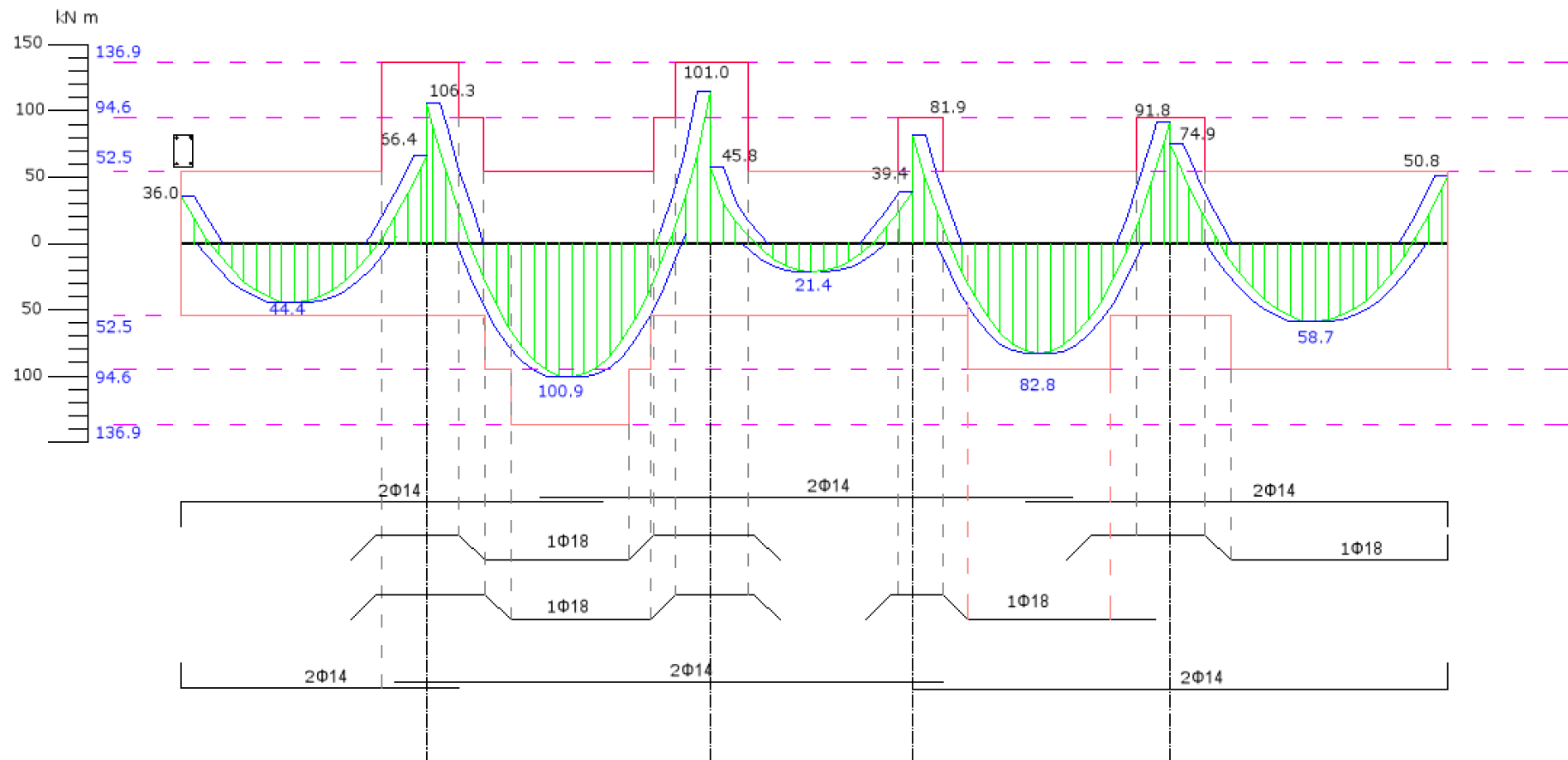
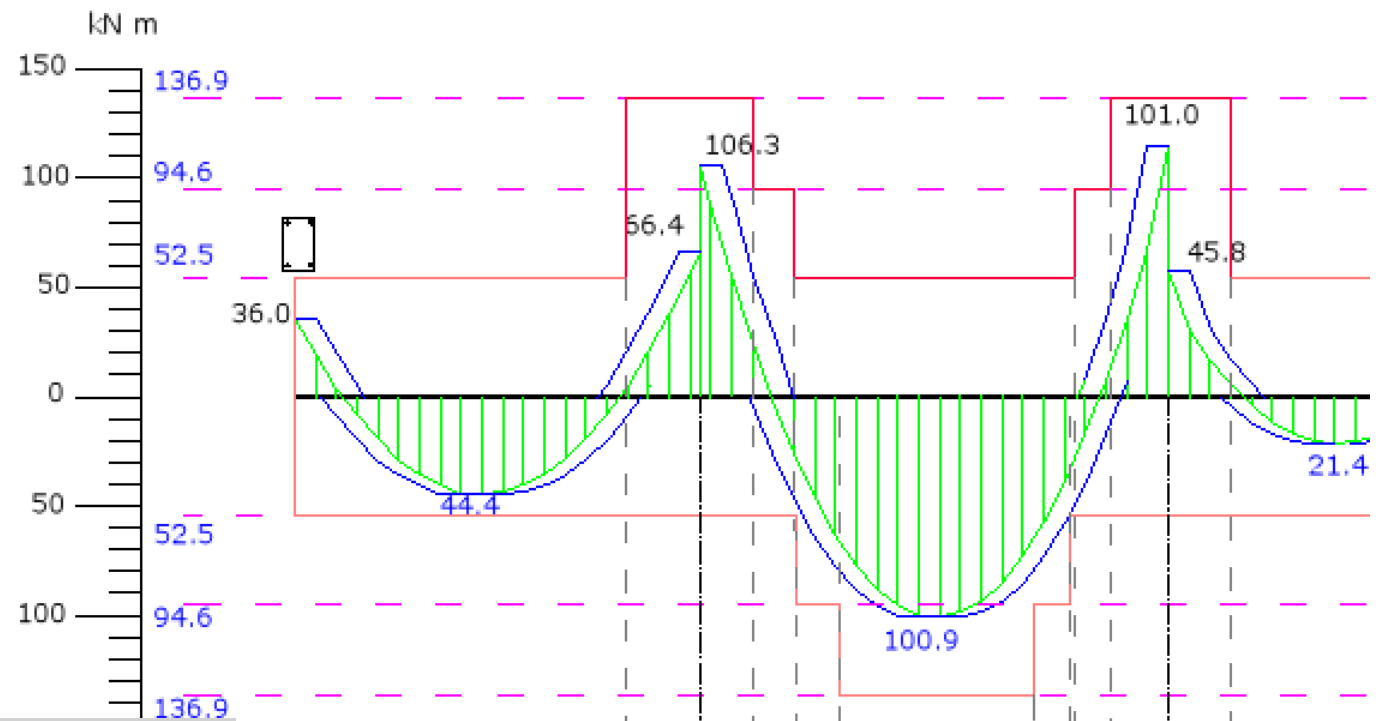


Diagramma del momento resistente e distinta delle armature



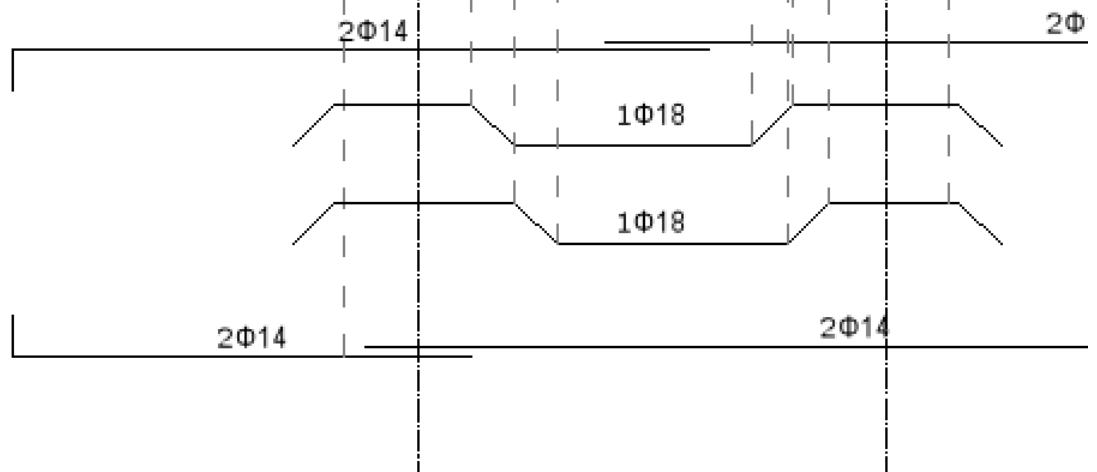


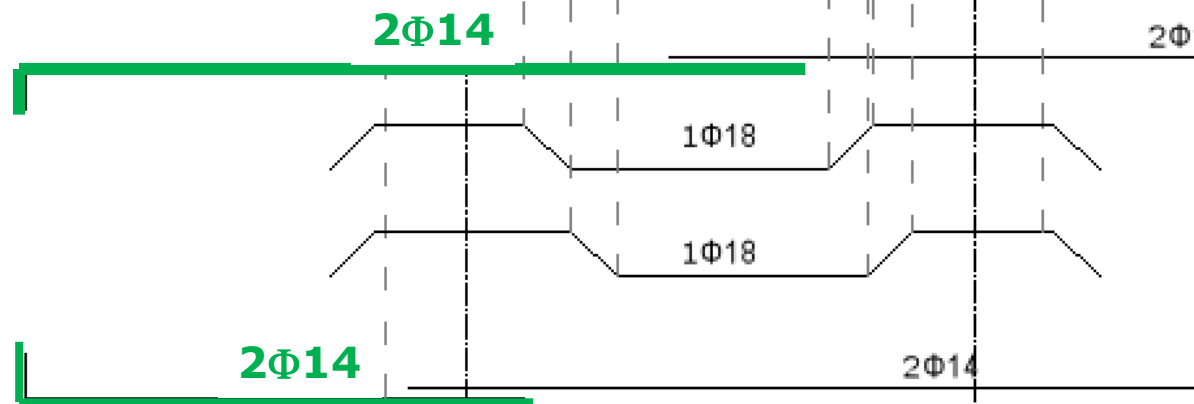
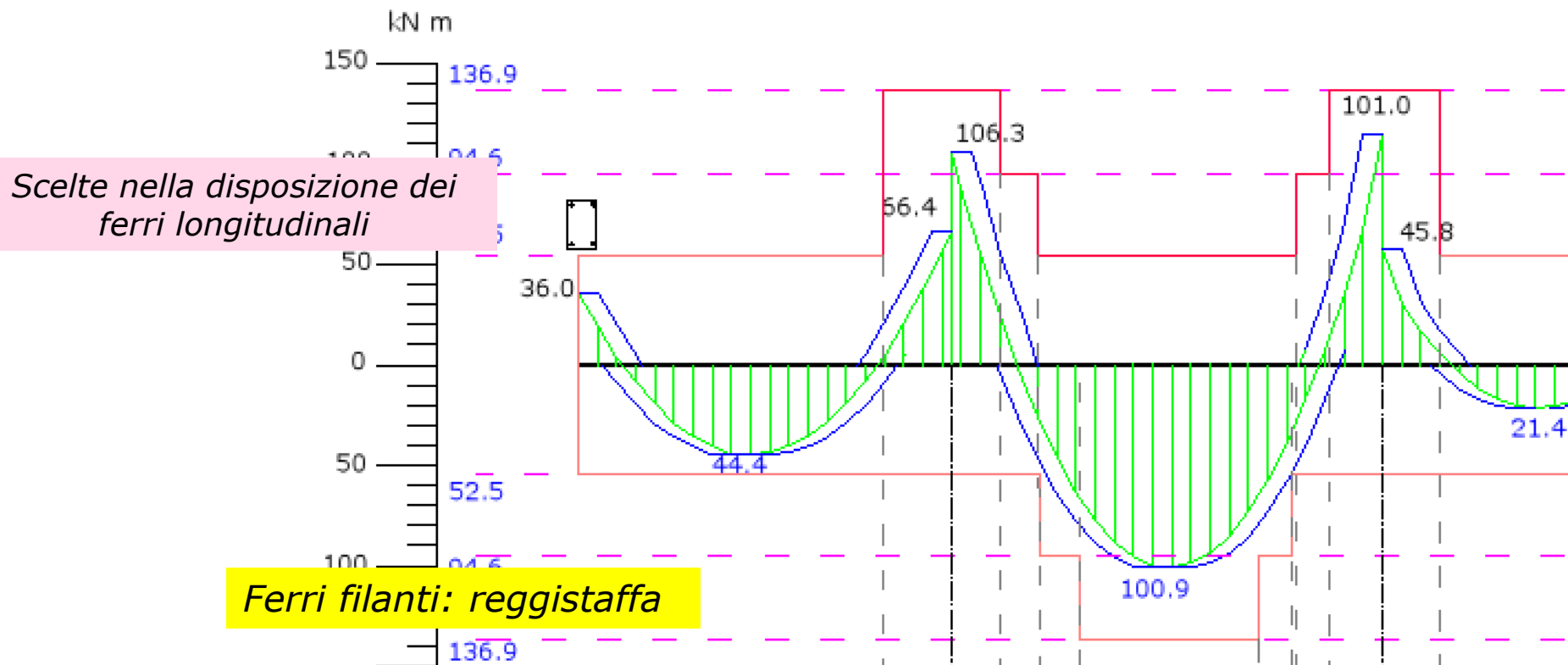
$$I_{bd} = (\varphi f_{yd}) / (4f_{bd})$$

Per barre $\varphi 14 = 50-55 \text{ cm}$

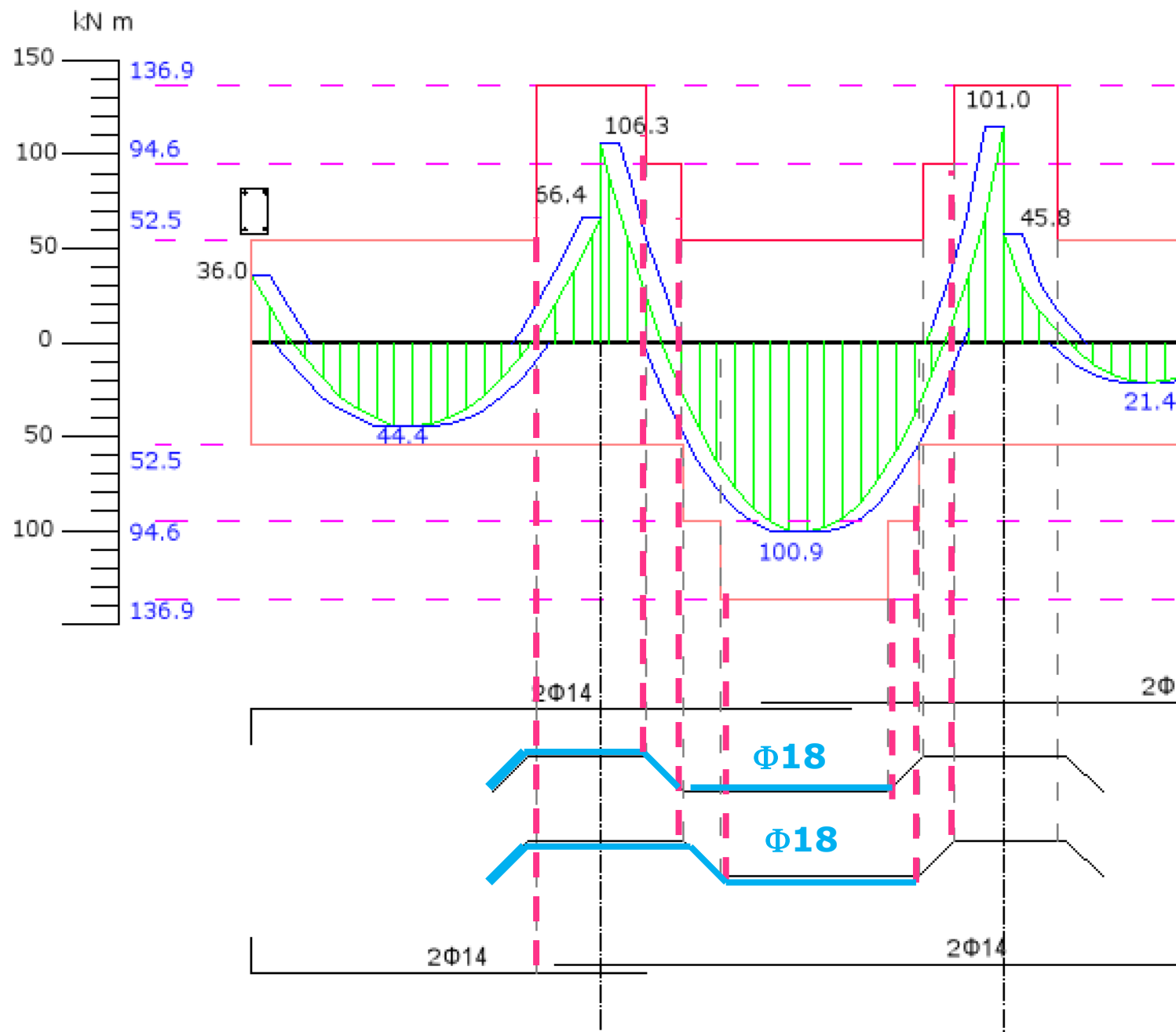
Per barre $\varphi 18 = 65-70 \text{ cm}$

$$I_o (EC2) = 1.5 I_{bd}$$





Attenzione!!! Nel rispetto delle norme, il diametro minimo da utilizzare in zona sismica è 14mm!!!



7.4.6.2 Limitazioni di armatura (sismica)

7.4.6.2.1 Travi

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{\text{comp}} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{\text{comp}} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L,

Attenzione!!! Nel rispetto delle norme, il diametro minimo da utilizzare in zona sismica è 14mm!!!

entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

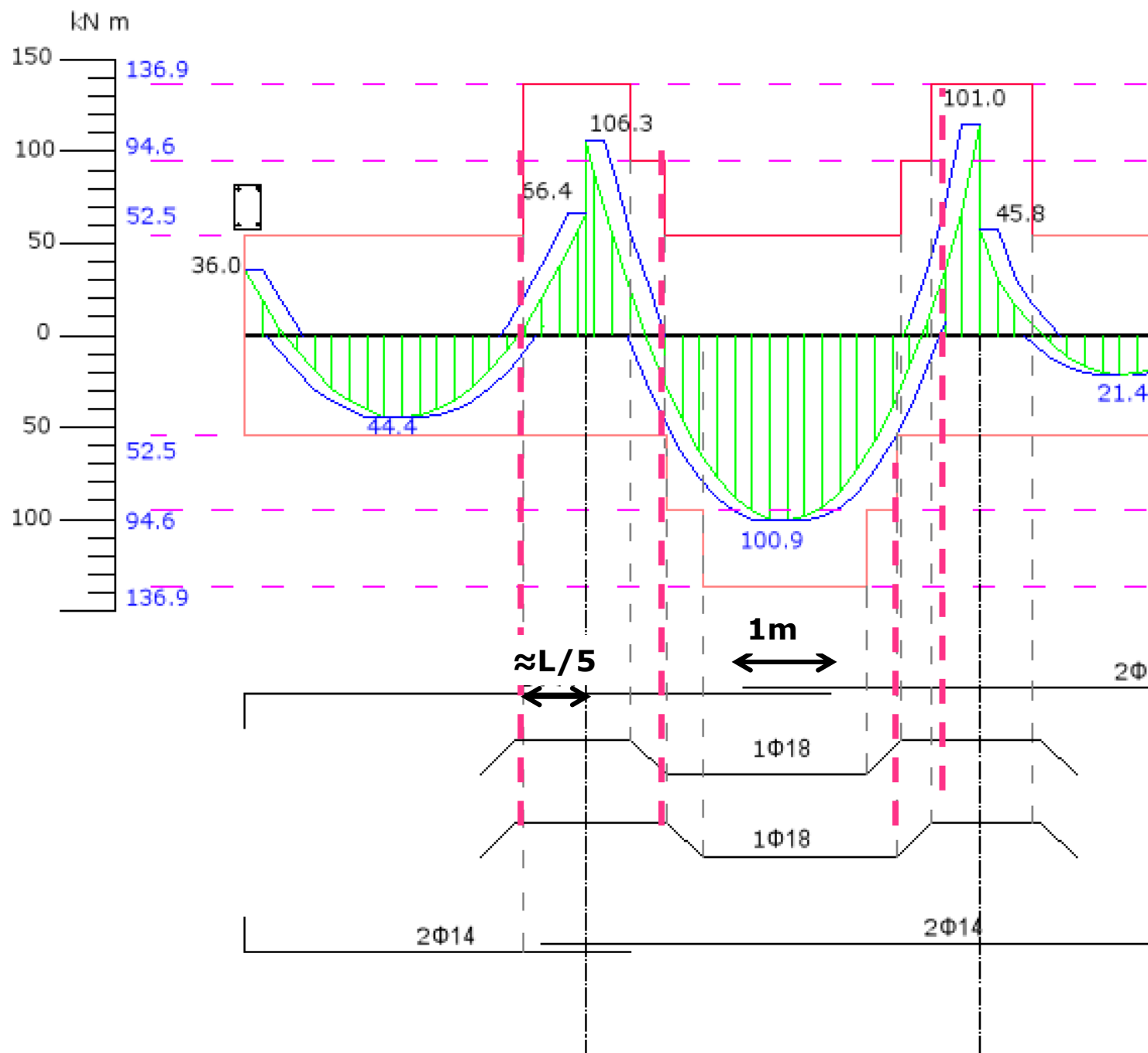
$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o 2/3, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.



Armatura minima - Armatura massima

$$A_{s,min} = 0,26 f_{ctm} \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \geq 0,0013 b_t \cdot d$$

$$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{2/3} \text{ per classi } \leq C50/60$$

$$R_{ck} 30 \rightarrow f_{ck} = 0,83 \cdot 30 = 24,9 \text{ N/mm}^2$$

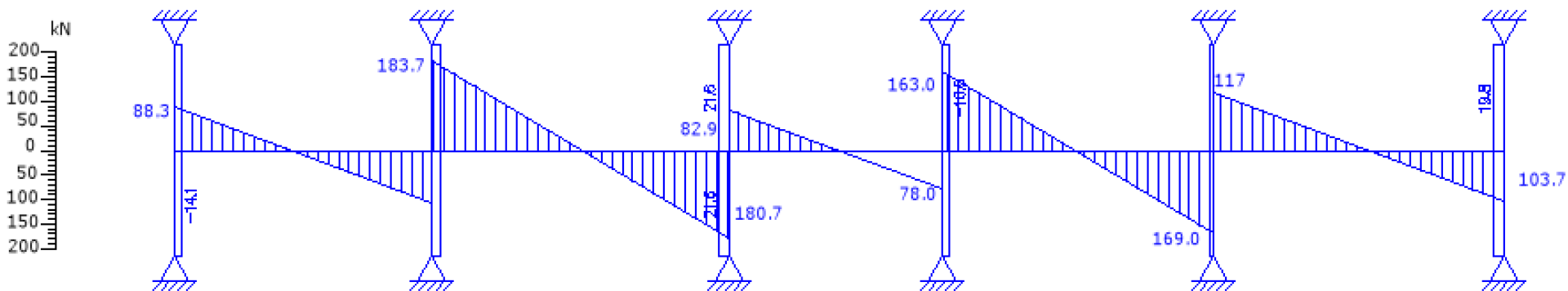
$$f_{ctm} = 0,30 \cdot 24,9^{2/3} = 2,55 \text{ N/mm}^2$$

$$A_{s,min} = 0,26 \cdot 2,55 \cdot 300 \cdot 452 / 450 = 200 \text{ mm}^2 > 0,0013$$

$$b_t \cdot d (=176 \text{ mm}^2)$$

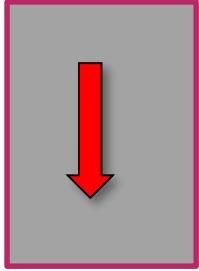
$$A_{s,max} = 0,04 A_c = 0,04 \cdot 300 \cdot 500 = 6000 \text{ mm}^2$$

Diagramma del Taglio Agente V_{sd}



Progetto dell'armatura a taglio della trave alta

Sezione inflessa



$$V_{sd} = 183 \text{ kN}$$

acciaio B450C

calcestruzzo di classe C25/30

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa},$$

$$f_{cd} = 0.85 \times 25 / 1.5 = 14.17 \text{ MPa}.$$

Tensione di compressione $\sigma_{cp} = 0$

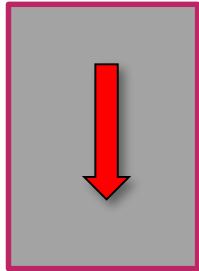


$$\alpha_c = 1 \text{ ed } f_{c wd} = \alpha_c \cdot 0.5 f_{cd} = 7.09 \text{ MPa}$$

Occorre preliminarmente verificare che il massimo valore per taglio-compressione che può sopportare la sezione assegnata ($\alpha = 45^\circ$) sia superiore alla sollecitazione di calcolo

$$V_{Rd, max} = \frac{1}{2} f_{c wd} \cdot b \cdot z \cong 430 \text{ kN}$$

OK



acciaio B450C
calcestruzzo di classe C25/30

$$f_{yd} = 391.3 \text{ MPa},$$
$$f_{cd} = 0.85 \times 25/1.5 = 14.17 \text{ MPa}.$$

Tensione di compressione
 $\sigma_{cp} = 0$



$$\alpha_c = 1 \text{ ed } f_{c wd} = \alpha_c 0.5 f_{cd} = 7.09 \text{ MPa}$$

$$v_{rd} = \frac{V_{Sd}}{0.9 \times b_w \times d \times f_{ywd}} = 0.0038$$

$$v_{r cd} = \frac{f_{c wd}}{f_{ywd}} \sin q \times \cos q = \frac{f_{c wd}}{f_{ywd}} \frac{\sin 2q}{2}$$

e, ponendo $v_{Sd} = v_{r cd}$ si ricava

$$\sin 2q = \frac{2 \times 0.0038 \times 391.3}{7.09} = 0.435 \quad \supset \quad 2q = 25.1 \quad \supset \quad q = 12.6 \quad \supset \quad \cot q = 4.5$$

poichè $\cot q = 4.5 > 2.5$

e, poichè $v_{r sd} = v_{Sd} = r_w \cot q$ si ricava, ponendo $\cot q = 2.5$

$$r_w = \frac{0.0038}{2.5} = 0.0015$$

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot s}$$

300 mm

200 mm

Utilizzando un passo per le staffe $s=200$ mm

$$A_{sw, \min} = 0.0015 \cdot 300 \cdot 200 = 90 \text{ mm}^2$$

Utilizzando staffe $\Phi 8$ a due bracci si ottiene:

$$A_{sw} = \pi d^2/4 * 2 = 100.48 \text{ mm}^2$$

Una strada alternativa per il progetto delle armature trasversali della trave alta, che porterà a risultati non troppo dissimili dai precedenti è la seguente:

Con riferimento alle NTC, le travi devono avere staffe con sezione complessiva non inferiore a **$1.5b \text{ mm}^2/\text{m}$** , essendo **b** lo spessore minimo dell'anima **in millimetri**, con un **minimo di tre staffe a metro** e comunque con **interasse non superiore a $0.8d$** , con **d** altezza utile della trave.

Ipotizzando pertanto di utilizzare **staffe $\Phi 8$ a due bracci** con **passo $s=200\text{mm}$** è possibile calcolare il valore di **$\cotg\theta$** in corrispondenza del quale si attinge **contemporaneamente la resistenza a taglio-trazione e quella a taglio-compressione** attraverso la **relazione** seguente:

$$1.5b \text{ mm}^2/\text{m} = 1.5 * 300 = 450 \text{ mm}^2/\text{m}$$

$$0.8 d = 0.8 * 450 = 360 \text{ mm}$$

$$\operatorname{ctg} \theta = \sqrt{\frac{1 - \omega_w}{\omega_w}} = \sqrt{\frac{\nu_l f_{cd} b_w}{f_{ywd} \frac{A_{sw}}{s}} - 1}$$

Sostituendo i valori relativi al caso in esame si ottiene:

$$\mathbf{cotg\theta = 3.14}$$

Dal momento che **$cotg\theta = 3.14 > 2.5$** nel progetto faremo riferimento a **$cotg\theta = 2.5$**

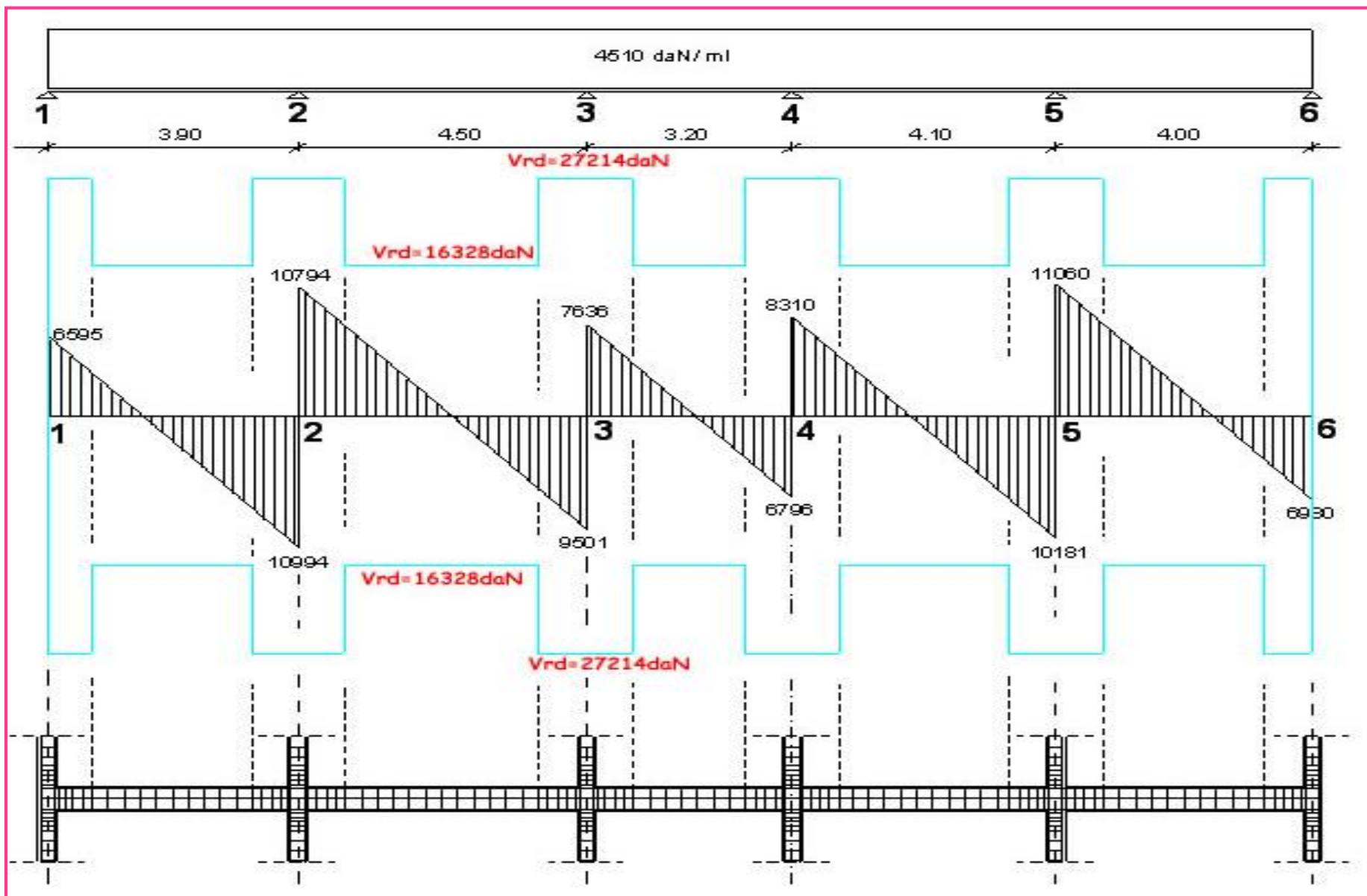
$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

Sostituendo i valori corretti dei parametri si ottiene

$$\mathbf{V_{Rd,s}=198.1 \text{ kN}}$$

Anche se tale valore risulta maggiore del taglio massimo, in prossimità degli appoggi, così come le NTC suggeriscono per le travi in zona sismica, si adotta un passo staffe ridotto ($s=150\text{mm}$) per un tratto pari a circa l'altezza utile della trave stessa.

Taglio resistente: un esempio di diagramma

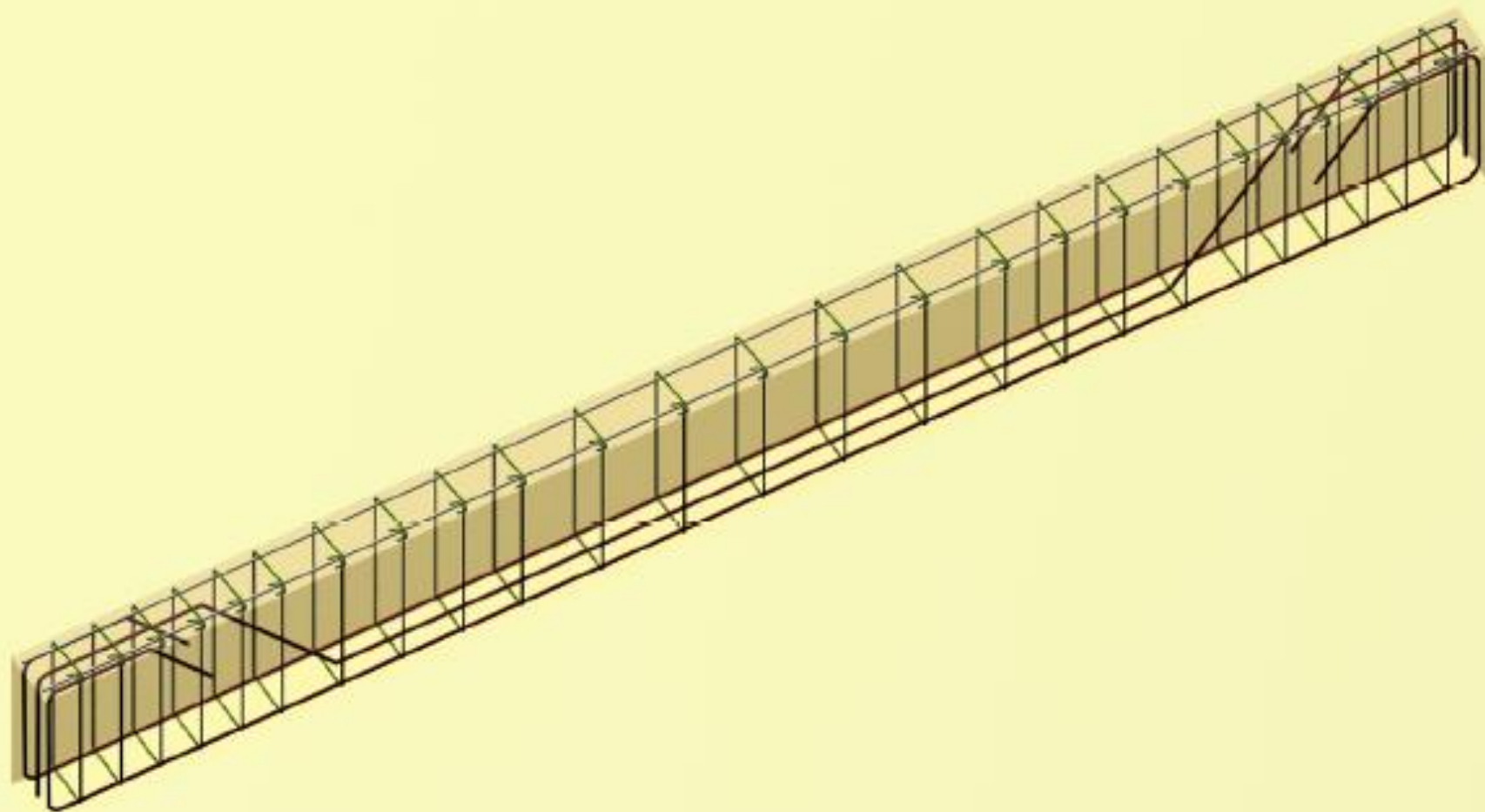


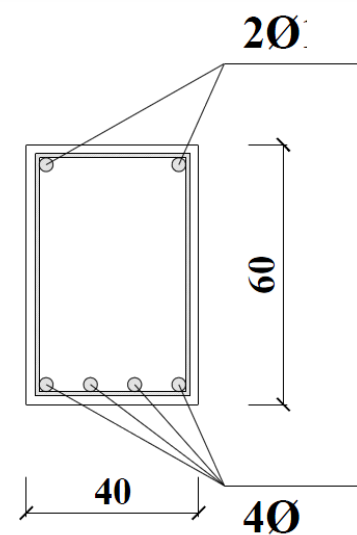
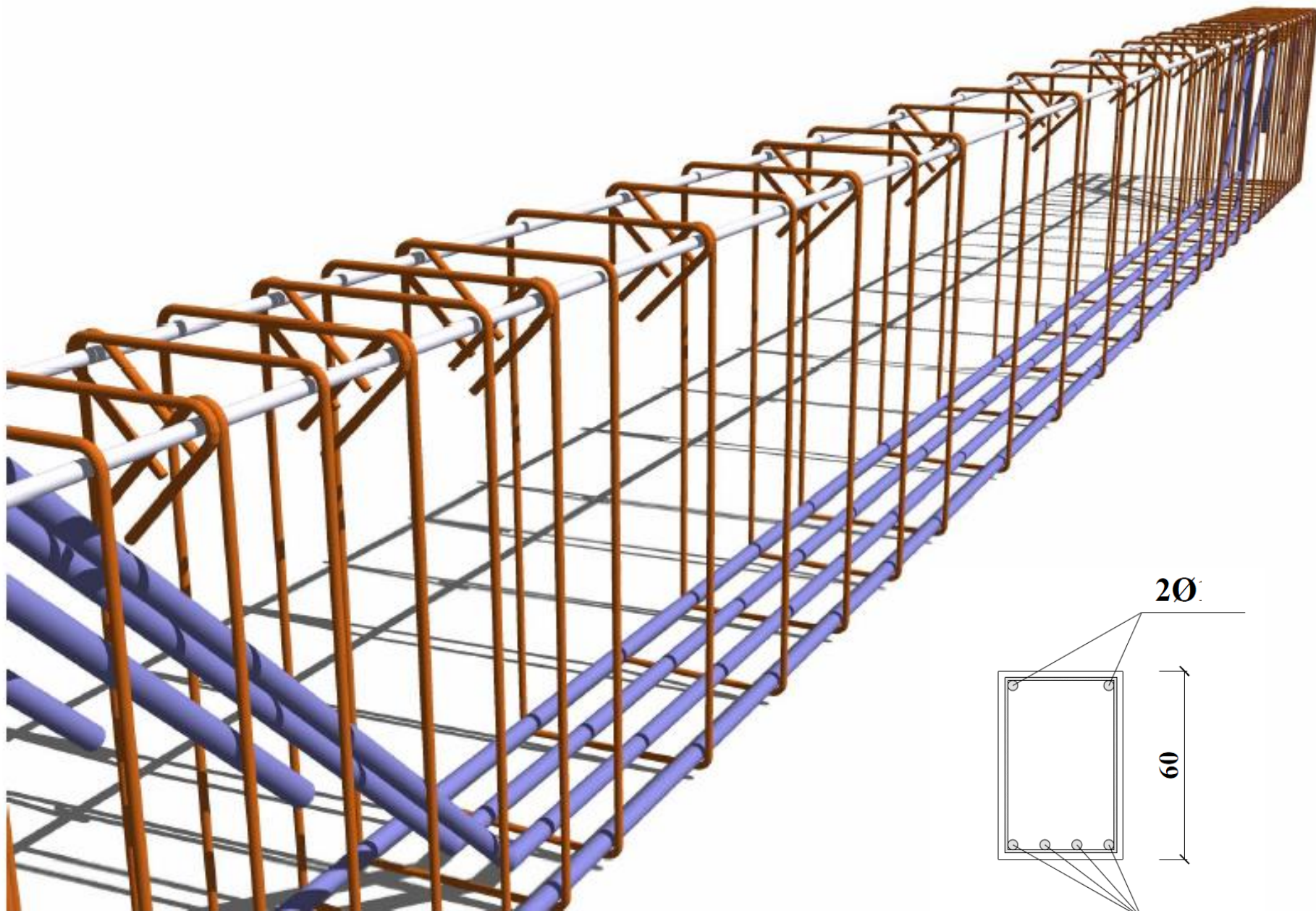
Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B"
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

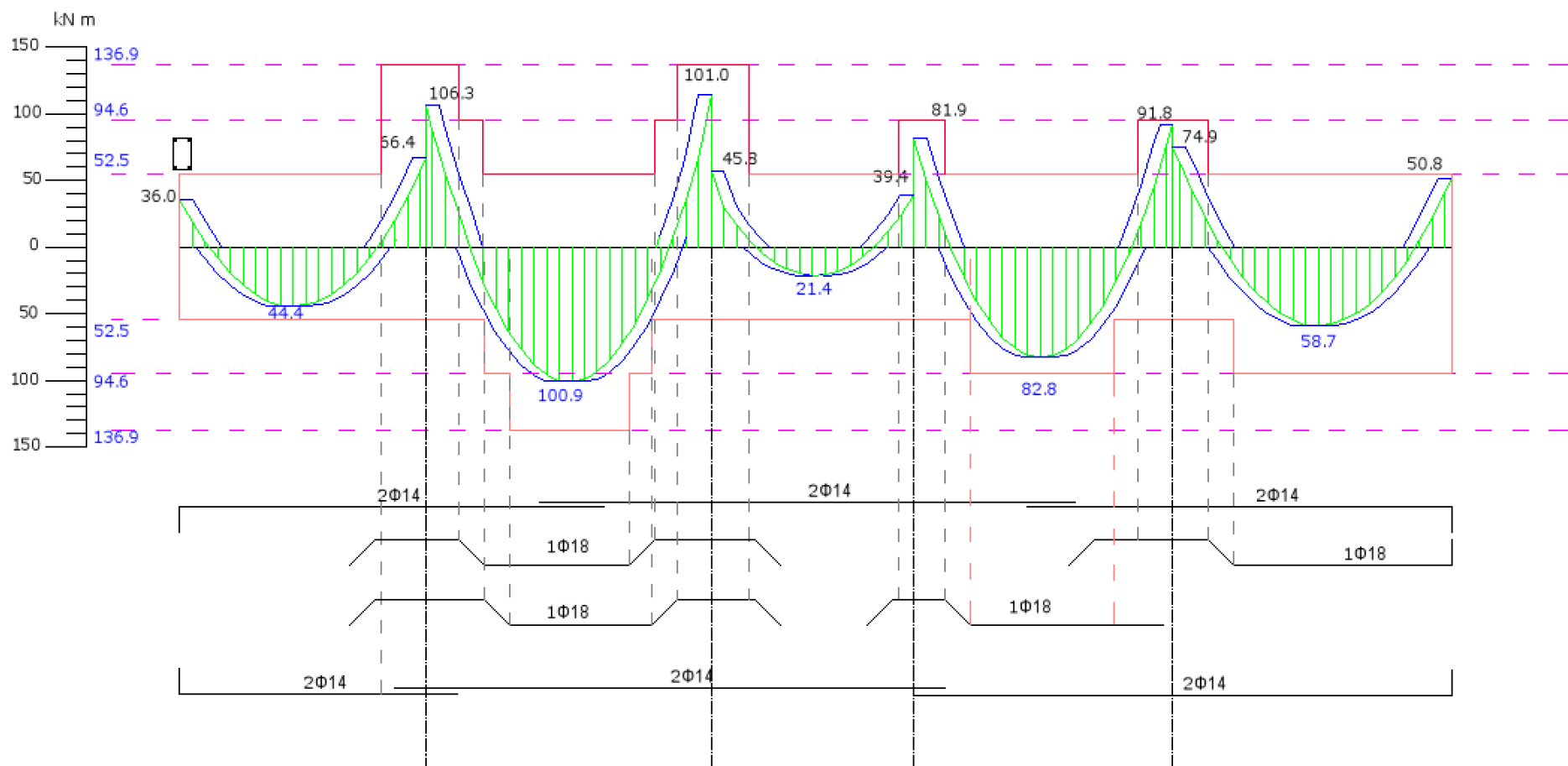






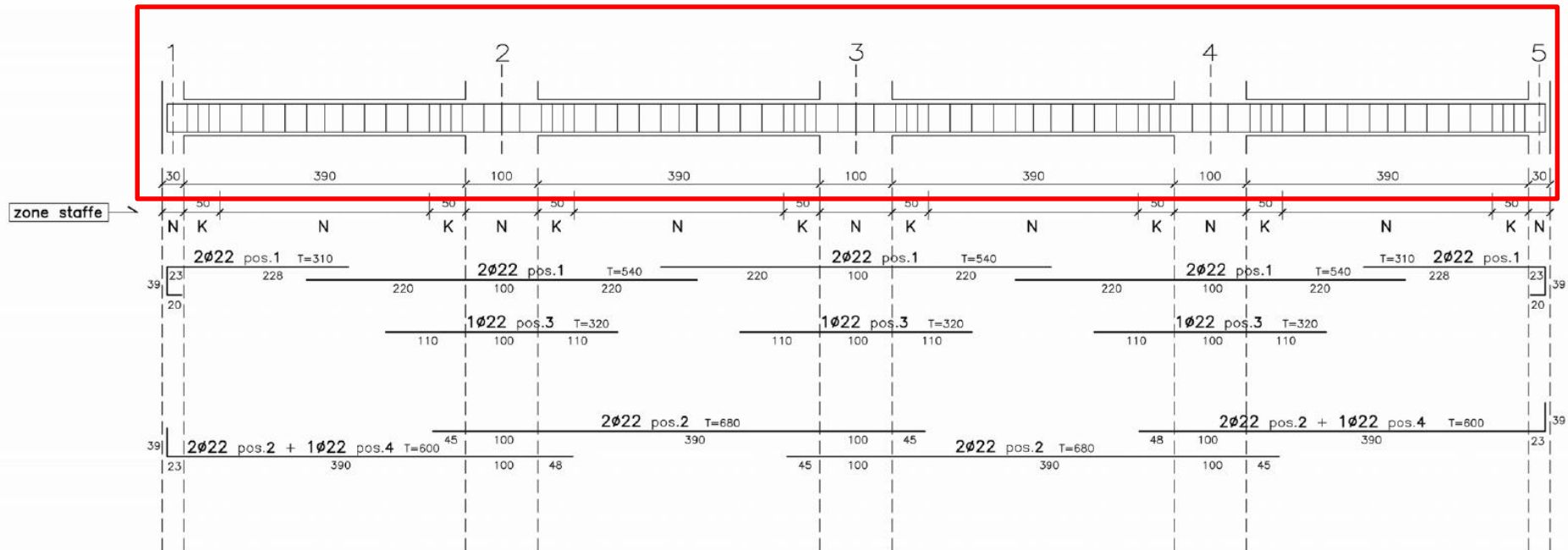
Cosa deve contenere la tavola della “Trave Alta”

- 1] Lo schema di calcolo con indicazione dei momenti agenti e resistenti
- 2] La distinta delle armature utilizzate

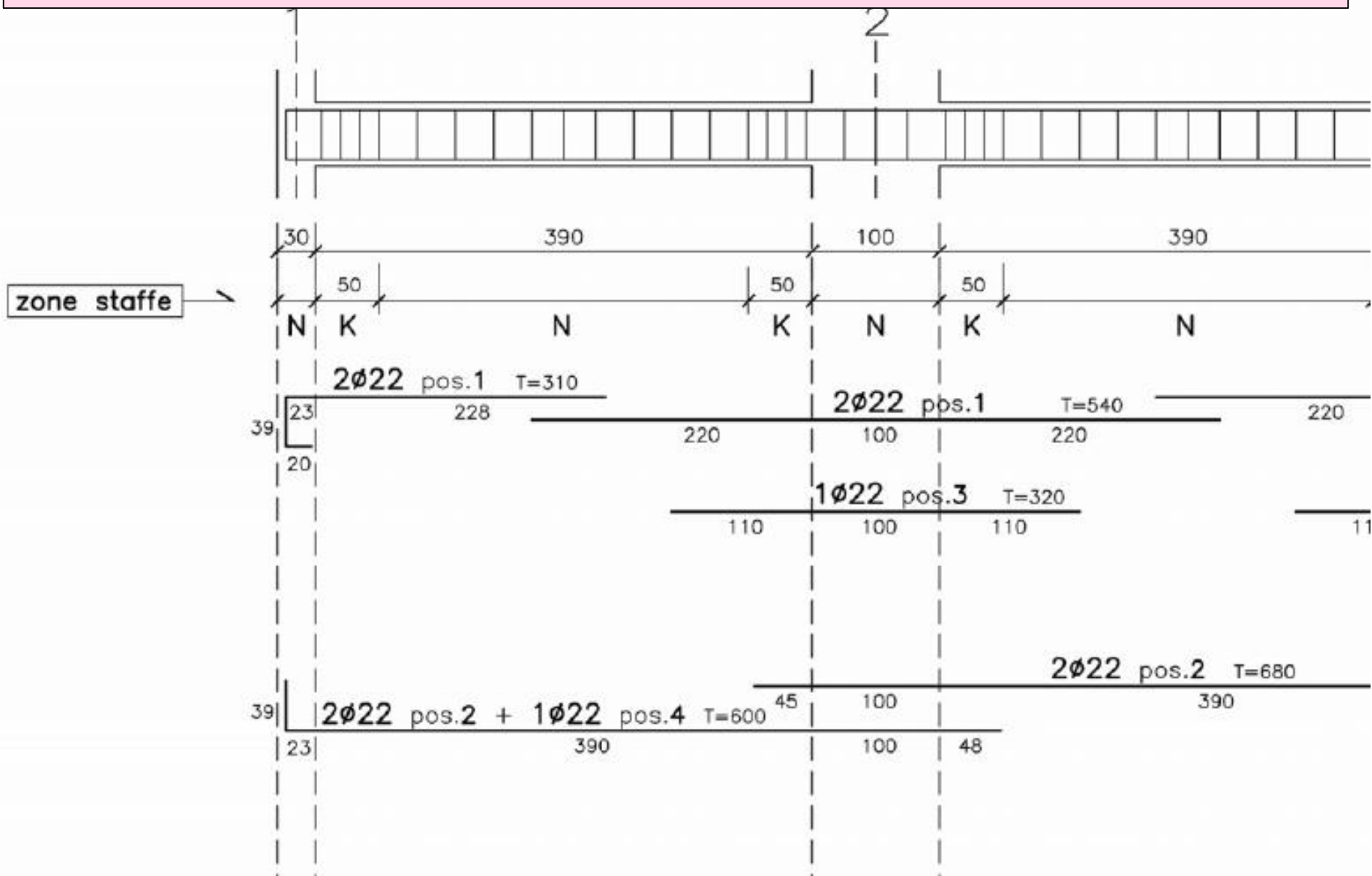


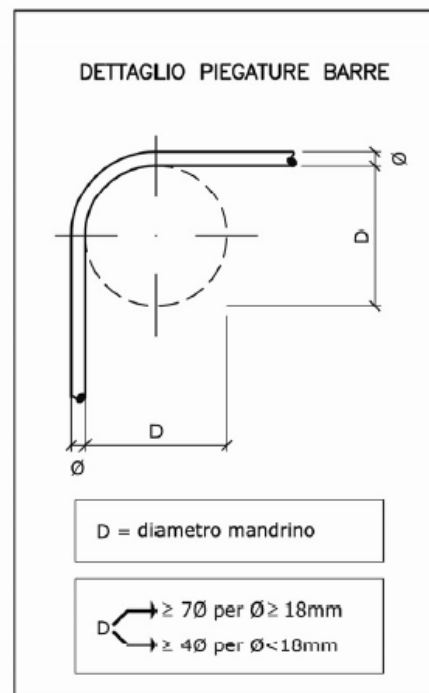
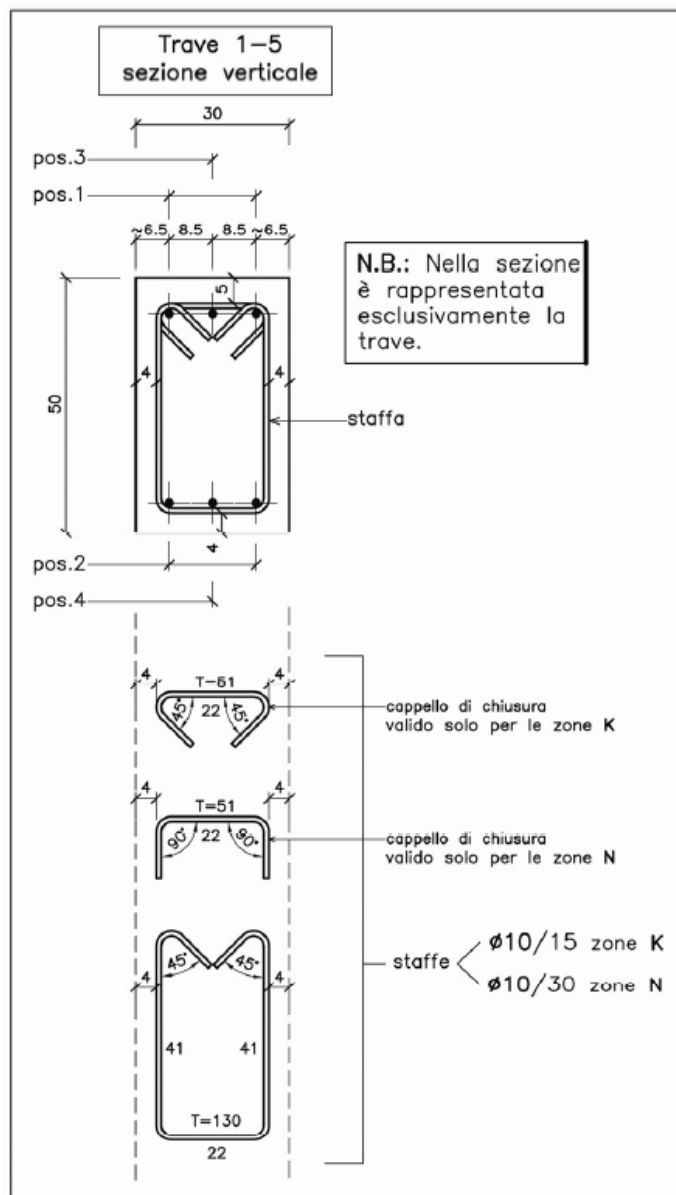
Cosa deve contenere la tavola della “Trave Alta”

3] Una sezione longitudinale della trave con indicazione delle armature trasversali, delle zone di infittimento e delle dimensioni



N.B. Le armature devono essere disegnate con indicazione della posizione, della lunghezza, del diametro e del numero di ferri





4] Alcune sezioni significative con indicazioni di dettaglio per quanto riguarda posizione delle armature longitudinali, lunghezze e conformazione delle armature trasversali

