

**UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA**

**Corso di**

**FONDAMENTI DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI**

**PROGETTO E VERIFICA DI UN SOLAIO  
MISTO IN C.A.**



**Docente: Prof. Ing. Angelo MASI**

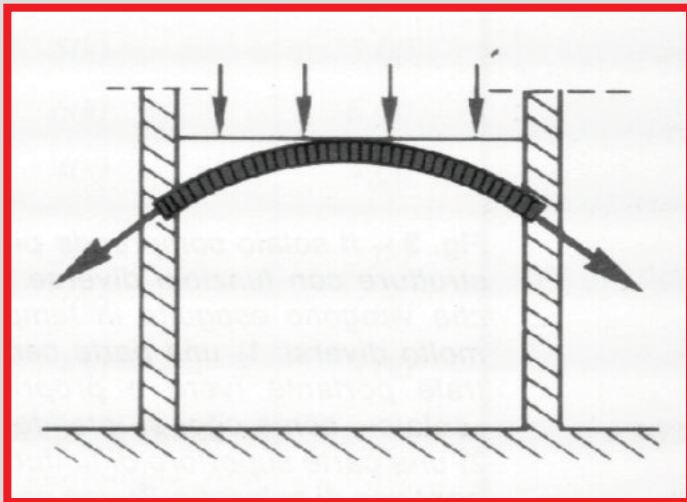
**Collaboratori: Ing. Giuseppe SANTARSIERO**

**Ing. Vincenzo MANFREDI**

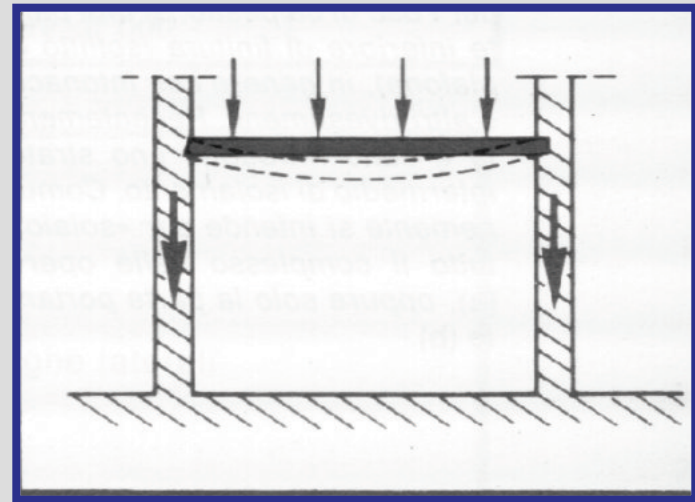
## Dalla volta al solaio

Il trasferimento dei carichi verticali dello spazio utilizzabile di un piano (orizzontale o inclinato) alle strutture portanti può essere realizzato attraverso:

- 1) Strutture *a volta* realizzate con materiali resistenti a compressione (es. pietra naturale);
- 2) Strutture orizzontali realizzate con travi di materiale resistente a flessione (solai)



*Schema statico della volta*



*Schema statico del solaio*

# I requisiti richiesti

---

## Requisiti strutturali

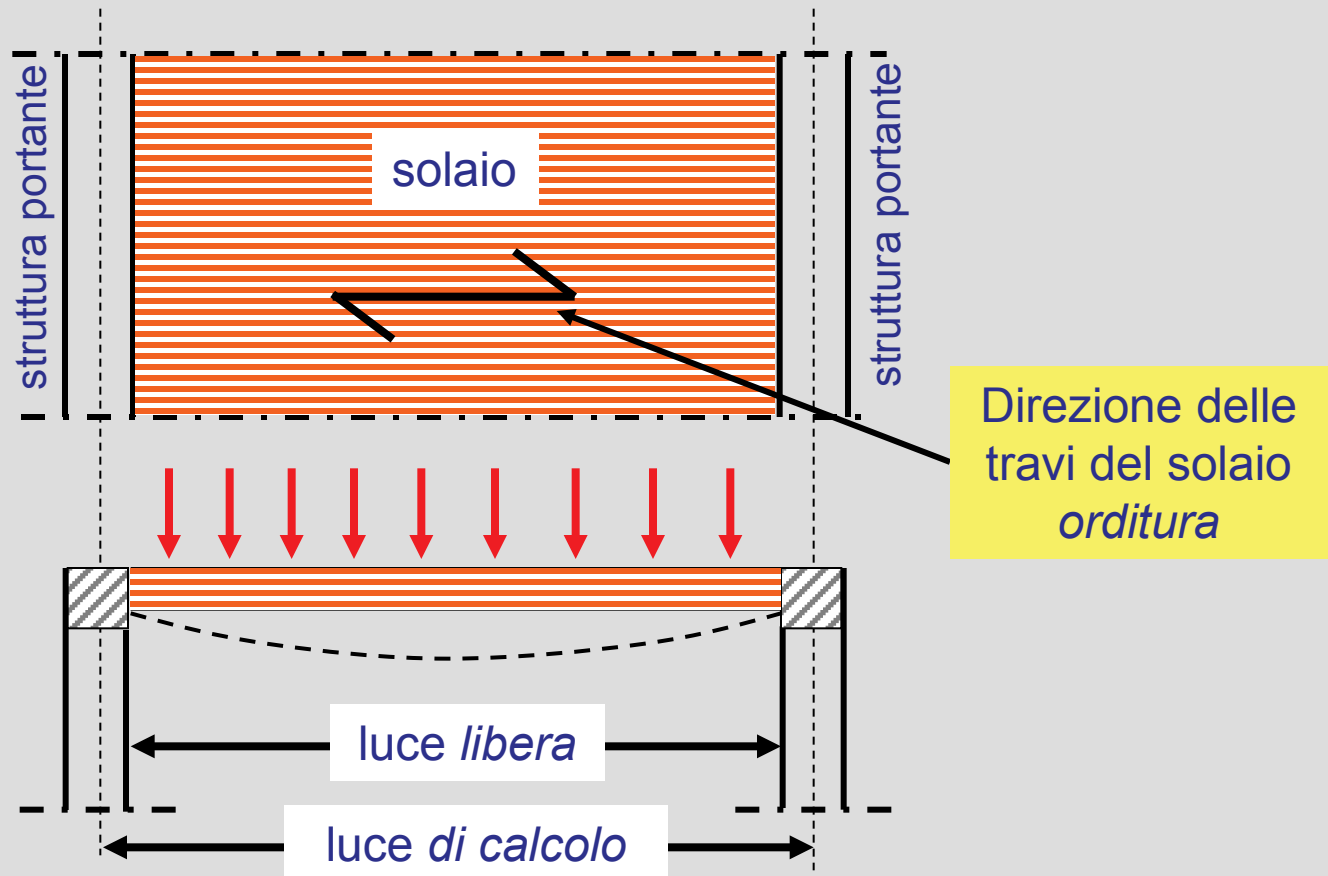
- Sostegno del peso proprio strutturale, non strutturale e di esercizio;
- Sufficiente rigidezza nel piano in modo ridistribuire le azioni orizzontali (sisma) agli elementi verticali e assicurare un comportamento globale uniforme.

## Requisiti funzionali e di sicurezza

- Limitata deformabilità;
- Buon isolamento termico ed acustico;
- Sufficiente resistenza al fuoco

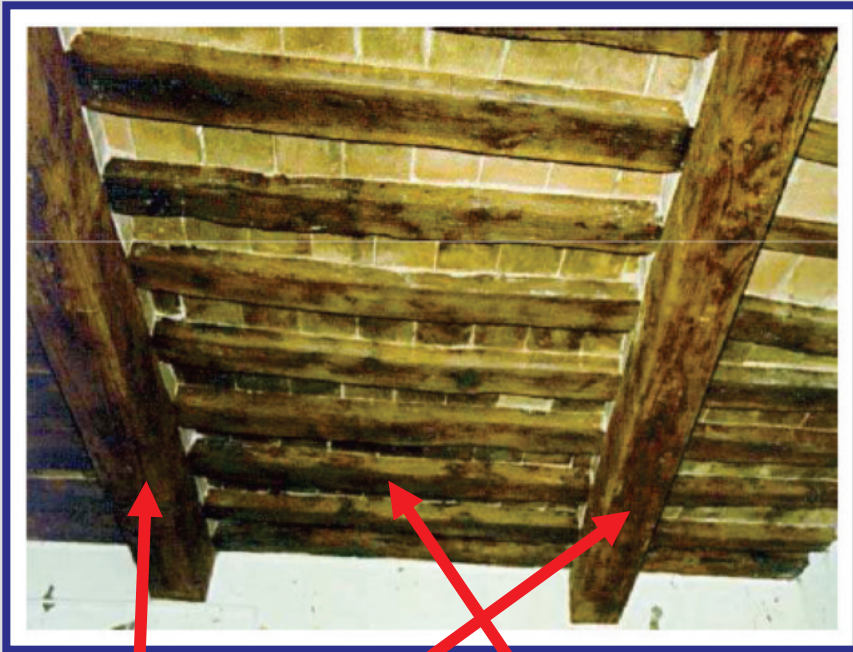
# I solai

“Si intendono con il nome di solai le strutture bi-dimensionali piane caricate ortogonalmente al proprio piano con prevalente comportamento resistente mono-direzionale” (§ 4.1.9, NTC2008)



# Tipologie costruttive

*Solaio in legno lamellare*

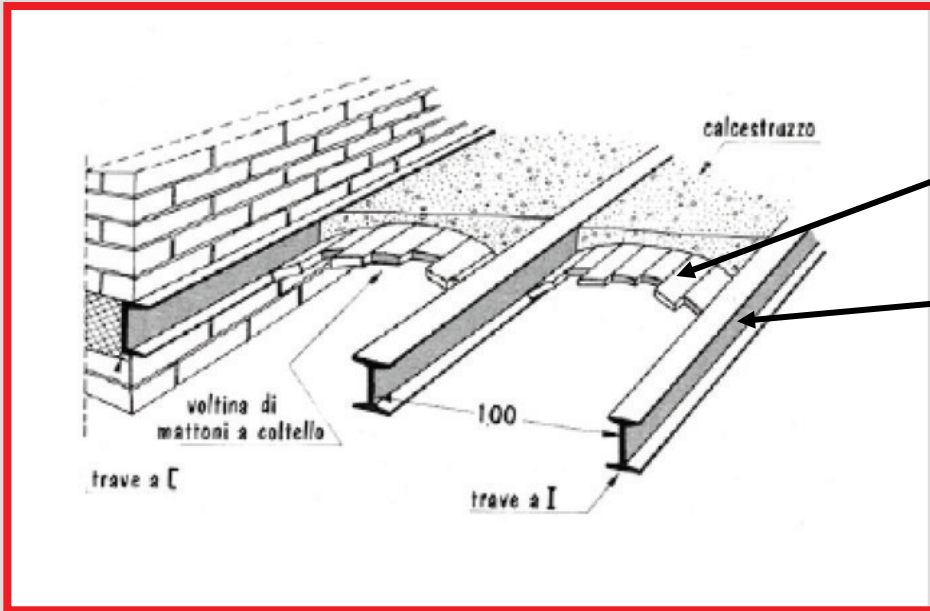


*Solaio in legno massello*

orditura principale

orditura secondaria

# Tipologie costruttive



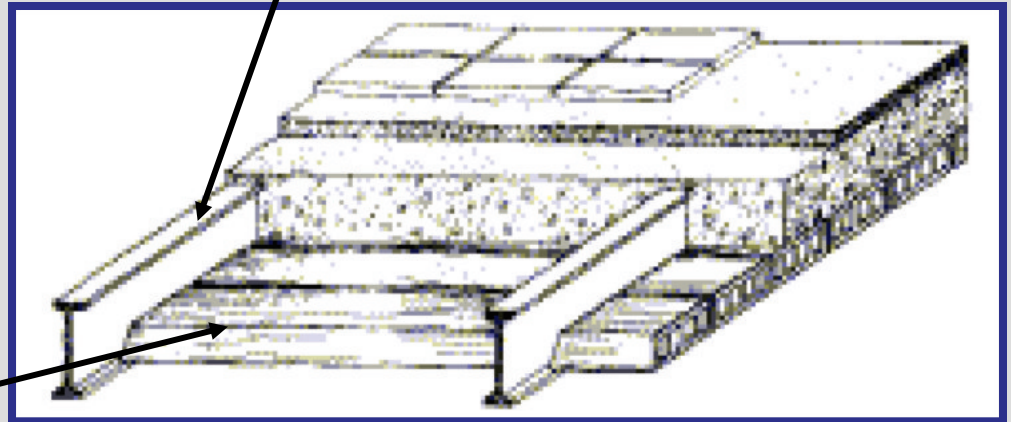
Voltine in laterizio pieno

Profili in acciaio da carpenteria metallica

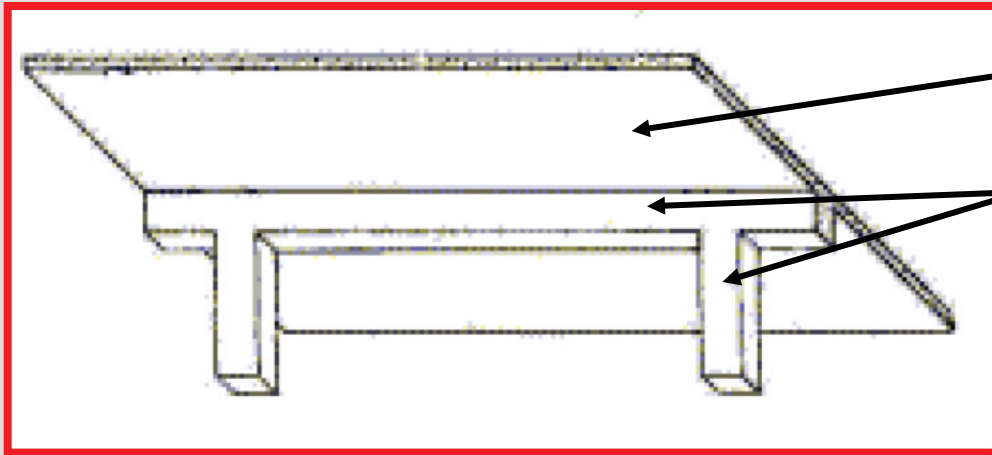
*Solaio in ferro e voltine*

*Solaio in ferro e tavelloni*

Elemento in laterizio forato *Tavellone*



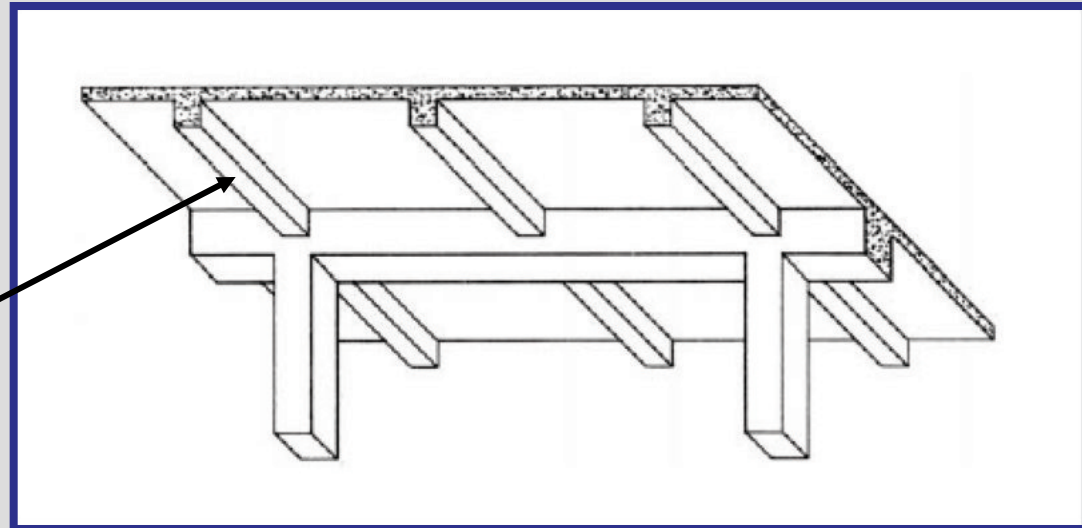
# Tipologie costruttive



*soletta in c.a.*

*Elementi portanti*

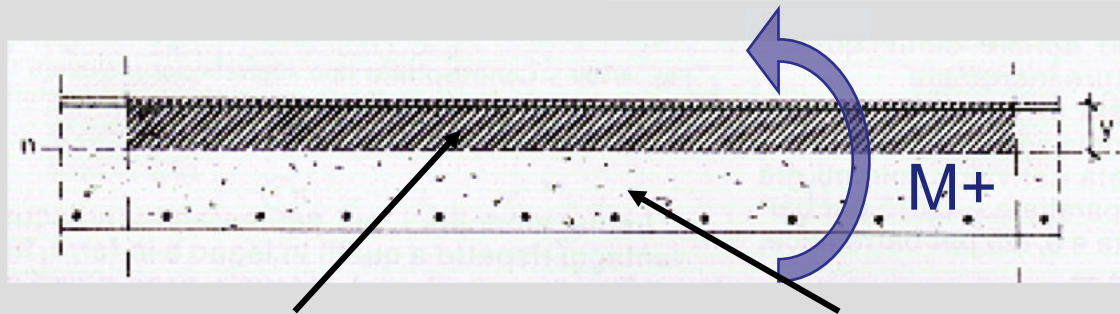
*Solaio in c.a. con soletta piena*



*Nervature in c.a.*

*Solaio in c.a. con soletta nervata*

# Tipologie costruttive

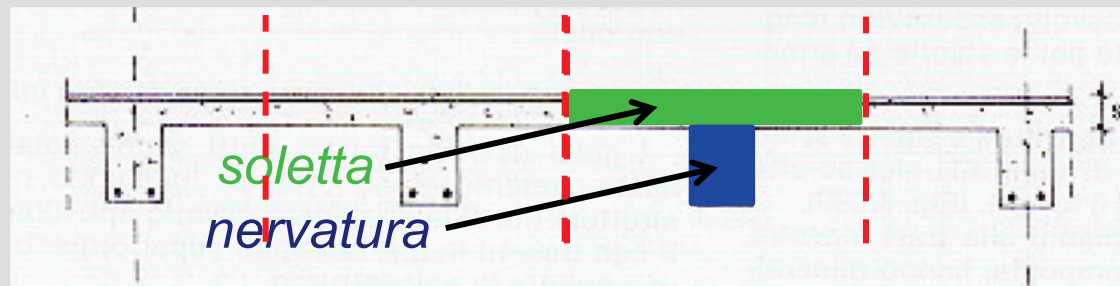


area di cls compresso

area di cls teso  
(non reagente)

*Solaio in c.a. con soletta piena*

- + ridotta deformabilità
- + ripartizione dei carichi
- elevato peso

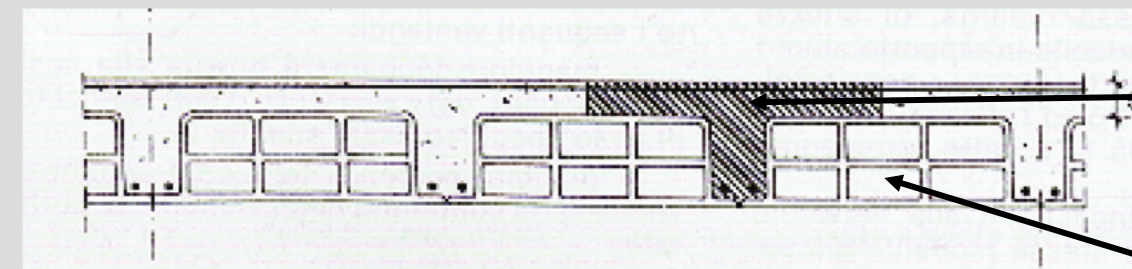


soletta  
nervatura

*Solaio in c.a. con soletta nervata*

- + peso ridotto
- messa in opera della casseforma

*Solaio misto in c.a. con blocchi di alleggerimento*



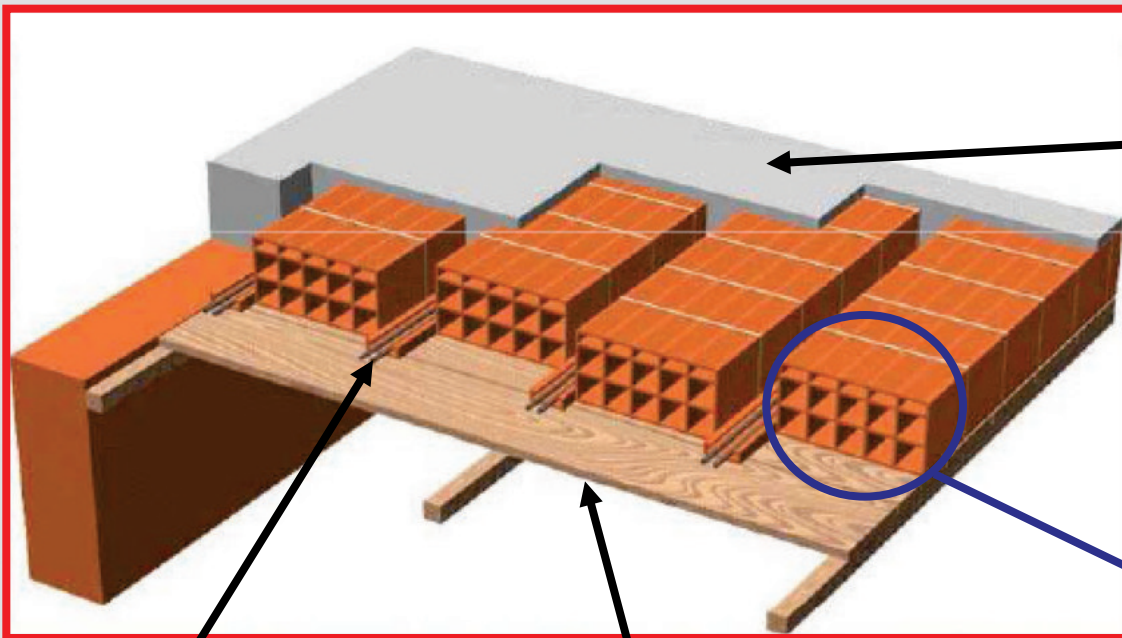
sezione  
resistente

blocchi di  
alleggerimento



# Il solaio misto in c.a. Tipologie

## Solaio misto c.a. – laterizio con getto in opera



getto di cls in  
opera

Blocco di  
alleggerimento  
o *pignatta*

armatura  
inferiore

casseforma



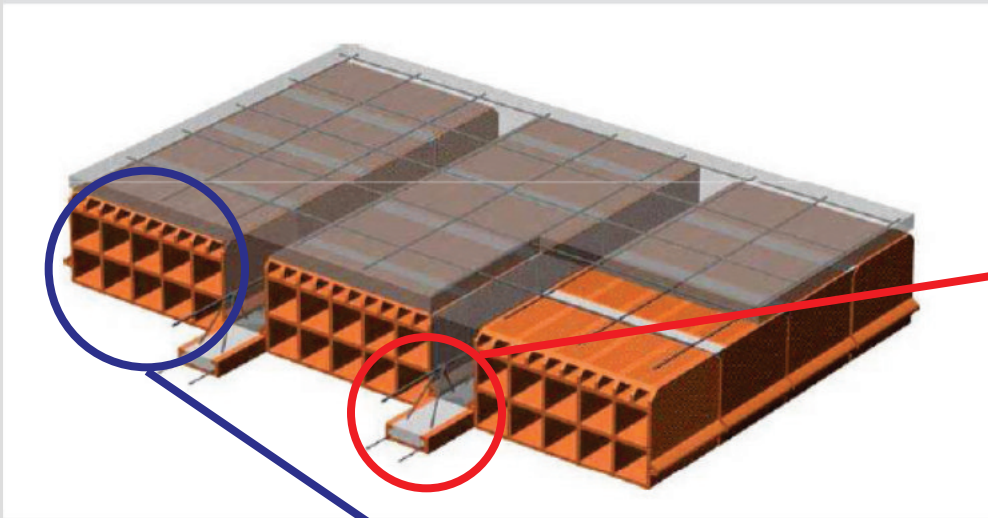
H=12-25cm

25

40

# Il solaio in c.a. Tipologie

Solaio con travetti tralicciati prefabbricati e getto di completamento in opera



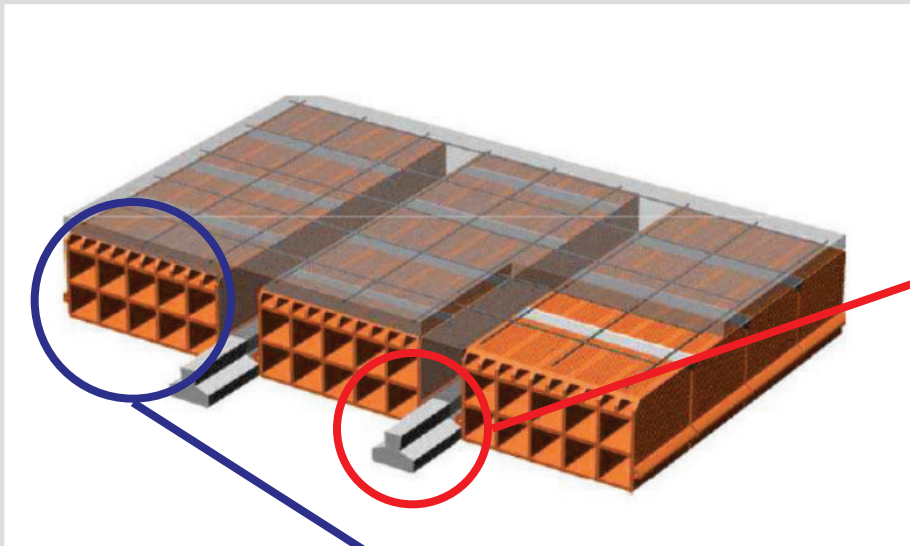
Travetti tralicciati



pignatta

# Il solaio in c.a. Tipologie

Solaio misto con travetti in c.a. precompresso e getto di completamento in opera



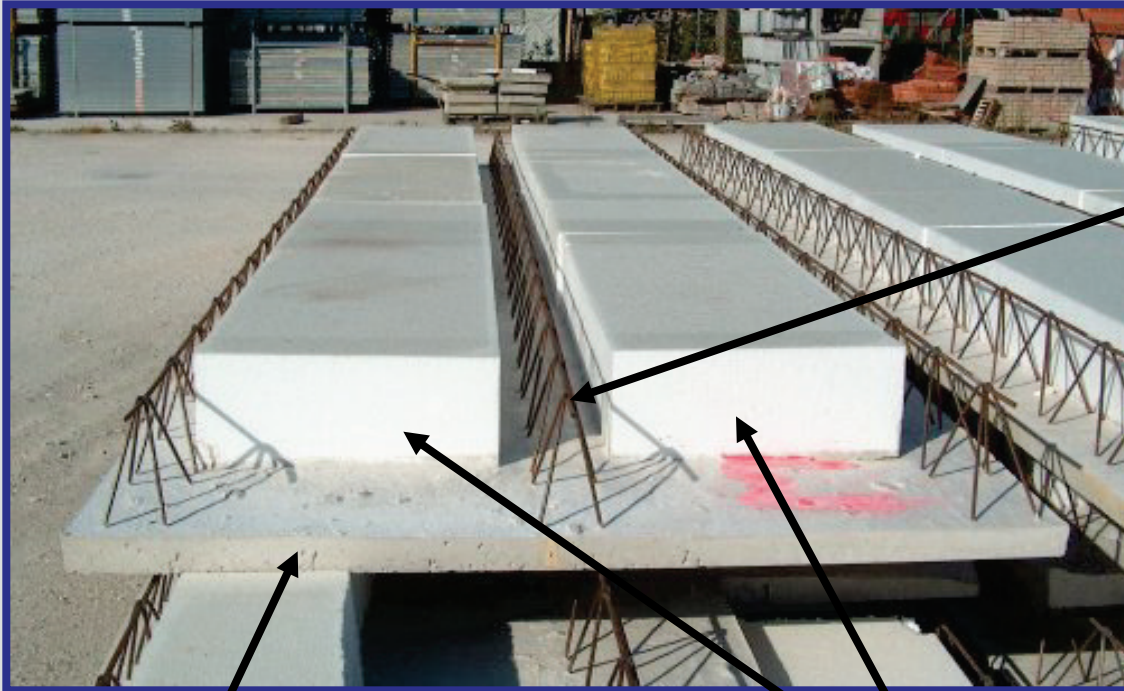
Travetti in cls precompresso



pignatta

# Il solaio in c.a. Tipologie

Lastre tralicciate o *predalles*



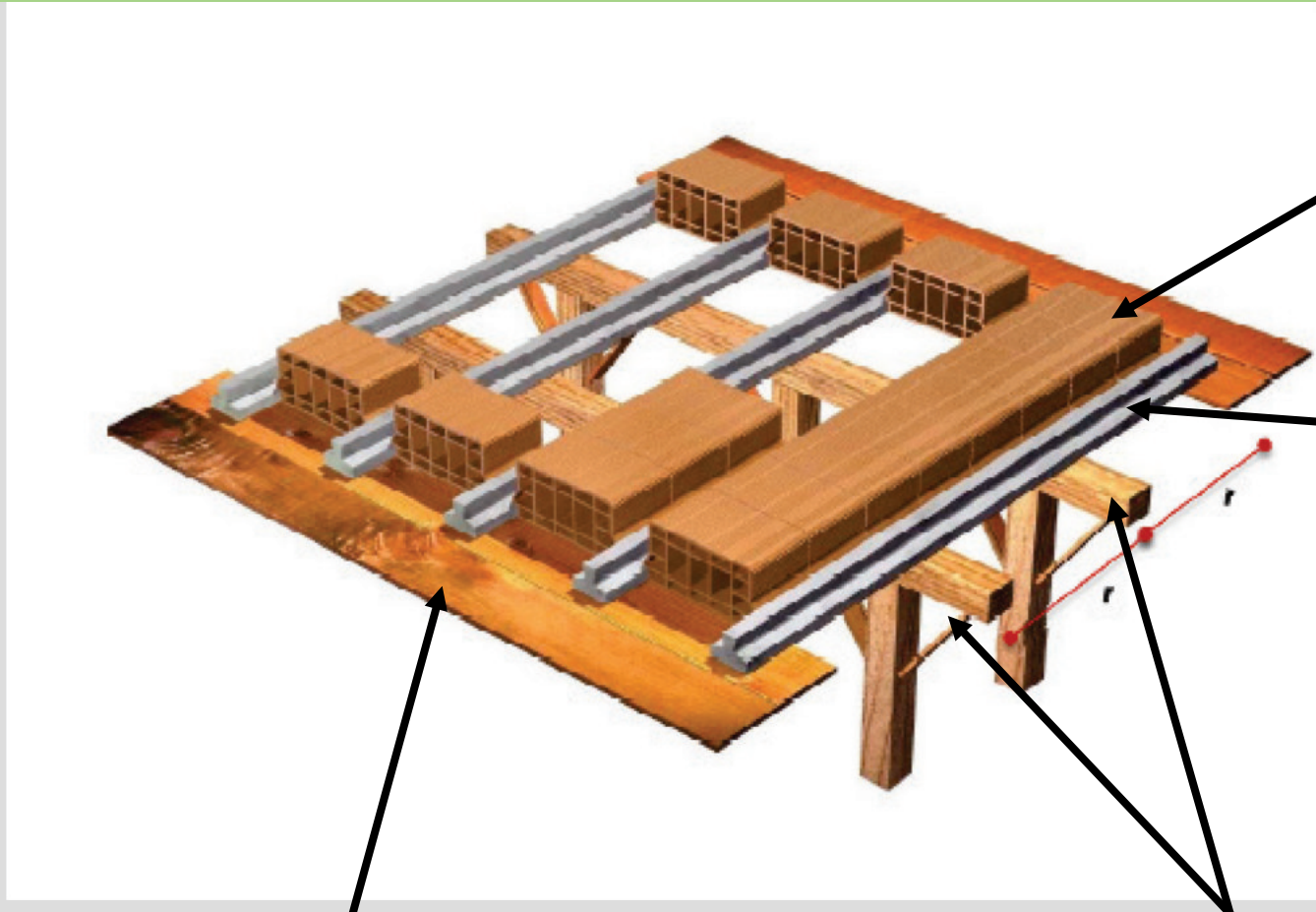
Traliccio di armatura

fondello in cls armato

Blocchi di alleggerimento  
in polistirolo

# Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio con travetti precompressi e getto di completamento



Blocchi di alleggerimento o *pignatta*

Travetti prefabbricati in cls

Casseforme o casseri

Puntelli di sostegno

# Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

## Elementi di sostegno verticali



Ritti metallici o puntelli

## Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio misto con travetti tralicciati e getto di completamento



# Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

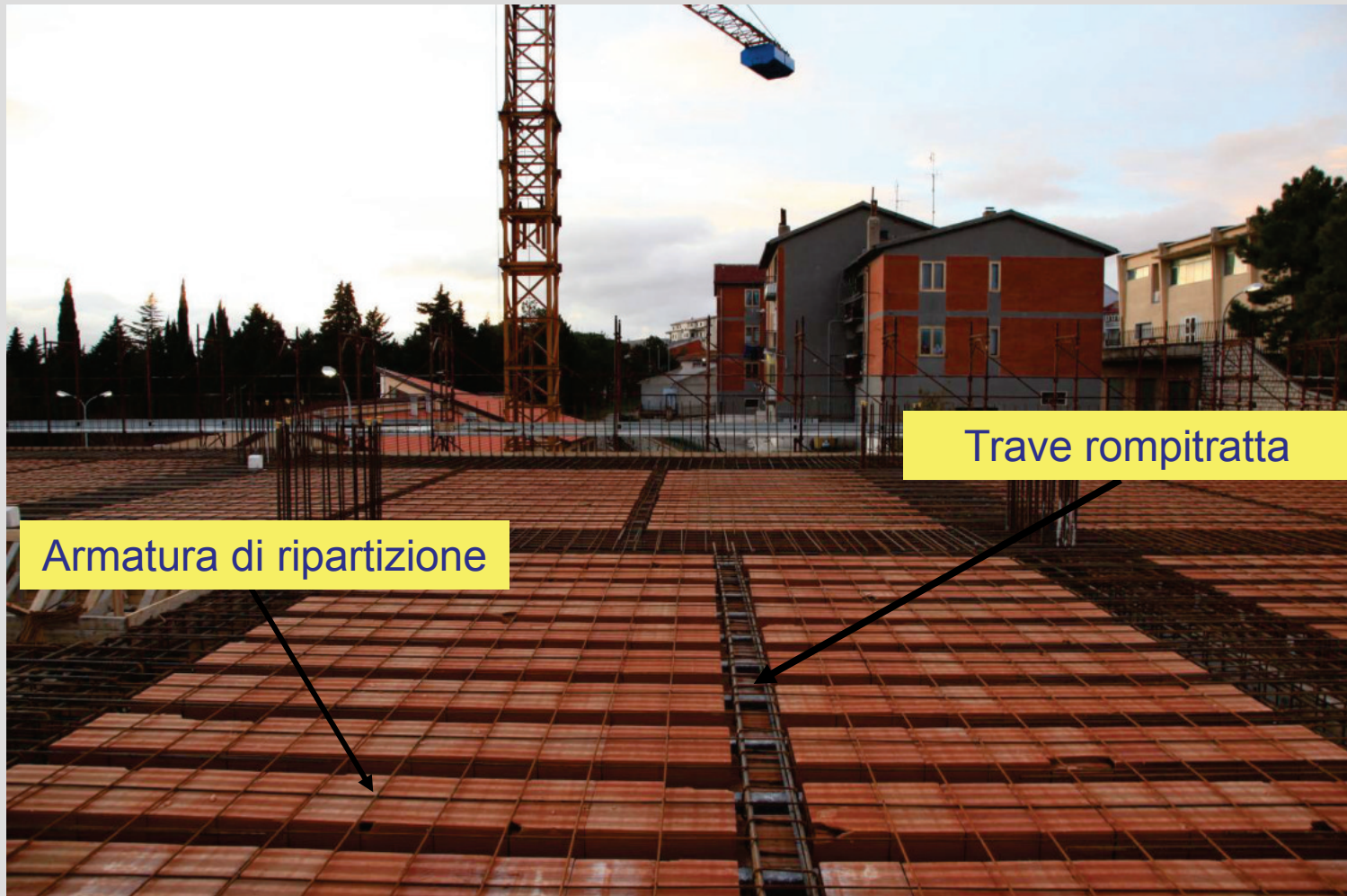
Posa in opera di un solaio misto con travetti in c.a.p. e getto di completamento





# Il solaio in c.a. Fasi di realizzazione

Posa in opera di un solaio misto con travetti in c.a.p. e getto di completamento



# Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

---

*Normativa di riferimento:*

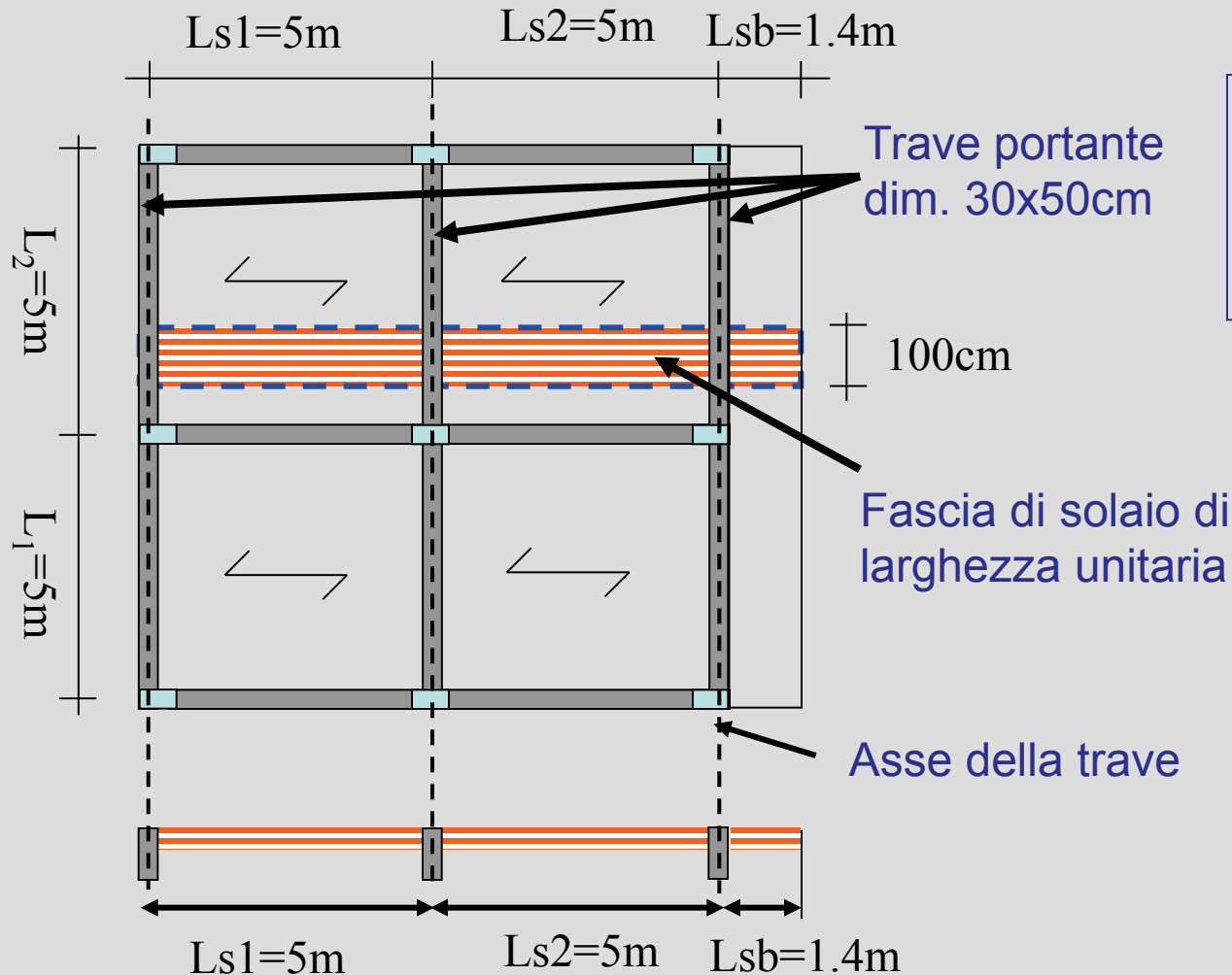
**Norme Tecniche per le Costruzioni  
D.M. 14 gennaio 2008 NTC2008**

*Fasi operative:*

- scelta dei materiali da utilizzare e definizione delle loro caratteristiche meccaniche di calcolo
- pre-dimensionamento della sezione dell'elemento
- definizione dei carichi agenti
- definizione delle combinazioni di carico
- schematizzazione e modellazione degli elementi strutturali
- determinazione delle sollecitazioni
- progetto delle armature
- verifica dello stato limite ultimo e di esercizio.
- predisposizione degli elaborati esecutivi del solaio

# Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

Solaio di piano in struttura intelaiata in c.a. destinata a civile abitazione



## MATERIALI

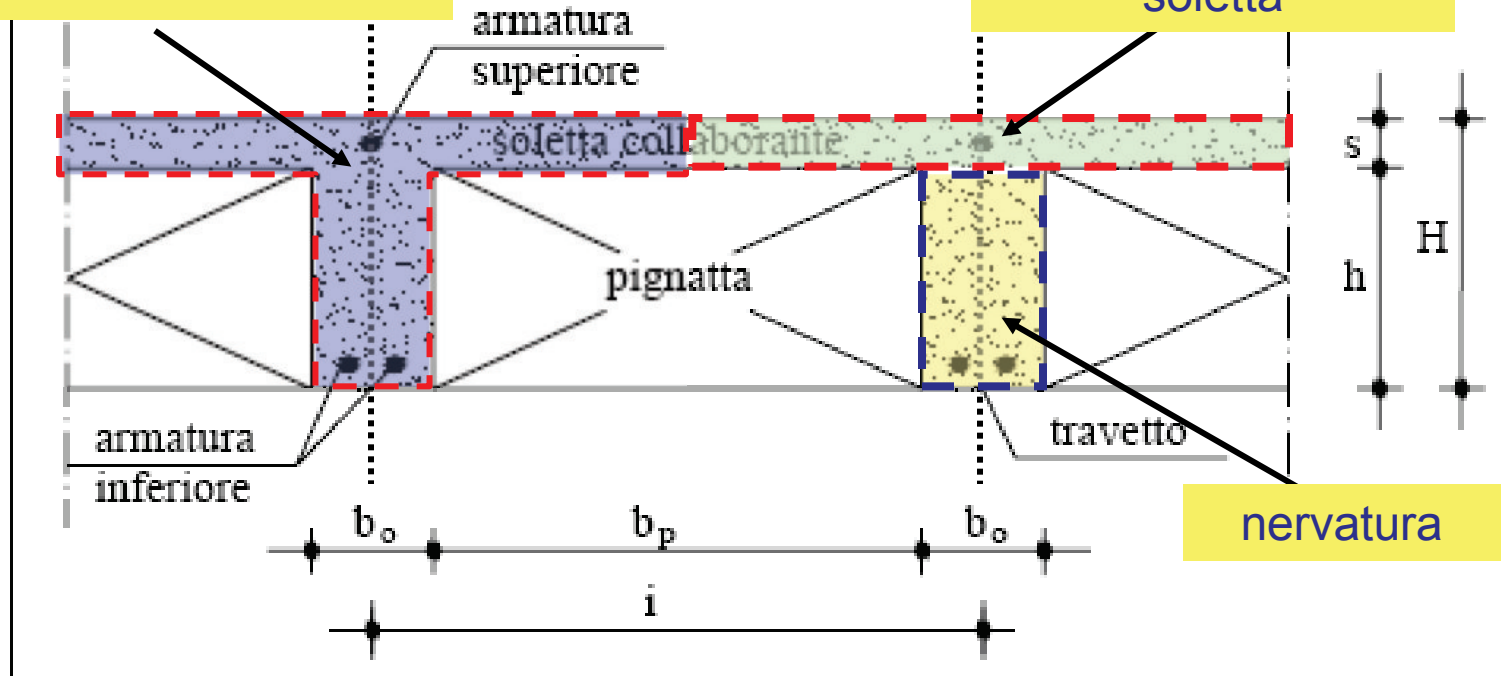
cls C20/25

acciaio B450C

# Sezione resistente del solaio

Sezione resistente

soletta



$b_o$  = larghezza travetto cls

$H$  = altezza totale solaio

$b_p$  = larghezza pignatta

$h$  = altezza nervatura-pignatta

$i$  = interasse travetti

$s$  = altezza soletta cls

Pr In genere i solai in latero-cemento vengono definiti attraverso il valore di  $h$  e  $s$  (es. 16+4cm)

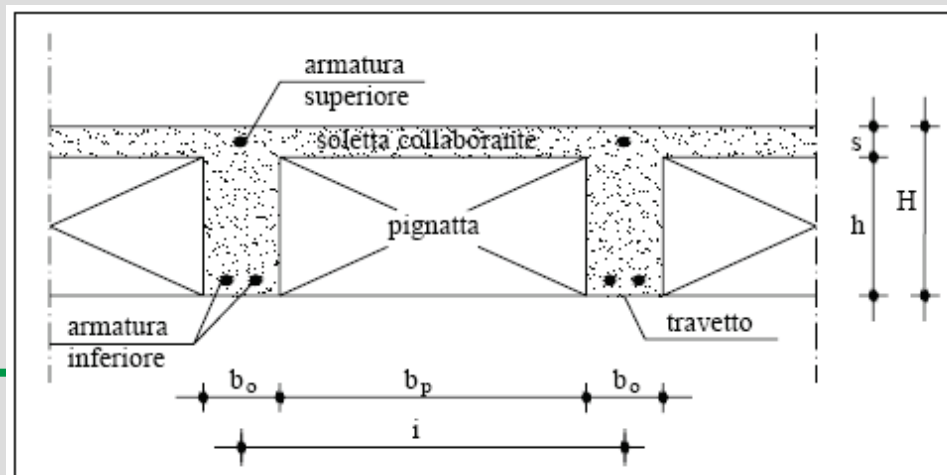
## Pre-dimensionamento della sezione resistente

Indicazioni utili per il pre-dimensionamento dei solai in c.a. misti riportati dal D.M. 09/01/1996 e parzialmente ripresi dalla circolare alla NTC08

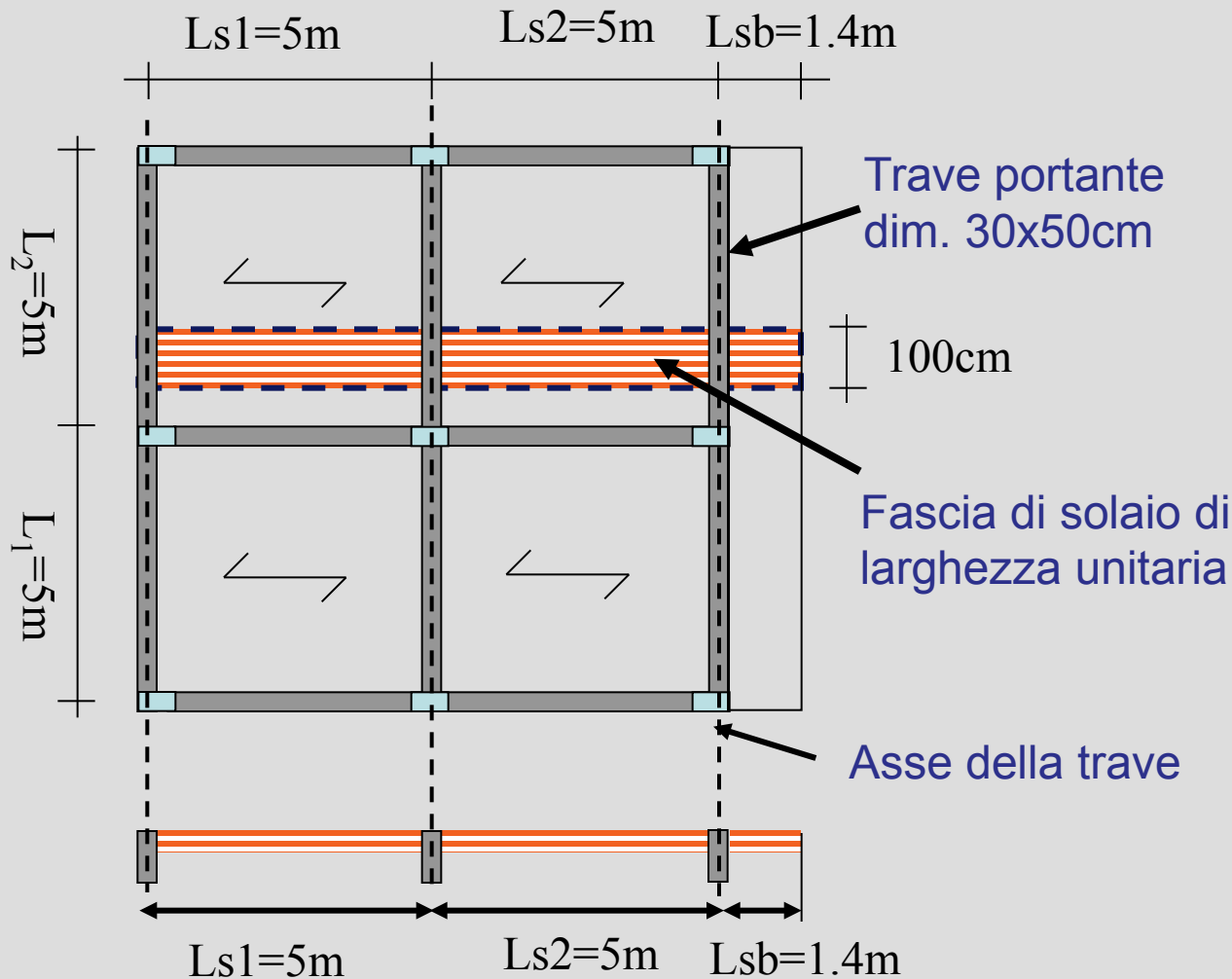
Altezza solaio	$H \geq 1/25 L$ $H \geq 12 \text{ cm}$	L è la luce della campata più lunga. Considerando che una pignatta non è alta meno di 12 cm, l'altezza minima del solaio è 16 cm.
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	In genere non si usano solette con spessore maggiore di 5 cm., ma 4 cm è lo spessore più usuale.
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	Un interasse usuale è $i = 50 \div 52 \text{ cm}$ . a seconda di $b_o$ , considerando una pignatta larga 40 cm.
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	Dimensioni usuali sono $b_o = 10 \div 12 \text{ cm}$ , possibilmente non più di 14 cm; la larghezza del travetto viene determinata anche in funzione delle sollecitazioni di taglio previste.
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	In genere l'altezza delle pignatte è sempre un numero pari: 12 ÷ 14 ÷ 16 cm ecc. Il minimo è 12 cm.

# Pre-dimensionamento della sezione resistente

Altezza solaio	$H \geq 1/25 L$ $H \geq 12 \text{ cm}$	⇒ $H = 1/25 \cdot 500 = 20 \text{ cm}$
Altezza soletta	$s \geq 4 \text{ cm}$	⇒ $s = 4 \text{ cm}$
Interasse travetto	$i \leq 15 s$	⇒ $i = 50 < 15 \cdot 4 = 60 \text{ cm}$
Larghezza travetto	$b_o \geq 1/8 i$ $b_o \geq 8 \text{ cm}$	⇒ $b_o = 10 \text{ cm} < 1/8 \cdot 50 = 6.25 \text{ cm}$
Dimensioni pignatta	$b_p \leq 52 \text{ cm}$	⇒ $b_p = 40 < 52 \text{ cm}$



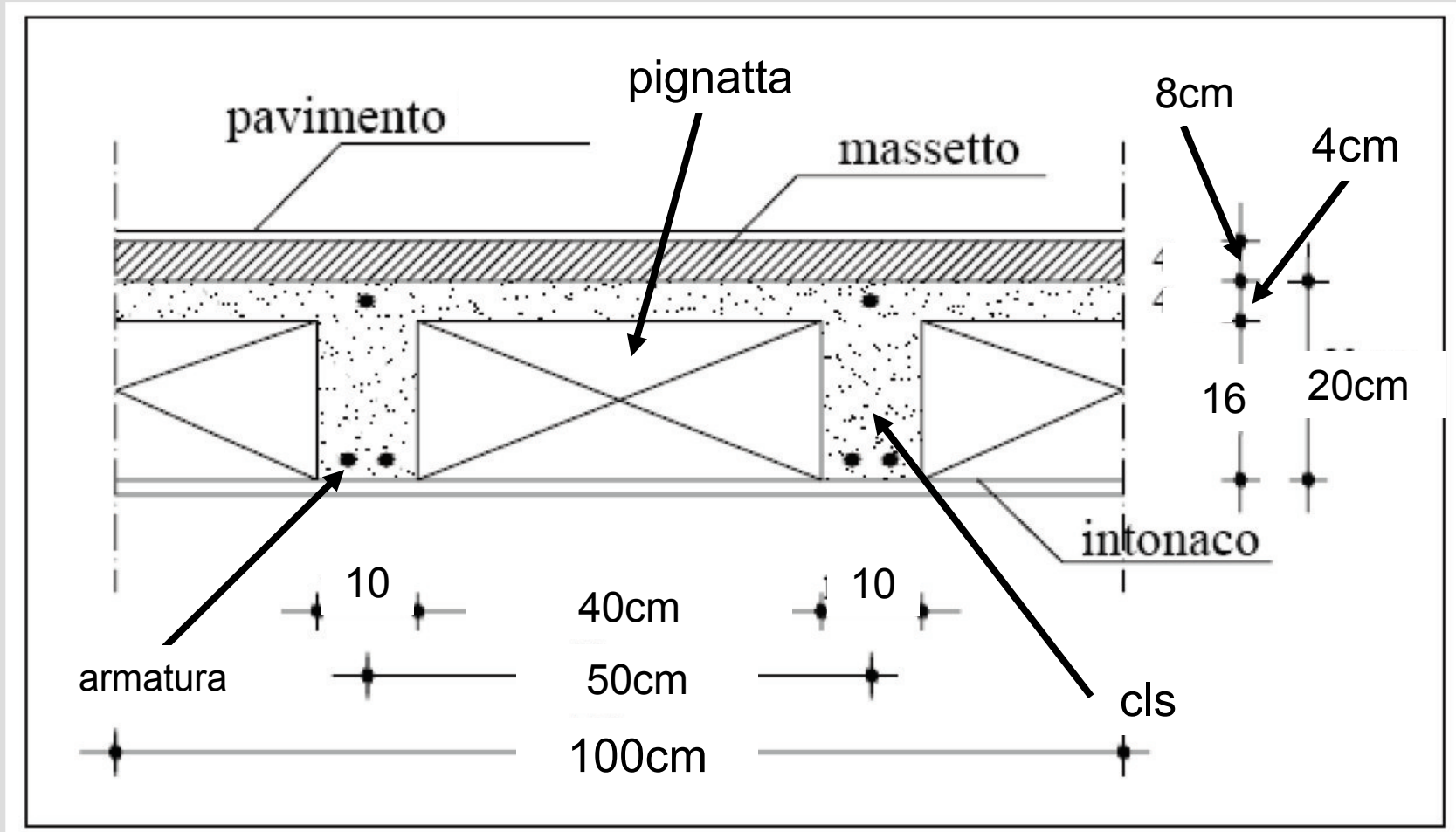
# Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera



Solaio di piano di una struttura intelaiata in c.a. destinata a civile abitazione

MATERIALI  
cls C20/25  
acciaio B450C

# Analisi dei carichi





# Analisi dei carichi

---

## Carichi permanenti Strutturali (G1)

Peso proprio di tutte le parti strutturali essenziali quali la *soletta*, la *nervatura*, le *pignatte*

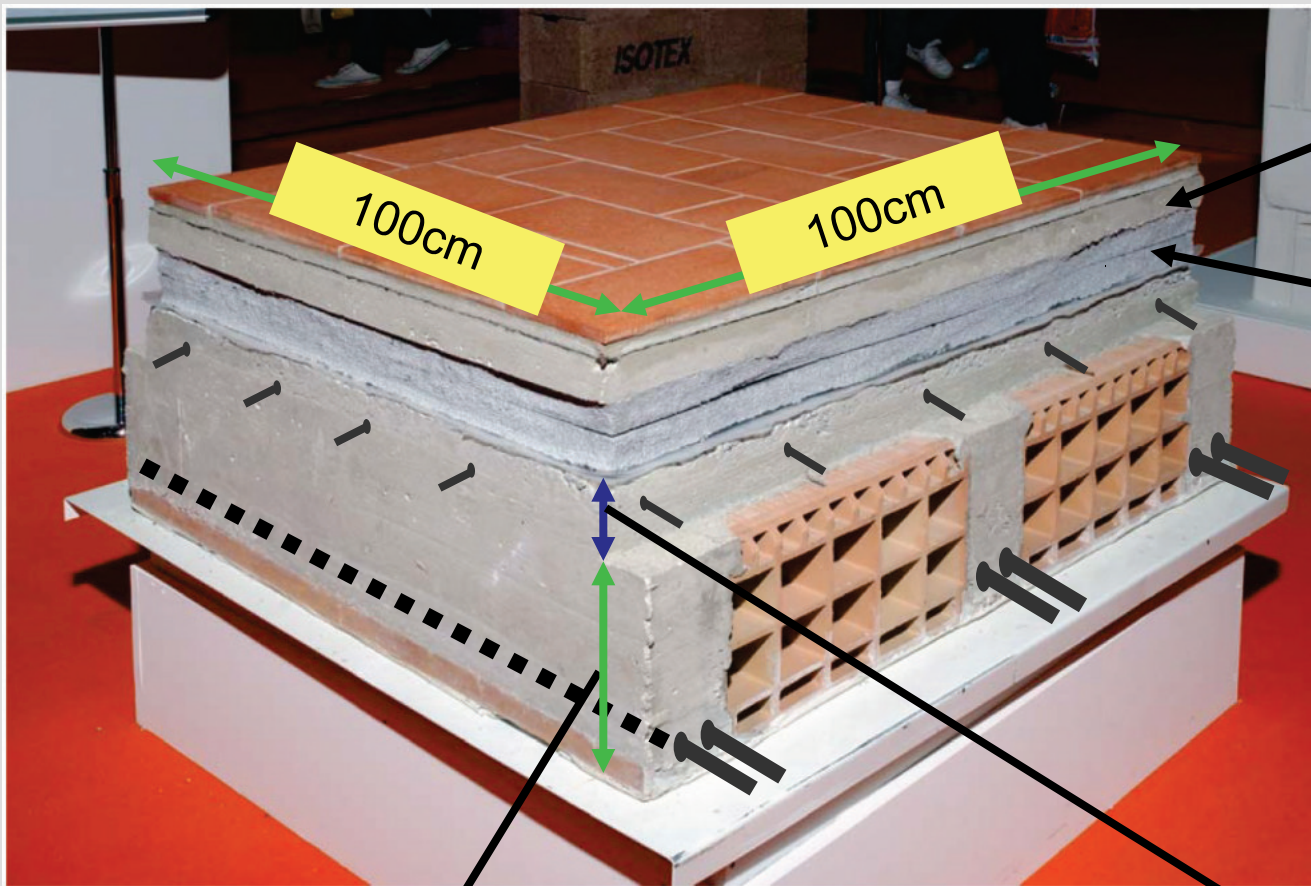
## Carichi permanenti non strutturali (G2)

Peso proprio delle parti non strutturali quali il *pavimento*, il *massetto*, le *tramezzature interne*, l'*intonaco*

## Carichi variabili o di esercizio (Q)

Definiti dalla norma in funzione delle destinazione d'uso proprie della struttura (es. *abitazione*, *negozio*, *parcheggio*)

## Gli elementi del solaio in c.a.



massetto  
sottopavimento (sp.  
5-10cm) **[G2]**

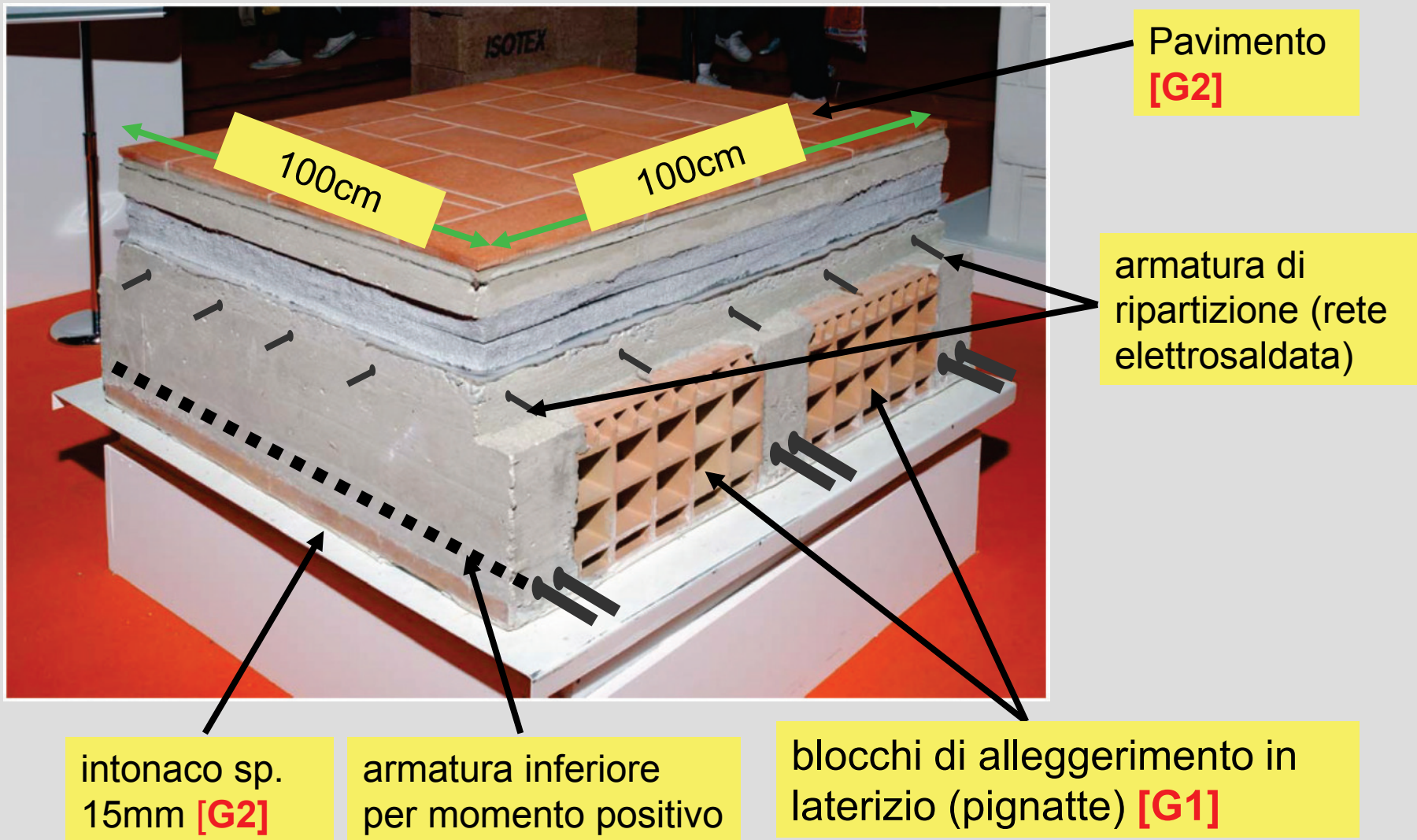
isolante termo-  
acustico **[G2]**

altezza della nervatura di cls = altezza  
pignatta (12÷35cm) **[G1]**

altezza soletta cls  
(4÷5cm) **[G1]**

G1 = peso proprio strutturale; G2 = peso proprio non strutturale [NTC2008]

## Gli elementi del solaio in c.a.



G1 = peso proprio strutturale; G2 = peso proprio non strutturale [NTC2008]

# Peso di volume dei principali materiali utilizzati nelle costruzioni

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Calcestruzzi cementizi e malte</b>	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
<b>Metalli e leghe</b>	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
<b>Materiale lapideo</b>	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno) [forato]	18,0 [8,0]
<b>Legnami</b>	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
<b>Sostanze varie</b>	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

# Analisi dei carichi

Analisi dei carichi riferiti alla striscia di solaio (**interno**) di larghezza 1.0m

Campate interne	Altezza (m)	Larghezza (m)	p. spec. [N/m <sup>3</sup> ]	Carico lineare [N/m]
Soletta	0.04	1.0	25000	1000
Laterizi	0.16	0.8	8000	1024
Nervature	0.16	0.2	25000	800

**Carico G1 per metro di lunghezza Totale 2824 N/m**

Massetto	0.08	1.0	18000	1440
Intonaco	0.02	1.0	18000	360
Pavimento	0.02	1.0	20000	400
Incidenza tramezzi	--	--	--	800

**Carico G2 per metro di lunghezza Totale 3000 N/m**

# Analisi dei carichi

Come si valuta l'incidenza del carico delle partizioni interne (tramezzi)?

## 3.1.3.1 Elementi divisori interni

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_{2k}$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_{2k}$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_{2k}$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$  ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$  ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$  ;
- per elementi divisori con  $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$  ;
- per elementi divisori con  $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$  :  $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$  .

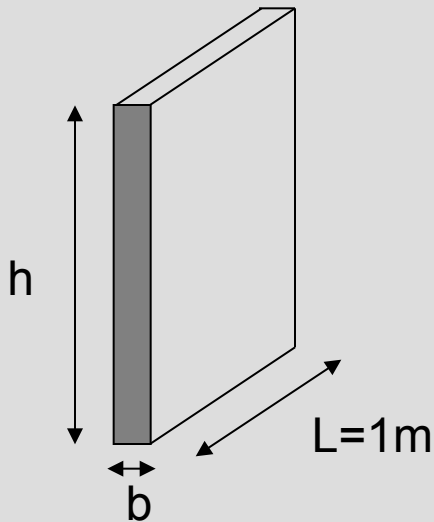
Elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Estratto dal cap. 4 del D.M. 14.01.2008, NTC2008

# Analisi dei carichi

**Tramezzature** (o *partizioni interne*): il carico può essere schematizzato come uniformemente distribuito sulla superficie, purché i solai abbiano un'adeguata capacità di ripartire i carichi (§ 3.1.3.1)

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisori con $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :	$g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .



Muratura di mattoni forati ( $b=10\text{cm}$ ,  $h=280\text{ cm}$ )

Peso specifico muratura (senza intonaco)  $\gamma=8 \text{ kN/m}^3$

$$G_{2,M} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot L = 8 \cdot 0.1 \cdot 2.8 \cdot 1 = 2.24 \text{ kN/m}$$

Peso specifico della malta di calce (intonaco)  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$

$$G_{2,I} = \gamma \cdot b \cdot h \cdot L = 18 \cdot 0.02 \cdot 2.8 \cdot 1 = 0.45 \text{ kN/m}$$

$$G_2 = G_{2,M} + G_{2,I} = 2.69 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 1.2 \text{ kN/m}^2$$

# Analisi dei carichi

Analisi dei carichi riferiti alla striscia di solaio (**sbalzo**) di larghezza 1.0m

sbalzo	Altezza (m)	Larghezza (m)	p. spec. [N/m <sup>3</sup> ]	Carico lineare [N/m]
Soletta	0.04	1.0	25000	1000
Laterizi	0.16	0.8	8000	1024
Nervature	0.16	0.2	25000	800

**Carico G1 per metro di lunghezza Totale 2824 N/m**

Massetto	0.04	1.0	18000	720
Intonaco	0.02	1.0	18000	360
Pavimento	0.02	1.0	20000	400
Guaina imperm.	--	--	--	70

**Carico G2 per metro di lunghezza Totale 1550 N/m**



# Analisi dei carichi

Valori dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (§3.1.4, NTC2008)

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale.</b> Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	<b>Uffici.</b> Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b> Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b> Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00

Carichi lineari

Carichi puntuali

Carichi di superficie

# Analisi dei carichi

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	<b>Ambienti ad uso commerciale.</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	5,00	5,00	2,00
E	<b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	<b>Rimesse e parcheggi.</b>			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	<b>Coperture e sottotetti</b>			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	—	—	—

# Combinazioni di calcolo delle azioni

## COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

$$F_d = \gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_q Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \gamma_q \Psi_{0i} Q_{ki}$$

## COMBINAZIONI PER LE VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Combinazioni rare:  $F_d = G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \Psi_{0i} Q_{ki}$

Combinazioni frequenti:  $F_d = G_1 + G_2 + P + \Psi_{1i} Q_{k1} + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ki}$

Combinazioni quasi permanenti:  $F_d = G_1 + G_2 + P + \sum_{(i>1)} \Psi_{2i} Q_{ki}$

**G1** valore nominale delle azioni permanenti strutturali

**G2** valore nominale delle azioni permanenti non strutturali

**P** valore nominale delle azioni di precompressione

**Qk1** valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

**Qki** valore caratteristico delle altre azioni variabili

**$\Psi_{0i}, \Psi_{1i}, \Psi_{2i}$**  coefficienti di combinazione

## Coefficienti parziali per le azioni ( $\gamma_F$ )

Coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_F$  nelle verifiche SLU (§ 2.6.1, NTC2008)

		$\gamma_F$	
Carichi permanenti <b>G1</b>	Favorevoli Sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	1.0 1.3
Carichi permanenti NON strutturali <b>G2</b>	Favorevoli Sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0.0 1.5
Carichi variabili <b>Q</b>	Favorevoli Sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0.0 1.5

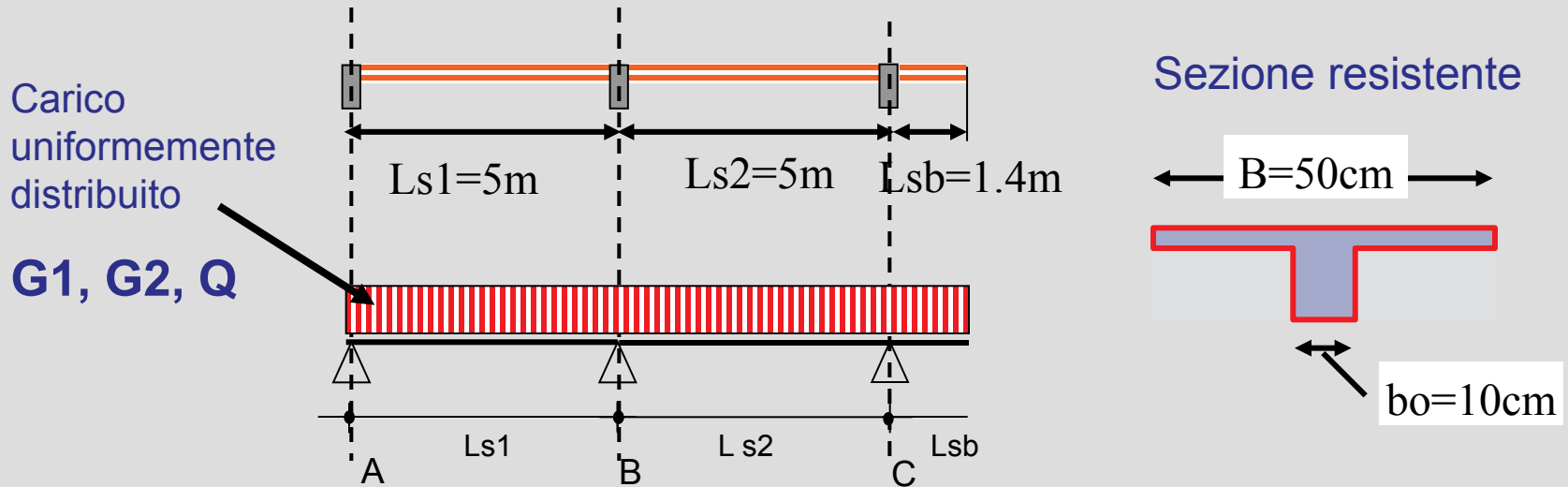
## Combinazioni di calcolo delle azioni

I Coefficienti di combinazione ( $\Psi_{0j}$ ;  $\Psi_{1j}$ ;  $\Psi_{2j}$ ) sono funzione della destinazione d'uso dei locali

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

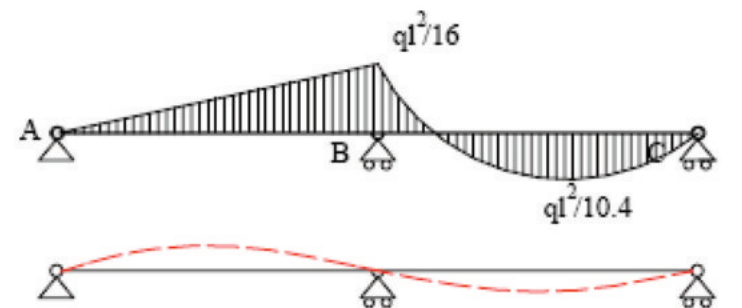
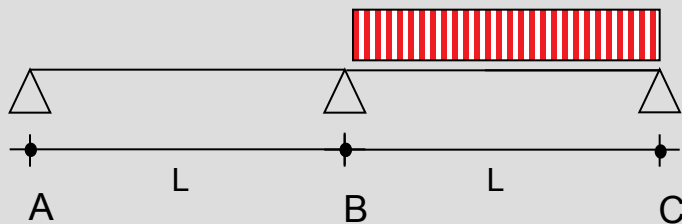
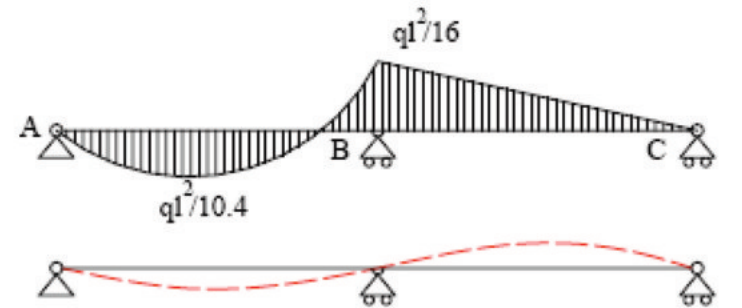
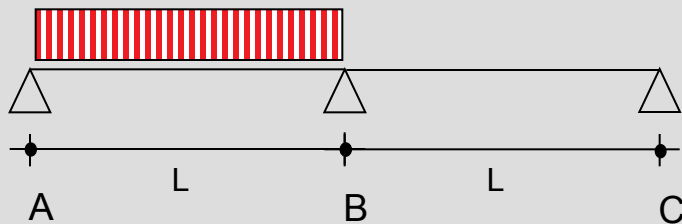
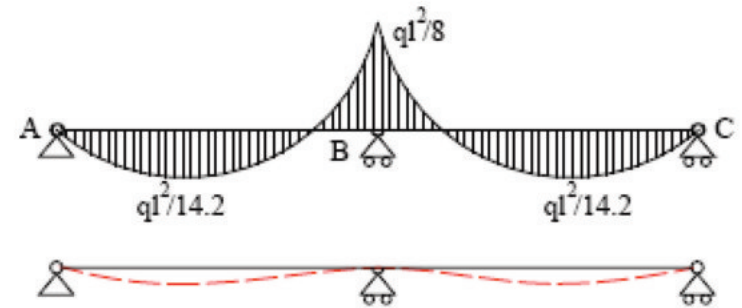
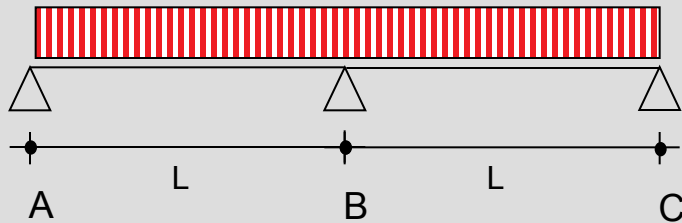
# Lo schema statico

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione il (M, V) il solaio viene schematizzato come una **trave continua su più appoggi**

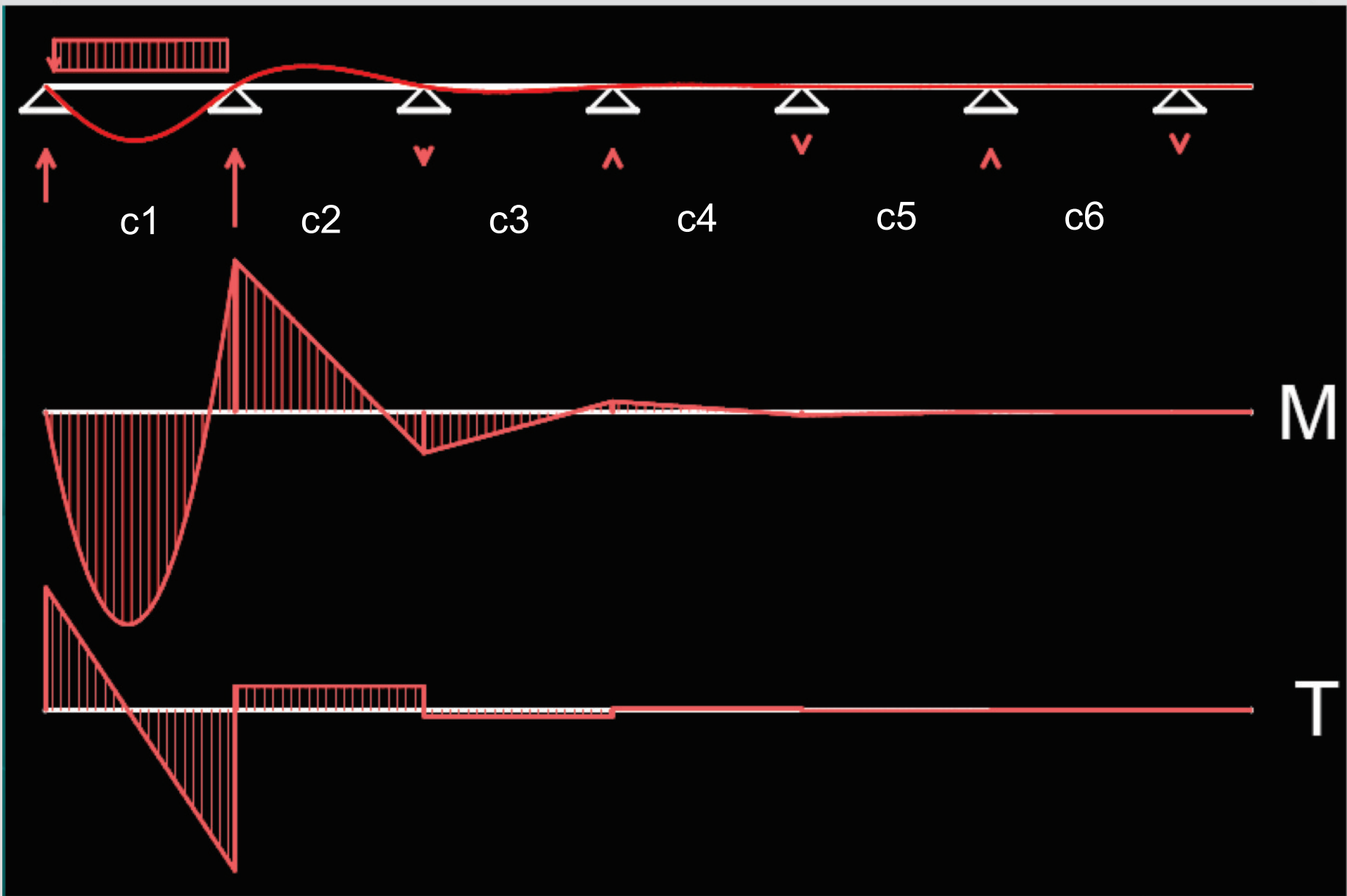


Qual è la condizione di carico che “massimizza” gli effetti?

# Le combinazione di carico

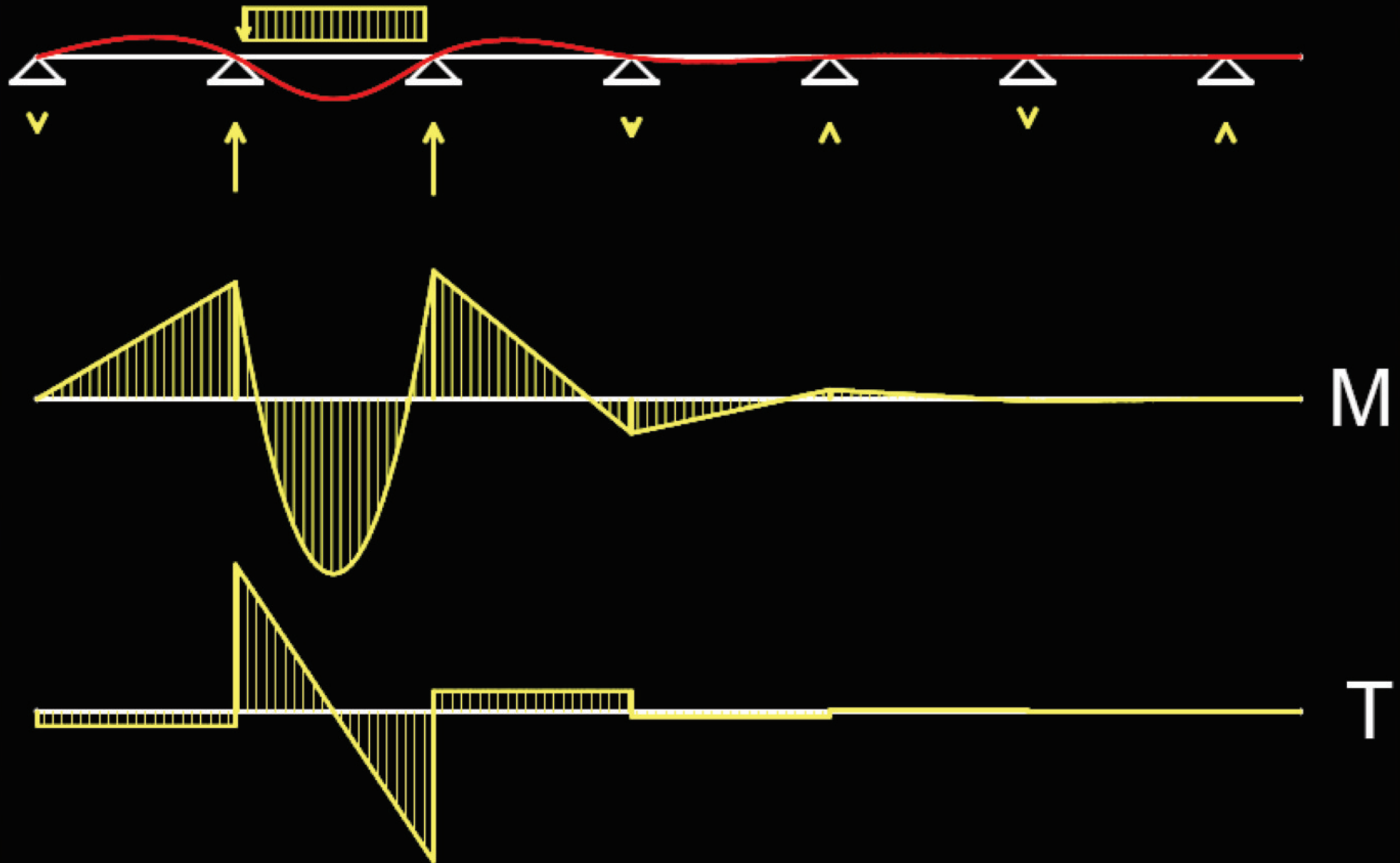


# Le combinazione di carico

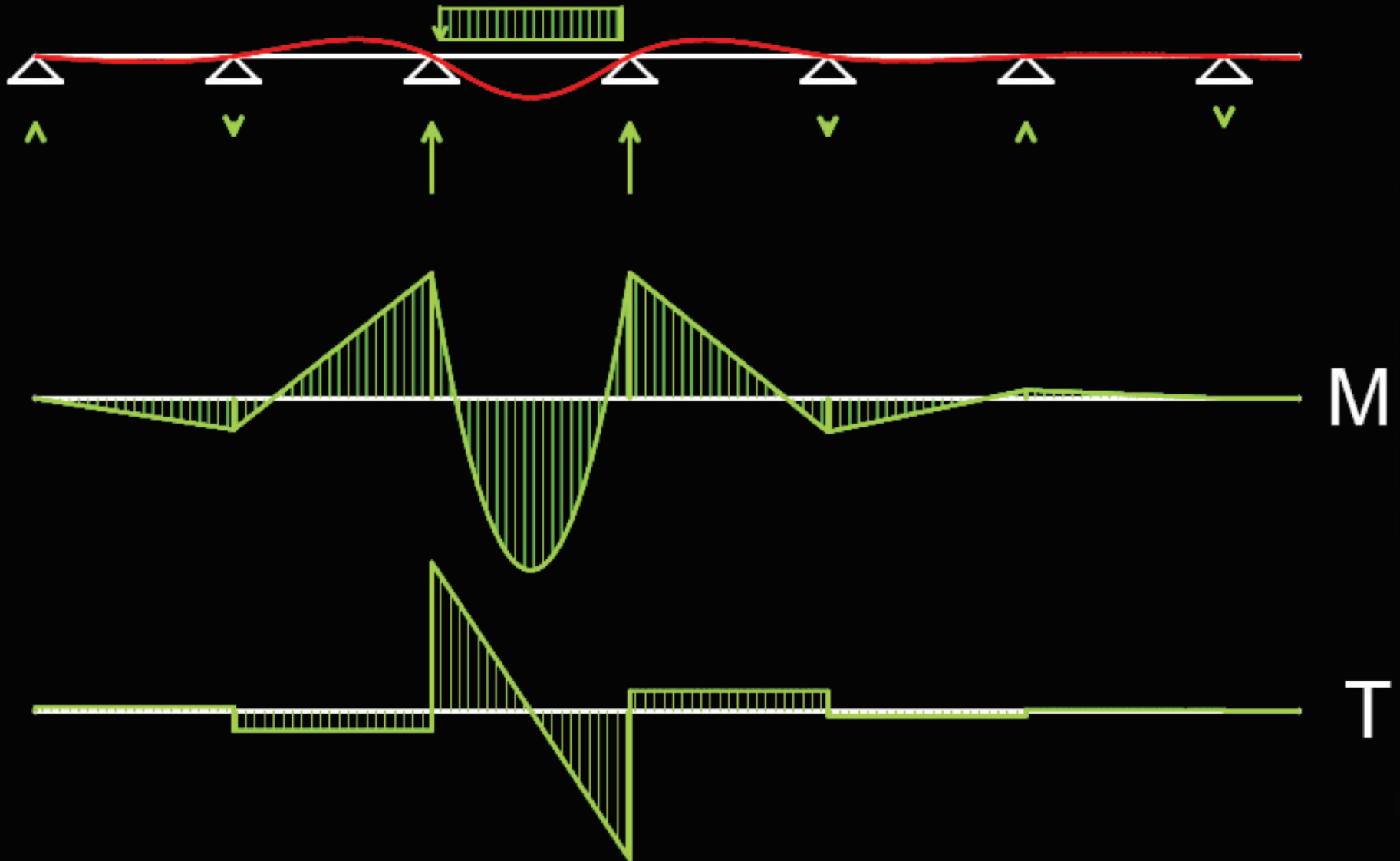




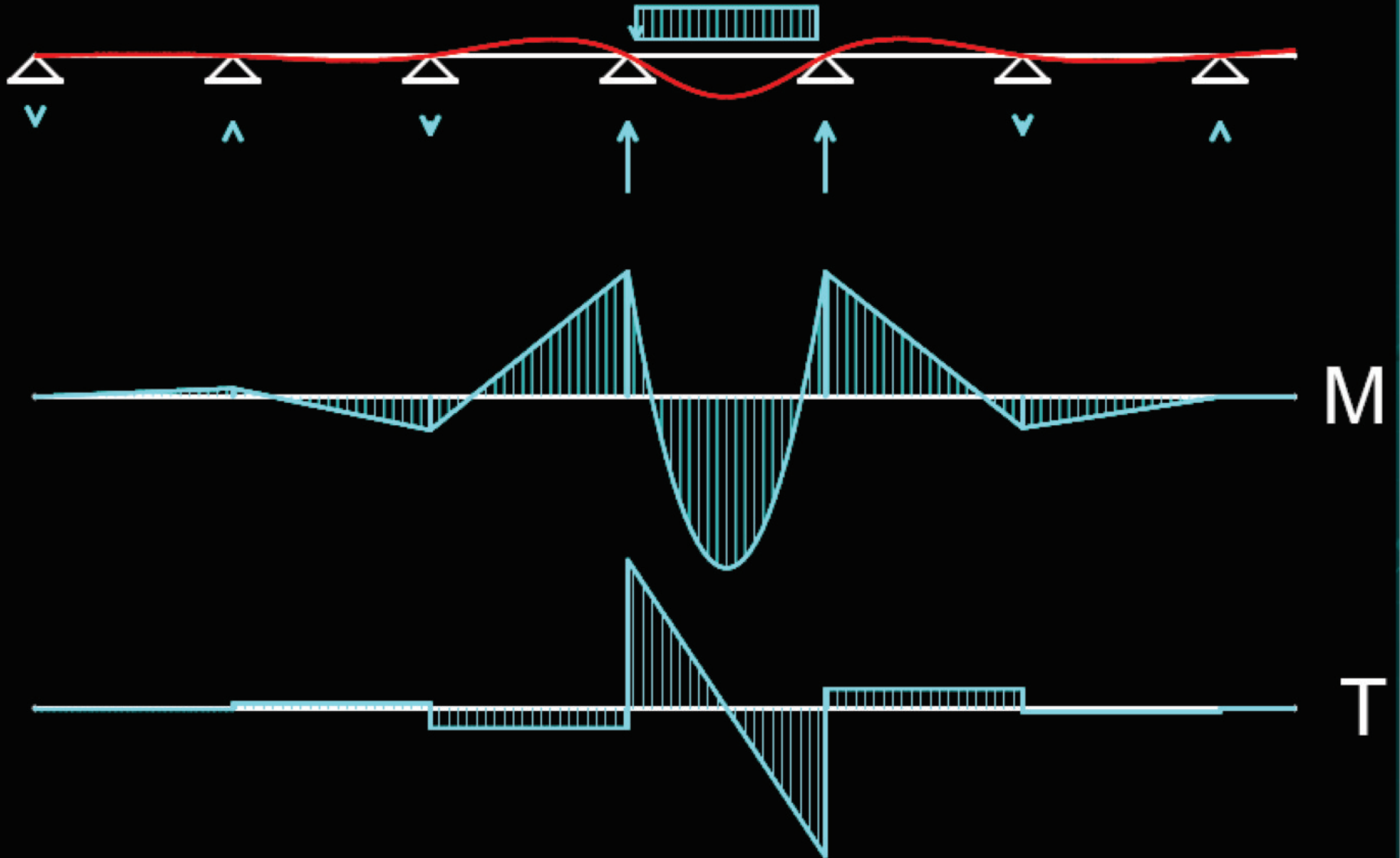
# Le combinazione di carico



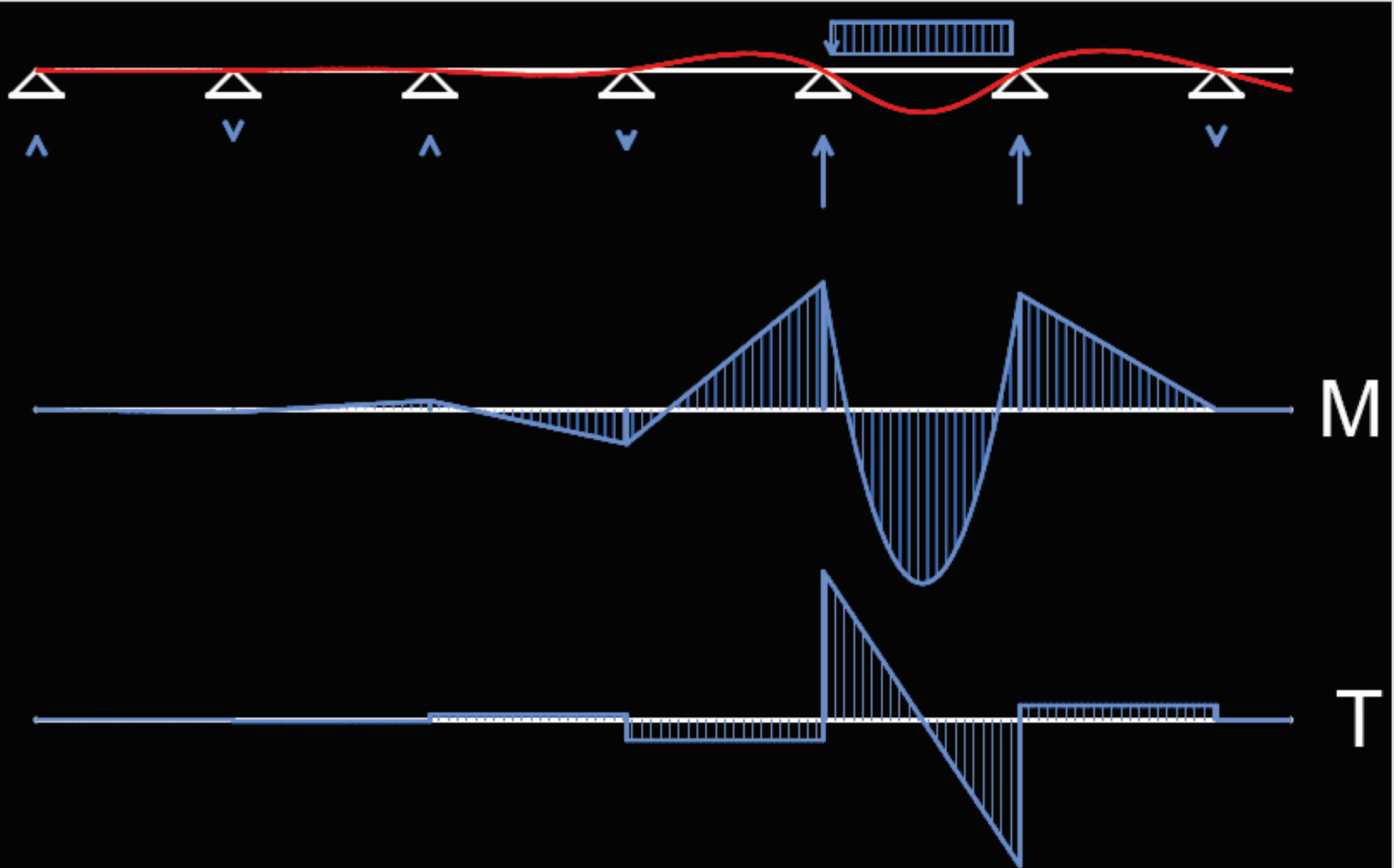
# Le combinazione di carico



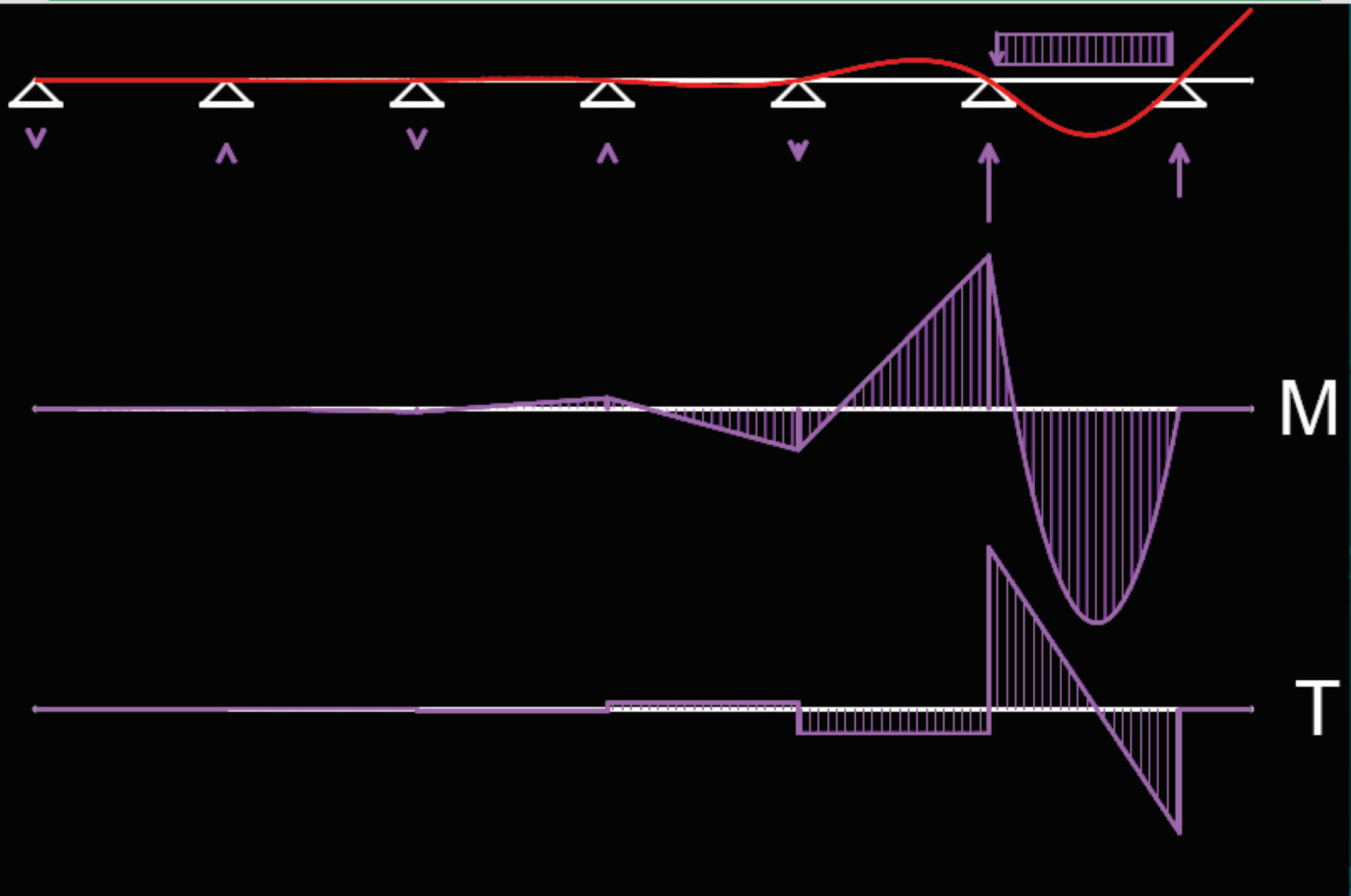
# Le combinazione di carico



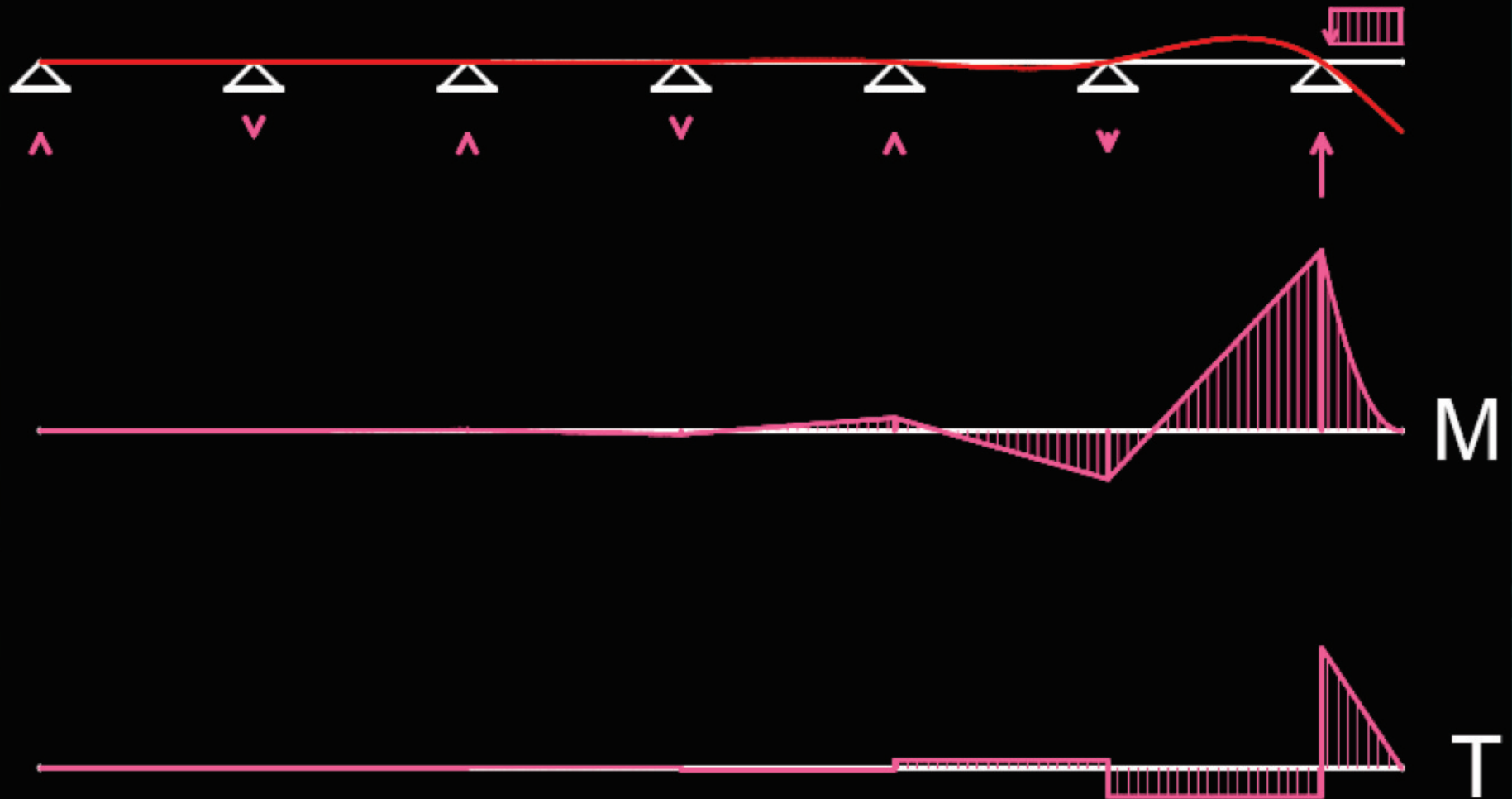
# Le combinazione di carico



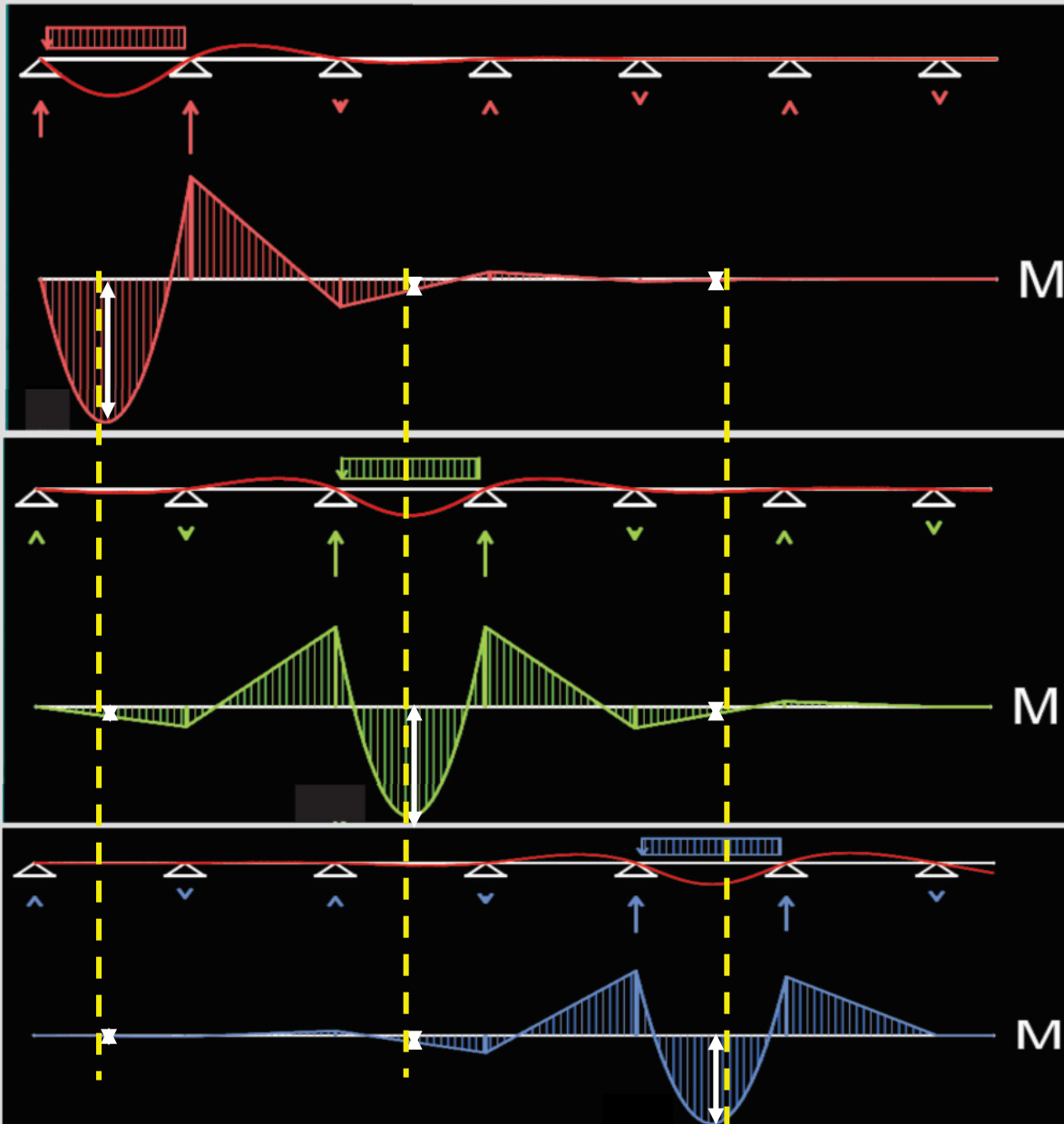
# Le combinazione di carico



# Le combinazione di carico



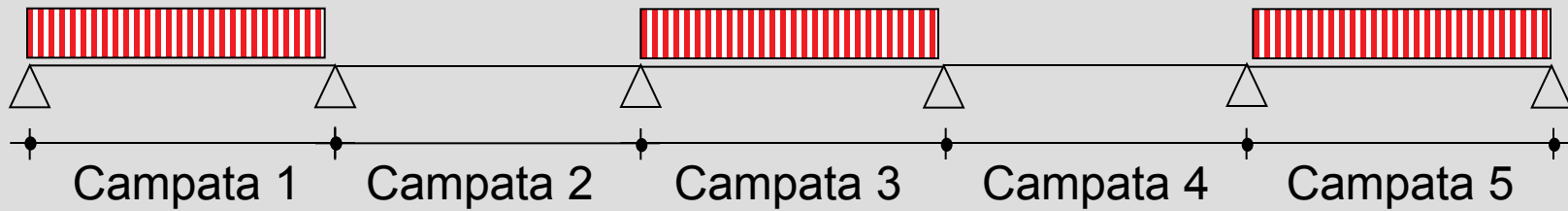
# Le combinazione di carico



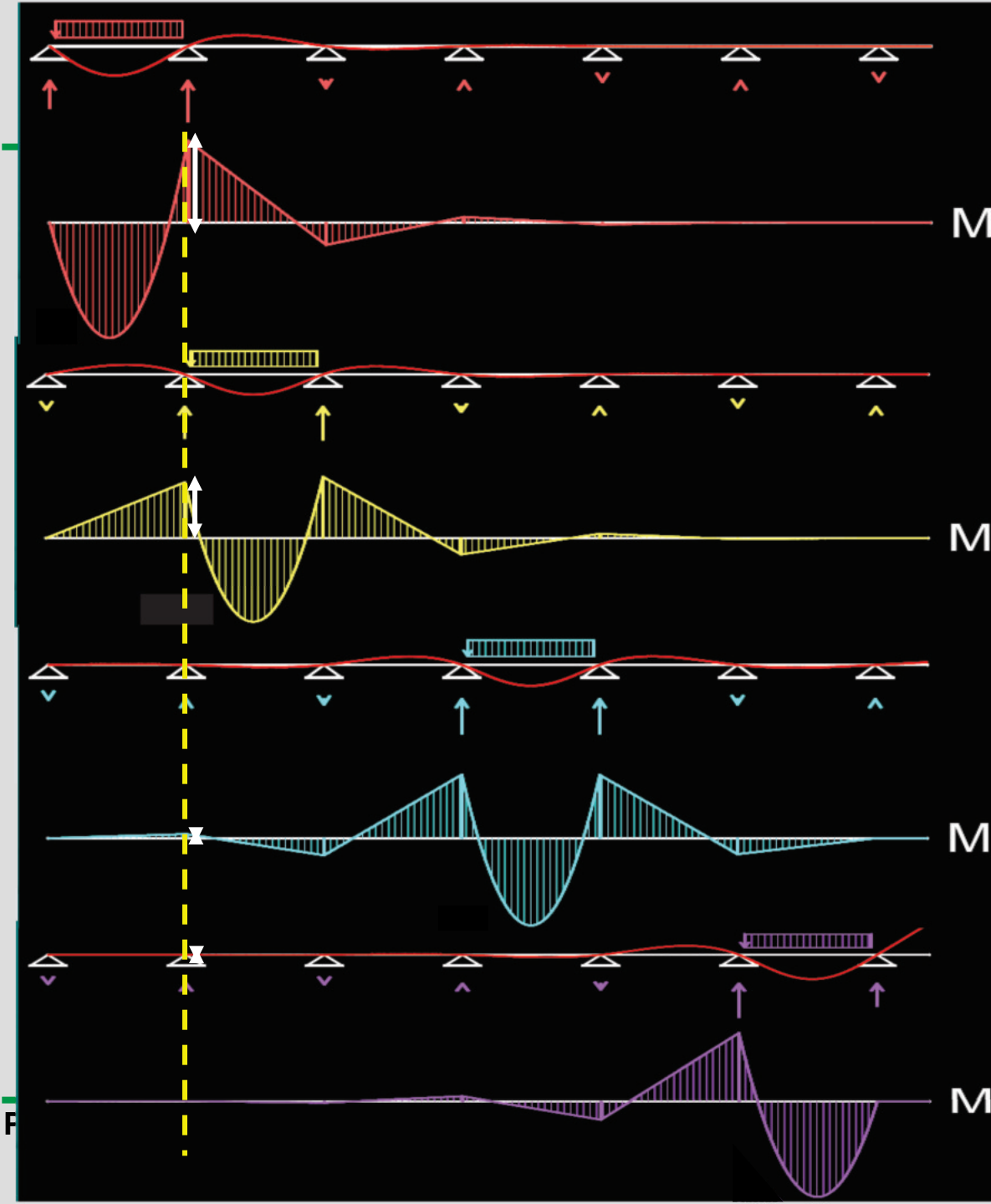
Per ogni trave caricata sommando le ordinate dei diagrammi derivanti dai diversi schemi di carico si ottiene il **momento positivo massimo** in campata ( $M^+$ ).

# La combinazione a “scacchiera”

Disposizione dei carichi per la valutazione dei **massimi momenti positivi M+ in campata**



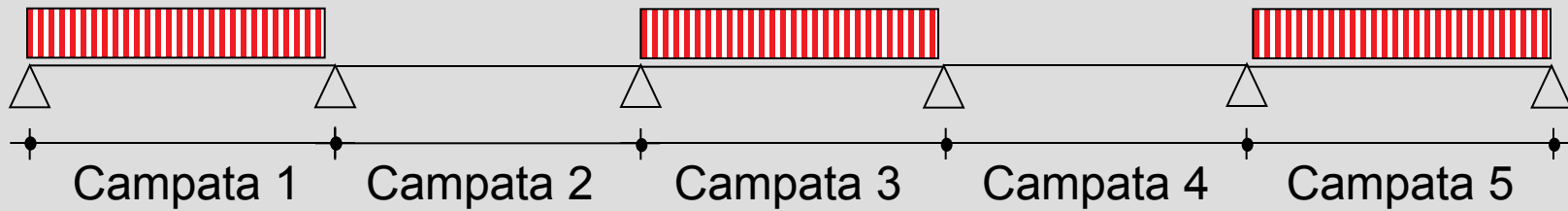




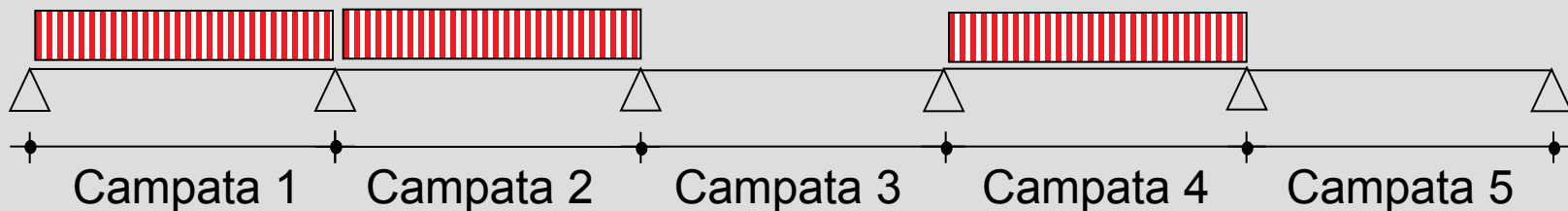
Per la combinazione dei carichi in figura la somma delle ordinate dei diagrammi valutate in corrispondenza dell'appoggio adiacente a due travi caricate restituisce il valore del momento negativo minimo (M-) e del taglio massimo.

# La combinazione a “scacchiera”

Disposizione dei carichi per la valutazione dei **massimi momenti positivi  $M+$  in campata**

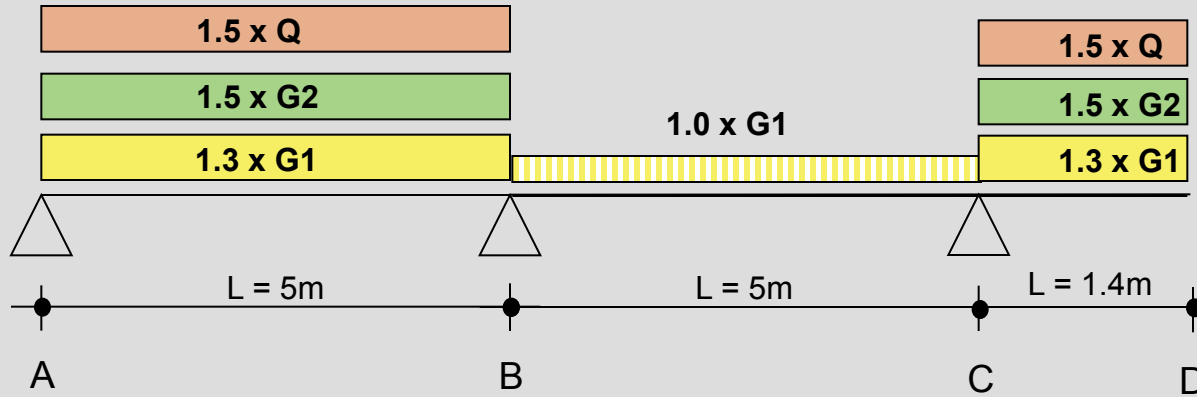


Disposizione dei carichi per la valutazione dei **minimi momenti negativi  $M-$  sugli appoggi**

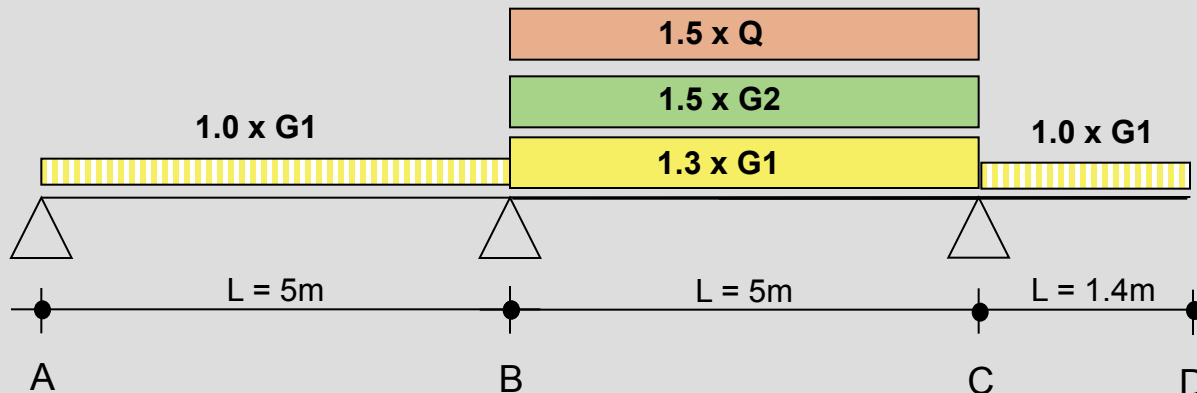


# Le combinazione di carico

Combinazione1:  $\max M(+)_AB$ ;  $\min M(-)_C$

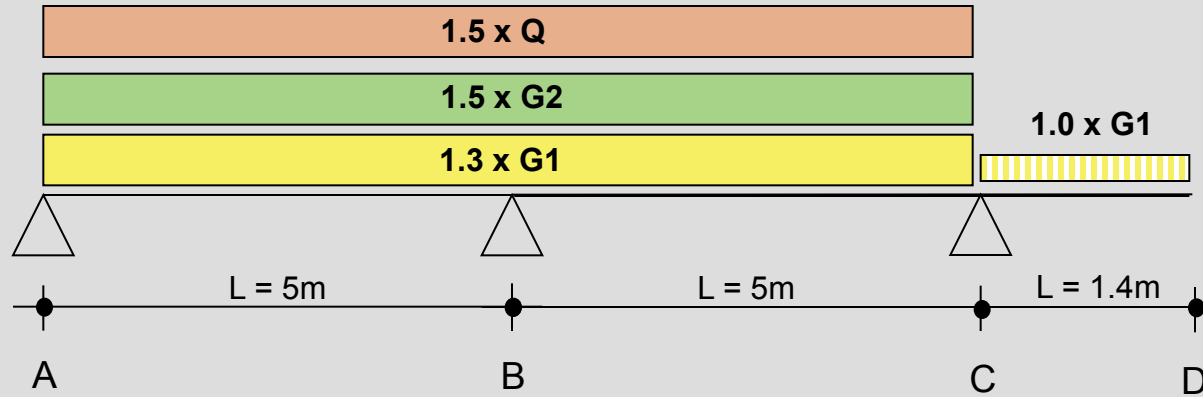


Combinazione2:  $\max M(+)_BC$

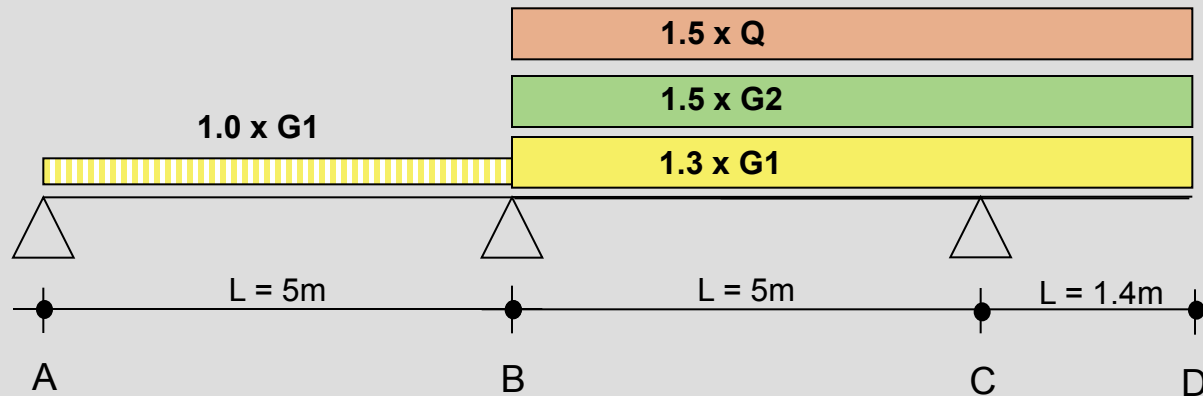


# Le combinazione di carico

Combinazione3:  $\min M(-)_B$ ,  $\max V_B$

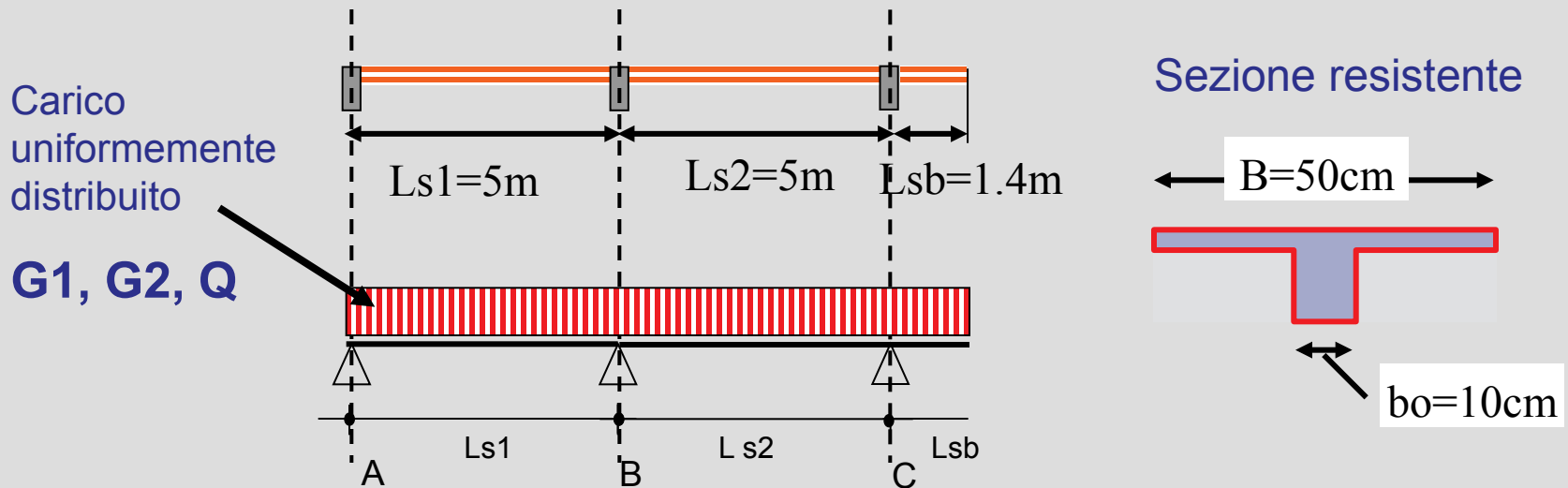


Combinazione4:  $\min M(-)_C$ ;  $\max V_C$



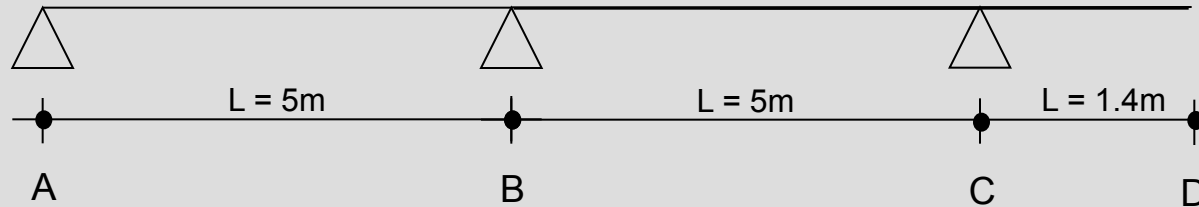
# Lo schema statico

Per la valutazione delle caratteristiche di sollecitazione il (M, V) il solaio viene schematizzato come una **trave continua su più appoggi**

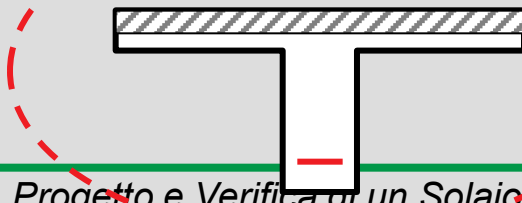
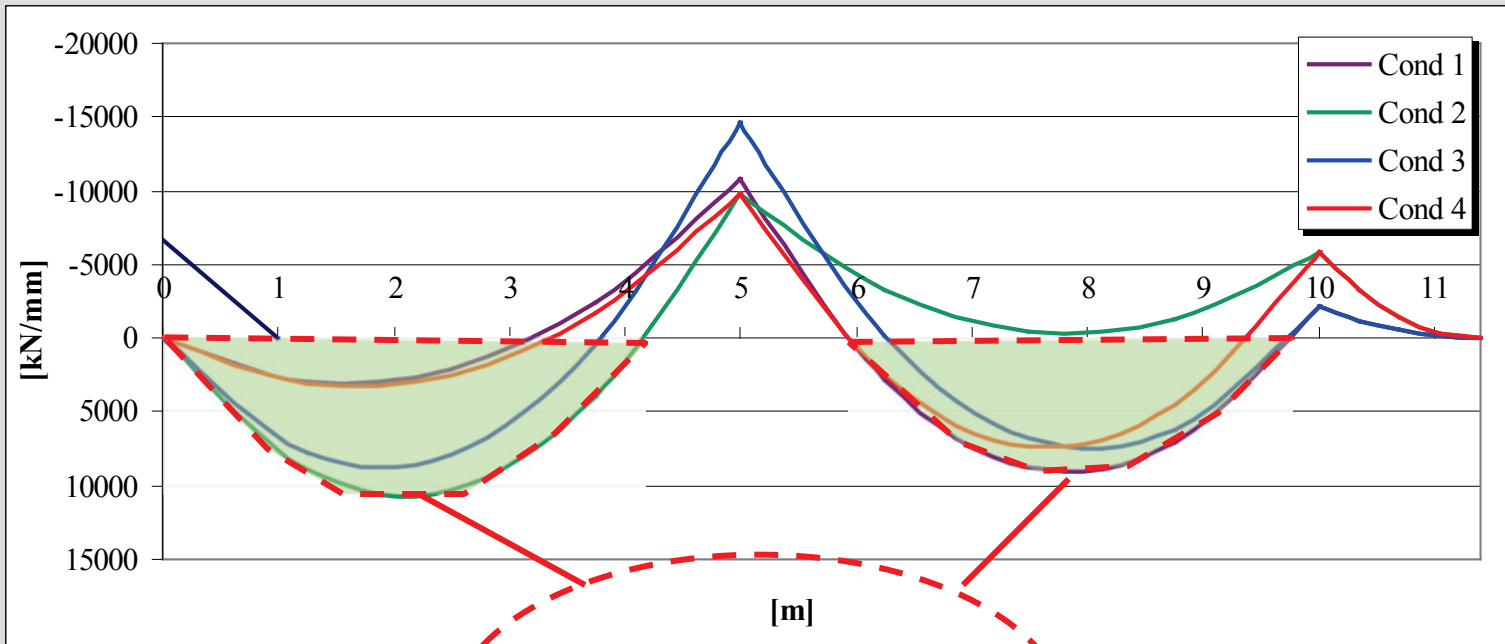


Per portare in conto le reali condizioni di vincolo in A si valuta un **momento di semi-incastro** pari a  $M_{sd} = qL^2/18$

# Diagramma delle sollecitazioni. Momento



*Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di momento di calcolo  $M_{sd}$*



*Fibre tese inferiori-  
fibre compresse  
superiori*

# Diagramma delle sollecitazioni. Momento

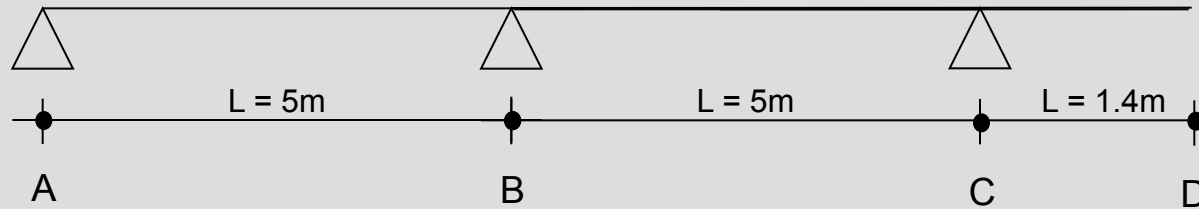
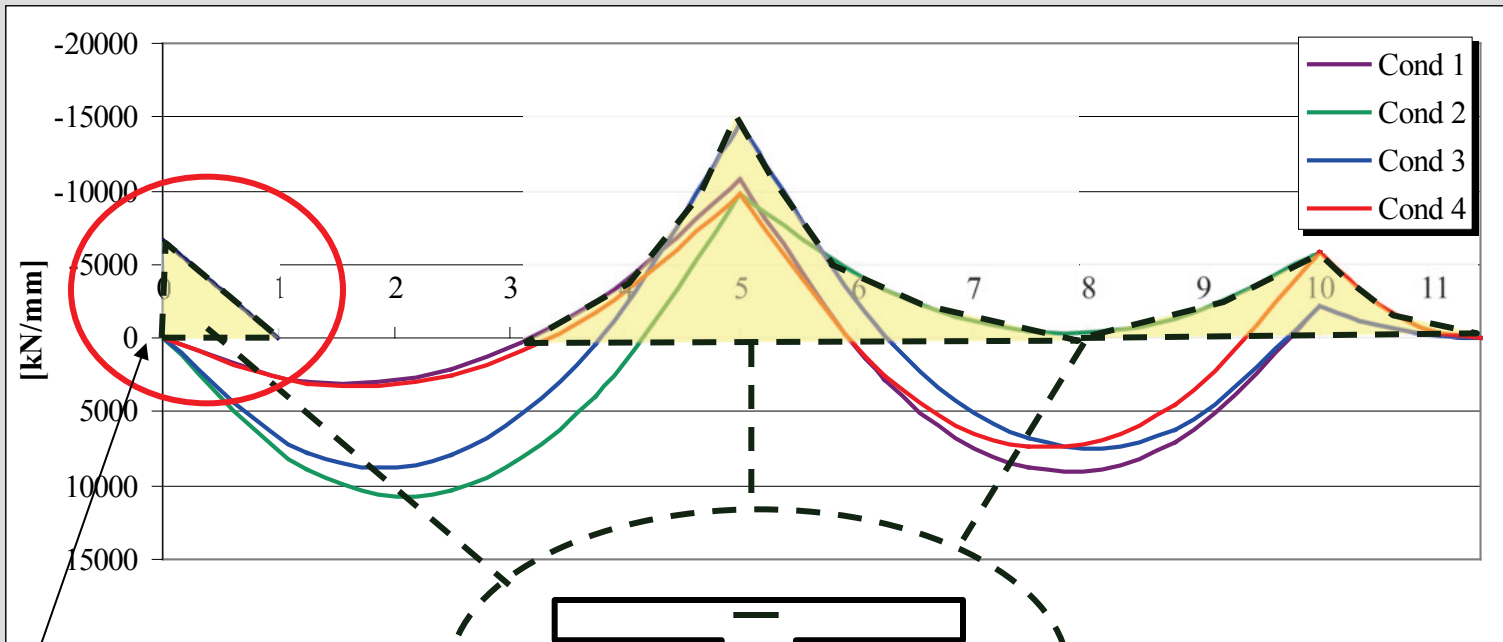


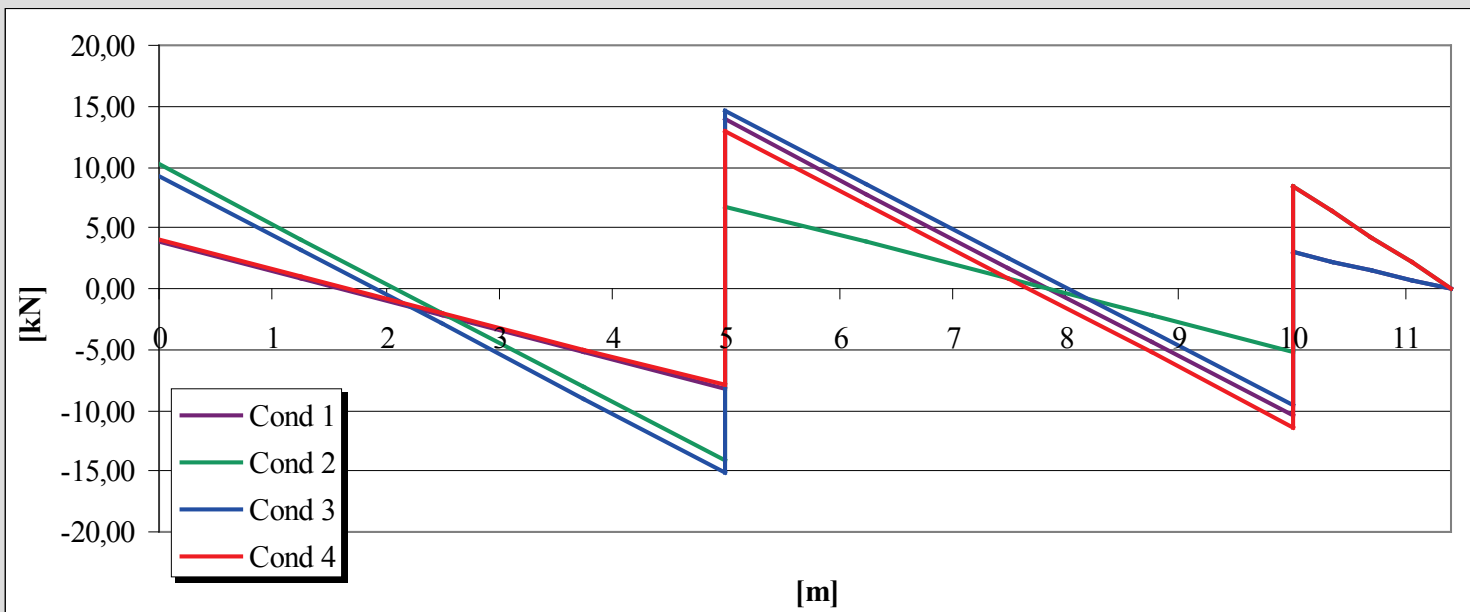
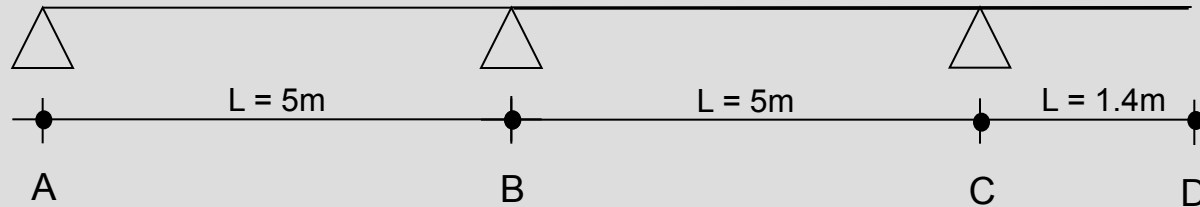
Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di momento di calcolo  $M_{sd}$



Momento negativo da semi-incastro

Fibre tese superiori  
fibre compresse inferiori

# Diagramma delle sollecitazioni. Taglio

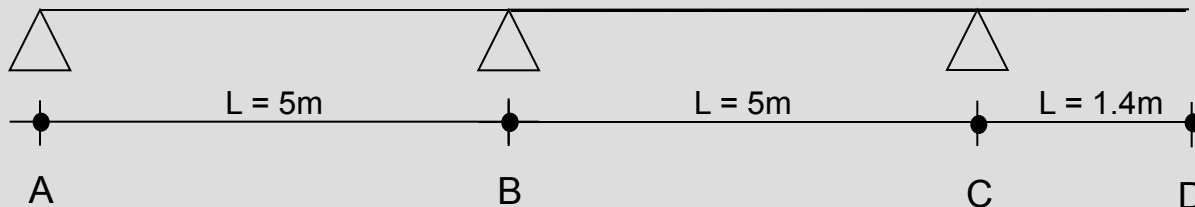


*Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di taglio di calcolo Vsd*



# Le sollecitazioni di calcolo

I valori delle sollecitazioni (M, V) con i quali effettuare le operazioni di progetto/verifica sono ottenuti dal diagramma di involucro delle combinazioni di carico



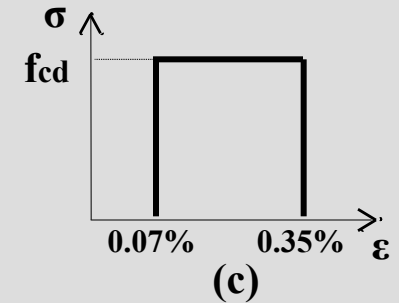
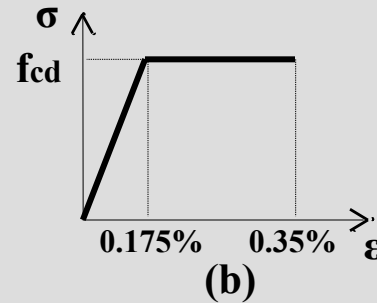
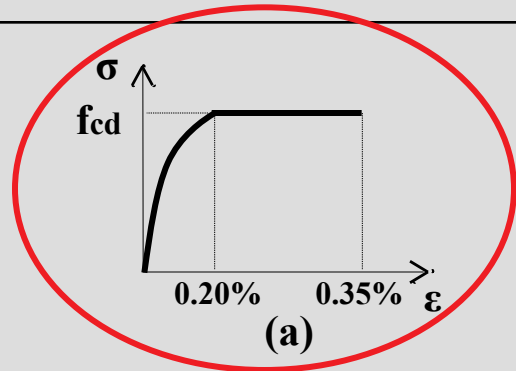
Sezione  
resistente in  
c.a.



	M [kNmm]	$V_{sx}$ [kN]	$V_{dx}$ [kN]
Appoggio A	-6750	--	10.2
Campata A-B	10257	--	--
Appoggio B	-14012	15.1	14.7
Campata B-C	8732	--	--
Appoggio C	-5890	11.4	8.4

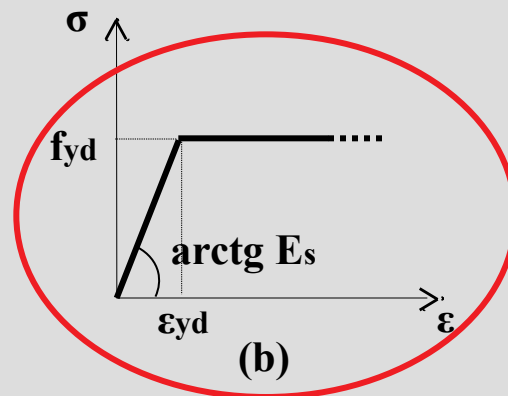
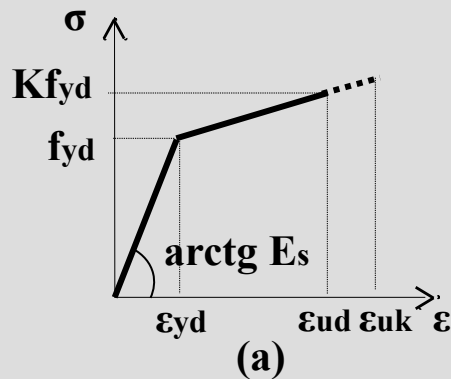
# Scelta dei materiali: diagrammi tensioni-deformazioni

## DIAGRAMMI DI CALCOLO TENSIONI – DEFORMAZIONE DEL CLS



a) parabola-rettangolo; b) triangolo-rettangolo; c) rettangolo (stress block)

## DIAGRAMMI DI CALCOLO TENSIONI – DEFORMAZIONE DELL'ACCIAIO



**attenzione:** nel modello (b) si può limitare la deformazione ultima (es.  $\epsilon_{ud} = 1\%$ )

**nota:** nel modello (a) K è il rapporto di incrudimento. ( $1.35 > K \geq 1.15$ )

a) bi-lineare con incrudimento; b) elastico-perfettamente plastico indefinito

# Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

Le resistenze di calcolo si valutano mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

dove  $f_k$  è la resistenza caratteristica,  $\gamma_m$  il coefficiente parziale del materiale.

La norma NTC prescrive per elementi in c.a.:

	$\gamma_M$
<b>Calcestruzzo</b>	<b>1.5</b>
<b>Acciaio per c.a.</b>	<b>1.15</b>

# Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

## Calcestruzzo

Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$

dove:  $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83$        $\alpha_{cc} = 0.85$        $\gamma_c = 1.5$

Resistenza media a trazione:  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

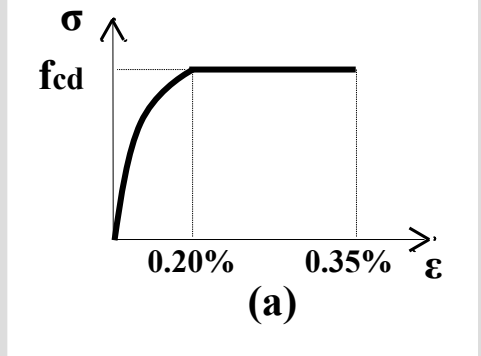
Modulo elastico:

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$       dove:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$       [NOTA: unità in N/mmq]

Modulo di Poisson:  $\nu = 0.2$       [NOTA: per cls fessurato si può  $\nu = 0$ ]

ipotizzando l'impiego di un calcestruzzo C20/25 ( $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ ;  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ) si ha:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.83}{1.5} = 11.7 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 30200 \text{ N/mm}^2$$



# Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

## Acciaio

Resistenza a trazione:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad \text{dove: } \gamma_s = 1.15$$

Modulo elastico:  $E_s = 210000 \text{ N/mm}^2$

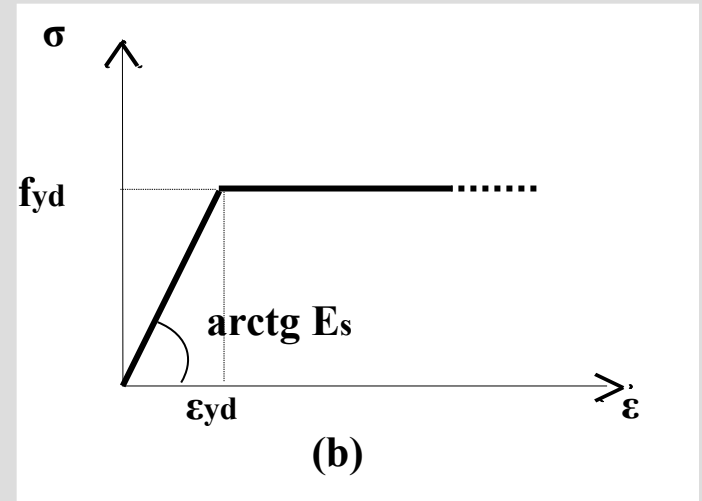
Deformazione al limite elastico:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s}$$

Per un acciaio B450C:  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{391.3}{210000} = 1.83\%$$



# Il progetto delle armature

Il progetto delle armature consiste nel dimensionare l'area minima di acciaio, tale che in fase di verifica risulti in ogni sezione:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

In via semplificativa l'area minima di armatura resistente a flessione può essere valutata attraverso:

$$A_{f \min} = M_d / (0.9 \cdot d \cdot f_{yd})$$

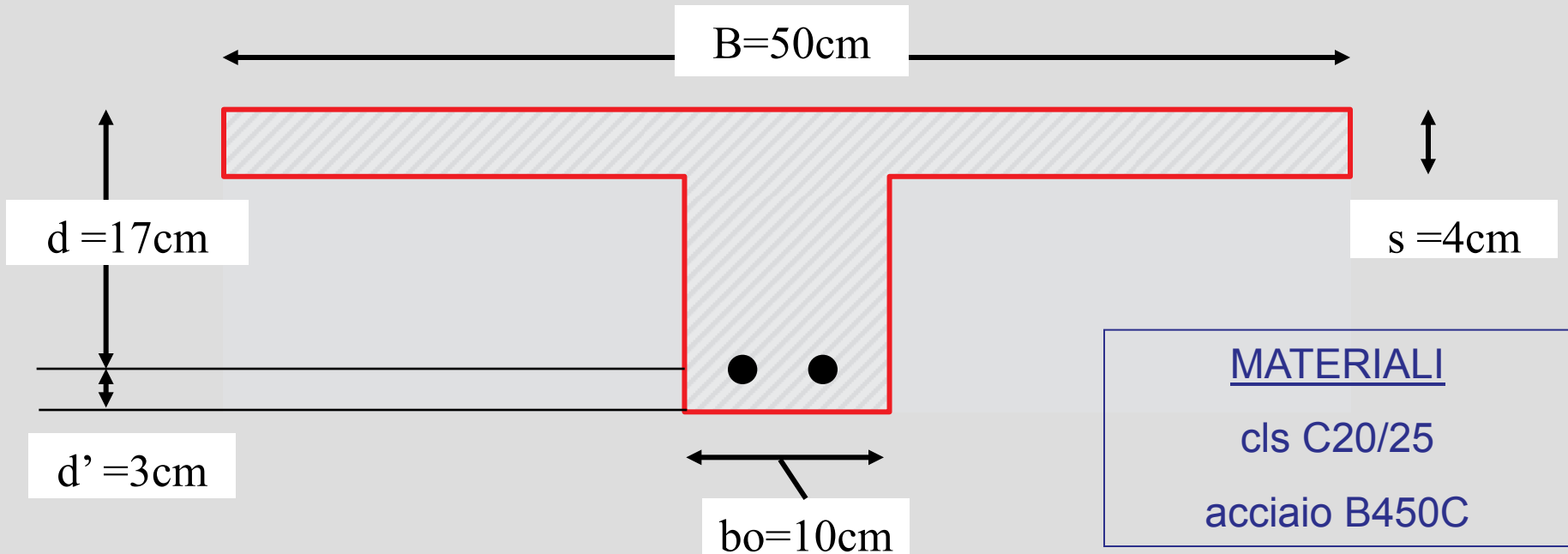
Inoltre, in corrispondenza della sezione di appoggio, deve essere disposta un'area di armatura minima inferiore tale che:

$$A_{f \min} = V_{Sd} / f_{yd}$$

NOTA: Nella disequazione di verifica il valore del momento resistente deve essere valutato con il valore effettivo di armatura disposta.

# Il progetto delle armature

Sezione resistente del travetto di solaio in c.a.



La definizione dell'**altezza utile** ( $d$ ) presuppone la valutazione del valore del **copriferro** (*"strato di cls posto per garantire la protezione delle armature dalla corrosione..."* p.to 4.1.6.1.3 della NTC08)

# Il copriferro - interferro

Estratto dalla NTC08 (D.M. 14/01/2008)

## 4.1.6.1.3 *Copriferro e interferro*

L'armatura resistente deve essere protetta da un adeguato ricoprimento di calcestruzzo. Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite di fessurazione secondo il § 4.1.2.2.4.

Al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature.

Per consentire un omogeneo getto del calcestruzzo, il copriferro e l'interferro delle armature devono essere rapportati alla dimensione massima degli inerti impiegati.

Il copriferro e l'interferro delle armature devono essere dimensionati anche con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo.



# Il copriferro

In funzione delle condizioni ambientali e della classe di resistenza del cls deve essere utilizzato un valore del copriferro secondo quanto riportato nella tabella (circolare NTC2008 C4.1.6.1.3):

Tabella C4.1.IV Copriferri minimi in mm

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per classi di cls  $C < C_{min}$  il valore del copriferro deve essere aumentato di 5mm

# Il progetto delle armature

La norma NTC08 prescrive che in ogni sezione deve essere disposto almeno un **valore minimo di armatura longitudinale**:

## 4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d, \quad (4.1.43)$$

dove:

$b_t$  rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di  $b_t$  si considera solo la larghezza dell'anima;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

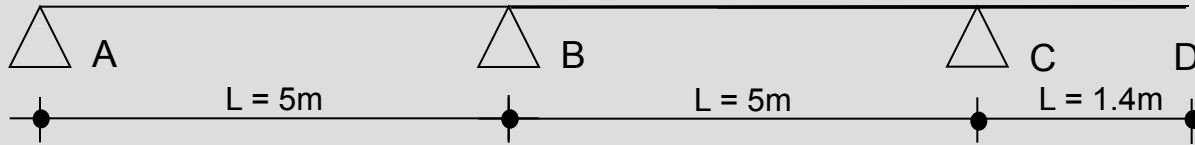
$f_{yk}$  è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{2,2}{450} \cdot 100 \cdot 170 = 21,6 \text{ mm}^2$$

<

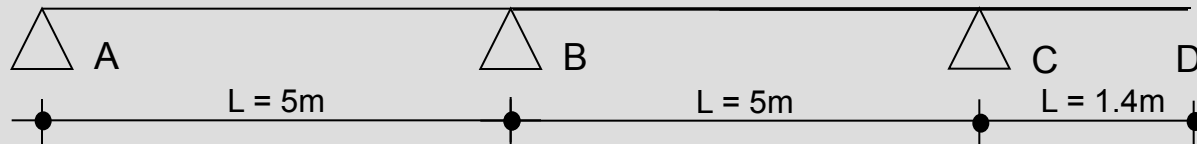
$$0,0013 \cdot 100 \cdot 170 = 22,1 \text{ mm}^2$$

# Il progetto delle armature



sezione	Msd [kNm]	Vsd [kN]	A <sub>s</sub> (M) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s</sub> (V) [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>s,eff</sub>	
						[cm <sup>2</sup> ]	φ
<b>Asup</b>	6.75	--	1,12	--	0.22	1.13 (1.54)	1φ12 (1Ø14)
<b>Ainf</b>	--	10.2	--	0,27	--	0.5	1φ8
<b>AB</b>	10.26	--	1,70	--	0.22	2.04	1Ø14+1Ø8
<b>Bsup</b>	14.01	--	2,34	--	0.22	3.08	2Ø14
<b>Binf</b>	--	15.1	--	0,39	--	0.5	1φ8
<b>BC</b>	8.73	--	1,46	--	0.22	1.57 (2.04)	2φ10 (1Ø14+1Ø8)
<b>Csup</b>	5.89	--	0,98	--	0.22	1,13 (1.54)	1φ12 (1Ø14)
<b>Cinf</b>	--	11.4	--	0,30	--	0.50	1φ8

# Il progetto delle armature



Area di armatura in cmq

		Diametro tondini (mm)												
		$\phi$ 6	$\phi$ 8	$\phi$ 10	$\phi$ 12	$\phi$ 14	$\phi$ 16	$\phi$ 18	$\phi$ 20	$\phi$ 22	$\phi$ 24	$\phi$ 26	$\phi$ 28	$\phi$ 30
Numero di barre	1	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	2.54	3.14	3.80	4.52	5.31	6.16	7.07
	2	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	5.09	6.28	7.60	9.05	10.62	12.32	14.14
	3	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	7.63	9.42	11.40	13.57	15.93	18.47	21.21
	4	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	10.18	12.57	15.21	18.10	21.24	24.63	28.27
	5	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	12.72	15.71	19.01	22.62	26.55	30.79	35.34
	6	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	15.27	18.85	22.81	27.14	31.86	36.95	42.41
	7	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	17.81	21.99	26.61	31.67	37.17	43.10	49.48
	8	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	20.36	25.13	30.41	36.19	42.47	49.26	56.55
	9	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	22.90	28.27	34.21	40.72	47.78	55.42	63.62
	10	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	25.45	31.42	38.01	45.24	53.09	61.58	70.69
	11	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	27.99	34.56	41.81	49.76	58.40	67.73	77.75
	12	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	30.54	37.70	45.62	54.29	63.71	73.89	84.82

# Le verifiche di sicurezza a flessione

La verifica di sicurezza si effettua confrontando il momento resistente  $M_{Rd}$  con quello agente. La verifica è soddisfatta se risulta:

$$M_{Rd} \geq M_{Sd}$$

La procedura per la verifica di sicurezza a flessione si compone delle seguenti fasi:

## 1) Valutazione del momento resistente $M_{Rd}$

### 1.1) Posizione dell'asse neutro

### 1.2) Determinazione del Momento Resistente $M_{Rd}$

## 2) Confronto tra il Momento resistente $M_{Rd}$ e quello agente $M_{Sd}$

# Le verifiche di sicurezza a flessione

La procedura per la valutazione della posizione dell'asse neutro si può sintetizzare in 5 passi:

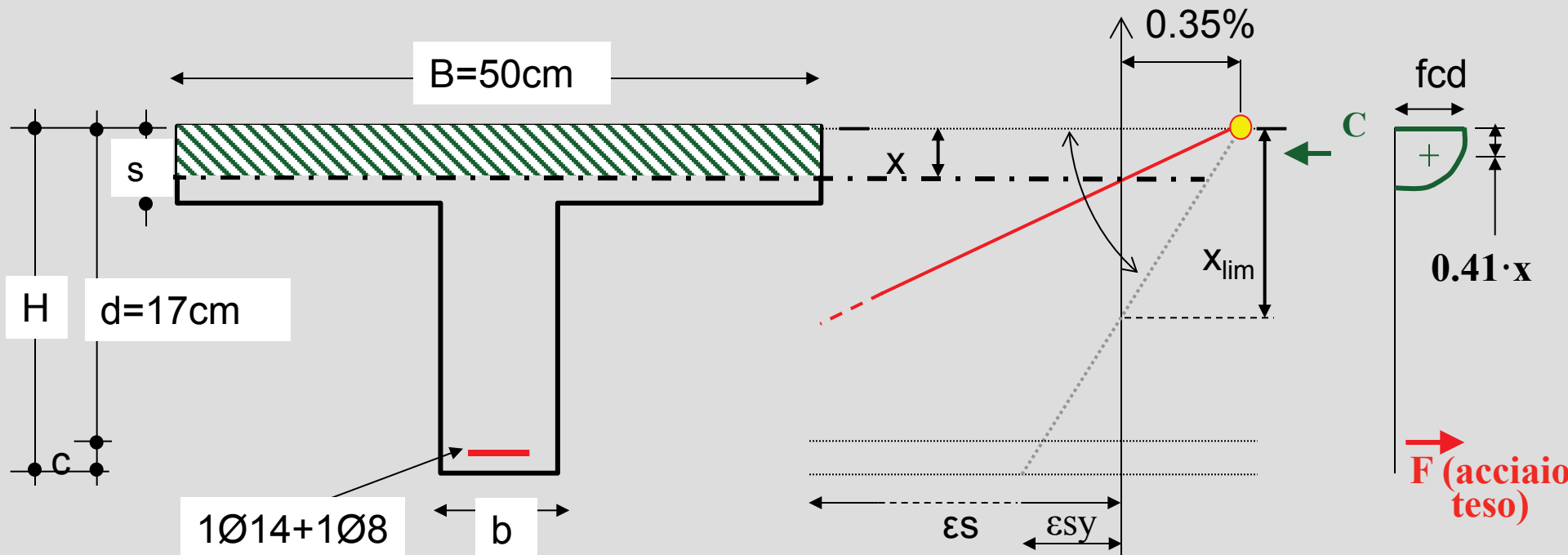
- 1) si ipotizza la regione di rottura e una posizione di tentativo dell'asse neutro;
- 2) sulla base dell'ip. 1 si valuta la tensione dell'acciaio teso/compresso (snervato o in fase elastica) e il coefficiente  $\psi$
- 3) si impone l'equilibrio alla traslazione e si determina la posizione dell'asse neutro
- 4) si itera le fasi (1)-(2) con il valore di  $x$  determinato in (3) fino a ridurre lo scarto relativo tra due iterazioni ad un valore trascurabile
- 5) nota la posizione dell'asse neutro (e di  $\lambda$ ) si calcola il valore del momento resistente imponendo l'equilibrio alla rotazione

NOTA: per le regioni da 1 a 4 il valore di  $x$  è univocamente determinato dalla (3) ipotizzando la sola condizione (snervato o in fase elastica) dell'acciaio teso/compresso. Il valore di  $\psi$  è costante

# Verifiche a flessione semplice

Sezione della campata A-B. Ipotizziamo che l'asse neutro della sezione ricada entro lo spessore della soletta  $s$  e sia in regione 2  
**a.n.  $c' \leq x < x_{lim}$ ;  $\psi = 0.809$ ;  $\lambda = 0.416$**

$$x_{lim} = \frac{0.35\% \cdot h}{0.35\% + \varepsilon_{yd}} = \frac{0.0035 \cdot 170}{0.0035 + 0.00183} = 111.6 \text{ mm}$$

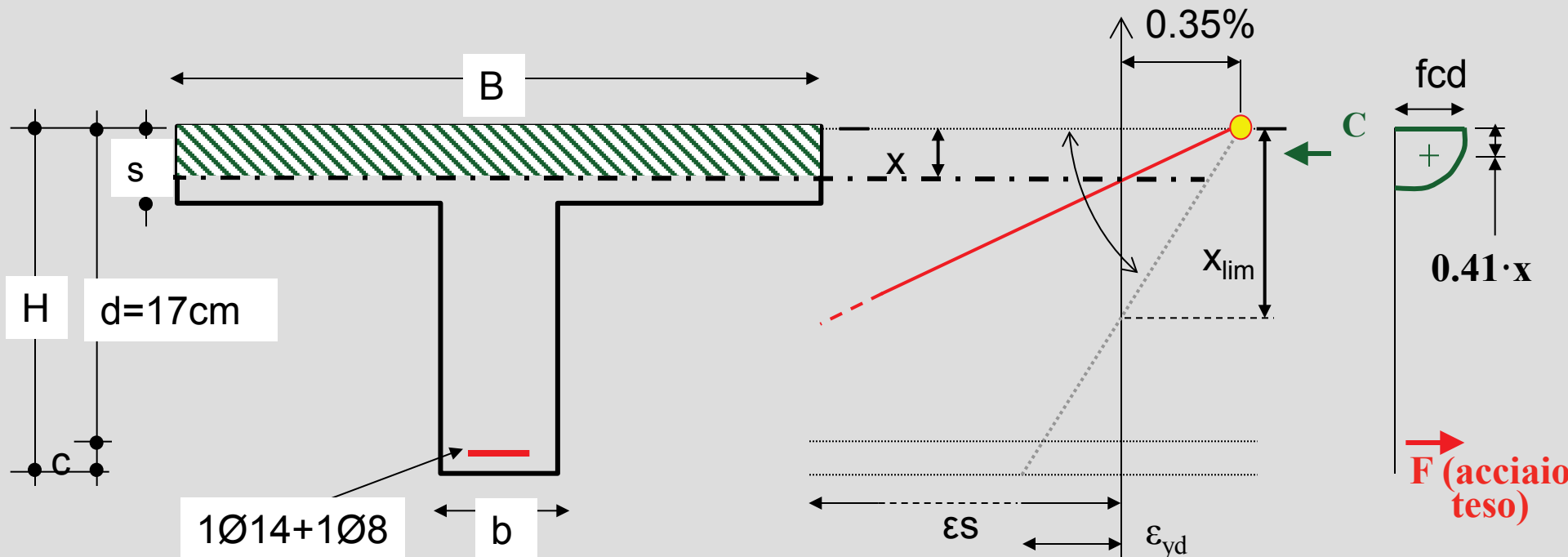


# Verifiche a flessione semplice

La posizione dell'asse neutro è valutata imponendo l'equilibrio alla traslazione delle risultanti di compressione e di trazione:

$$N_{Rd} = -B \cdot \psi \cdot x \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd} = 0 \Rightarrow x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{B \cdot \psi \cdot f_{cd}} = \frac{204 \cdot 391.3}{500 \cdot 0.81 \cdot 11.7} = 16.8 < 111.6 \text{ mm} = x_{lim}$$

La rottura avviene nella regione 2



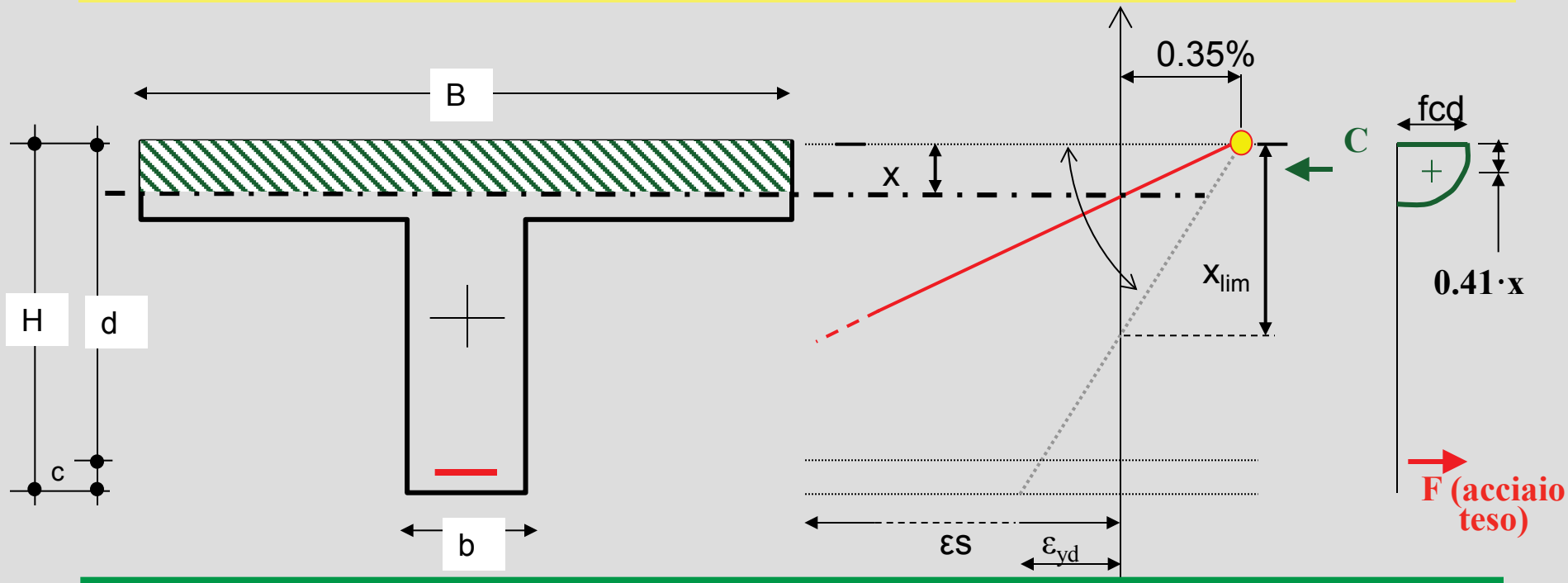


# Verifiche a flessione semplice

Il valore del **momento resistente** è valutato imponendo l'**equilibrio alla rotazione** delle risultanti di trazione e di compressione rispetto a qualsiasi asse (es. passante per  $H/2$ ):

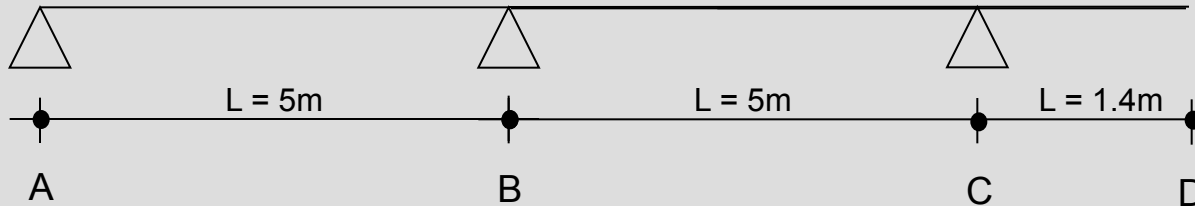
$$M_{Rd} = B \cdot \psi \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (H/2 - \lambda \cdot x) + A_s \cdot f_{yd} (H/2 - c)$$

$$M_{Rd} = 500 \cdot 0.81 \cdot 16.8 \cdot 11.7 \cdot (100 - 0.41 \cdot 16.8) + 204 \cdot 391.3 \cdot (100 - 30) = 13000112 \text{ Nmm}$$



# Le verifiche di sicurezza a flessione

Schema statico



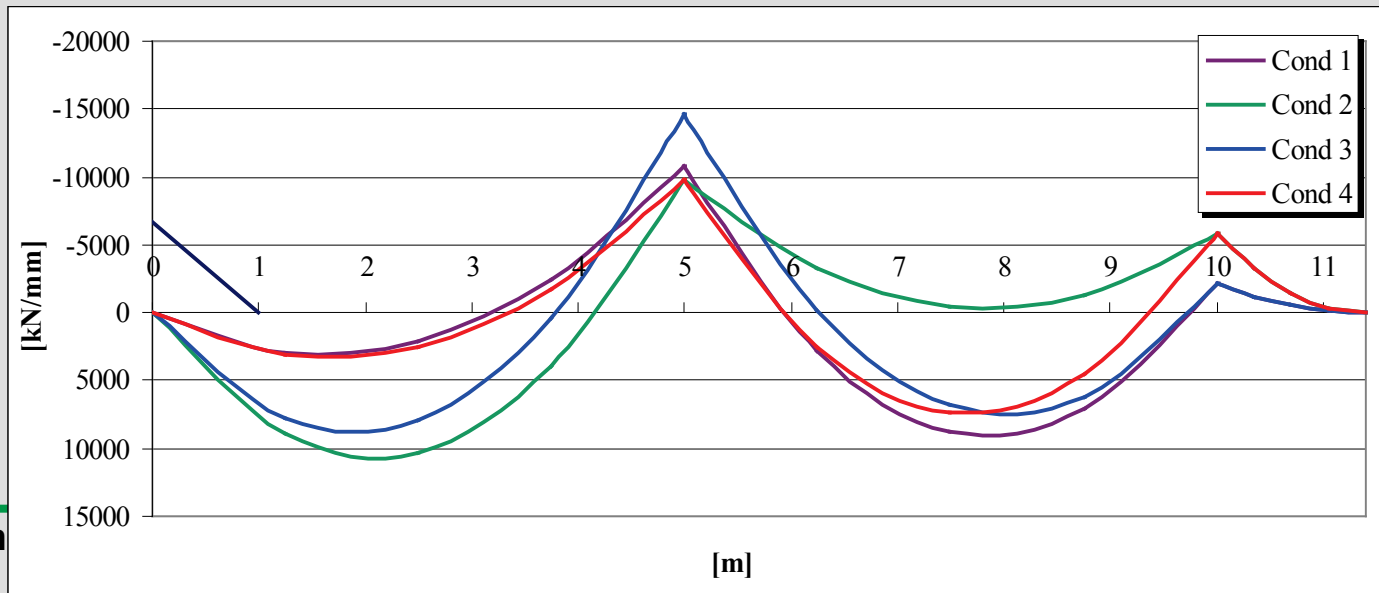
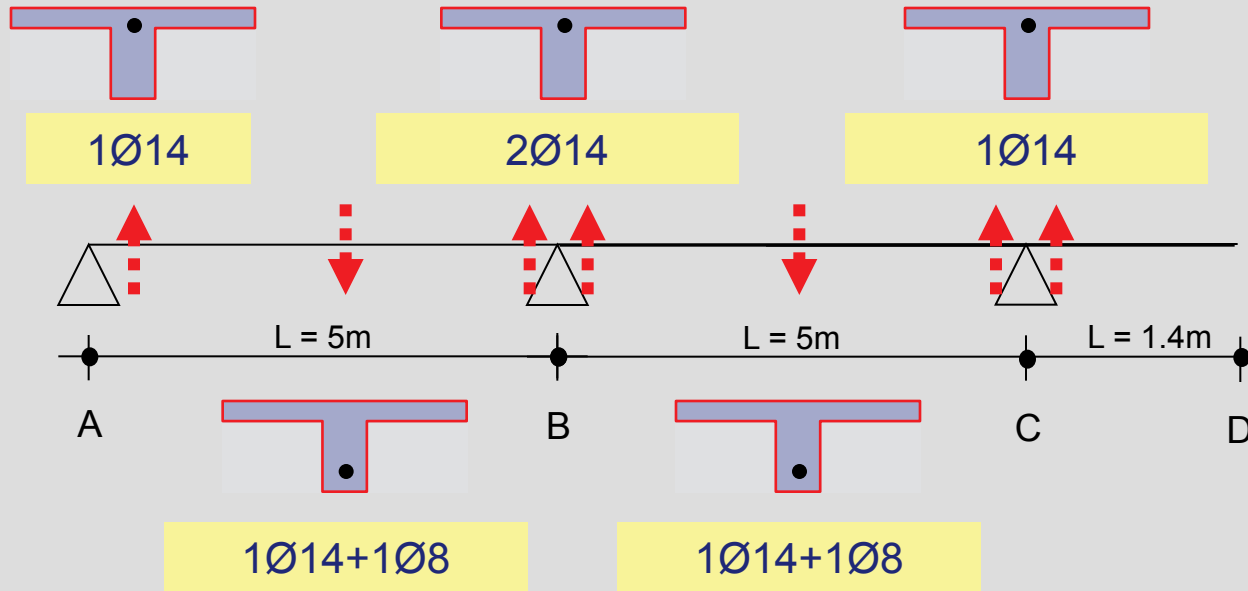
Sezione resistente



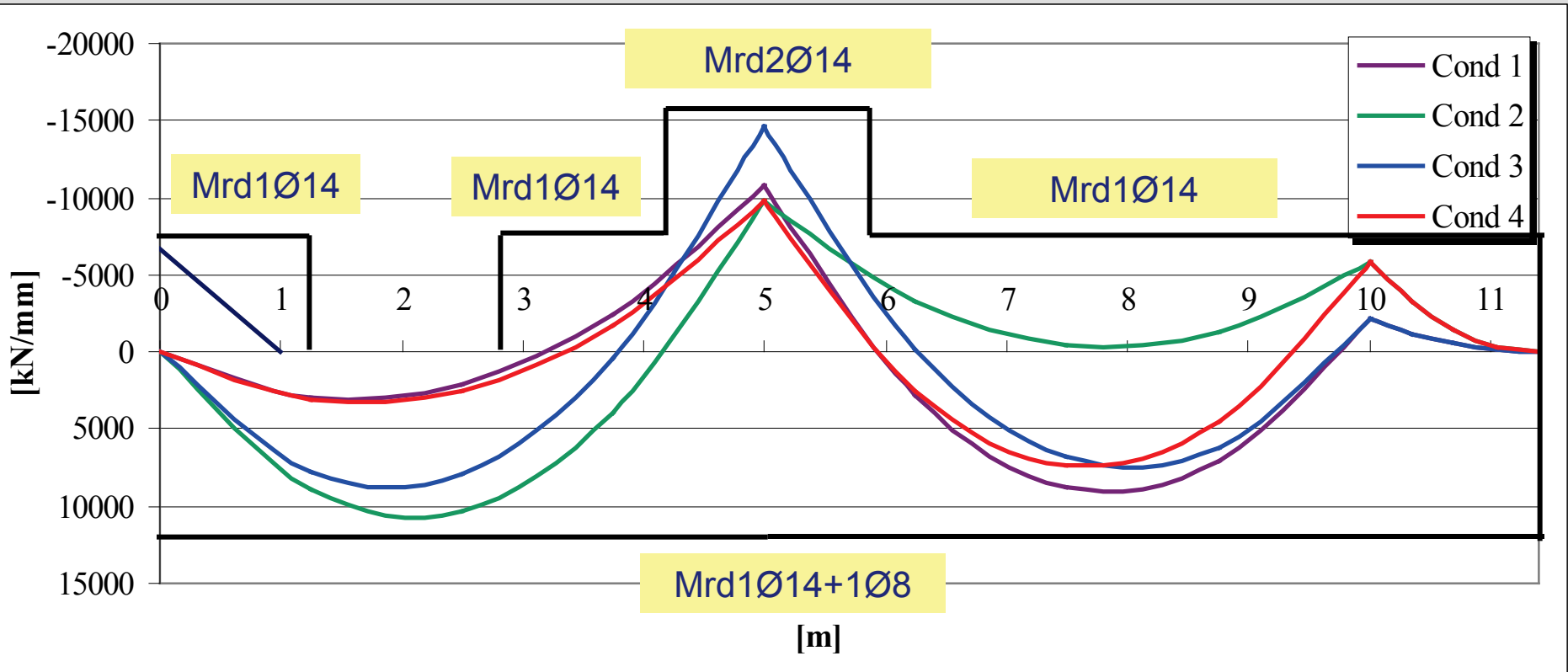
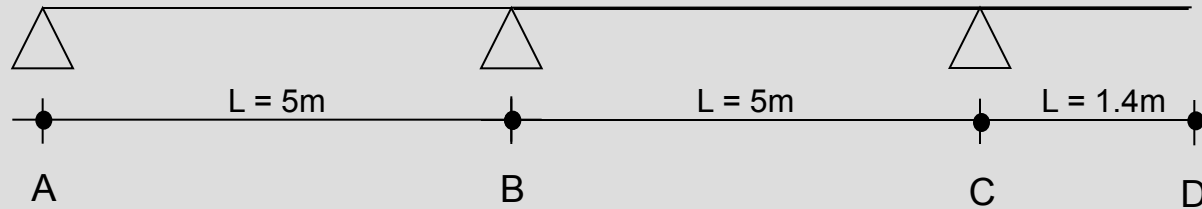
sezione	$A_{s,eff}$		Msd [kNm]	Mrd [kNm]	Verifica Mrd $\geq$ Msd
	[cm <sup>2</sup> ]	$\phi$			
Asup	1.54	1Ø14	6.75	8.60	Ok
AB	2.04	1Ø14+1Ø8	10.26	12.99	Ok
Bsup	3.08	2Ø14	14.01	17.20	Ok
BC	2.04	1Ø14+1Ø8	8.732	12.99	Ok
Csup	1.54	1Ø14	5.890	8.60	Ok

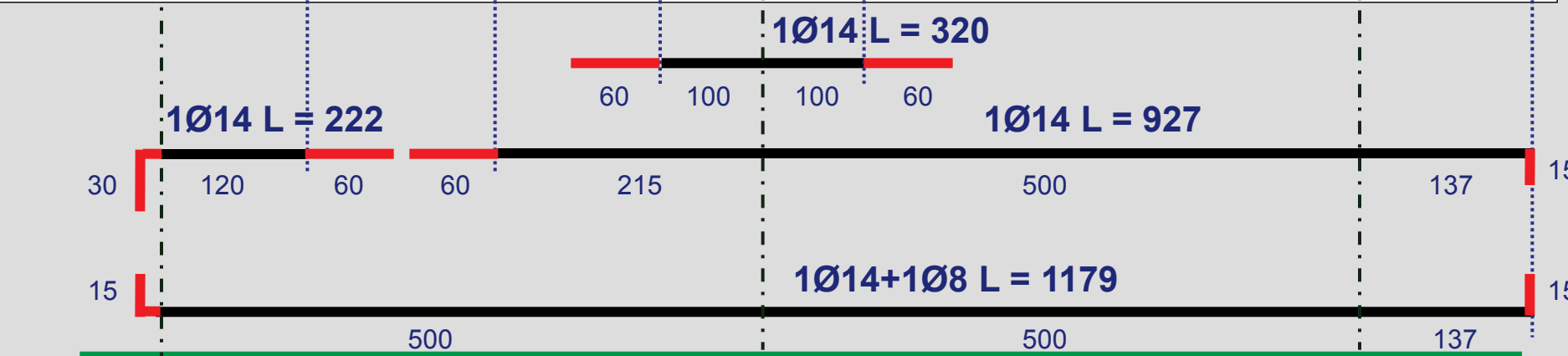
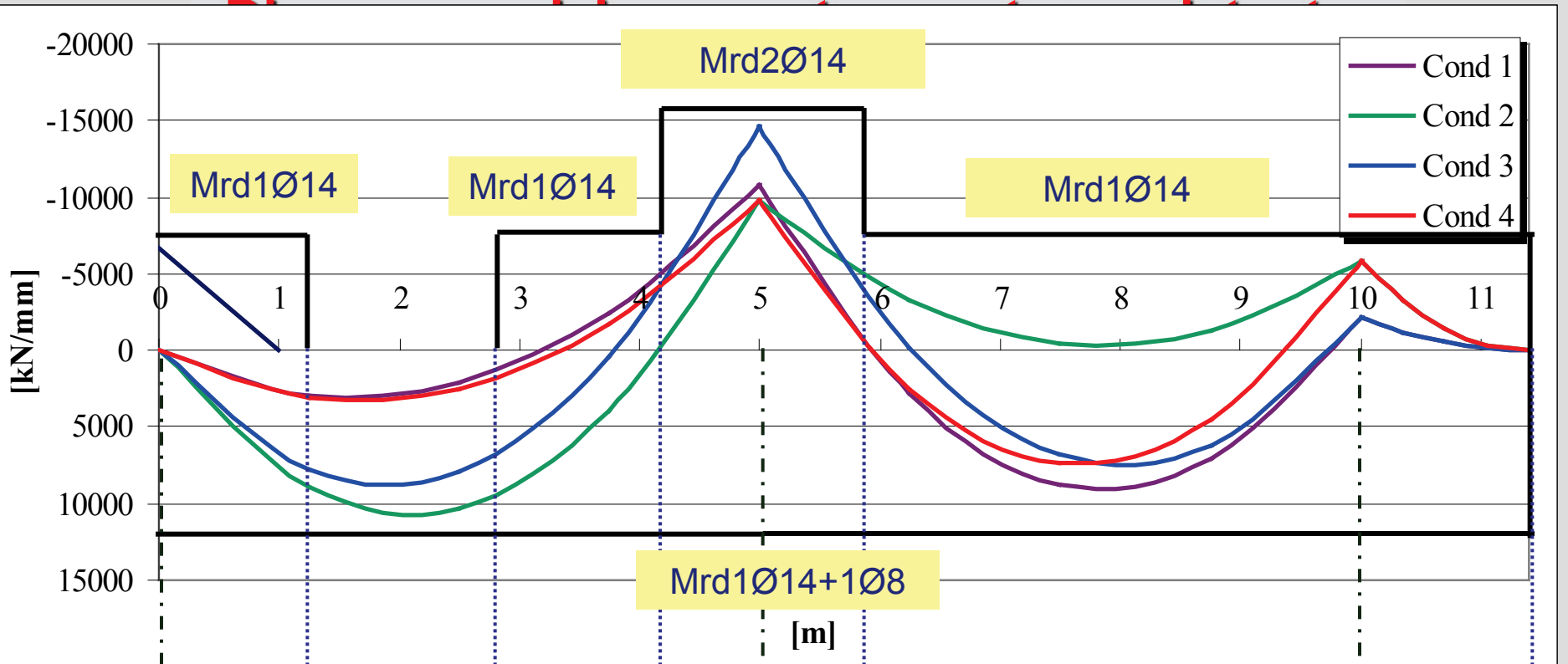
In ogni sezione il valore di Mrd è maggiore di Msd. L'area di acciaio nelle parte inferiore delle sezioni di appoggio è maggiore a quella strettamente necessaria valutata in funzione della sollecitazione di taglio.

# Le verifiche di sicurezza a flessione



# Diagramma del momento agente - resistente





# L'ancoraggio delle barre

## 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni

Le armature longitudinali devono essere interrotte ovvero sovrapposte preferibilmente nelle zone compresse o di minore sollecitazione.

La continuità fra le barre può effettuarsi mediante:

- sovrapposizione, calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione nel tratto rettilineo deve essere non minore di 20 volte il diametro della barra. La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 4 volte il diametro;
- saldature, eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Devono essere accertate la saldabilità degli acciai che vengono impiegati, nonché la compatibilità fra metallo e metallo di apporto nelle posizioni o condizioni operative previste nel progetto esecutivo;
- giunzioni meccaniche per barre di armatura. Tali tipi di giunzioni devono essere preventivamente validati mediante prove sperimentali.

Per barre di diametro  $\emptyset > 32$  mm occorrerà adottare particolari cautele negli ancoraggi e nelle sovrapposizioni.

## L'ancoraggio delle barre

Le barre di armatura devono essere ancorate nelle zone di cls compresso per una lunghezza idonea a prevenire lo sfilamento. La lunghezza di ancoraggio è valutata ipotizzando uno sviluppo costante delle tensioni di aderenza entro la lunghezza di ancoraggio (*ipotesi di Brice*)



La lunghezza di ancoraggio è determinata imponendo l'equilibrio alla traslazione della forza di tiro agente nella barre (F) e della risultante delle forze di aderenza nel cls

$$F = \int_0^l f_{bd} \cdot p \cdot dx \quad \longrightarrow \quad F = f_{yd} \cdot A_f = f_{bd} p \cdot l$$

$$l_{min} = f_{yd} \cdot d / 4f_{bd}$$

# L'ancoraggio delle barre

## 4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.54 \text{ N/mm}^2$$

(§11.2.10.2 NTC08)

$$f_{bd} = 2.31 \text{ N/mm}^2$$

verifica di un Solaio misto in c.a.



# Scelta dei materiali: Resistenze di Calcolo

## Calcestruzzo

Resistenza di calcolo a compressione:  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$

dove:  $f_{ck} = R_{ck} \cdot 0.83$        $\alpha_{cc} = 0.85$        $\gamma_c = 1.5$

Resistenza media a trazione:  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}$

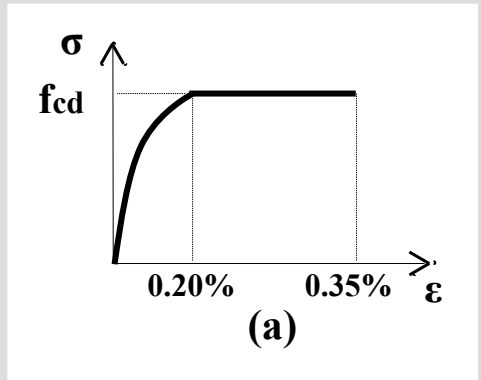
Modulo elastico:

$E_{cm} = 22000 \cdot [f_{cm} / 10]^{0.3}$       dove:  $f_{cm} = f_{ck} + 8$       [NOTA: unità in N/mmq]

Modulo di Poisson:  $\nu = 0.2$       [NOTA: per cls fessurato si può  $\nu = 0$ ]

ipotizzando l'impiego di un calcestruzzo C20/25 ( $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$  -  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$ ) si ha:

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.83}{1.5} = 11.7 \text{ N/mm}^2 \quad f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2 \quad E_{cm} = 30200 \text{ N/mm}^2$$



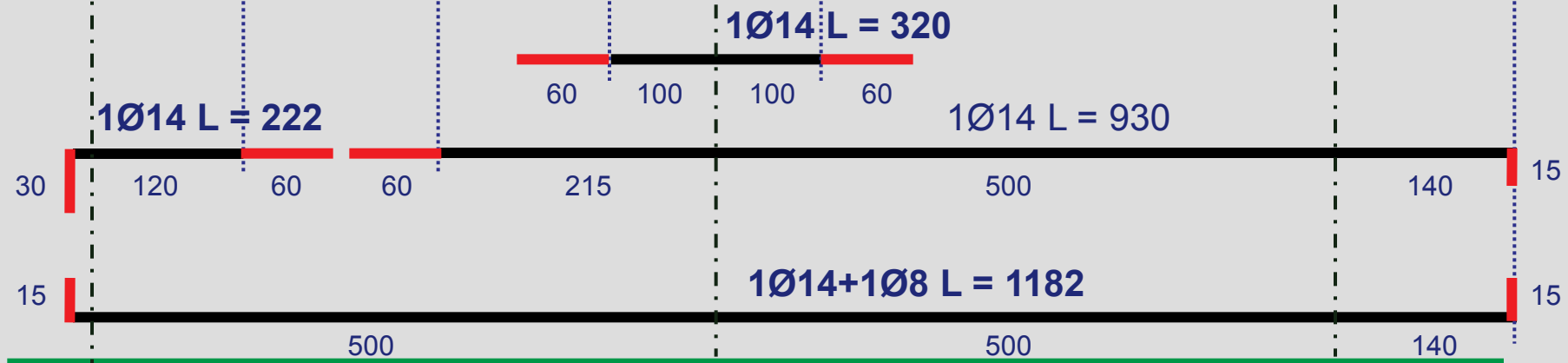
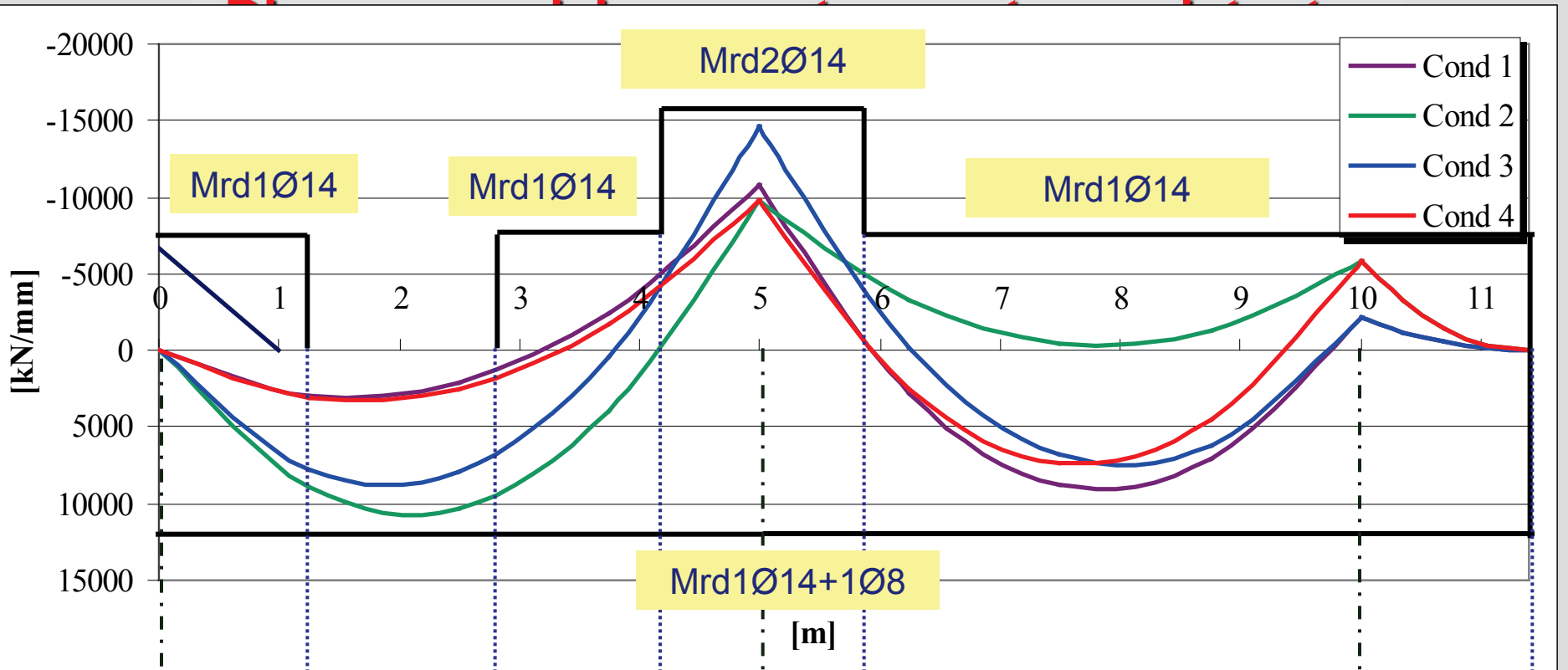
## L'ancoraggio delle barre

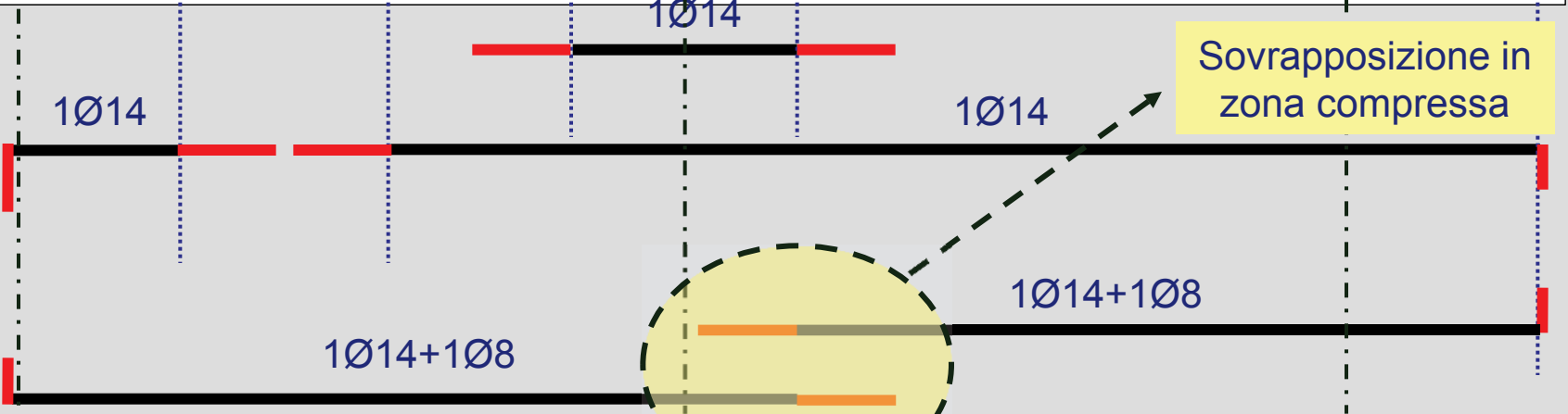
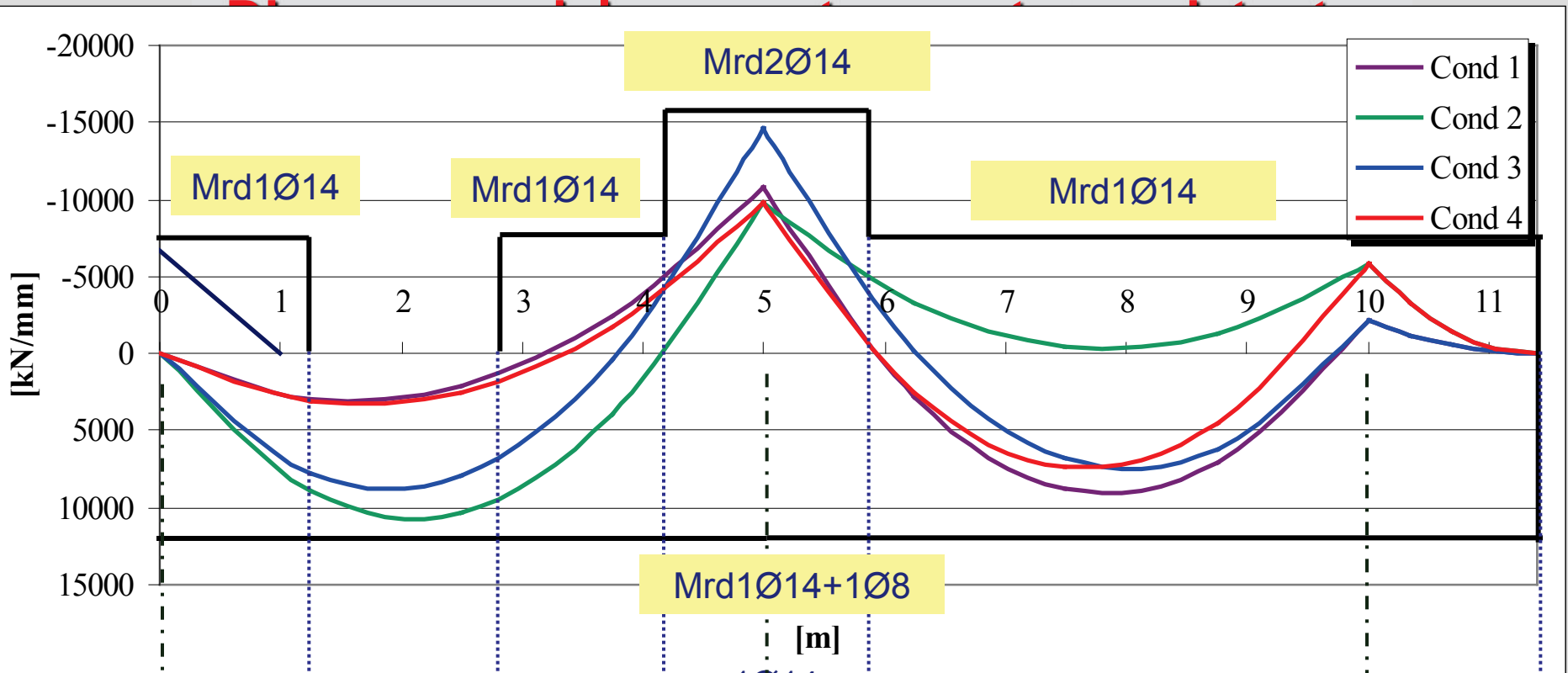
Nel caso in esame, utilizzando barre  $\emptyset 8$ ,  $\emptyset 14$  la lunghezza di ancoraggio è:

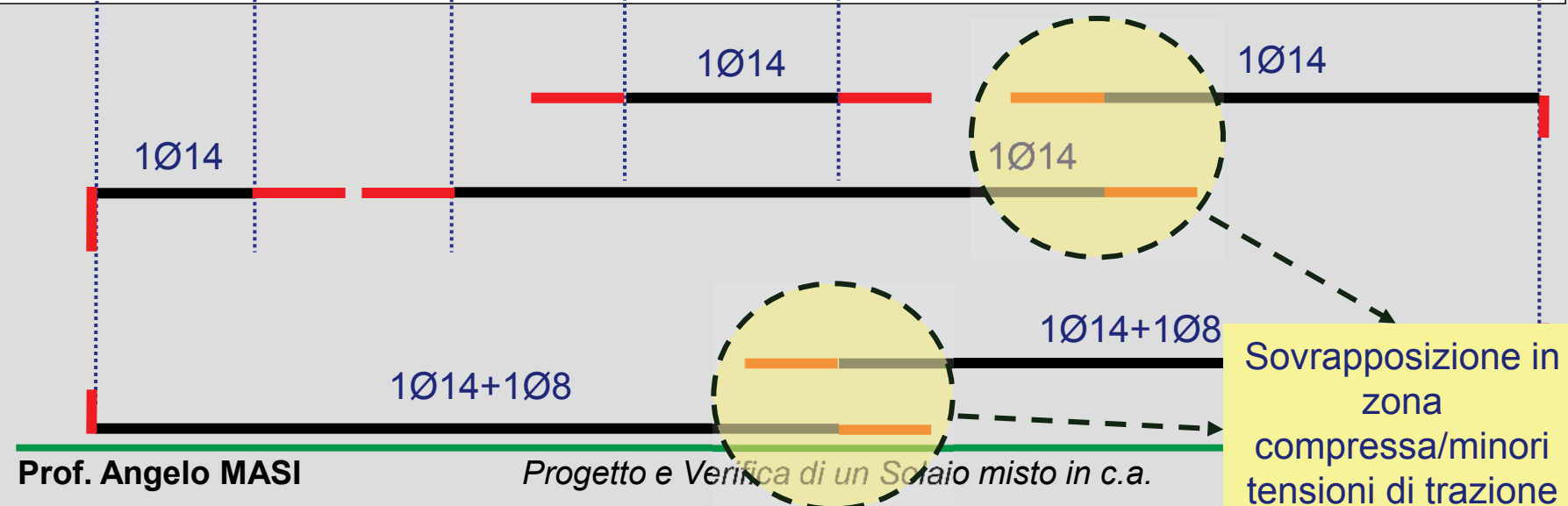
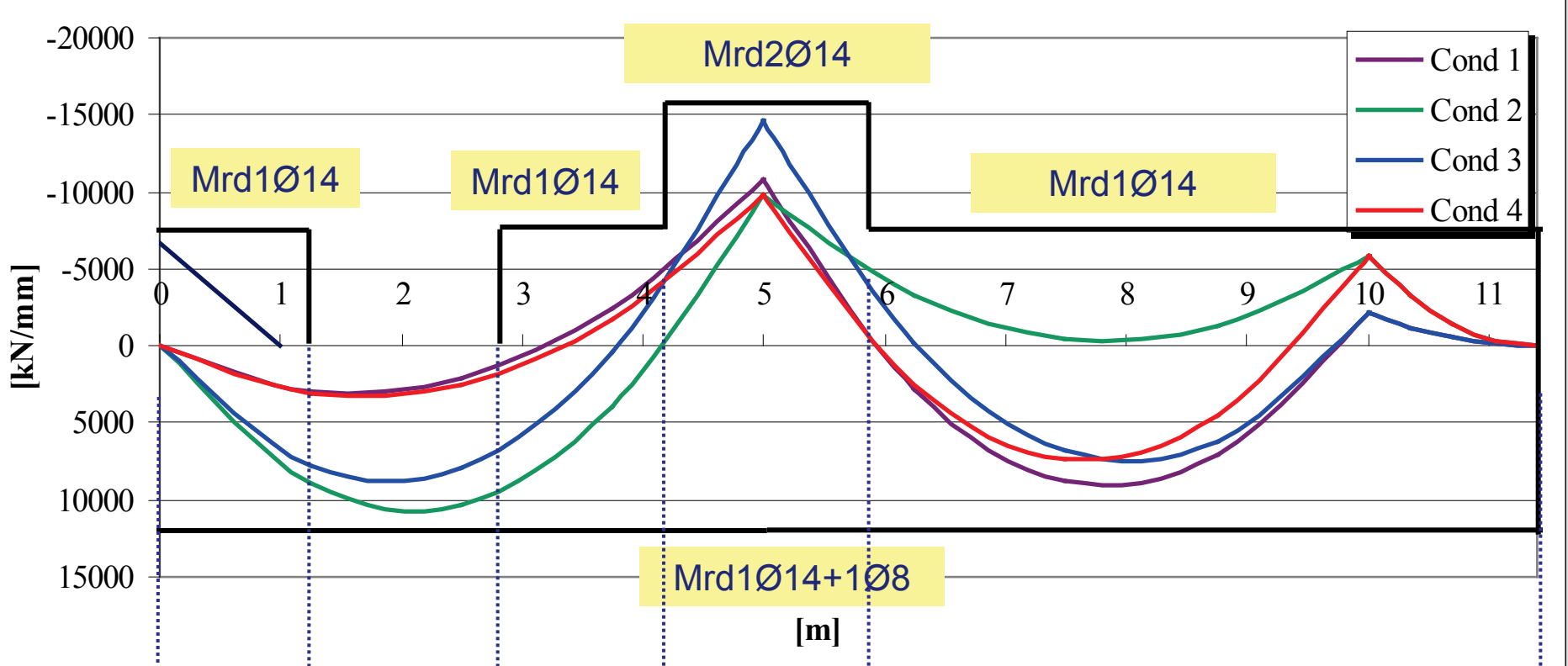
$$l_{\min}(\phi 8) = f_{yd} \cdot d / (4f_{bd}) = 391.3 \cdot 8 / (4 \cdot 2.31) = 338\text{mm} \approx 40(\phi 8)$$

$$l_{\min}(\phi 14) = f_{yd} \cdot d / (4f_{bd}) = 391.3 \cdot 14 / (4 \cdot 2.31) = 592\text{mm} \approx 40(\phi 14)$$









Prof. Angelo MASI

Progetto e Verifica di un Soffitto misto in c.a.

Sovrapposizione in zona compressa/minori tensioni di trazione

# La verifica di sicurezza a taglio

## ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Per elementi sprovvisti di armatura resistente a taglio (es. solai) la verifica allo SLU è soddisfatta se:

$$VRd \geq VEd$$

dove  $VEd$  è il valore dello sforzo di taglio agente e  $VRd$  è il taglio resistente valutato secondo l'espressione:

$$V_{Rd} = \left\{ 0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$d$

è l'altezza utile della sezione

$b_w$

è la larghezza minima della sezione

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$$

è il rapporto geometrico di armatura longitudinale

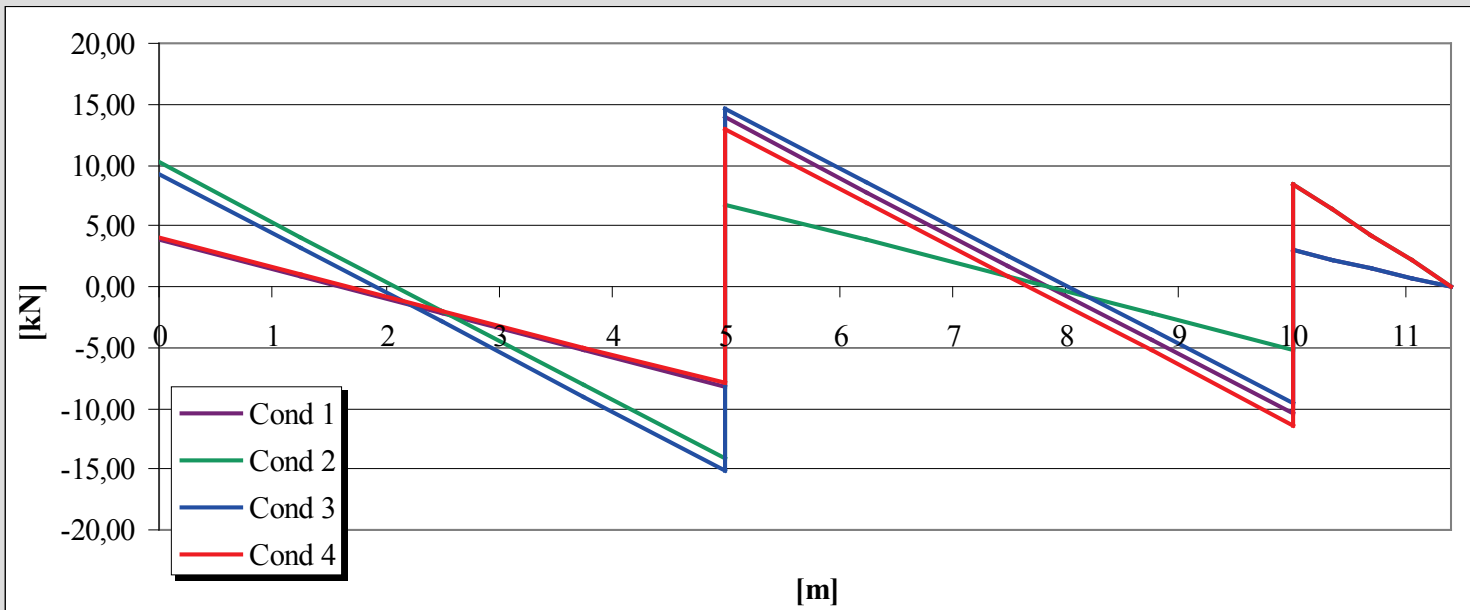
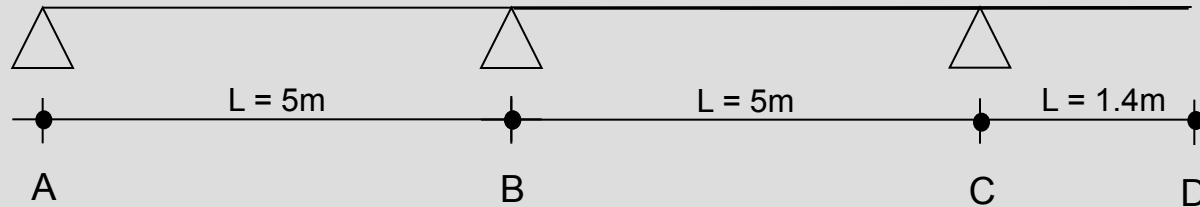
$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$$

è la tensione media di compressione nella sezione

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

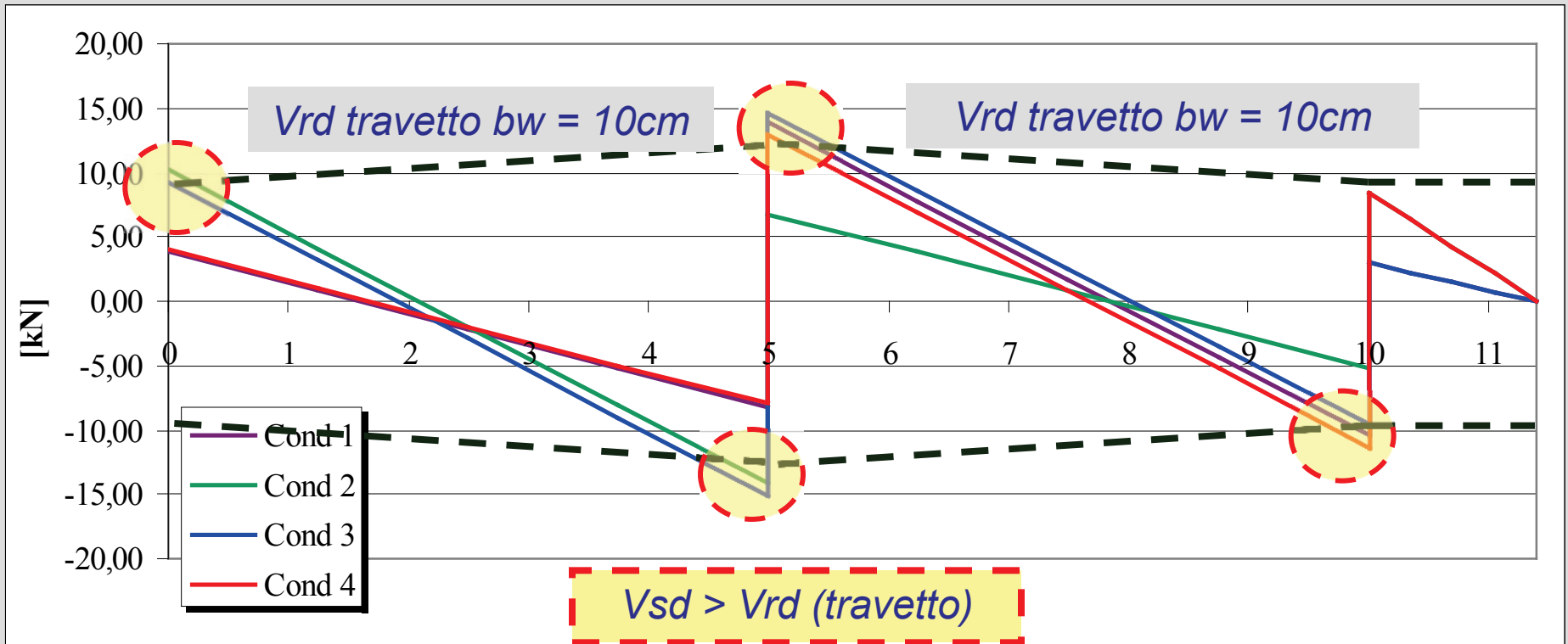
$$k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$$

# Diagramma delle sollecitazioni. Taglio



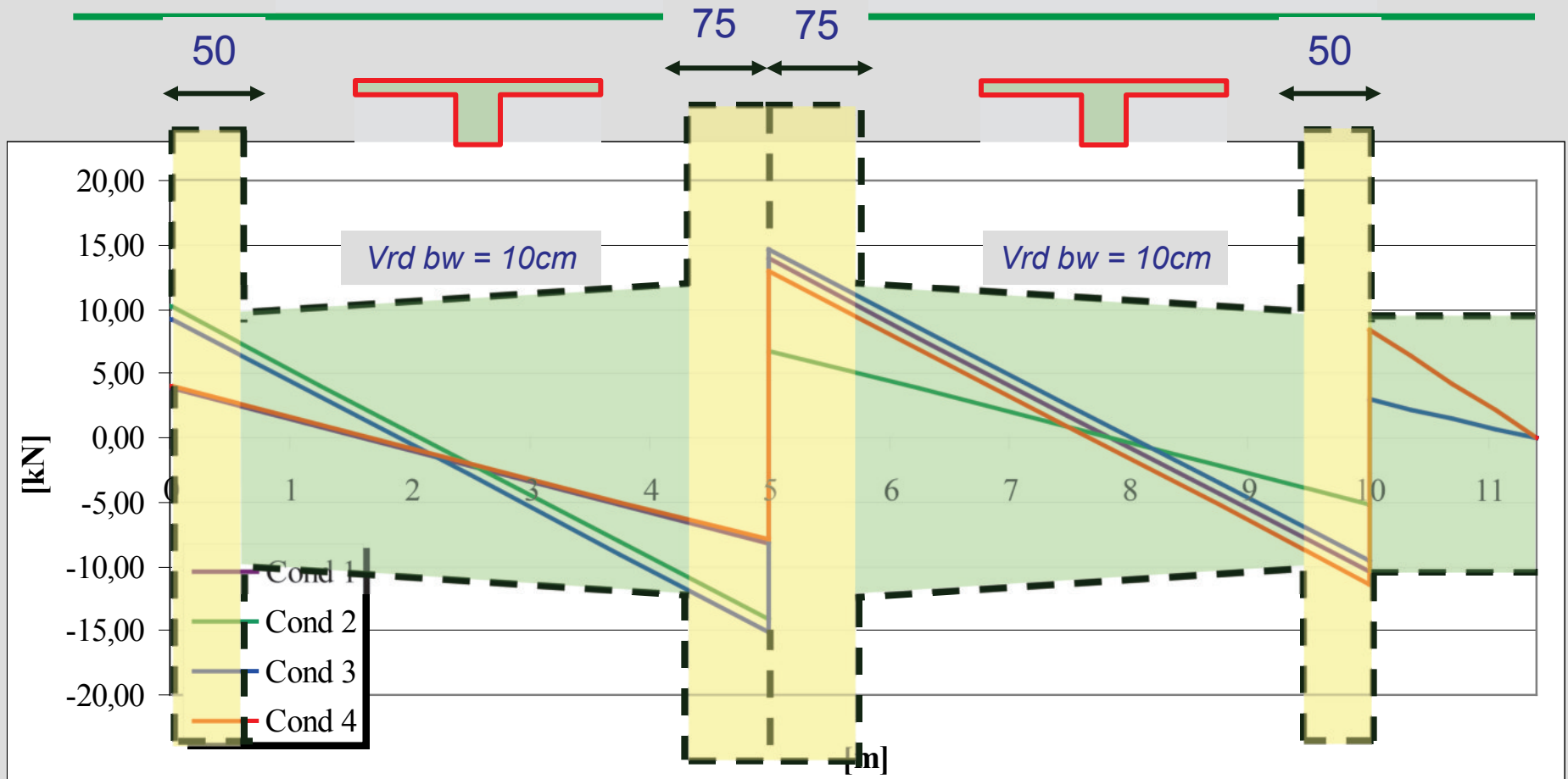
*Diagramma di involuppo delle sollecitazioni di taglio di calcolo Vsd*

# Diagramma del taglio agente-resistente





# Diagramma del taglio agente-resistente

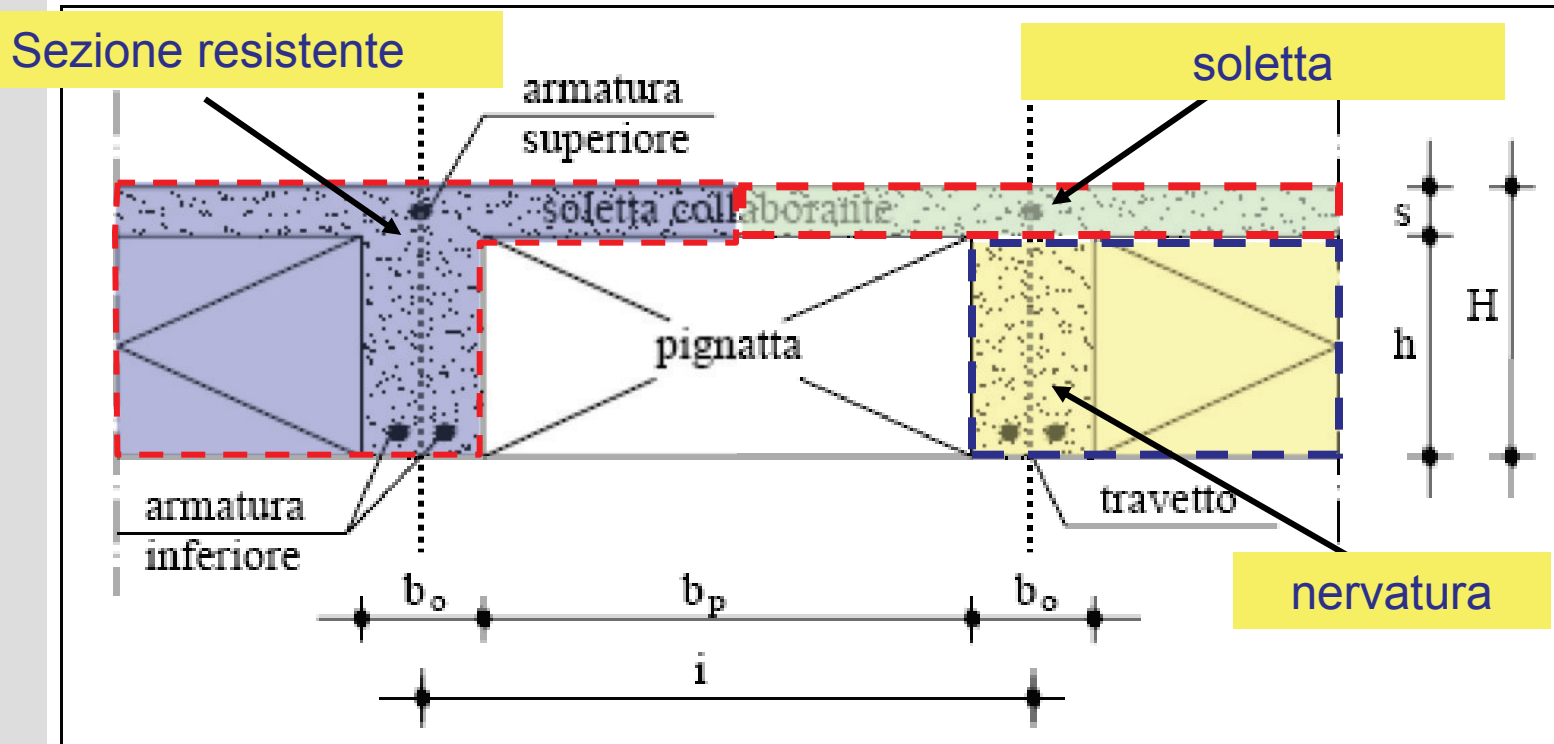


Vrd Fascia semi-piena  $b_w = 30\text{cm}$

Vrd Fascia semi-piena  $b_w = 30\text{cm}$

Vrd Fascia semi-piena  $b_w = 30\text{cm}$

# Verifiche a taglio. Fascia semi-piena di solaio

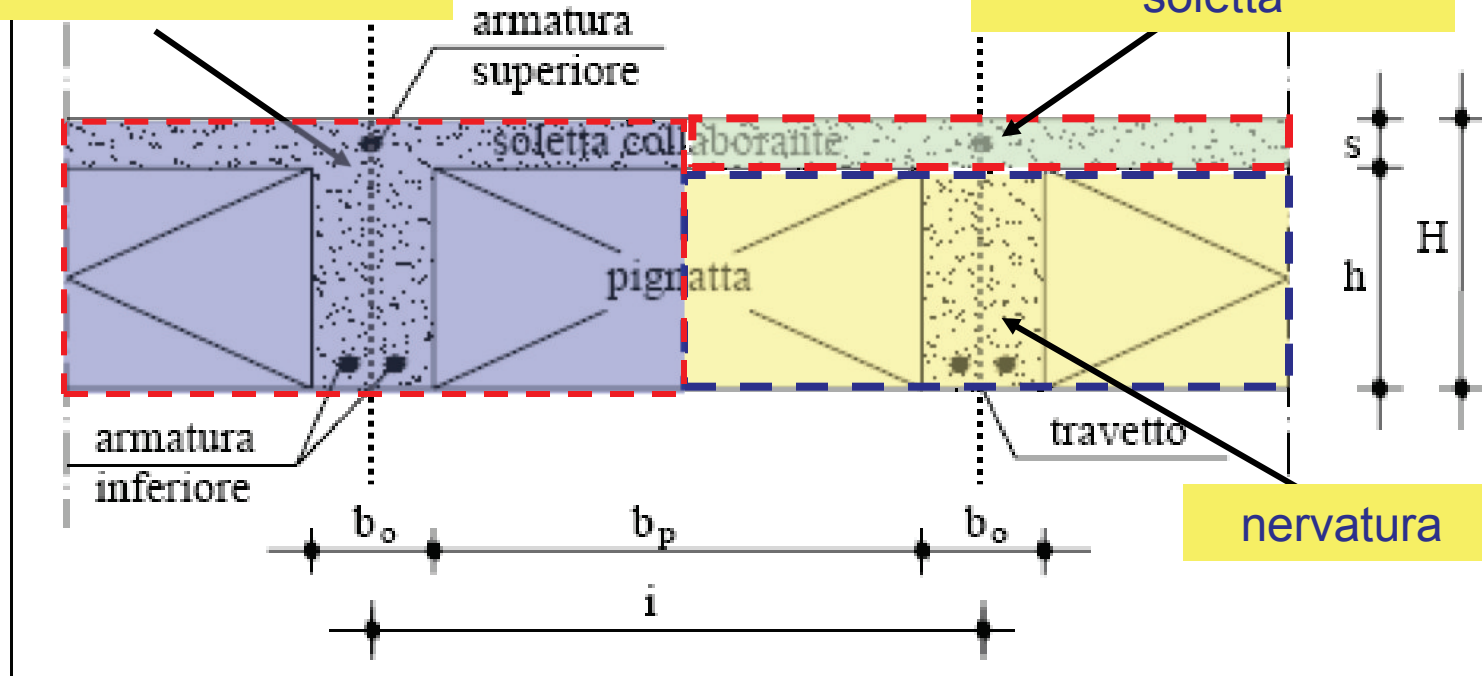


$$b_o = 30\text{cm}; H = 20\text{cm}; h = 16\text{cm}; s = 4\text{cm}$$

# Verifiche a taglio. Fascia piena di solaio

Sezione resistente

soletta



nervatura

$$b_o = 50\text{cm}; H = 20\text{cm}; h = 16\text{cm}; s = 4\text{cm}$$

## Dettagli costruttivi

Per luci superiori a 5.50 metri è necessario inserire un travetto rompitratta, o di ripartizione, perpendicolare alla tessitura dei travetti, con base 15 cm (armato con 2 barre all'estr. superiore e 2 barre all'estr. inferiore) allo scopo di aumentare la rigidezza della struttura nel suo insieme

La soletta deve essere armata con una rete elettrosaldata in grado di ripartire i carichi trasversali e assorbire gli effetti del ritiro del calcestruzzo. Il quantitativo minimo previsto dalla normativa (D.M. 09/01/96 punto 7.1.4.6. e punto 5.1.9.1.1.4 del D.M. 14/09/2005) è di  $3\emptyset 6/m$  o il 20% dell'armatura longitudinale di intradosso. Una rete di uso frequente è composta da una maglia quadrata composta da  $\emptyset 6$  con passo 20 cm. Le prescrizioni sulla rete devono essere indicate sui disegni di carpenteria

# Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

---

## Relazione di calcolo

- Introduzione
- Caratteristiche meccaniche dei materiali
- Pre-dimensionamento della sezione dell'elemento
- Analisi dei carichi agenti
- Definizione delle combinazioni di carico
- Schematizzazione e modellazione degli elementi strutturali
- Determinazione delle sollecitazioni
- Progetto delle armature
- Determinazione della lunghezza di ancoraggio
- Verifica dello stato limite ultimo
  - Verifica a flessione
  - Verifica a taglio

# Progetto e Verifica di un solaio in c.a. gettato in opera

---

## Elaborati grafici

- Diagramma del momento agente-resistente
- Diagramma del taglio agente-resistente
- Carpenteria
- Armatura del travetto (*sezione longitudinale*)
- Sezioni trasversali
- Particolari costruttivi