

Analisi dei carichi in KN/m

Tavolato	0,035	x	6,00	x	0,50	=	0,11 KN/m
Travi in legno						=	0,17 "
Cappa	0,04	x	24,00	x	0,50	=	0,48 "
Perman.			1,00	x	0,50	=	0,50 "
Tramez.			0,80	x	0,50	=	0,40 "
Carico variabile			2,00	x	0,50	q =	1,00 "
Altri carichi distribuiti						=	0,00 "
Totale (carichi fissi + sovraccarico)						Q _t =	<u>2,65 KN/m</u>

Carico permanente $Q_1 = 0,75 \text{ KN/m}$

Carico perm. non strutt. + variabile $Q_2 = 1,90 \text{ KN/m}$

Il carico totale di progetto allo SLU è dato da:

$$Q = 1,3 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2 = 3,83 \text{ KN/m}$$

dove:

$\gamma_G = 1,3$ è il fattore parziale di amplificazione dei carichi permanenti.

$\gamma_Q = 1,5$ è il fattore parziale di amplificazione dei carichi perm. non strutturali + variabili

Determinazione delle sollecitazioni

Ogni trave in legno viene sollecitata da un momento flettente massimo in mezzzeria:

$$M_t = Q \times l^2 / 8 = \quad \quad \quad \mathbf{11,97 \text{ KNm}}$$



Ogni trave viene sollecitata inoltre da un taglio massimo agli appoggi:

$$V_t = Q \times l / 2 = \quad \quad \quad \mathbf{9,57 \text{ KN}}$$



Verifica a flessione

La tensione normale massima determinata da M_t è data da:

$$\sigma_{m,y,d} = M_t / W_{pl} = 12,82 \text{ N/mm}^2 > f_{m,d} \quad \text{NON VERIFICATO}$$

Verifica a taglio

La tensione tangenziale massima determinata da V_t è data da:

$$\tau_d = 1,5 V_t / (B \times H) = 0,51 \text{ KN} < f_{v,d} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica di deformabilità

I limiti di spostamento allo stato limite di esercizio sono:

$$u_{lim,tot} = l / 250 = 20,00 \text{ mm}$$
$$u_{lim,q} = l / 300 = 16,67 \text{ mm}$$

dove: $u_{lim,tot}$ = spostamento verticale totale massimo (carichi perm. e variabili)
 $u_{lim,q}$ = spostamento verticale massimo dovuto ai soli carichi variabili

La massima freccia della trave è:

$$u_{tot} = (5 \times Q_t \times l^4) / (384 \times E_{0,m} \times I_y) + (Q_t \times l^2) / (8 \times G_{0,m} \times 0,83 \times B \times H) = 20,5 \text{ mm}$$
$$u_{tot} > u_{lim,tot} \quad \text{NON VERIFICATO}$$

$$u_q = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E_{0,m} \times I_y) + (q \times l^2) / (8 \times G_{0,m} \times 0,83 \times B \times H) = 7,74 \text{ mm}$$
$$u_q < u_{lim,q} \quad \text{VERIFICATO}$$

Verifica tavolato

La verifica del tavolato si conduce considerando uno schema statico di trave incastrata alle estremità, di lunghezza pari all'interasse delle travi dell'orditura principale, ed una sezione di base unitaria ed altezza lo spessore del tavolato.

Il Momento flettente massimo è dato da:

$$M_{tt} = Q_d \times l^2 / 12 = \quad \quad \quad 0,08 \text{ KNm}$$

Il taglio massimo è dato da:

$$V_{tt} = Q_d \times l / 2 = \quad \quad \quad 0,90 \text{ KN}$$

La tensione normale massima determinata da M_{tt} è data da:

$$\sigma_{m,y,d,t} = M_{tt} / W_{pl} = \quad 0,08 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad f_{m,d} \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

La tensione tangenziale massima determinata da V_{tt} è data da:

$$\tau_{d,t} = 1,5V_{tt}/(b_t \times h_t) = \quad 0,04 \text{ KN} \quad < \quad f_{v,d} \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

dove b_t è la larghezza della sezione del tavolato (striscia unitaria 1,00 m.) e h_t è lo spessore del tavolato.

CALCOLO AGLI S.L.U. DI SOLAIO CON TRAVI IN LEGNO

(ai sensi del D.M. 14/01/2008)

I solai del fabbricato in oggetto avranno struttura portante costituita da travi in legno e soprastante tavolato.

Caratteristiche geometriche e inerziali

Classe di durata del carico:	Lunga durata	6 mesi-10 anni (carichi perm. o var. di magaz.)
Classe di servizio	1	UR < 65% $K_{mod} = 0,7$
		Sez. rettangolare
Altezza trave in legno	H =	200 mm
Larghezza trave in legno	B =	140 mm
Interasse travi in legno	i =	0,50 m
Spessore tavolato	$h_t =$	3,5 cm
Peso unità di volume del legno (travi e tavolato)	=	6,00 KN/m ³
Spessore cappa	=	4 cm
Peso unità di volume cappa	=	24,00 KN/m ³
Luce netta solaio	l =	5,00 m
Carico permanente (pavim., sottof., intonaco, imperme., tegole)	=	1,00 KN/m ²
Peso tramezzatura	=	0,80 KN/m ²
Carico variabile	=	2,00 KN/m ²
Modulo di resistenza della sezione	$W_{pl} =$	933333 mm ³
Tensione di calcolo a flessione legno tipo	<input type="text" value="Lamellare GL24c"/>	$f_{m,d} =$ 11,59 N/mm ²
Tensione di calcolo a taglio		$f_{v,d} =$ 1,06 N/mm ²
Area di taglio della sezione della trave in legno	$A_v =$	28000 mm ²
Momento d'inerzia della sezione della trave in legno	$I_y =$	93333333 mm ⁴
Modulo elastico longitudinale medio	$E_{0,m} =$	11600 N/mm ²
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{0,m} =$	590 N/mm ²

Verifica tavolato

La verifica del tavolato si conduce considerando uno schema statico di trave incastrata alle estremità, di lunghezza pari all'interasse delle travi dell'orditura principale, ed una sezione di base unitaria ed altezza lo spessore del tavolato.

Il Momento flettente massimo è dato da:

$$M_{tt} = Q_d \times i^2 / 12 = 0,08 \text{ KNm}$$

Il taglio massimo è dato da:

$$V_{tt} = Q_d \times i / 2 = 0,90 \text{ KN}$$

La tensione normale massima determinata da M_{tt} è data da:

$$\sigma_{m,y,d,t} = M_{tt} / W_{pl} = 0,08 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

La tensione tangenziale massima determinata da V_{tt} è data da:

$$\tau_{d,t} = 1,5V_{tt}/(b \times h_t) = 0,04 \text{ KN} < f_{v,d} \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

dove b è la larghezza della sezione del tavolato (striscia unitaria 1,00 m.) e h_t è lo spessore del tavolato.

Calcolo Solaio Acciaio NTC 2008

Calcolo solaio in acciaio e tavelloni –

Il foglio excel effettua il calcolo agli stati limite ultimi, secondo le N.T.C. 2008 (Norme tecniche costruzioni 2008), di solai con struttura portante costituita da travi in acciaio IPE o HEA appoggiate alle estremità, sottoposte a carichi lineari uniformemente distribuiti. Il calcolo del solaio in ferro è concepito soprattutto per una delle applicazioni più ricorrenti nei centri storici delle nostre città e cioè quella relativa ai solai costituiti da travi in acciaio ed interposti tavelloni in laterizio, ma può essere applicato anche a qualsiasi altra applicazione rispondente allo schema statico illustrato. Il foglio, in termini di font, caratteri e distribuzione dei paragrafi, è impostato per una stampa su formato A4 chiara e leggibile in ogni sua parte.

Dopo una prima parte descrittiva, editabile secondo le proprie esigenze, dell'elemento strutturale da calcolare, il foglio di calcolo del solaio in acciaio si articola essenzialmente in quattro parti:

1. *Caratteristiche geometriche ed inerziali*, in cui è necessario valorizzare solo i campi segnati in rosso e scegliere dai rispettivi menu a tendina la sezione (da IPE 80 a IPE 600 e da HEA 100 a HEA 1000) ed il tipo di profilato metallico (da S235 a S440).
2. *Analisi dei carichi*, in cui è necessario valorizzare soltanto il campo relativo ad eventuali altri carichi distribuiti, se presenti, mentre il foglio di calcolo restituisce in automatico il carico lineare distribuito agente sulla trave, con relativo schema statico.
3. *Determinazione delle sollecitazioni*, in cui il foglio di calcolo restituisce automaticamente le sollecitazioni agenti sulla trave, con relativi schemi grafici dei diagrammi a flessione e a taglio.
4. *Verifiche*, in cui il foglio di calcolo effettua automaticamente la verifica a taglio ed a flessione nonché le verifiche di deformabilità della trave richieste dalle N.T.C. 2008, visualizzando immediatamente se queste vanno a buon fine o se bisogna intervenire sui dati di input.

CALCOLO AGLI S.L.U. DI SOLAIO CON TRAVI IN ACCIAIO

(ai sensi del D.M. 14/01/2008)

I solai del fabbricato in oggetto avranno struttura portante costituita da profilati in acciaio di classe 1 o 2 ed interposte pignatte in laterizio.

Caratteristiche geometriche e inerziali

Peso trave	IPE 80	=	0,06 KN/m
Interasse travi acciaio		i =	0,50 m
Spessore materiale di alleggerimento (pignatte)		=	16 cm
Peso unità di volume materiale di alleggerim. (pignatte)		=	12,00 KN/m ³
Spessore cappa		=	4 cm
Peso unità di volume cappa		=	24,00 KN/m ³
Luce netta solaio		l =	5,00 m
Carico permanente (pavim., sottofondo, intonaco)		=	1,00 KN/m ²
Peso tramezzatura		=	0,80 KN/m ²
Carico variabile		=	2,00 KN/m ²
Modulo di resistenza plastico del materiale		W_{pl} =	23217 mm ³
Tensione di calcolo a flessione acciaio tipo	S235	$M_{y,v,Rd}$ =	223,81 N/mm ²
Tensione di calcolo a taglio		$V_{c,Rd}$ =	129,22 N/mm ²
Area di taglio della sezione del profilo		A_v =	357,00 mm ²
Momento d'inerzia del profilato		I_y =	801377 mm ⁴

Analisi dei carichi in KN/m

Pignatte	0,16	x	12,00	x	0,50	=	0,96 KN/m
Travi acciaio						=	0,06 "
Cappa	0,04	x	24,00	x	0,50	=	0,48 "
Perman.			1,00	x	0,50	=	0,50 "
Tramez.			0,80	x	0,50	=	0,40 "
Carico variabile			2,00	x	0,50	q =	1,00 "
Altri carichi distribuiti						=	0,00 "
Totale (carichi fissi + sovraccarico)						Q_t =	3,40 KN/m

Carico permanente	Q_1 =	1,50 KN/m
Carico perm. non strutt. + variabile	Q_2 =	1,90 KN/m

Il carico totale di progetto allo SLU è dato da:

$$Q = 1,3 \times Q_1 + 1,5 \times Q_2 = \mathbf{4,80 \text{ KN/m}}$$

dove:

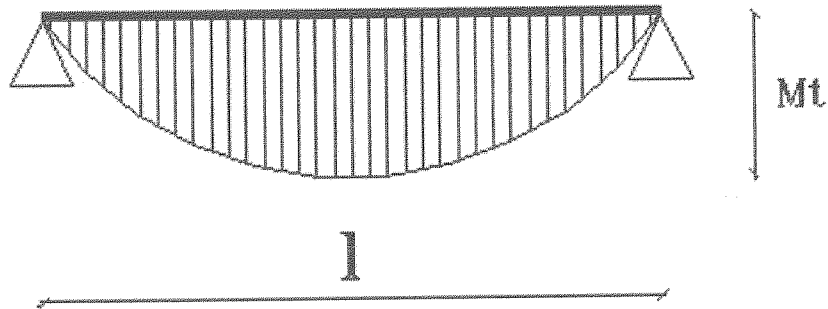
$\gamma_G = 1,3$ è il fattore parziale di amplificazione dei carichi permanenti.

$\gamma_Q = 1,5$ è il fattore parziale di amplificazione dei carichi perm. non strutturali + variabili

Determinazione delle sollecitazioni

Ogni trave in ferro viene sollecitata da un momento flettente massimo in mezzera:

$$M_t = Q \times l^2 / 8 = 15,37 \text{ KNm}$$

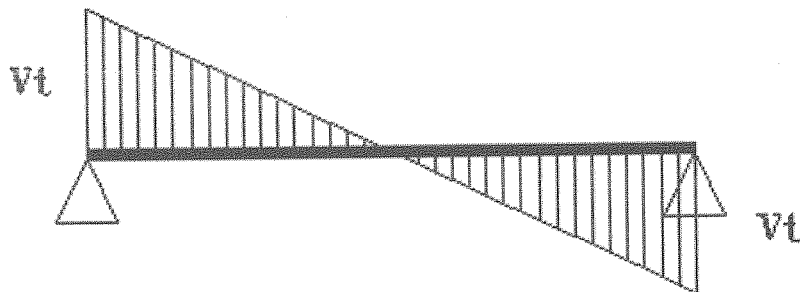


Il modulo di resistenza plastico di progetto è dato da:

$$W_{pl, \text{prog}} = M_t / M_{y, \text{Rd}} = 68655 \text{ mm}^2 < W_{pl}$$

Ogni trave viene sollecitata inoltre da un taglio massimo agli appoggi:

$$V_t = Q \times l / 2 = 12,29 \text{ KN}$$



Verifica a taglio

La resistenza di taglio di progetto vale:

$$V_{pl,prog} = A_v \times V_{c,Rd} = 124,82 \text{ KN}$$

$$V_t / V_{pl,prog} = 0,098 < 1$$

VERIFICATO

Verifica a flessione

Essendo $V_t / V_{pl,prog} \leq 0,5$, l'EC3 consente di ritenere trascurabile l'effetto del taglio: la tensione di calcolo del materiale può quindi essere utilizzata interamente, senza riduzioni, per sopportare la flessione. In presenza di un taglio significativo ($V_t / V_{pl,prog} > 0,5$) il momento flettente sopportabile dalla sezione si riduce assumendo una tensione di calcolo ridotta di $(1 - \rho) M_{y,v,Rd}$, con $\rho = [(2V_t / V_{pl,prog}) - 1]^2$.

Il momento resistente offerto dalla struttura vale:

$$M_r = W_{pl} \times M_{y,v,Rd} = 27,72 \text{ KNm} > M_t = 15,37 \text{ KNm}$$

VERIFICATO

Verifica di deformabilità

I limiti di spostamento sono:

$$u_{lim,tot} = l / 250 = 20,00 \text{ mm}$$

$$u_{lim,q} = l / 300 = 16,67 \text{ mm}$$

dove: $u_{lim,tot}$ = spostamento verticale totale massimo (carichi perm. e variabili)

$u_{lim,q}$ = spostamento verticale massimo dovuto ai soli carichi variabili

La massima freccia della trave è:

$$u_{tot} = (5 \times Q_t \times l^4) / (384 \times E \times I_y) = 15,6 \text{ mm} < u_{lim,tot}$$

VERIFICATO

$$u_q = (5 \times q \times l^4) / (384 \times E \times I_y) = 4,5 \text{ mm} < u_{lim,tot}$$

VERIFICATO

dove: Q_t = carico totale lineare non amplificato agente sulla trave

q = carico variabile principale lineare non amplificato agente sulla trave

l = luce netta solaio

E = modulo elastico dell'acciaio (210000 N/mm²)

I_y = momento d'inerzia della sezione del profilato

Verifica a taglio

La resistenza di taglio di progetto vale:

$$V_{pl,prog} = A_v \times V_{c,Rd} = 46,13 \text{ KN}$$

$$V_t / V_{pl,prog} = 0,260 < 1$$

VERIFICATO

Verifica a flessione

Essendo $V_t / V_{pl,prog} \leq 0,5$, l'EC3 consente di ritenere trascurabile l'effetto del taglio: la tensione di calcolo del materiale può quindi essere utilizzata interamente, senza riduzioni, per sopportare la flessione. In presenza di un taglio significativo ($V_t / V_{pl,prog} > 0,5$) il momento flettente sopportabile dalla sezione si riduce assumendo una tensione di calcolo ridotta di $(1 - \rho) M_{y,v,Rd}$, con $\rho = [(2V_t / V_{pl,prog}) - 1]^2$.

Il momento resistente offerto dalla struttura vale:

$$M_r = W_{pl} \times M_{y,v,Rd} = 5,20 \text{ KNm} < M_t = 15,00 \text{ KNm}$$

NON VERIFICATO

ACCIAIO

CNR-UNI 10011

Prospetto 7-11c — Coefficienti ω per acciaio Fe 360 (curva c) **S235**

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	10
20	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03	1,04	1,04	1,05	1,05	1,06	20
30	1,06	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10	1,10	1,11	1,12	1,12	30
40	1,13	1,14	1,15	1,16	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21	40
50	1,22	1,23	1,24	1,25	1,26	1,27	1,28	1,29	1,30	1,32	50
60	1,33	1,34	1,35	1,36	1,38	1,39	1,40	1,42	1,43	1,45	60
70	1,46	1,48	1,49	1,51	1,52	1,54	1,56	1,57	1,59	1,60	70
80	1,62	1,64	1,66	1,67	1,69	1,71	1,73	1,75	1,77	1,79	80
90	1,81	1,83	1,84	1,86	1,88	1,90	1,92	1,95	1,97	1,99	90
100	2,01	2,03	2,05	2,08	2,10	2,12	2,15	2,17	2,19	2,22	100
110	2,24	2,27	2,29	2,32	2,35	2,37	2,40	2,43	2,45	2,48	110
120	2,51	2,54	2,56	2,59	2,62	2,65	2,68	2,71	2,74	2,77	120
130	2,80	2,83	2,86	2,89	2,92	2,96	2,99	3,02	3,05	3,08	130
140	3,11	3,15	3,18	3,21	3,25	3,28	3,32	3,35	3,39	3,42	140
150	3,46	3,50	3,54	3,58	3,62	3,65	3,69	3,73	3,77	3,81	150
160	3,85	3,89	3,95	3,98	4,02	4,06	4,10	4,14	4,18	4,22	160
170	4,28	4,30	4,35	4,39	4,43	4,47	4,52	4,56	4,60	4,64	170
180	4,69	4,73	4,77	4,82	4,86	4,90	4,95	4,99	5,04	5,08	180
190	5,13	5,17	5,22	5,26	5,31	5,36	5,40	5,44	5,49	5,54	190
200	5,60	5,65	5,70	5,75	5,80	5,85	5,91	5,96	6,01	6,06	200
210	6,11	6,16	6,21	6,27	6,32	6,35	6,43	6,49	6,54	6,60	210
220	6,65	6,71	6,76	6,81	6,87	6,93	6,98	7,04	7,09	7,14	220
230	7,20	7,25	7,30	7,36	7,41	7,47	7,53	7,59	7,65	7,70	230
240	7,75	7,81	7,89	7,96	8,02	8,07	8,12	8,17	8,23	8,30	240
250	8,36										250

541

Prospetto 7-IIIc — Coefficienti ω per acciaio Fe 450 (curva c)

5275

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	10
20	1,02	1,02	1,03	1,03	1,04	1,05	1,05	1,06	1,07	1,07	20
30	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11	1,12	1,12	1,13	1,14	1,15	30
40	1,16	1,17	1,18	1,19	1,20	1,21	1,22	1,23	1,24	1,25	40
50	1,26	1,27	1,28	1,29	1,31	1,32	1,33	1,35	1,36	1,37	50
60	1,39	1,40	1,42	1,43	1,45	1,46	1,48	1,50	1,51	1,53	60
70	1,55	1,57	1,58	1,60	1,62	1,64	1,66	1,68	1,70	1,72	70
80	1,74	1,76	1,78	1,80	1,82	1,84	1,86	1,88	1,91	1,93	80
90	1,95	1,97	2,00	2,02	2,04	2,07	2,09	2,12	2,14	2,17	90
100	2,19	2,22	2,25	2,27	2,30	2,33	2,36	2,39	2,42	2,45	100
110	2,48	2,50	2,54	2,57	2,60	2,63	2,66	2,69	2,72	2,76	110
120	2,79	2,82	2,85	2,89	2,92	2,96	2,99	3,02	3,06	3,09	120
130	3,13	3,16	3,20	3,24	3,27	3,31	3,35	3,39	3,43	3,47	130
140	3,51	3,55	3,59	3,63	3,68	3,72	3,76	3,80	3,85	3,89	140
150	3,93	3,98	4,02	4,07	4,11	4,15	4,20	4,24	4,29	4,33	150
160	4,38	4,43	4,47	4,52	4,56	4,61	4,66	4,70	4,75	4,80	160
170	4,84	4,89	4,94	4,99	5,03	5,08	5,13	5,18	5,23	5,28	170
180	5,33	5,38	5,43	5,47	5,53	5,59	5,65	5,70	5,75	5,81	180
190	5,86	5,92	5,98	6,03	6,08	6,14	6,20	6,26	6,32	6,38	190
200	6,43	6,49	6,55	6,61	6,67	6,73	6,79	6,85	6,91	6,96	200
210	7,03	7,08	7,14	7,20	7,26	7,32	7,37	7,44	7,50	7,56	210
220	7,63	7,68	7,74	7,81	7,88	7,97	8,03	8,08	8,13	8,19	220
230	8,26	8,33	8,40	8,46	8,52	8,59	8,65	8,72	8,79	8,85	230
240	8,93	8,99	9,06	9,13	9,20	9,27	9,34	9,41	9,48	9,55	240
250	9,62										250

8 CNR-UNI 10011

Prospetto 7-IVc — Coefficienti ω per acciaio Fe 510 (curva c)

5355

λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	λ
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0
10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	10
20	1,03	1,04	1,05	1,05	1,06	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10	20
30	1,11	1,12	1,13	1,13	1,14	1,15	1,16	1,18	1,19	1,20	30
40	1,21	1,22	1,23	1,24	1,26	1,27	1,28	1,30	1,31	1,33	40
50	1,34	1,36	1,37	1,39	1,41	1,42	1,44	1,46	1,48	1,50	50
60	1,51	1,53	1,55	1,57	1,59	1,62	1,64	1,66	1,68	1,70	60
70	1,72	1,75	1,77	1,79	1,82	1,84	1,87	1,89	1,92	1,94	70
80	1,97	1,99	2,02	2,05	2,07	2,10	2,13	2,16	2,19	2,22	80
90	2,25	2,28	2,31	2,34	2,38	2,41	2,44	2,47	2,51	2,54	90
100	2,58	2,61	2,65	2,68	2,72	2,76	2,79	2,83	2,87	2,91	100
110	2,95	2,98	3,02	3,06	3,10	3,14	3,18	3,22	3,27	3,31	110
120	3,35	3,40	3,44	3,49	3,53	3,58	3,63	3,68	3,72	3,77	120
130	3,82	3,87	3,92	3,97	4,02	4,07	4,12	4,17	4,22	4,27	130
140	4,32	4,38	4,43	4,48	4,53	4,58	4,64	4,69	4,74	4,79	140
150	4,85	4,90	4,95	5,01	5,06	5,12	5,17	5,23	5,29	5,35	150
160	5,40	5,45	5,51	5,58	5,64	5,71	5,77	5,83	5,89	5,96	160
170	6,02	6,08	6,14	6,21	6,27	6,34	6,41	6,47	6,54	6,61	170
180	6,67	6,74	6,81	6,88	6,94	7,01	7,08	7,15	7,21	7,28	180
190	7,34	7,41	7,48	7,55	7,63	7,69	7,76	7,83	7,93	8,01	190
200	8,07	8,13	8,20	8,27	8,35	8,43	8,50	8,57	8,64	8,72	200
210	8,80	8,87	8,95	9,03	9,11	9,19	9,27	9,35	9,43	9,50	210
220	9,58	9,67	9,75	9,83	9,92	10,00	10,09	10,17	10,27	10,36	220
230	10,45	10,54	10,63	10,73	10,83	10,92	11,02	11,11	11,20	11,30	230
240	11,40	11,49	11,58	11,69	11,78	11,88	11,99	12,09	12,20	12,30	240
250	12,40										250

249

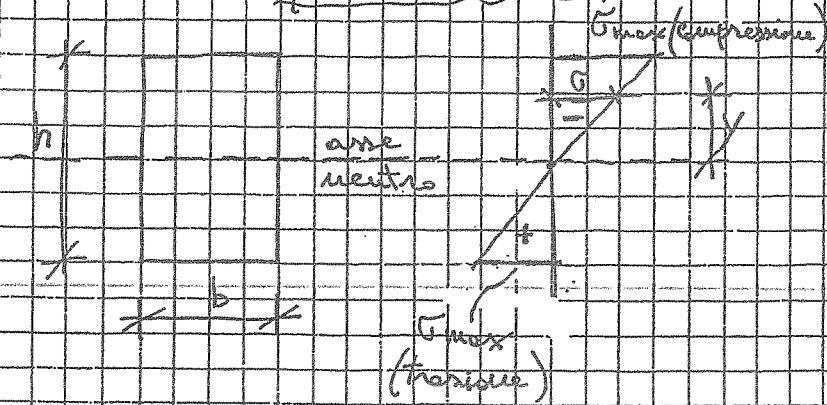
3) PROGETTO E VERIFICA A MOMENTO FLETTENTE (M)

Considerato un elemento strutturale sollecitato a moment
flettente "M", è possibile determinare lo stato
tensionale corrispondente ricorrendo alla formula di
NAVIER

$$\sigma = \frac{M}{J} y$$

J = momento di inerzia
della sezione

y = distanza della
generica fibra
dall'asse neutro



Per sezione rettangolare

$$J = \frac{1}{12} b h^3$$

$$\sigma_{max} = \frac{M}{J} y_{max}$$

$$W = \frac{J}{y_{max}} = \text{modulo di resistenza}$$

$$\sigma_{max} = \frac{M}{W}$$

Progetto $W_{min} = \frac{M}{\sigma_{amm}}$

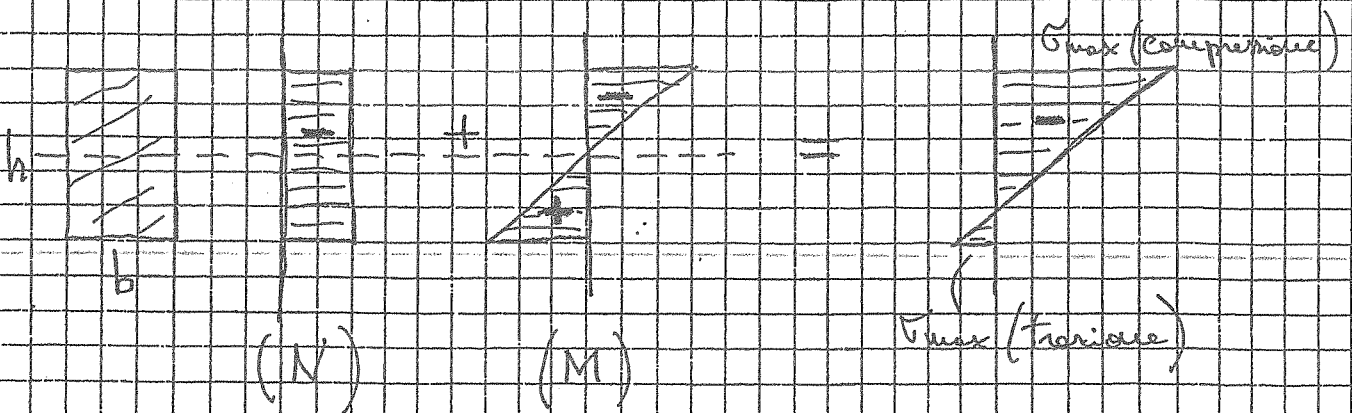
Si esisterà una sezione con $W > W_{min}$

Verifica $\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{amm}$

A) VERIFICA A PRESSO FLESSIONE (N e M)

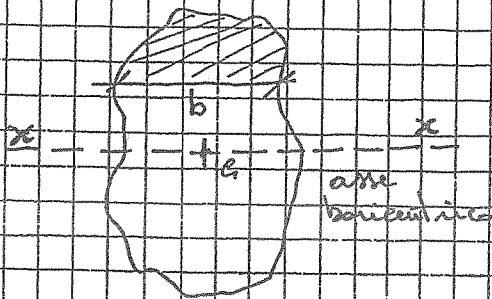
In presenza di elementi strutturali soggetti contemporaneamente a sforzo normale "N" e momento flettente "M" la verifica va effettuata combinando gli stati tensionali:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$



5) VERIFICA A TAGLIO (T)

Da presenza di elementi strutturali soggetti ~~soggetti~~ alla sollecitazione di taglio "T" è possibile determinare lo stato tensionale corrispondente applicando la seguente formula:



$$\tau = \frac{T S_x}{J_x b}$$

τ = tensione tangenziale a livello della generica corda di lunghezza "b"

S_x = momento statico dell'area al di sopra della corda "b" rispetto all'asse baricentrico $x-x$

J_x = momento d'inerzia dell'intera sezione rispetto all'asse $x-x$

- Per sezioni rettangolari di area "A" risulta:

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \frac{T}{A}$$

- Per profilati in acciaio risulta:

$$\tau_{max} = \frac{T}{A_a}$$

A_a = area anima profilato

Per la verifica deve risultare:

$$\tau_{max} \leq \tau_{amm}$$

6) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN LEGNO

Parametri che caratterizzano la tipologia del legno :

- peso specifico $\gamma = 600 \text{ daN/m}^3$
- modulo di elasticità $E = 77000 \text{ daN/cm}^2$
- tensione ammissibile a trazione $\sigma_{amm} = 70 \text{ daN/cm}^2$ (7 N/mm^2)
- " " " compressione $\sigma_{amm} = 50$ " (5 N/mm^2)
- " " " taglio $\tau_{amm} = 8$ " ($0,8$ ")

COMPRESSIONE

$$N = 3000 \text{ daN} \quad (\text{sollecitazione di compressione})$$

$$l = 3,00 \text{ mt} \quad (\text{lunghezza asta})$$

Progetto :

$$A_{\min} = \frac{N}{\sigma_{amm}} = \frac{3000}{50} = 60 \text{ cm}^2$$

Adottiamo un'asta di dimensioni in sezione 10x10 cm

Verifica :

La verifica verrà effettuata tenendo conto del carico di punta

$$\lambda = \frac{\beta l}{i_{\min}} \quad (\text{snellezza})$$

$$\text{Sezione } 10 \times 10 \quad A = 100 \text{ cm}^2 \quad J = \frac{1}{12} b h^3 = \frac{1}{12} 10 \times 10^3 = 833 \text{ cm}^4$$

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{J_{\min}}{A}} = \sqrt{\frac{833}{100}} = 2,88 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1 \times 300}{2,88} = 105 \Rightarrow w = 3,31 \quad (\text{vedi pag. 4})$$

$$\sigma = \frac{w N}{A} = \frac{3,31 \times 3000}{100} = 99 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{amm}$$

È necessario incrementare le dimensioni della sezione per tener conto dei fenomeni di instabilità dovuti alla snellezza λ dell'asta

Adottiamo una sezione dell'arte pari a $15 \times 15 \text{ cm}$

Sezione 15×15 $A = 225 \text{ cm}^2$ $J = 421.8 \text{ cm}^4$

$$i_{\text{min}} = \sqrt{\frac{421.8}{225}} = 4.33 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{1 \times 300}{4.33} = 69 \Rightarrow w = 1.85$$

$$\sigma = \frac{w N}{A} = \frac{1.85 \times 3000}{225} = 2.5 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 50 \text{ daN/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

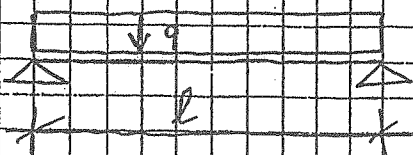
FLESSIONE (Sezione rettangolare di dimensioni $b \times h$)

Restano esaminati due casi:

- È nota la dimensione "b", si deve determinare la dimensione "h"
- Sono incognite entrambe le dimensioni

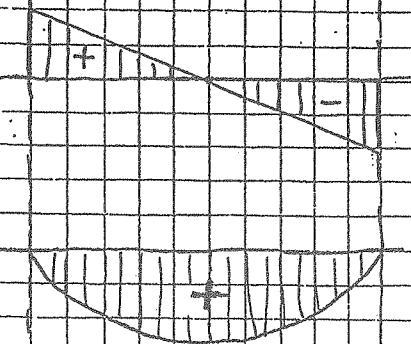
CASO (a)

Progettare un elemento strutturale in legno di larghezza $b = 25 \text{ cm}$ con schema statico di trave appoggiata su luce di $2,00 \text{ mt}$ e soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a 250 daN/m



$$q = 250 \text{ daN/m} \quad (2,5 \text{ daN/cm})$$

$$l = 2,00 \text{ m}$$



$$T_{\text{max}} = \frac{ql}{2} = 250 \text{ daN}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} ql^2 = 125 \text{ daNm}$$

(12500 daNcm)

25/4

Progetto:

$$W_{min} = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{12500}{70} = 179 \text{ cm}^3$$

Per le sezioni rettangolari risulta:

$$W = \frac{bh^2}{6}$$

$$J = \frac{1}{12} bh^3$$

(modulo di resistenza)

(momento di inerzia)

$$h_{min} = \sqrt[3]{\frac{6 W_{min}}{b}} = \sqrt[3]{\frac{6 \times 179}{25}} = 6,6 \text{ cm}$$

Adottiamo un valore di $h = 8 \text{ cm}$

Sezione 25×8 :

$$A = 25 \times 8 = 200 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{25 \times 8^2}{6} = 266 \text{ cm}^3$$

$$J = \frac{1}{12} 25 \times 8^3 = 1066 \text{ cm}^4$$

Verifiche:

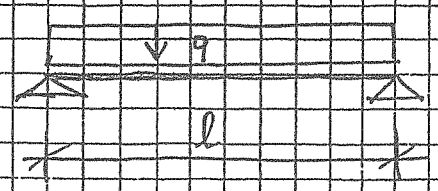
- Flessionale $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{12500}{266} = 47 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = 70 \text{ daN/cm}^2$

- A Taglio $\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{A} = \frac{3}{2} \frac{250}{200} = 1,8 \text{ daN/cm}^2 < 8 \text{ daN/cm}^2$

- Deformabilita' $f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EJ} < \frac{l}{200}$

$$f = \frac{5}{384} \frac{2,5 \times 200^4}{77000 \times 1066} = 0,63 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 1 \text{ cm}$$

caso (b)



$q = 700 \text{ daN/cm} \quad (7 \text{ daN/cm})$
 $l = 6,00 \text{ mt}$

$T_{max} = 2100 \text{ daN}$
 $M_{max} = 3150 \text{ daNm}$

Progetto:

$W_{min} = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{315000}{70} = 4500 \text{ cm}^3$

poniamo $b = 0,7 h$

$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{0,7h \cdot h^2}{6} = \frac{0,7h^3}{6} \implies h_{min} = \sqrt[3]{\frac{6 W_{min}}{0,7}} = 34 \text{ cm}$

$b = 0,7 h_{min} = 24 \text{ cm}$

Adottiamo una sezione 25×40

$A = 25 \times 40 = 1000 \text{ cm}^2$ $W = \frac{25 \times 40^3}{6} = 6666 \text{ cm}^3$ $J = \frac{1}{12} 25 \times 40^3 = 13333 \text{ cm}^4$

Verifiche:

σ - Flessionale $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{315000}{6666} = 47 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = 70 \text{ daN/cm}^2$

τ - A Tegelto $\tau = \frac{3}{2} \frac{T}{A} = \frac{3}{2} \frac{2100}{1000} = 3,2 \text{ daN/cm}^2 < \tau_{amm} = 8 \text{ daN/cm}^2$

- Diffeformabilita' $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J} < \frac{l}{400}$

$f = \frac{5}{384} \frac{7 \times 600^4}{77000 \times 13333} = 1,15 \text{ cm} < \frac{l}{400} = 1,5 \text{ cm}$

F) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN ACCIAIO

Parametri che caratterizzano l'acciaio:

- QUALITA' { Fe 360
- { Fe 430
- { Fe 510

- peso specifico $\gamma = 7850 \text{ daN/m}^3$

- modulo di elasticita' $E = 2100000 \text{ daN/cm}^2$

- tensione ammissibile a trazione e compressione { Fe 360 $\sigma_{amm} = 1600 \text{ daN/cm}^2$
- { Fe 430 " = 1900 "
- { Fe 510 " = 2400 "

COMPRESSIONE

$N = 25000 \text{ daN}$ (sollecitazioni di compressione)

$l = 400 \text{ cm}$ (lunghezza asta)

Progetto:

Supponiamo di utilizzare un acciaio del tipo Fe 360

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_{amm}} = \frac{25000}{1600} = 15,6 \text{ cm}^2$$

Se non si dovesse tener conto dei fenomeni di instabilita' sarebbe sufficiente un profilo HEA 100 che sviluppa un'area $A = 21,2 \text{ cm}^2 > A_{min}$

HEA 100 $A = 21,2 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 2,51 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1 \times 400}{2,51} = 159 \implies w = 3,81 \text{ (vedi pag. 5)}$$

$$\sigma = \frac{w N}{A} = \frac{3,81 \times 25000}{21,2} = 4492 \text{ daN/cm}^2 > \sigma_{amm}$$

È evidente che dobbiamo scegliere un profilato più robusto procedendo per tentativi, incrementando il carico N in maniera più opportuna, ad esempio adottando in prima battuta un coeff. "w" pari a quello ricavato per il profilo HEA 100

$$A_{\min} = \frac{w N}{\sigma_{amm}} = \frac{3,81 \times 25000}{1600} = 59,5 \text{ cm}^2$$

Adottiamo un profilo HEB 180

$A = 65,3 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 4,57 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1 \times 400}{4,57} = 88 \implies w = 1,77$$

$$\sigma = \frac{w N}{A} = \frac{1,77 \times 25000}{65,3} = 677 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm}$$

Adottiamo un profilo HEB 160

$A = 54,3 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 4,05 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1 \times 400}{4,05} = 99 \implies w = 1,99$$

$$\sigma = \frac{w N}{A} = \frac{1,99 \times 25000}{54,3} = 916 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm}$$

Adottiamo un profilo HEB 140

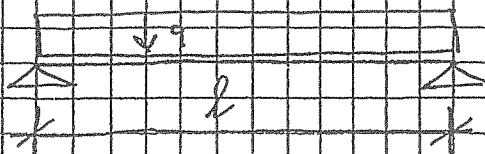
$A = 43,0 \text{ cm}^2$ $i_{\min} = 3,58 \text{ cm}$

$$\lambda = \frac{1 \times 400}{3,58} = 112 \implies w = 2,29$$

$$\sigma = \frac{2,29 \times 25000}{43,0} = 1331 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm}$$

FLESSIONE

Supponiamo di voler progettare una trave in acciaio con schema statico di trave appoggiata su luce di 6,00 mt e soggetta ad un carico uniformemente distribuito pari a $q = 12000 \text{ daN/m}$.



$q = 12000 \text{ daN/m}$ (12 daN/cm)
 $l = 6,00 \text{ mt}$

$M_{max} = \frac{1}{8} q l^2 = 54000 \text{ daNm}$ $T = \frac{q l}{2} = 3600 \text{ daN}$

Progetto: (utilizziamo acciaio del tipo Fe 430)

$W_{min} = \frac{M}{\sigma_{amm}} = \frac{540000}{1900} = 284 \text{ cm}^3$

Adottiamo un profilo IPE 240

$A = 39,1 \text{ cm}^2$ $W_x = 324 \text{ cm}^3$ $J_x = 3892 \text{ cm}^4$

Verifiche:

- Flessionale $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{540000}{324} = 1667 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm}$

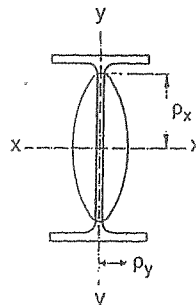
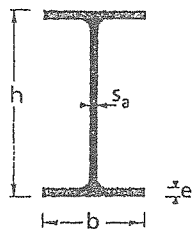
- Deformabilità $f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E I} < \frac{l}{200}$
 $f = \frac{5}{384} \frac{12 \times 600^4}{2100000 \times 3892} = 2,48 \text{ cm} < \frac{l}{200} = 3 \text{ cm}$

- A Taglio Si determina innanzitutto $\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{3600}{0,62 \times 24} = 24,1$

$\sigma_{id} = \sqrt{3 \tau^2} < \sigma_{amm}$

$\sigma_{id} = \sqrt{3 \times 24,1^2} = 41,8 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{amm} = 1900$

TABELLA ACC. 3
PROFILI IPE Secondo UNI 5398-78



ACCIAIO

Designazione profilo	Dimensioni				sezione cm ²	Peso kg/m	Valori statici relativi agli assi x ₀ -y ₀					
	h mm	b mm	s _a mm	e mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	p _x cm	p _y cm
IPE 80	80	46	3,8*	5,2	7,64	6,0	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05
IPE 100	100	55	4,1	5,7	10,30	8,1	171,0	15,90	34,2	5,79	4,07	1,24
IPE 120	120	64	4,4	6,3	13,20	10,4	318,0	27,70	53,0	8,65	4,90	1,45
IPE 140	140	73	4,7	6,9	16,40	12,9	541,0	44,90	77,3	12,30	5,74	1,65
IPE 160	160	82	5,0	7,4	20,10	15,8	869,0	68,30	109,0	16,70	6,58	1,84
IPE 180	180	91	5,3	8,0	23,90	18,8	1317,0	101,00	146,0	22,20	7,42	2,05
IPE 200	200	100	5,6	8,5	28,50	22,4	1943,0	142,00	194,0	28,50	8,26	2,24
IPE 220	220	110	5,9	9,2	33,40	26,2	2772,0	205,00	252,0	37,30	9,11	2,48
IPE 240	240	120	6,2	9,8	39,10	30,7	3892,0	284,00	324,0	47,30	9,97	2,69
IPE 270	270	135	6,6	10,2	45,90	36,1	5790,0	420,00	429,0	62,20	11,20	3,02
IPE 300	300	150	7,1	10,7	53,80	42,2	8356,0	604,00	557,0	80,50	12,50	3,35
IPE 330	330	160	7,5	11,5	62,60	49,1	11770,0	788,00	713,0	98,50	13,70	3,55
IPE 360	360	170	8,0	12,7	72,70	57,1	16270,0	1043,00	904,0	123,00	15,00	3,79
IPE 400	400	180	8,6	13,5	84,50	66,3	23130,0	1318,00	1160,0	146,00	16,50	3,95
IPE 450	450	190	9,4	14,6	98,80	77,6	33740,0	1676,00	1500,0	176,00	18,50	4,12
IPE 500	500	200	10,2	16,0	116,00	90,7	48200,0	2142,00	1930,0	214,00	20,40	4,31
IPE 550	550	210	11,1	17,2	134,00	106,0	67120,0	2668,00	2440,0	254,00	22,30	4,45
IPE 600	600	220	12,0	19,0	156,00	122,0	92080,0	3387,00	3070,0	308,00	24,30	4,66

* S_a < 4 mm; valgono le norme CNR-UNI 10022/74 (formati a freddo).

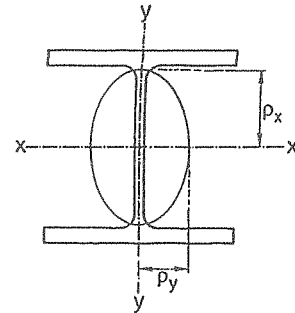
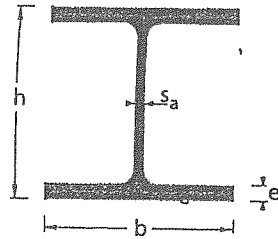
TENSIONI AMMISSIBILI :

Fe 360 σ_{amm} = 1600 da N/cm² (160 N/mm²)
 Fe 430 " = 1900 " (190 ")
 Fe 510 " = 2400 " (240 ")

260

ACCIAIO

TABELLA ACC. 4
PROFILI HE Secondo UNI 5397-78



Designazione profilo	Dimensioni				Sezione cm ²	Peso kg/m	Valori standard relativi agli assi x e y					
	h mm	b mm	s _a mm	e mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	P _x cm	P _y cm
HE 100 A	96	100	5,0	8,0	21,2	16,7	349	134	73	27	4,06	2,51
B	100	100	6,0	10,0	26,0	20,4	450	167	90	33	4,16	2,53
M	120	106	12,0	20,0	53,2	41,8	1143	399	190	75	4,63	2,74
HE 120 A	114	120	5,0	8,0	25,3	19,9	606	231	106	38	4,89	3,02
B	120	120	6,5	11,0	34,0	26,7	864	318	144	53	5,04	3,06
M	140	126	12,5	21,0	66,4	52,1	2018	703	288	112	5,51	3,25
HE 140 A	133	140	5,5	8,5	31,4	24,7	1033	389	155	56	5,73	3,52
B	140	140	7,0	12,0	43,0	33,7	1509	550	216	79	5,93	3,58
M	160	146	13,0	22,0	80,6	63,2	3291	1144	411	157	6,39	3,77
HE 160 A	152	160	6,0	9,0	38,8	30,4	1673	616	220	77	6,57	3,98
B	160	160	8,0	13,0	54,3	42,6	2492	889	311	111	6,78	4,05
M	180	166	14,0	23,0	97,1	76,2	5098	1759	566	212	7,25	4,26
HE 180 A	171	180	6,0	9,5	45,3	35,5	2510	925	294	103	7,45	4,52
B	180	180	8,5	14,0	65,3	51,2	3831	1363	426	151	7,66	4,57
M	200	186	14,5	24,0	113,0	88,9	7483	2580	748	277	8,13	4,77
HE 200 A	190	200	6,5	10,0	53,8	42,3	3692	1336	389	134	8,28	4,98
B	200	200	9,0	15,0	78,1	61,3	5696	2003	570	200	8,54	5,07
M	220	206	15,0	25,0	131,0	103,0	10642	3651	967	354	9,00	5,27
HE 220 A	210	220	7,0	11,0	64,3	50,5	5410	1955	515	178	9,17	5,51
B	220	220	9,5	16,0	91,0	71,5	8091	2843	736	258	9,43	5,59
M	240	226	15,5	26,0	149,0	117,0	14605	5012	1220	444	9,89	5,79
HE 240 A	230	240	7,5	12,0	76,8	60,3	7763	2769	675	231	10,10	6,00
B	240	240	10,0	17,0	106,0	83,2	11259	3923	938	327	10,30	6,08
M	270	248	18,0	32,0	200	157,0	24289	8153	1800	657	11,00	6,39
HE 260 A	250	260	7,5	12,5	86,8	68,2	10455	3668	836	282	11,00	6,50
B	260	260	10,0	17,5	118,0	93,0	14919	5135	1150	395	11,20	6,58
M	290	268	18,0	32,5	240	172,0	31307	10449	2160	780	11,90	6,90
HE 280 A	270	280	8,0	13,0	97,3	76,4	13673	4763	1010	340	11,90	7,00
B	280	280	10,5	18,0	131,0	103	19270	6595	1380	471	12,10	7,09
M	310	288	18,5	33,0	240	189,0	39547	13163	2550	914	12,80	7,40

4/B

Designazione profilo	Dimensioni				Sezione cm	Peso kg/m	Valori statici relativi agli assi x-y					
	h mm	b mm	s _a mm	e mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³	P _x cm	P _y cm
HE 300 A	290	300	8,5	14,0	112,0	88,3	18263	6310	1260	421	12,70	7,49
B	300	300	11,0	19,0	149,0	117,0	25166	8563	1680	571	13,00	7,58
M	340	310	21,0	39,0	303,0	238,0	59201	19403	3480	1250	14,00	8,00
HE 320 A	310	300	9,0	15,5	124,0	97,6	22928	6985	1480	466	13,60	7,49
B	320	300	11,5	20,5	161,0	127,0	30823	9239	1930	616	13,80	7,57
M	359	309	21,0	40,0	312,0	245,0	68135	19709	3800	1280	14,80	7,95
HE 340 A	330	300	9,5	16,5	133,0	105,0	27693	7436	1680	496	14,40	7,46
B	340	300	12,0	21,5	171,0	134,0	36656	9690	2160	646	14,60	7,53
M	377	309	21,0	40,0	316,0	248,0	76372	19711	4050	1280	15,60	7,90
HE 360 A	350	300	10,0	17,5	143,0	112,0	33090	7887	1890	526	15,20	7,43
B	360	300	12,5	22,5	181,0	142,0	43193	10141	2400	676	15,50	7,49
M	395	308	21,0	40,0	319,0	250,0	84867	19522	4300	1270	16,30	7,83
HE 400 A	390	300	11,0	19,0	159,0	125,0	45069	8564	2310	571	16,80	7,34
B	400	300	13,5	24,0	198,0	155,0	57680	10819	2880	721	17,10	7,40
M	432	307	21,0	40,0	326,0	256,0	104119	19335	4820	1260	17,90	7,70
HE 450 A	440	300	11,5	21,0	178,0	140,0	63722	9465	2900	631	18,90	7,29
B	450	300	14,0	26,0	218,0	171,0	79887	11721	3550	781	19,10	7,33
M	478	307	21,0	40,0	335,0	263,0	131484	19339	5500	1260	19,80	7,59
HE 500 A	490	300	12,0	23,0	197,0	155,0	86975	10367	3550	691	21,00	7,24
B	500	300	14,5	28,0	239,0	187,0	107176	12624	4290	842	21,20	7,27
M	524	306	21,0	40,0	344,0	270,0	161929	19155	6180	1250	21,70	7,46
HE 550 A	540	300	12,5	24,0	212,0	166,0	111932	10819	4150	721	23,00	7,15
B	550	300	15,0	29,0	254,0	199,0	136691	13077	4970	872	23,20	7,17
M	572	306	21,0	40,0	354,0	278,0	197984	19158	6920	1250	23,60	7,35
HE 600 A	590	300	13,0	25,0	226,0	178,0	141203	11271	4790	751	25,00	7,05
B	600	300	15,5	30,0	270,0	212,0	171041	13530	5700	902	25,20	7,08
M	620	305	21,0	40,0	364,0	285,0	237447	18975	7660	1240	25,60	7,22

ACCIAIO

N.B.: Per un dimensionamento flessionale rapido con controllo della deformabilità, si vedano nel seguito le Tab. ACC. 36 e ACC. 37.

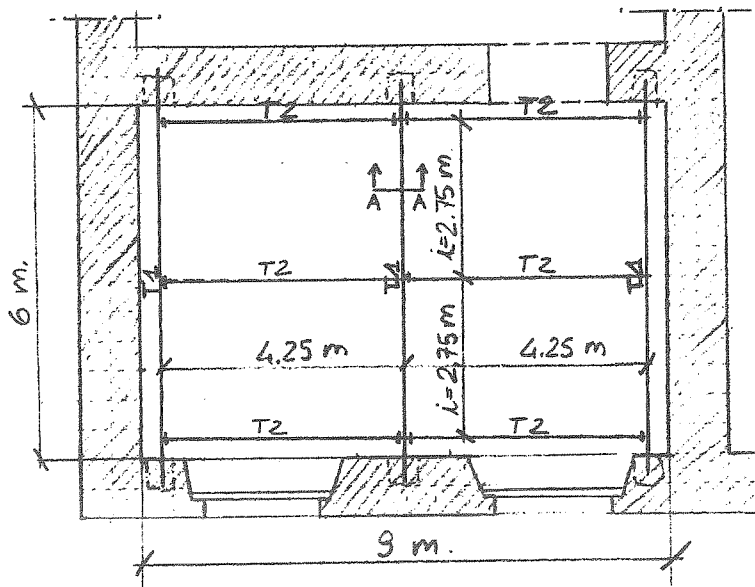
A = serie leggera
 B = serie normale
 M = serie rinforzata

N.B.: Lunghezza massima di fornitura m 21.

ESERCITAZIONE N° 2

PROGETTO E DIMENSIONAMENTO DI UN SOCCO IN ACCIAIO

1) DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DATI DIMENSIONALI



IN UN EDIFICIO STORICO IN MURATURA OCCORRE REALIZZARE UN SOCCO NELL'AMBIENTE RIPORTATO IN FIGURA.

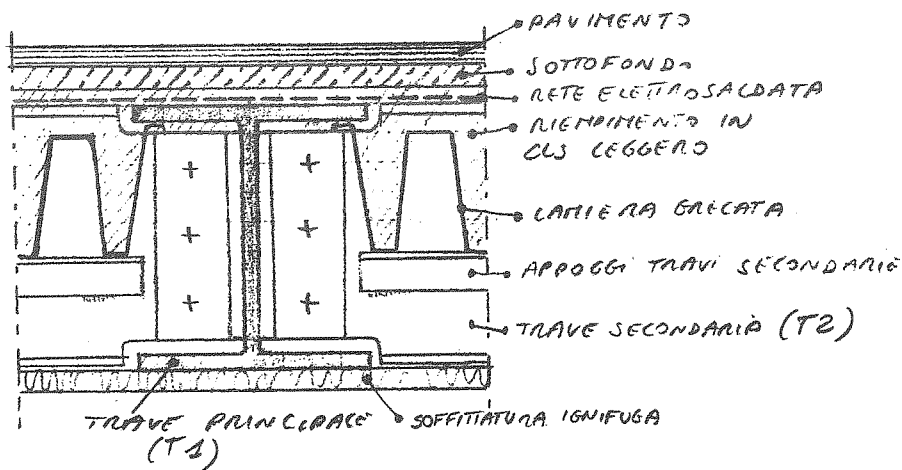
PROGETTARE E DIMENSIONARE IL SOCCO.

T1: TRAVI PRINCIPALI

T2: TRAVI SECONDARIE

→ CIVILE ABITAZIONE

SEZIONE A-A



2) ANALISI DEI CARICHI

SUL SOCCO AGISCONO DUE TIPI DI CARICHI:

a) CARICHI PERMANENTI (PESI PROPRI) G_k

b) CARICHI VARIABILI → SOVRACCARICHI CIVILE ABIT. Q_k

2) CARICHI PERMANENTI

-	PESO	PROPRIO	PAVIMENTO	0,4 kN/m ²
-	"	"	SOTTOFONDO	0,4 kN/m ²
-	"	"	LAMIERA GRECATA + RETE:	0,3 kN/m ²
-	"	"	RIEMPIMENTO CLS LEGGERO	0,8 kN/m ²
-	"	"	SOFFITTATURA IGNIFUGA	0,3 kN/m ²
-	"	"	IMPIANTI VARI	0,2 kN/m ²
-	"	"	PARETI INTERNE LEGGERE	0,6 kN/m ²

$G_k = 3 \text{ kN/m}^2$

b) CARICHI VARIABILI

SOVRACCARICHI SOCIAI CIVILE ABITAZIONE $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$

3) COMBINAZIONE CARICHI

A STATO LIMITE ULTIMO, LA COMBINAZIONE DI CARICO PIU' SFAVOREVOLE

$F_d = 1,4 G_k + 1,5 Q_k = 7,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

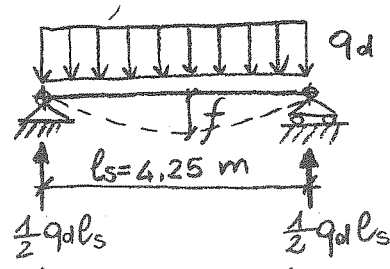
MENTRE A STATI LIMITE DI ESERCIZIO E' :

$F_d = G_k + Q_k = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

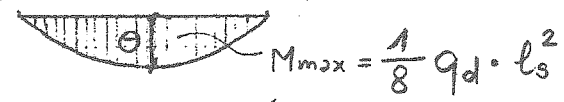
4) DIMENSIONAMENTO TRAVE SECONDARIA

LA TRAVE SECONDARIA E' CONNESSA ALLA PRINCIPALE COM UN VINCOLO A CERNIERA, PERTANTO PUO' ESSERE SCHEMATIZZATA COME:

$f = \frac{5}{384} \frac{q_d l_s^4}{EJ}$



(M)



(T)



$$\left\{ \begin{array}{l} \text{SLU: } q_d = 7,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,75 \text{ m} = 19,8 \frac{\text{k}}{\text{v}} \\ \text{SLE: } q_d = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,75 \text{ m} = 13,75 \frac{\text{k}}{\text{v}} \end{array} \right.$$

*SLU.: STATO LIMITE ULT
SLE.: STATO LIMITE ESE

POSSO INIZIARE A FARE UN PREDIMENSIONAMENTO CONSIDERANDO SOLO IL MOMENTO FLETTEENTE, A STATO LIMITE ULTIMO. POICHÉ DEVE ESSERE SODDISFATTA LA DISUGUAGLIANZA:

$$\sigma_M = \frac{M_{max}}{W} \leq f_d$$

IMPONENDO L'UGUAGLIANZA DEI DUE TERMINI, POSSO DEFINIRE IL MODULO DI RESISTENZA W MINIMO NECESSARIO:

$$\sigma_M = \frac{M_{max}}{W} = f_d \rightarrow W_{nec} = \frac{M_{max}}{f_d}$$

CONSIDERANDO LO STATO LIMITE ULTIMO, IL MOMENTO MASSIMO È:

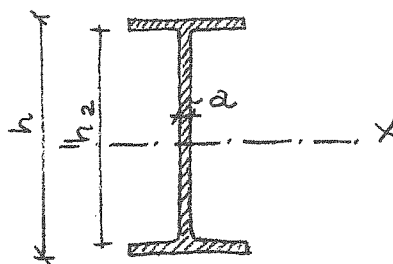
$$M_{max} = \frac{1}{8} q_d^{s.l.u.} l_s^2 = \frac{1}{8} \cdot 19,8 \frac{KN}{m} \cdot 4,25^2 m^2 = 44,7 KN \cdot m$$

SCEGLIENDO UN ACCIAIO TIPO Fe 360, HO $f_d = 235 \frac{N}{mm^2}$. PERTANTO:

$$W_{nec} = \frac{44,7 \cdot 10^6 N \cdot mm}{235 \frac{N}{mm^2}} \approx 190213 mm^3 \approx 190,2 cm^3$$

SCELGO UNA SEZIONE IPE 220, CHE HA LE SEGUENTI CARATTERISTICHE:

$$\begin{aligned} A &= 33,6 cm^2 \\ W_x &= 252 cm^3 \\ J_x &= 2772 cm^4 \\ a &= 5,9 mm \\ h &= 220 mm \\ h_2 &= 201,6 mm \end{aligned}$$



M.B.: POTEVO ANCHE SCEGLIERE UNA IPE 200, COM $W_x = 194 cm^3$, MA AVEVO TROPPO POCO MARGINE!

4a) VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

ORA POSSO VERIFICARE LA TRAVE A TAGLIO E MOMENTO OSSERVO CHE, DOVE IL MOMENTO È MASSIMO, IL TAGLIO È NULLO, MENTRE, DOVE IL TAGLIO È MASSIMO, IL

MOMENTO È NULLO. DOVREI VERIFICARE TUTTE LE SEZIONI INTERMEDIE, DOVE COESISTONO TAGLIO E MOMENTO, SEPPURE CON VALORI NON MASSIMI. PER SEMPLICITÀ, OPERANDO SEMPRE A FAVORE DI SICUREZZA, CALCOLO LA σ_{id} CONSIDERANDO CONTEMPORANEAMENTE TAGLIO E MOMENTO MASSIMO, ANCHE SE NON AGISCONO, IN REALTÀ, NELLA STESSA SEZIONE:

$$\sigma_M = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{44,7 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{252000 \text{ mm}^3} = 177,38 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{anima}} = \frac{42075 \text{ N}}{5,9 \text{ mm} \cdot 201,6 \text{ mm}} = 35,37 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} \approx 180,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_d \text{ VERIFICATO}$$

4b) VERIFICA A STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

DEVO VERIFICARE CHE LA FRECCIA f IN MEZZERIA (MASSIMA) ASSOCIATA AI SOLI SOVRACCARICHI, IN ESERCIZIO, NON SUPERI IL VALORE LIMITE:

$$f \leq \frac{1}{400} l_s$$

$$f \leq 0,010625 \text{ m} \approx 0,01 \text{ m}$$

SE CONSIDERO SOLO I SOVRACCARICHI, LA COMBINAZIONE DI CARICO IN STATO LIMITE DI ESERCIZIO MI DA:

$$F_d = \cancel{Q_k} + Q_k = Q_k = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_d^{sov} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 2,75 \text{ m} = 5,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{5500 \frac{\text{N}}{\text{m}} \cdot 4,25^4 \text{ m}^4}{206000 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 2772 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} \approx 0,004 \text{ m} < 0,01 \text{ m}$$

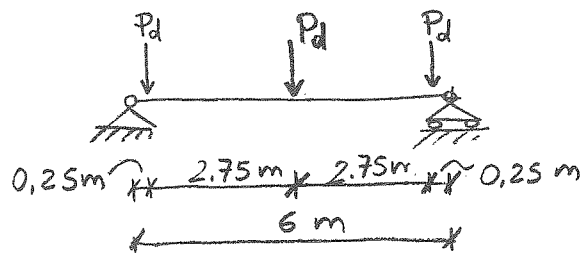
VERIFICATO

NOTA: NELLA VERIFICA A STATO LIMITE ULTIMO AUREI POTUTO CONSIDERARE ANCHE IL PESO PROPRIO DELLA TRAVE. DI CUI CONOSCO ORA LA SEZIONE. TALE PESO AVREBBE DOVUTO SOMMARSÌ AI CARICHI PERMANENTI: 266

PESO A METRO LINEARE DELLA TRAVE = $785 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0,00334 \text{ m}^2 = 0,26 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$
 SI VEDE CHE RISPETTO AGLI ALTRI CARICHI PERMANENTI, TALE
 CONTRIBUTO È TRASCURABILE.

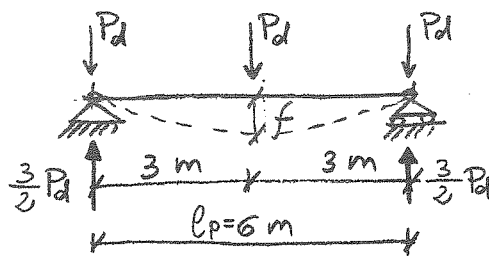
5) DIMENSIONAMENTO TRAVE PRINCIPALE

LE TRAVI PRINCIPALI SONO CARICATE PUNTUALMENTE DALLE
 TRAVI SECONDARIE CHE VI POGGIANO SOPRA. MEGLIO REACTA,
 IL DIAGRAMMA DI CARICO È IL SEGUENTE:



TUTTAVIA, POICHÈ LE DUE FORZE SIMMETRICHE VICINO AGLI
 APPOGGI SONO PRATICAMENTE AGENTI SUGLI APPOGGI
 STESSI, PER SEMPLICITÀ SCHEMATIZZO IL CARICO COME:

$$f = \frac{1}{48} \frac{P_d \cdot l_p^3}{EJ}$$



$$P_d = \frac{1}{2} q_d l_s \quad (\text{REAZIONE APPOGGIO TRAVE SECONDARIA})$$

$$\begin{cases} P_d^{S.L.U} = \frac{1}{2} \cdot 19,8 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot 4,25 \text{ m} = 42,075 \text{ KN} \\ P_d^{S.L.E} = \frac{1}{2} \cdot 13,75 \frac{\text{KN}}{\text{m}} \cdot 4,25 \text{ m} = 29,22 \text{ KN} \end{cases}$$

(M)



(T)



ANCHE IN QUESTO CASO, INIZIO COL PREDI DIMENSIONARE LA TRAVE
 A MOMENTO, A STATO LIMITE ULTIMO, IL MOMENTO MASSIMO IN
 METTERIA VALE:

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{4} P_d^{S.L.U} \cdot l_p = \frac{1}{4} 42,075 \text{ KN} \cdot 6 \text{ m} = 63,11 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

PERTANTO :

$$W_{nec} = \frac{M_{max}}{f_d} = \frac{63,11 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} \approx 268553 \text{ mm}^3 \approx 269 \text{ cm}^3$$

SCELGO UNA SEZIONE IPE 240, CHE HA LE SEGUENTI CARATTERISTICHE :

$$A = 39,1 \text{ cm}^2$$

$$W_x = 324 \text{ cm}^3$$

$$J_x = 3892 \text{ cm}^4$$

$$a = 6,2 \text{ mm}$$

$$h = 240 \text{ mm}$$

$$h_2 = 220,4 \text{ mm}$$

5a) VERIFICHE A STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

HO TAGLIO E MOMENTO MASSIMI NELLA SEZIONE DI MEZZERIA. PERTANTO :

$$\sigma_M = \frac{M_{max}}{W_x} = \frac{63,11 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}}{324000 \text{ mm}^2} = 194,78 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\tau = \frac{T_{max}}{A_{anima}} = \frac{21,0375 \cdot 10^3 \text{ N}}{6,2 \text{ mm} \cdot 220,4 \text{ mm}} = 15,39 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$\sigma_{td} = \sqrt{\sigma_M^2 + 3\tau^2} \approx 196,6 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} < f_d \quad \underline{\text{VERIFICATO}}$$

5b) VERIFICHE A STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

ANCHE IN QUESTO CASO, DEVO VERIFICARE CHE LA FRECCIA f IN MEZZERIA (MASSIMA) ASSOCIATA AI SOLI SOVRACCARICHI SIA MINORE DI

$$f \leq \frac{1}{400} l_p$$

$$f \leq 0,015 \text{ m}$$

IN QUESTO CASO IL CARICO P_d^{sov} AGENTE SULLA TRAVE PRINCIPALE PER EFFETTO DEI SOLI SOVRACCARICHI AGENTI SULLA SECONDARIA È :

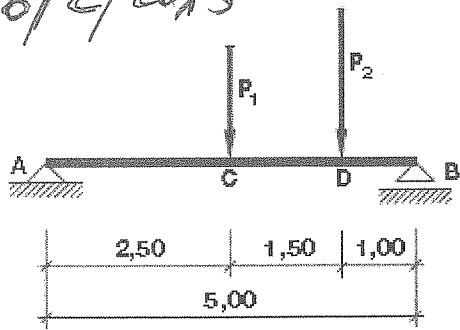
$$P_d^{sov} = \frac{1}{2} q_d^{sov} \cdot l_s = 11,6875 \text{ kN}$$

$$f = \frac{1}{48} \frac{P_d^{sov} \cdot l_p^3}{E J_x} = \frac{1}{48} \cdot \frac{11687,5 \text{ N} \cdot 6^3 \text{ m}^3}{206000 \cdot 10^6 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \cdot 3892 \cdot 10^{-8} \text{ m}^4} = 0,0065 \text{ m} < 0,015 \text{ m}$$

VERIFICATO

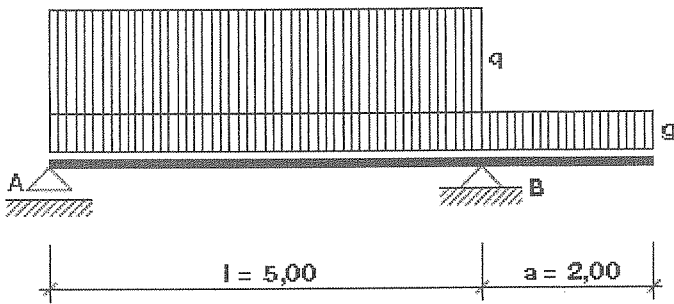
18/2/2015

COMPLETO COSTRUZIONE — 4° B
 $P_1 = 50\text{KN}$ $P_2 = 80\text{KN}$



S275 - DIAGRAMMI M-T
 σ ; τ ; $\sigma_{totale} - f_{max} = ?$

Scopri il tipo di trave
 in acciaio e acciaio-



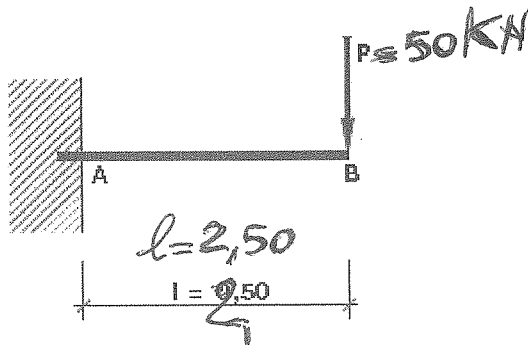
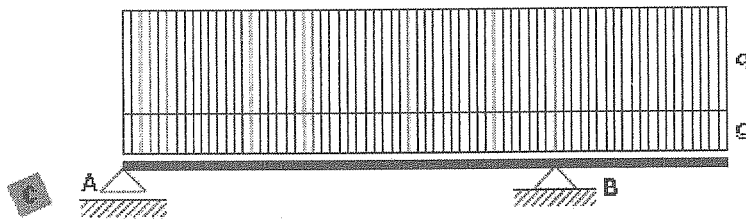
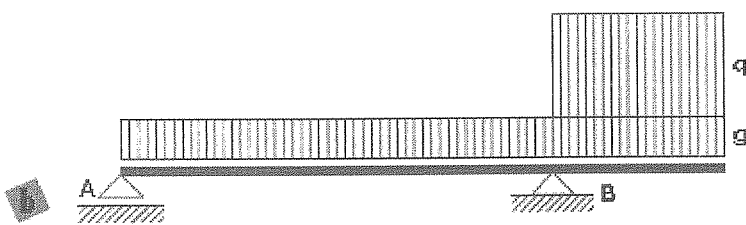
$q = 80\text{KN/m}$ $g = 30\text{KN/m}$

S275 -
 DIAGRAMMI M-T
 di tutte le situazioni
 in acciaio

(NO 3) —

$\sigma = ?$
 $\tau = ?$
 $\sigma_{tot} = ?$
 $f_{max} = ?$

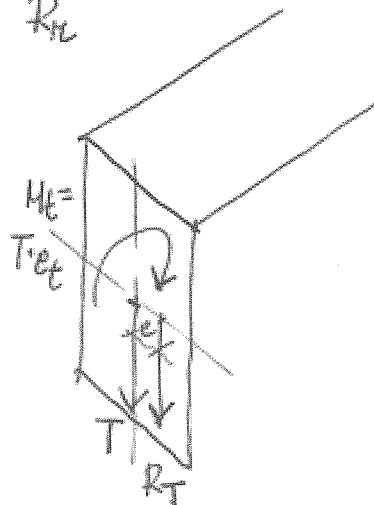
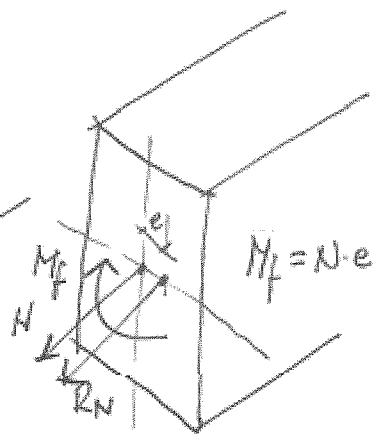
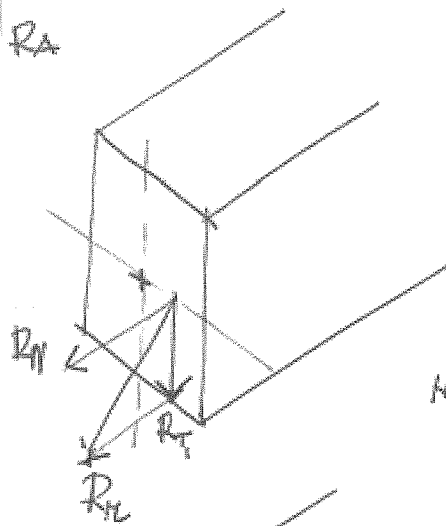
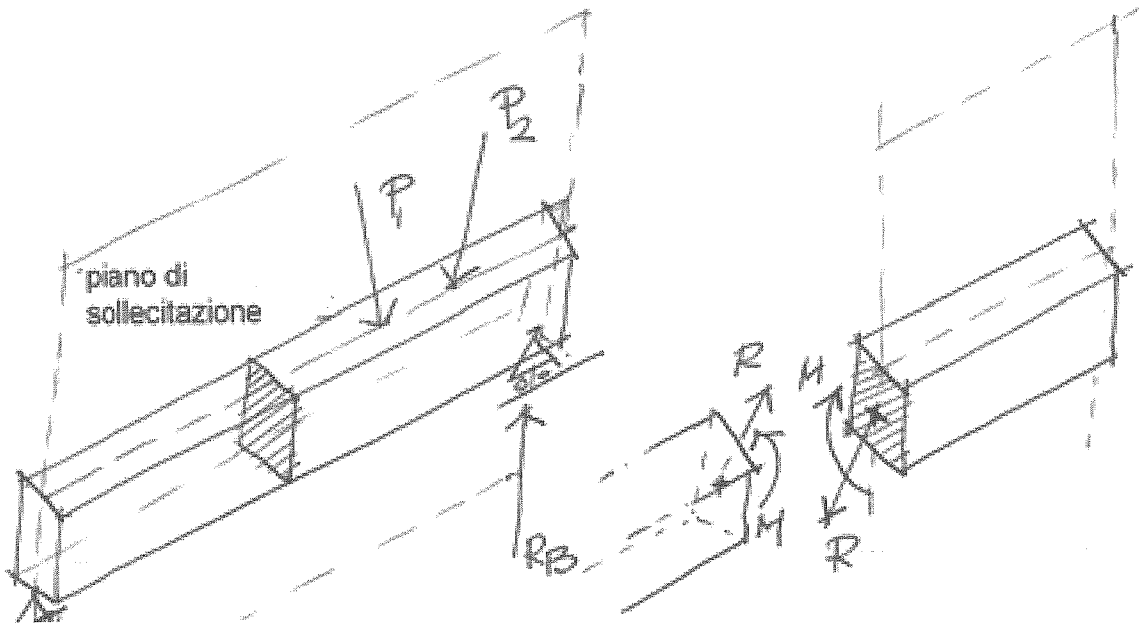
Scopri la trave
 in ferro-

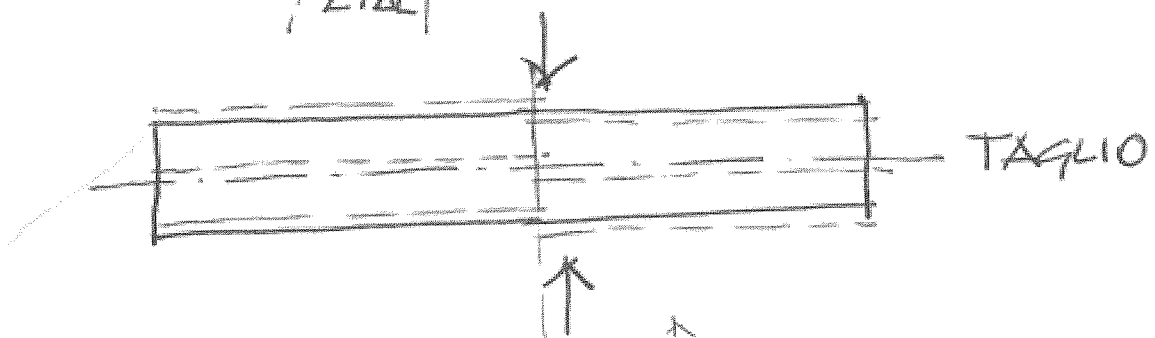
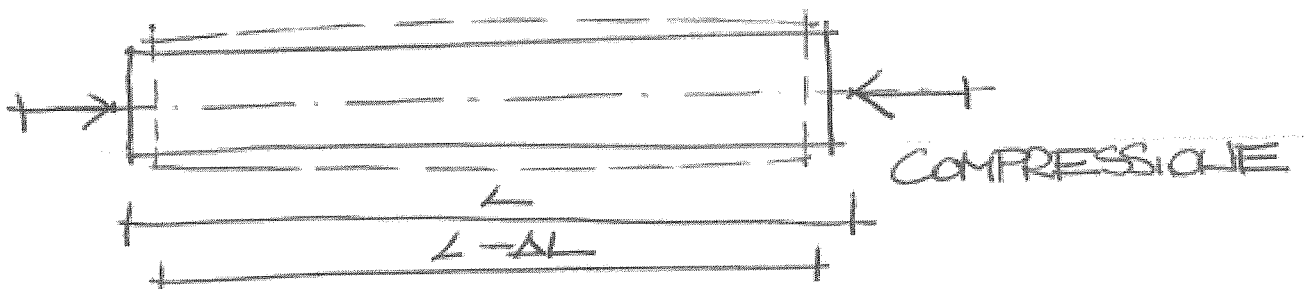
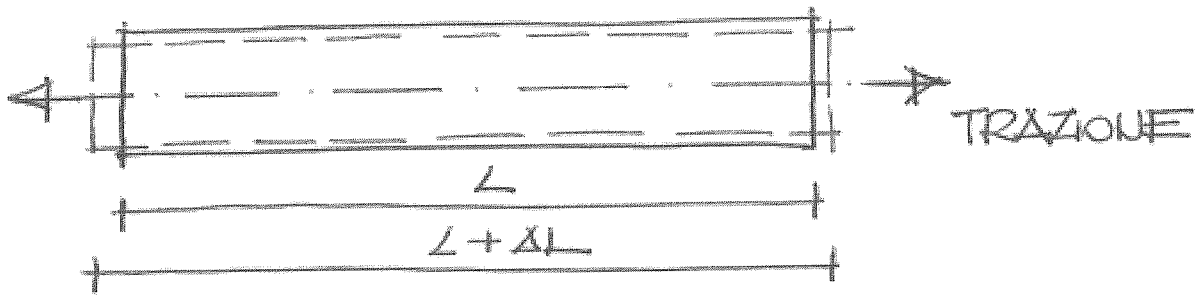


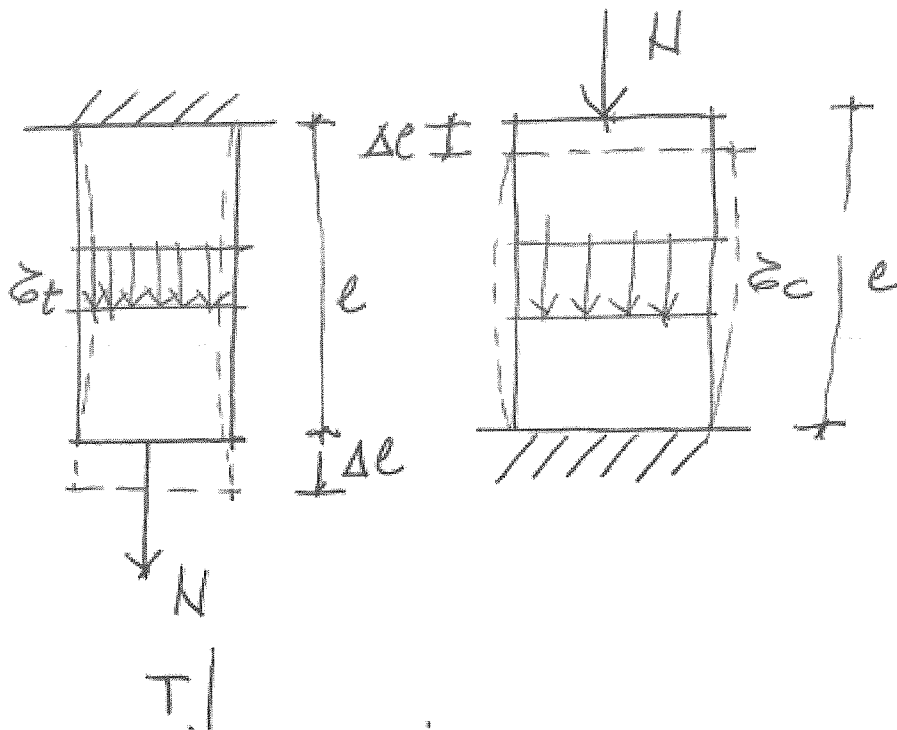
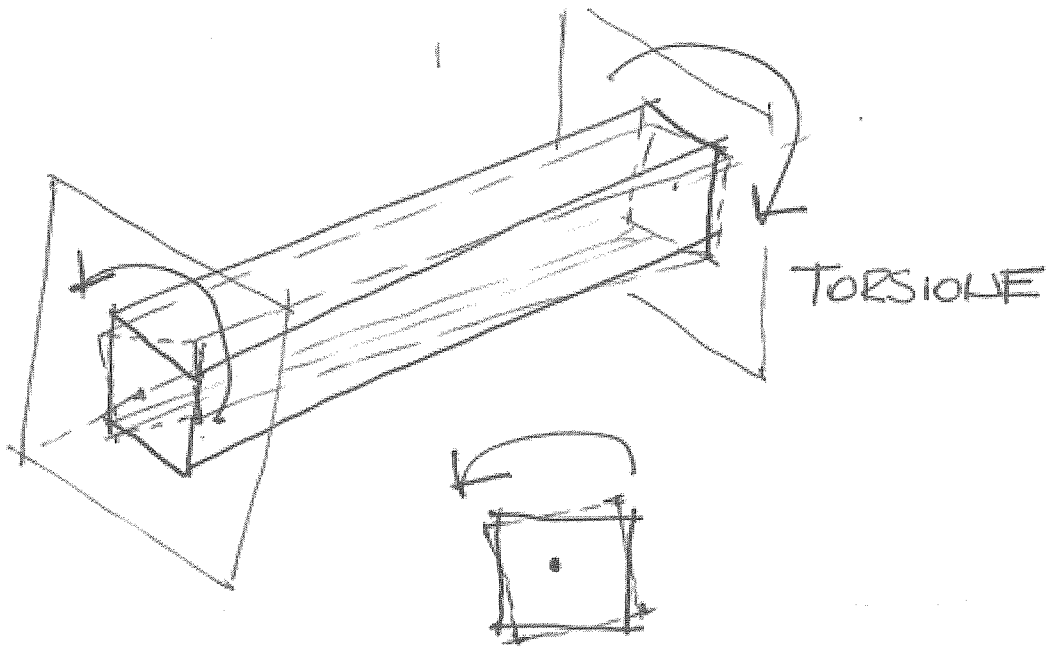
TRAVE LEGNO C40 MASSICE
 SEZIONE QUADRATA —
 DIAGRAMMI M-T —

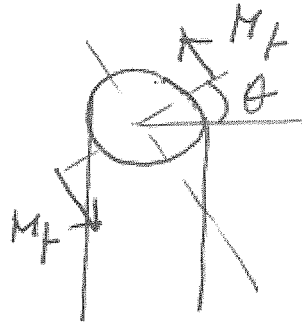
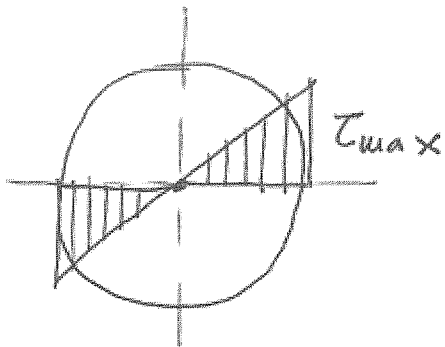
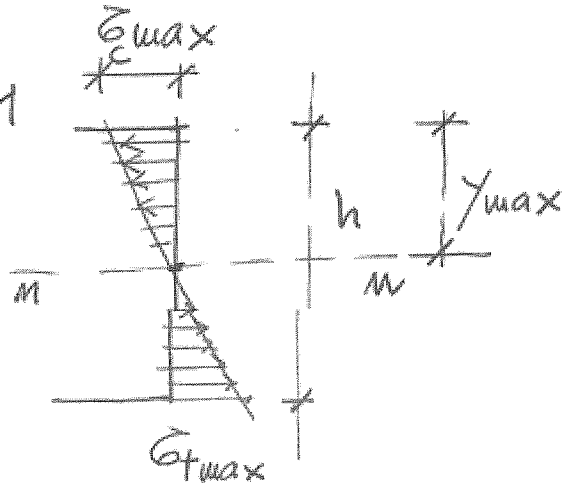
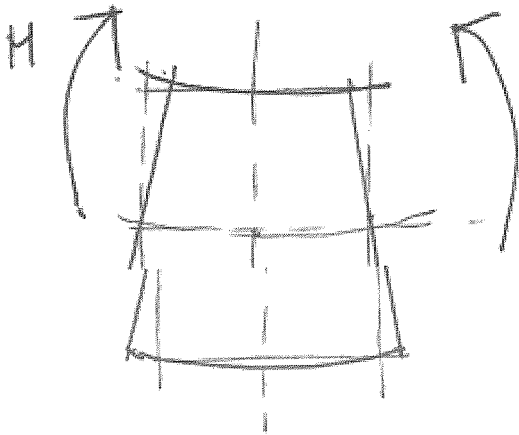
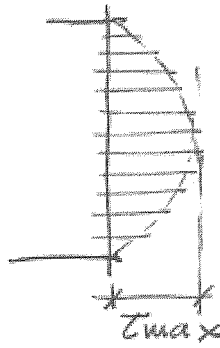
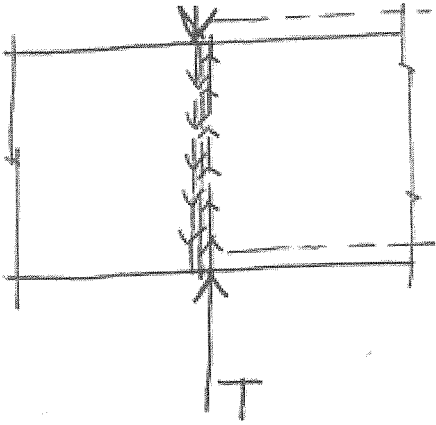
$\sigma = ?$
 $\tau = ?$
 $f_{max} = ?$

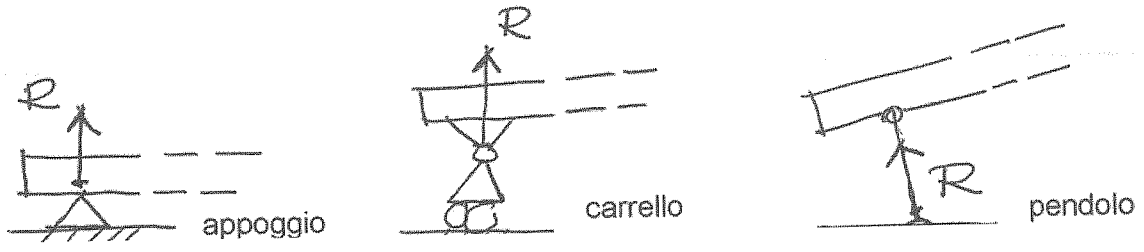
270



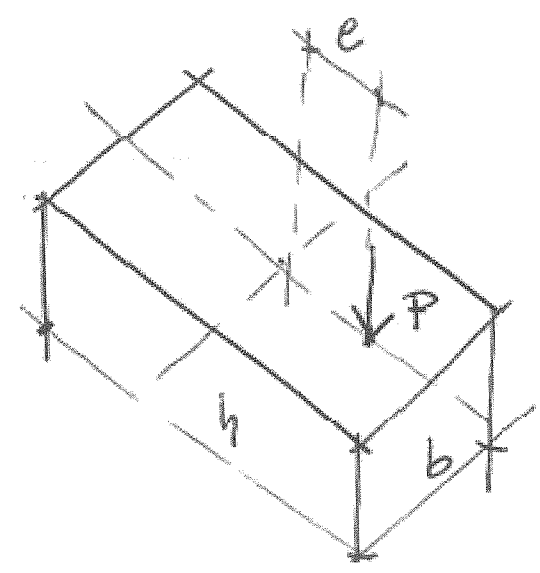
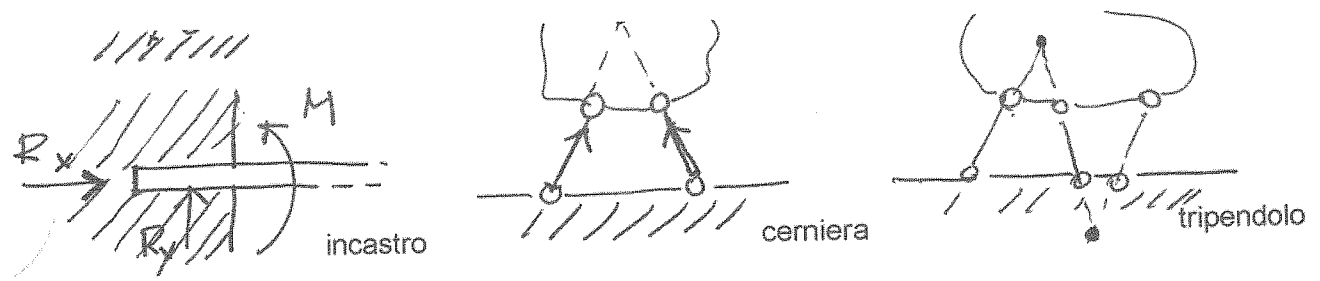
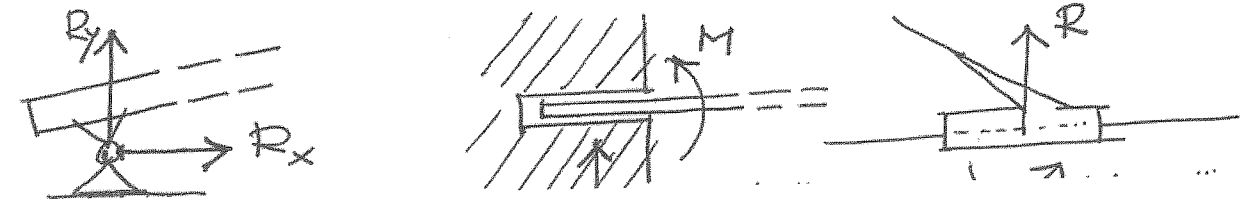


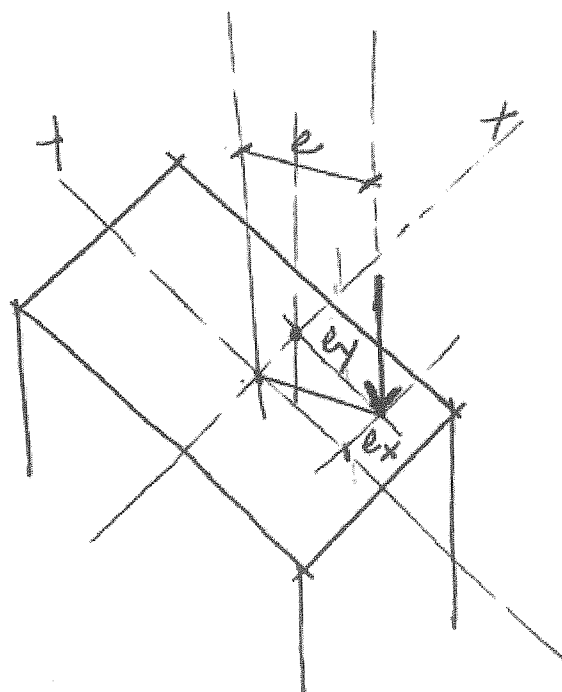
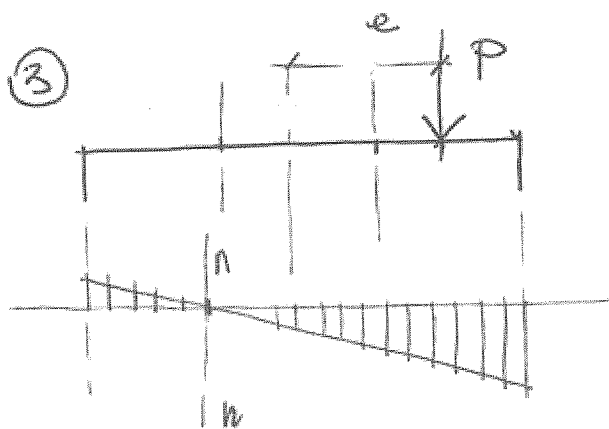
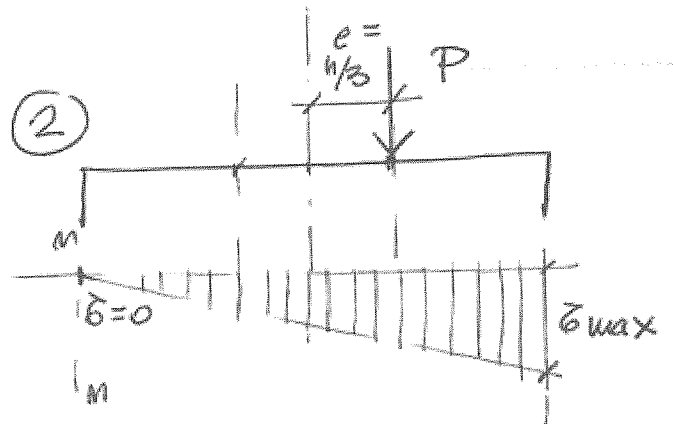
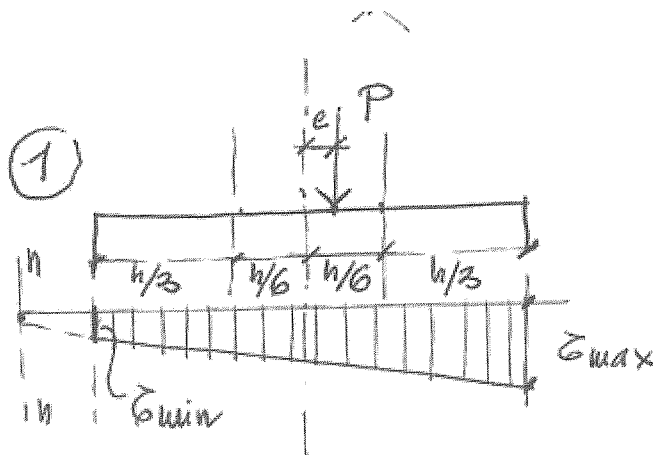




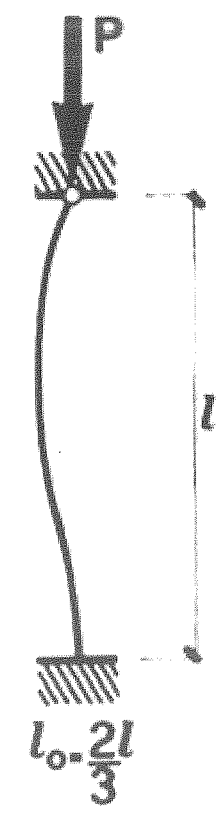
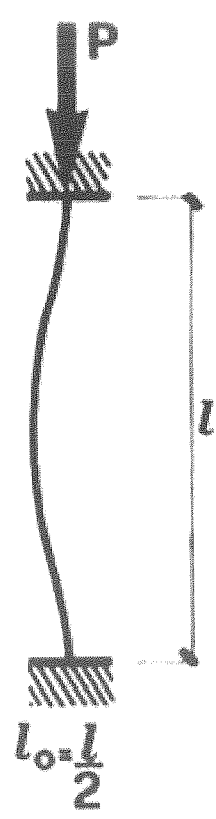
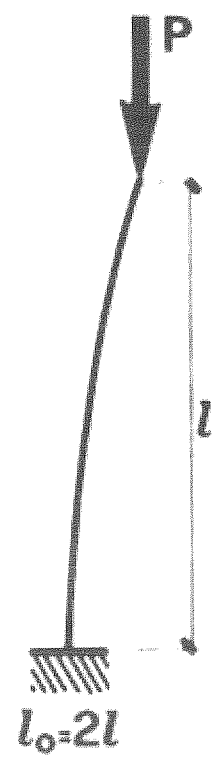
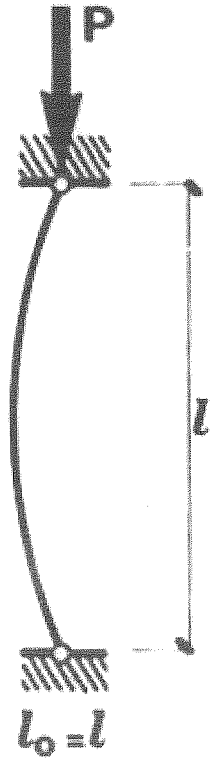


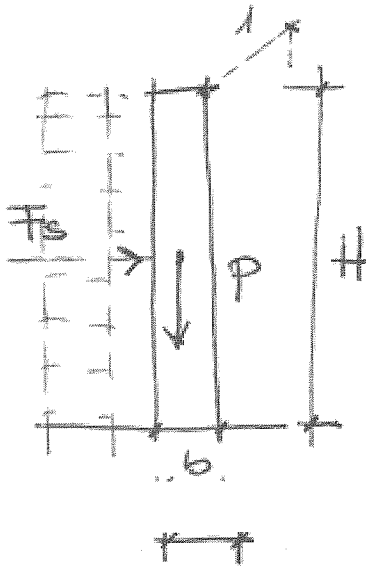
////// semplice // // // scorrevole





Solidi caricati di punta





$$P = \gamma b H$$

$$M_R = F_s H / 2$$

$$M_S = \gamma b H \cdot b / 2$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{\gamma b^2 H / 2}{F_s H / 2} = \frac{\gamma b^2}{F_s} = c$$

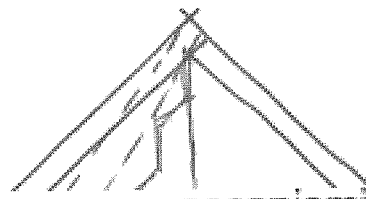
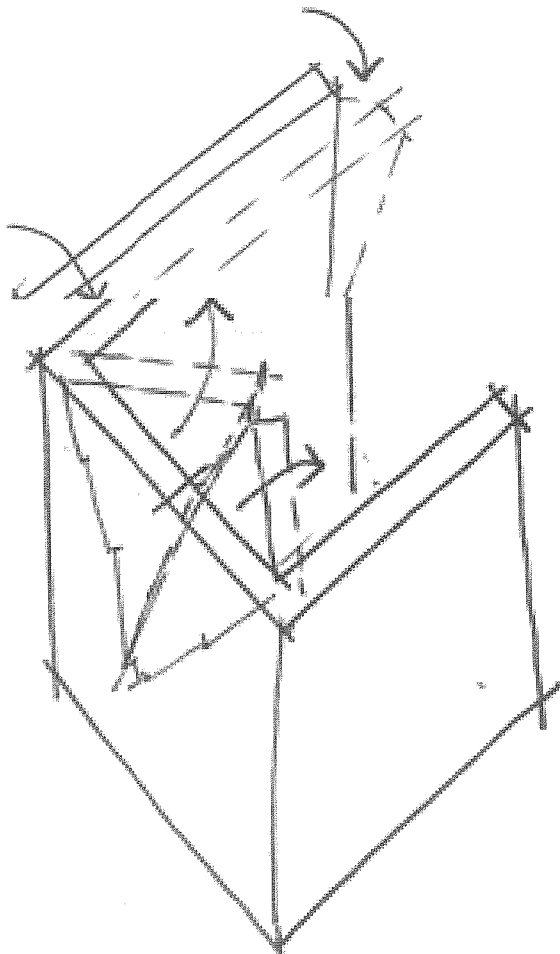
15/12

10

$c =$ coeff. di sicurezza

$$F_s = \frac{\gamma b^2}{c}$$

c variabile (3, 5, 10)



e meccanismi di ribaltamento fu
del piano delle murature

IL CEMENTO ARMATO

NOME CORRETTO: CONGLOMERATO
CEMENTIZIO ARMATO \Rightarrow C.C.A.

COMUNEMENTE \Rightarrow C.A.

IL C.A. E' LA COMPOSIZIONE DI:

- INERTE FINE
 - INERTE GROSSO
 - H₂O
 - CEMENTO
- } = CLS + ACCIAIO [TONDI]]

INFORMAZIONI GENERALI

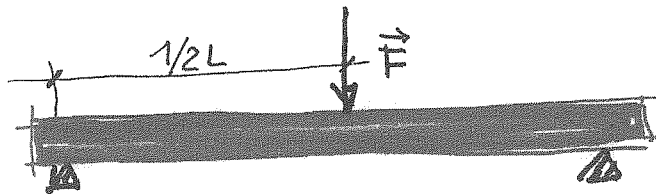
a) GLI SFORZI [= SOLLECITAZIONI] DELLE STRUTTURE SONO:

- TRAZIONE = [ALLUNGAMENTO DELLE FIBRE]
- COMPRESSIONE = [~~ACCORCIAMENTO~~ ACCORCIAMENTO] DELLE FIBRE

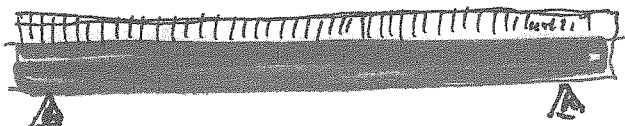
b) IN UNA STRUTTURA:

- PARTE SUPERIORE = ESTRADOSSO
- PARTE INFERIORE = INTRADOSSO

c) IN UNA STRUTTURA ORIZZONTALE:

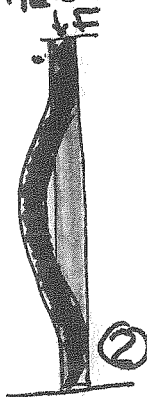
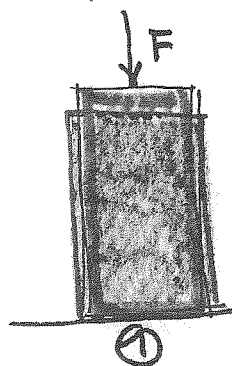


IL CARICO IN MEZZERA E' EQUIVALENTE:



AD UN CARICO UNIFORMEMENTE DISTRIBUITO

d) COMPORTAMENTO DI UN PILASTRO



A PARITA' DI SFORZO F , ~~CON~~ IL PILASTRO

① IL PILASTRO E' SOLLECITATO ~~SOLO~~ SOLO DA SEMPLICE COMPRESSIONE

② IL PILASTRO, A CAUSA DELLA SNELLEZZA [diverso rapporto ~~due dimensioni~~ ~~due dimensioni~~ e dimensioni] IL PILASTRO SUBIRA' UNA DEFORMAZIONE COME NEI DISEGNI

ESISTE QUINDI UNA TERZA SOLLECITAZIONE!
LA ~~PRESSOFLESSIONE~~ PRESSOFLESSIONE

e) IL CLS RESISTE SOLO AGLI SFORZI DI COMPRESSIONE

f) L'ACCIAIO E' IL RISULTATO DI UN COMPOSTO DI ~~0.004~~ $Fe + C$ [~~0.004~~ $\leq 2.06\%$]

g) SE IL "C" E' $> 2.06\%$ SI OTTIENE LA GHISA

i) LE CARATTERISTICHE DEI DUE MATERIALI SONO MOLTO DIVERSE SIA DAL PUNTO DI VISTA:

- TERMICO
- RESISTENZA
- PESO VOLUMICO

PRO-MEMORIA RELATIVO AI CARICHI

- LA FORZA CHE AGISCE SU UNA STRUTTURA
E' LA SOMMATORIA DI:

a) = PESO PROPRIO [PESO VOLUMICO x VOLUME GEOM.]

b) = CARICO ACCIDENTALE

[SONO I CARICHI CHE POSSONO ESSERE
PRESENTI OPPURE NO!

ESEMPIO: LE PERSONE, AI MOBILI, ecc.]

c) - CARICHI ACCIDENTALI PERMANENTI

[SONO I CARICHI CHE RIMANGONO AN EL TEMPO,

MA CHE POTREBBERO ANCHE CAMBIARE

ESEMPIO: UN TAVOLATO, LE MATTONELLE
DEL PAVIMENTO, LE TEGOLE
DEL TETTO, ecc..]

LA MAGGIORE INCIDENZA E' DA ATTRIBUIRE
AL PESO PROPRIO

I VALORI DI b) SONO INDIVIDUABILI:
SU APPOSITE TABELLE I

ESEMPIO:

CARICO ACC. DI UNA CASA: 250/300 Kg./mq.
" " DI UNA SCUOLA: 500 Kg./mq.

LA PROGETTAZIONE DELLE OPERE IN C.A.
E' REGOLATA DA ~~UNA~~ "NORME TECNICHE"
[D.M. 9.01.1996 e SUCCESSIVI].

- LA STRUTTURA IN C.A. RESISTE:

- 1) A COMPRESSIONE [PERCHE' C'E' IL CLS]
- 2) A TRAZIONE [PERCHE' CI SONO I FERRI]

- I DUE MATERIALI COLLABORANO PERCHE':

1) HANNO LO STESSO

"COEFFICIENTE DI DILATAZIONE"
[VEDI DEFINIZIONE]

2) ESISTE UNA CAPACITA' DI TRASFERIMENTO
TRA I DUE MATERIALI [CLS e FERRO]
DELLE SOLLECITAZIONI MECCANICHE
[ADERENZA FERRO/CLS]

3) QUANDO IL CLS "RIVESTE" I TONDINI,
QUESTI ULTIMI SONO PROTETTI DALLA
AGGRESSIONE DEGLI AGENTI
ATMOSFERICI.

[LO SPESSORE DEL CLS CHE PROTEGGE I TONDINI
SI CHIAMA "CLS COPRIFERRO" - IL SUO
SPESSORE DIPENDE DALL'AGGRESSIVITA'
DELL'AMBIENTE"]

ANALISI DEI CARICHI

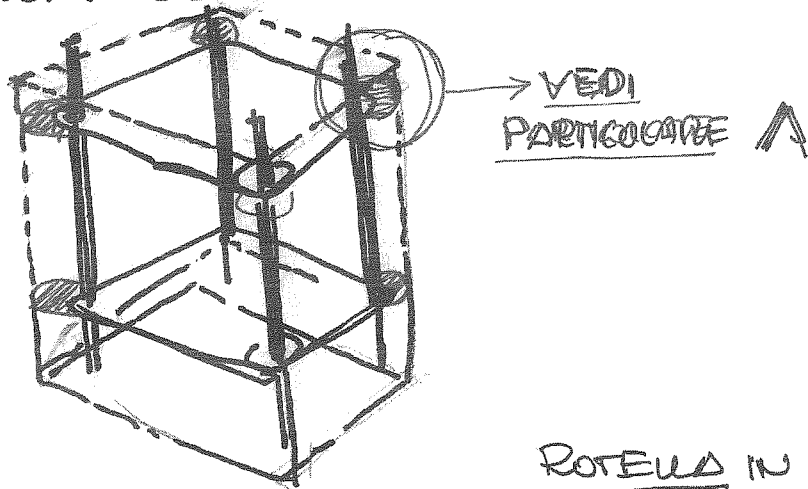
E' ~~PER~~ L'ELENCAZIONE "ANALITICA"

DEI CARICHI DI "ESERCIZIO"

QUESTI CARICHI CONCORRONO A FORMARE LA SOLLECITAZIONE $[F]$ MECCANICA.

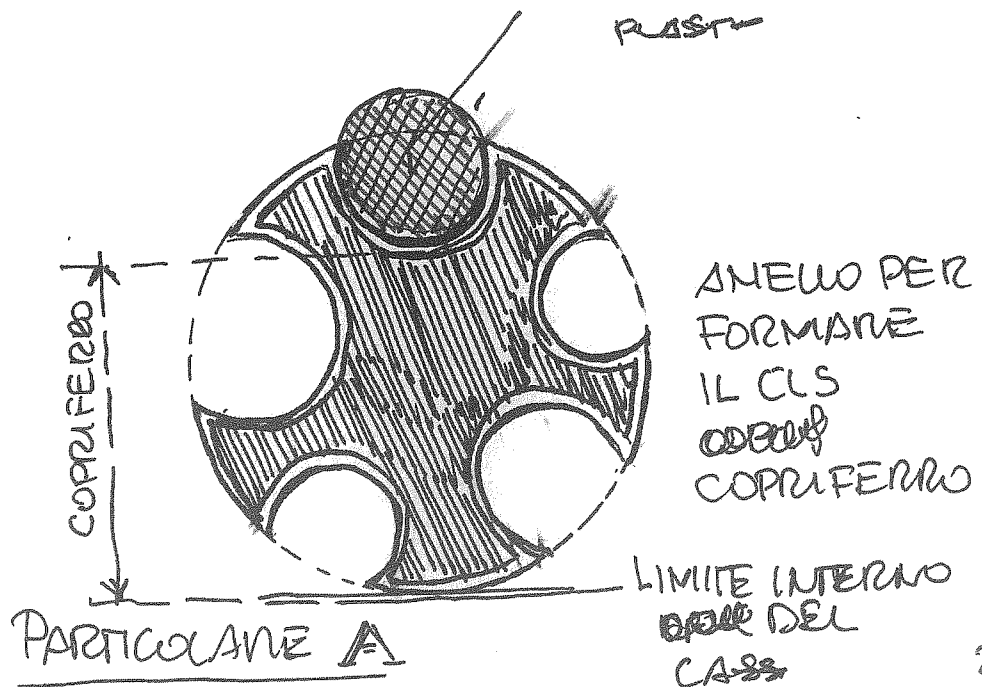
[AZIONE STRUTTURALE]

FORMAZIONE DEL CLS COPRIFERRO



→ VEDI
PARTICOLARE A

ROTELLI IN
PLASTA

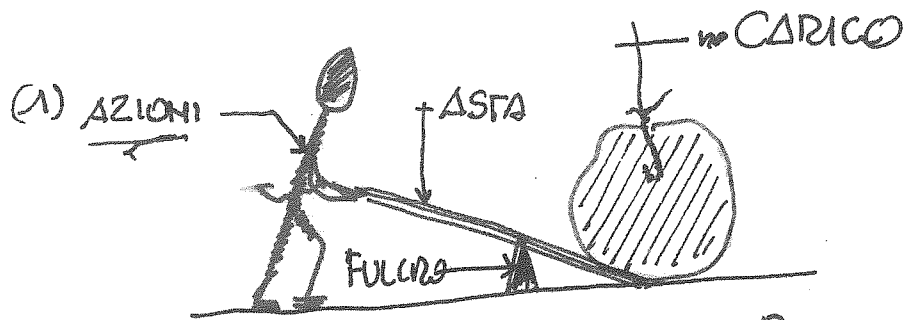


PARTICOLARE A

LIMITE INTERNO
BORDO DEL
CASSO

IL MOMENTO

IL MOMENTO E' UNA ROTAZIONE INTORNO AD UN PUNTO



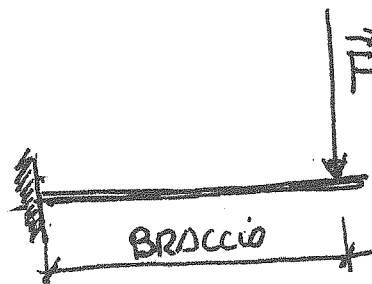
A) - COME FUNZIONA LA LEVA?

B) - PER SVILUPPARE UNA AZIONE PIU' DECISA
DOVE E' MEGLIO POSIZIONARE IL FULCRO?

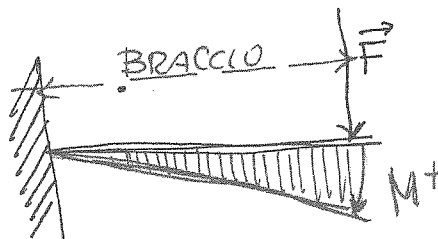
~~DA~~ A) LA LEVA ESERCA UNA AZIONE CHE DIVENTA
MENO FORTE SE SI AVVICINA IL
FULCRO ALL'OGGETTO.

LA LEVA PRODUCE "UN MOMENTO"
DA CUI

IL MOMENTO E' IL PRODOTTO DELLA
FORZA x IL BRACCIO.



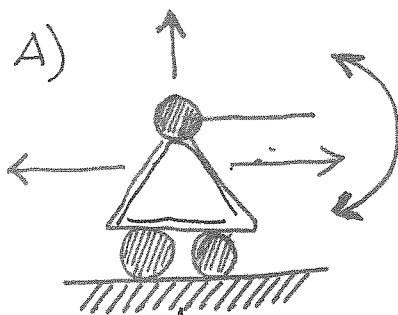
$$M = \vec{F} \times B$$



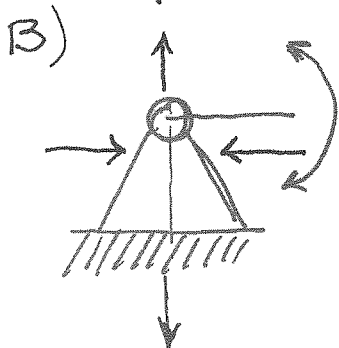
I VINCOLI

- IL VINCOLO È UN IMPEDIMENTO ALLA LIBERA MOBILITÀ DEI CORPI [IN STATICA; DELLE STRUTTURE]
 - IN SCIENZA DELLE COSTRUZIONI I VINCOLI SONO EQUIVALENTI A FORZE
 - SI CHIAMANO "**REAZIONI VINCOLARI**" LE FORZE ~~REAZIONI~~ ~~EQUILIBRANTI~~ ~~INIZIAMENTE~~ ESPRESSE DAL VINCOLO PER CONTRASTARE L'AZIONE DELLA ~~STRUTTA~~ STRUTTURA -
- GLI PRINCIPALI VINCOLI

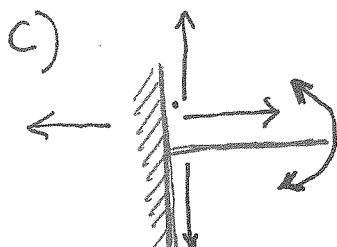
TIPI DI VINCOLO \longleftrightarrow GRADO DI LIBERTÀ
 \longleftarrow GRADO DI VINCOLO



CARRELLI/APPOGGIO
 HA 3 GRADI DI LIBERTÀ
 È UN VINCOLO SEMPLICE



CERNIERA
 HA UN GRADO DI LIBERTÀ
 VINCOLO DOPPIO



INCASTRO
 NON HA GRADI DI LIBERTÀ
 VINCOLO TRIPLO

ALCUNE INFORMAZIONI GENERALI

Le strutture POSSONO AVERE 3 GRADI
DI LIBERTA' :

[SI DEFINISCE GRADO DI LIBERTA' : il numero di parametri
CINEMATICI necessari a caratterizzare il moto o
l'atto di moto di un sistema]

[DEFINIZIONE DELLA CINEMATICA]

1°) G. DI LIB. = TRASLAZIONE ORIZZONTALE



2°) G. DI LIB. = TRASLAZIONE
VERTICALE



3°) G. DI LIB. = ROTAZIONE



AL FINE GARANTIRE LA STABILITA'
ALLA STRUTTURA SONO APPLICATI I VINCOLI

I VINCOLI POSSONO ESSERE :

- semplici : se impediscono una componente dello spostamento (G. di LIBERTA')
- doppio/triplo : se impediscono due o tre componenti dello spostamento

L'EQUILIBRIO DI UNA STRUTTURA E' LA CONDIZIONE
FONDAMENTALE DA CONSEGUIRE

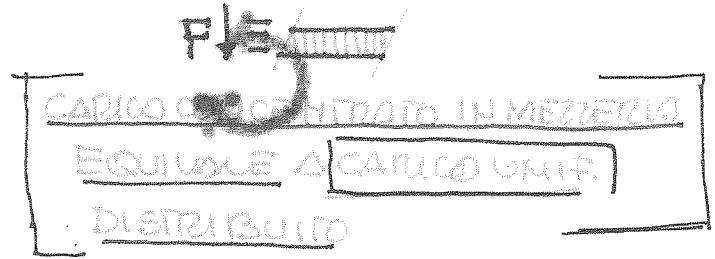
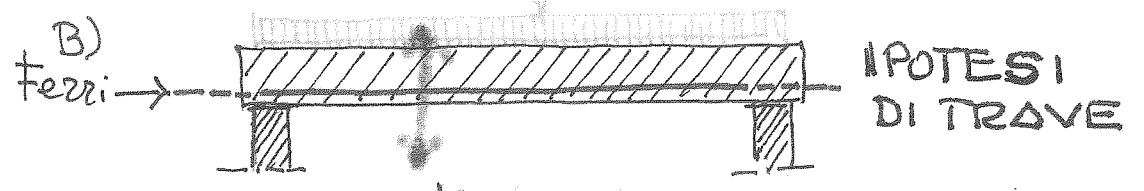
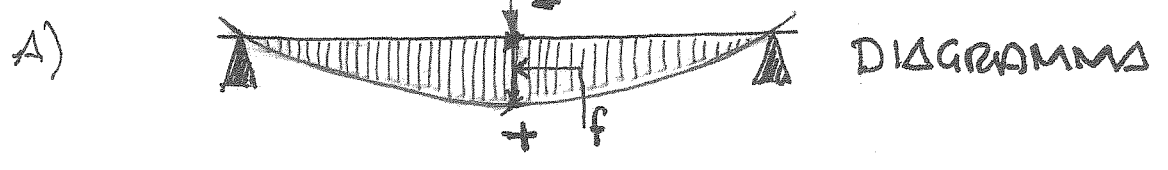
L'equilibrio statico di una struttura equivale
~~alla~~ all'equilibrio di tutte le sue parti -
QUINDI NON SONO LE AZIONI ESTERNE [FORZE] ma
anche le azioni interne generate dallo scambio
di sollecitazioni fra le parti

el 60



ANALISI DEL COMPORTAMENTO DI UNA STRUTTURA ORIZZONTALE VINCOLATA AGLI ESTREMI

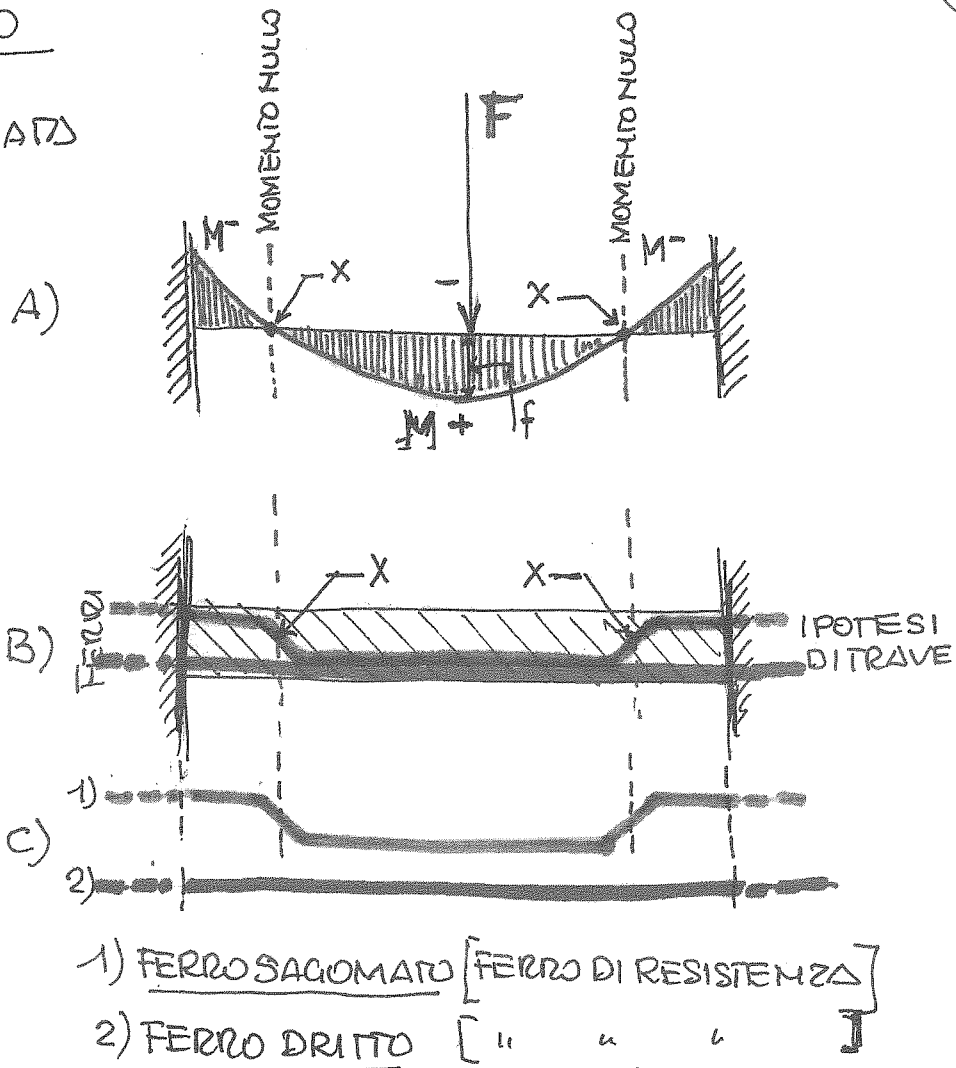
1° CASO
TRAVE APPOGGIATA



I FERRI SONO POSTI ALL'INTRO DOSSO

RIF. FIGURA A) IL SEGMENTO "f" RAPPRESENTA
LO SPOSTAMENTO DALLA POSIZIONE DI
"QUIETE" A QUELLA "DEFORMATA" -
QUESTO SEGMENTO SI CHIAMA:
→ "FRECCIA ELASTICA" ←

2° CASO
TRAVERE
INCASSATO



Il ferro diritto è posto nelle zone tese

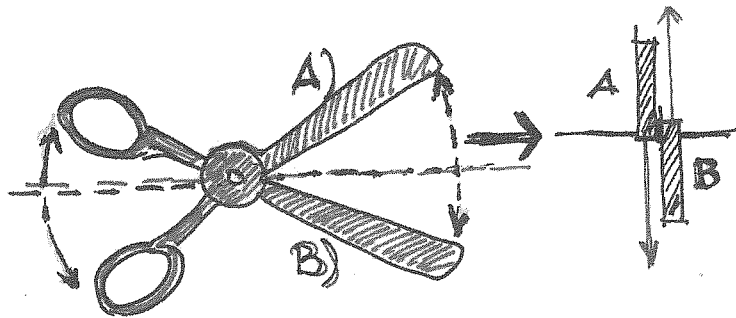
Il ferro sagomato stabilisce la continuità
fa la trazione all'inflesso (M^+) e
è estradono in corrispondenza dei
vicoli (M^-).

Nei punti "x" il momento è nullo pseudo
nei punti di appoggio da M^+ a M^-

In questi punti c'
esiste un nuovo sforzo "IL TAGLIO"

COSSA E' IL TAGLIO?

PER CAPIRE, PENSARE A:



→ I PIANI "A" e "B" SCORRONO UNO SULL'ALTRO ←

- SE ESISTE TAGLIO $[T_{max}]$ NON C'E' MOMENTO

CONSIDERAZIONI IN MERITO A FIG. A) 2° CASO

La funzione dei ferri sagomati è duplice:

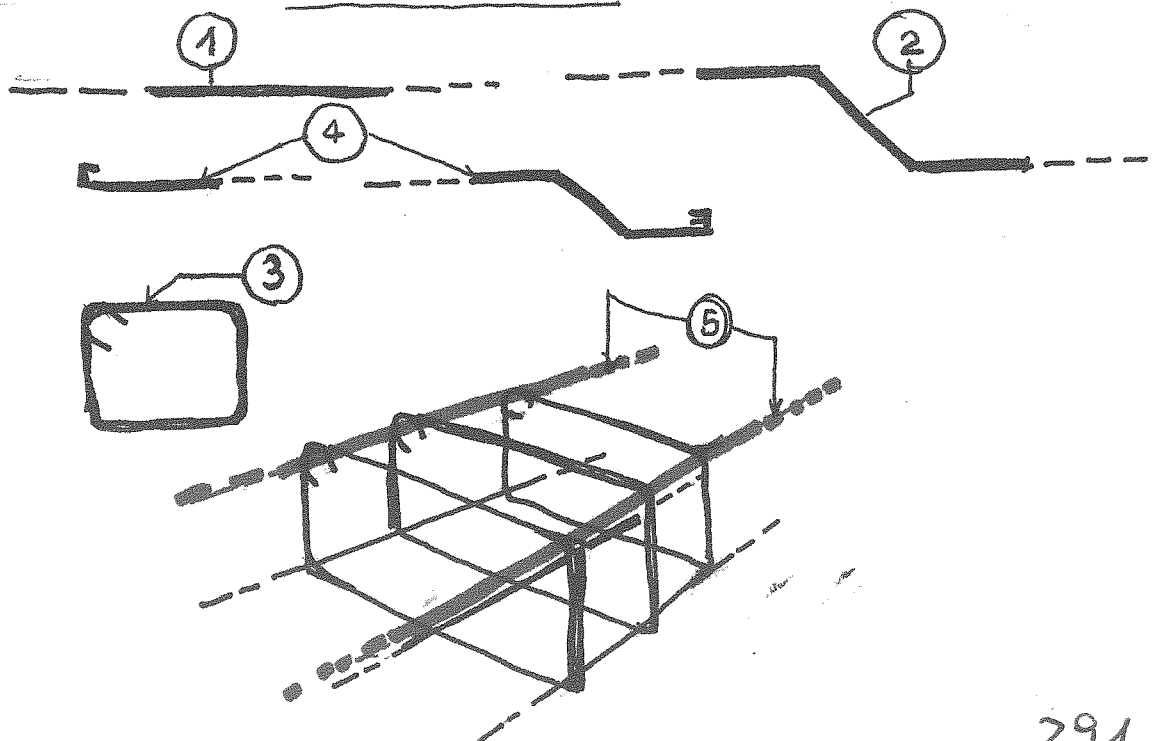
- 1) determinano il collegamento strutturale [CONTINUITA' DELLE REAZIONI INTERNE] fra le zone tese [INTADOSSO] e quelle all'estremità -
- 2) contrasta nello funzione ~~strutturale~~ strutturale il TAGLIO che si genera nel punto di appoggio

I ferri SAGOMATI SONO FERRI DI RESISTENZA

TIPOLOGIE DEI FERRI

- 1) FERRI DI RESISTENZA [DIRITTI]
Sono i ferri a cui è attribuita la funzione di elemento portante ~~elemento~~ [nello ferro teso]
- 2) FERRI DI RESISTENZA [SAGOMATI]
Sono i ferri a cui è attribuita la funzione di elemento resistente, di collegamento e di contrasto del TRALICIO.
- 3) FERRI DI ORDITURA [STAFFE]
Sono i ferri che realizzano la "CABBIA"
- 4) SPEZZONI E/O FERRI DI RIPRESA
Ferri di rinforzo e/o di collegamento
- 5) [FERRI] REGGISTAFFE
~~Servono~~ Servono a costituire la "CABBIA"

SCHEMI GRAFICI



- IL C.C.A. NON È "UN MATERIALE" IN SENSO STRETO PERCHÈ È L'UNIONE DI
- CLS + Fe

LA COLLABORAZIONE STATICA DEI COMPONENTI DIPENDE DA DUE FONDAMENTALI CONDIZIONI:

1) • Aderenza Fe/cls

[Questa condizione rende possibile il trasferimento degli sforzi da un elemento all'altro]

2) • Analogia del COEFFICIENTE DI DILATAZIONE

[Questa condizione garantisce che non avvengano tensioni interne "divergenti" o "in contrasto" al varare delle temperature]

3) • Protezione dell'acciaio

[Questa condizione garantisce per mezzo del cls la protezione dell'acciaio dagli agenti atmosferici]

- Per garantire la condizione (1) si utilizzano i FERRI AD ADERENZA MIGLIORATA la cui superficie non liscia crea le condizioni di una buona collaborazione.

.. SI RICORDI CHE!

ANCHE UNA LEGGERA CORROSIONE (RUGGINE) RENDE LA SUPERFICIE COLLABORANTE -

LE COMBINAZIONI DI CARICO (Novembre 2014 x 4°B ITG NERVI Altamura)

Ai fini della determinazione delle sollecitazioni più gravose (in particolare il MOMENTO FLETTENTE MAX) nelle sezioni di una trave continua, il numero di combinazioni di carico da considerare è in relazione a:

- numero delle campate;
- metodologia di calcolo strutturale adottata (tensioni ammissibili oppure stati limite)

Come già esposto nelle lezioni precedenti, i carichi agenti sulle strutture vengono suddivisi nelle seguenti categorie sotto elencate.

CARICHI PERMANENTI, sono quelli che gravano continuamente su ogni elemento strutturale per tutta la sua durata e sono a loro volta rappresentati da:

- **peso (o carico) proprio strutturale G_1** , costituito dal peso proprio degli elementi strutturali;
- **peso (o carico) non strutturale G_2** , rappresentato dal peso delle opere di completamento quali il sottofondo, il pavimento, l'intonaco, le pareti divisorie, i rivestimenti, alcune parti degli impianti ecc.

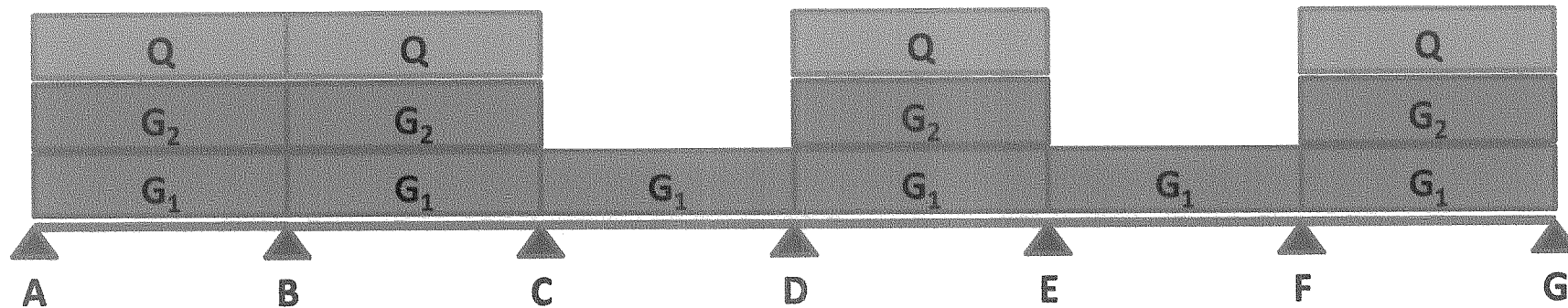
CARICHI VARIABILI Q (o sovraccarichi o carichi di esercizio), sono quelli che NON gravano in maniera continuativa sulla struttura e la loro intensità, in genere stabilita dalla normativa, dipende dalla destinazione d'uso dei locali; ad esempio per i fabbricati civili essi sono rappresentati dalle persone, dagli arredi, dai materiali contenuti.

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Il **MOMENTO NEGATIVO MAX** su un determinato appoggio si ottiene caricando al massimo (G_1+G_2+Q) le due campate che insistono sull'appoggio, le altre vengono caricate alternando carico minimo (solo G_1) con carico massimo (G_1+G_2+Q), secondo gli esempi sotto rappresentati.

I carichi vengono considerati con i loro valori effettivi, senza l'applicazione di nessun altro coefficiente.

ESEMPIO 1A – Combinazione di carico per M_{max}^- sull'appoggio B

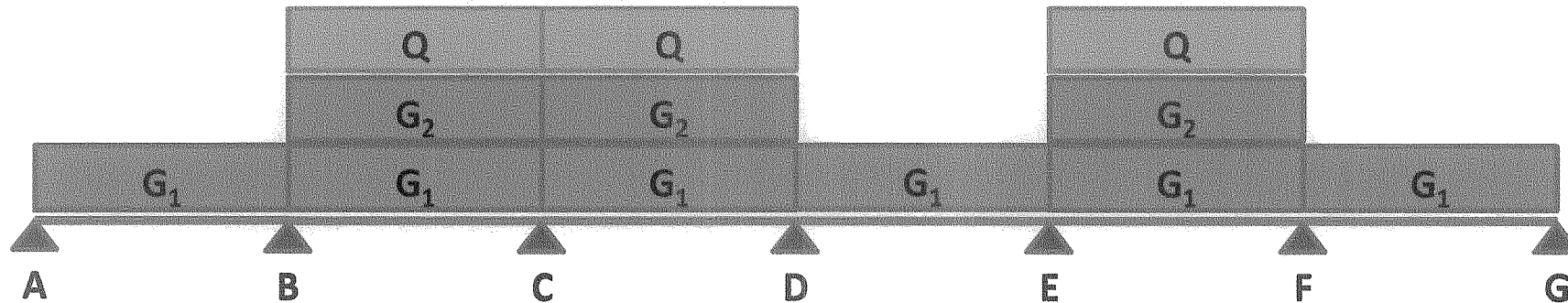


I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{CD} = q_{EF} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

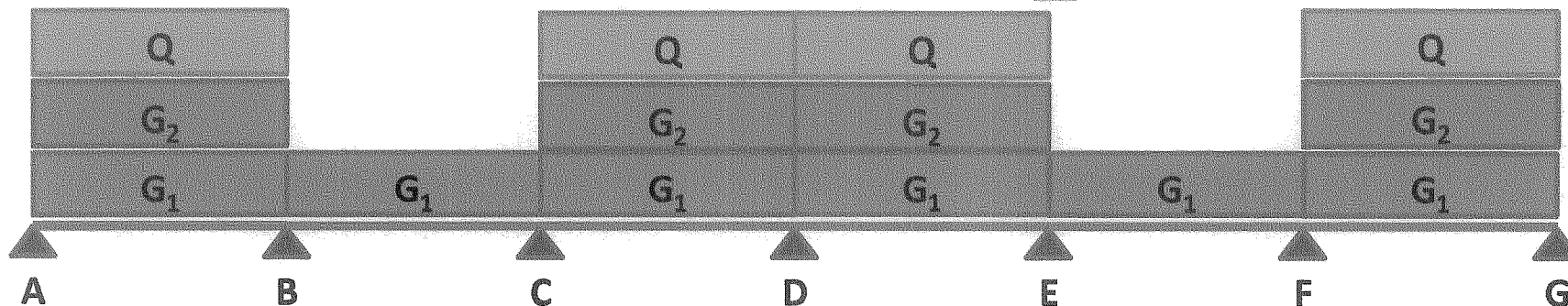
ESEMPIO 2A – Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio C



I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{CD} = q_{EF} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{DE} = q_{FG} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

ESEMPIO 3A – Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio D

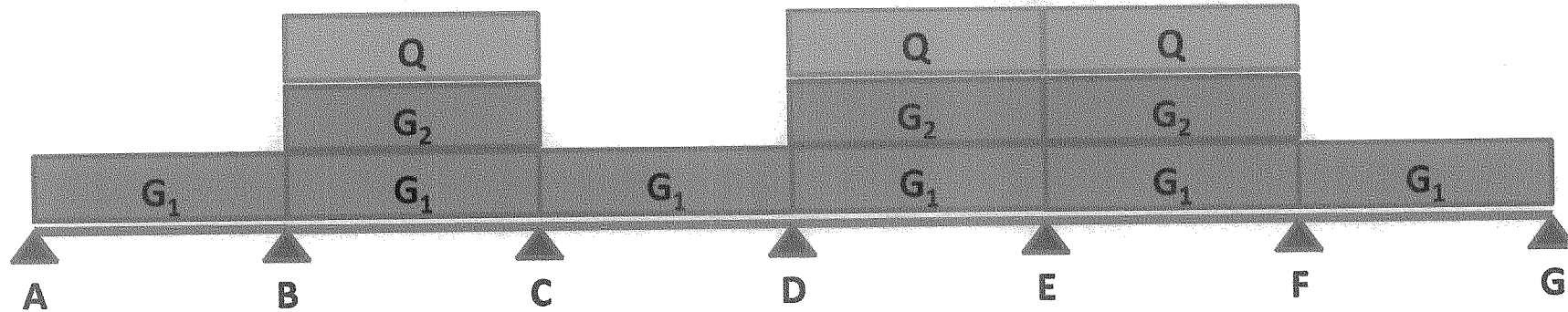


I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{CD} = q_{DE} = q_{FG} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{EF} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

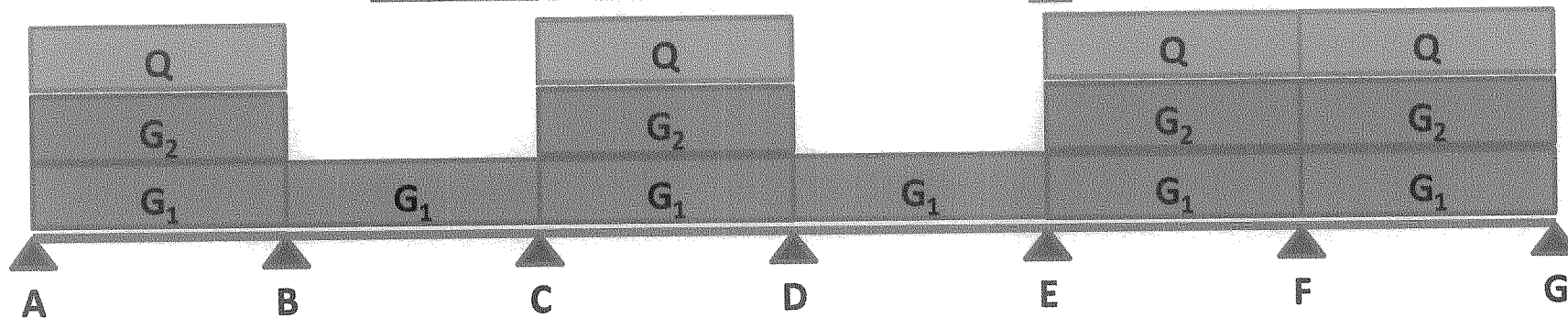
ESEMPIO 4A – Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio E



I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{DE} = q_{EF} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{CD} = q_{FG} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

ESEMPIO 5A – Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio F



I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

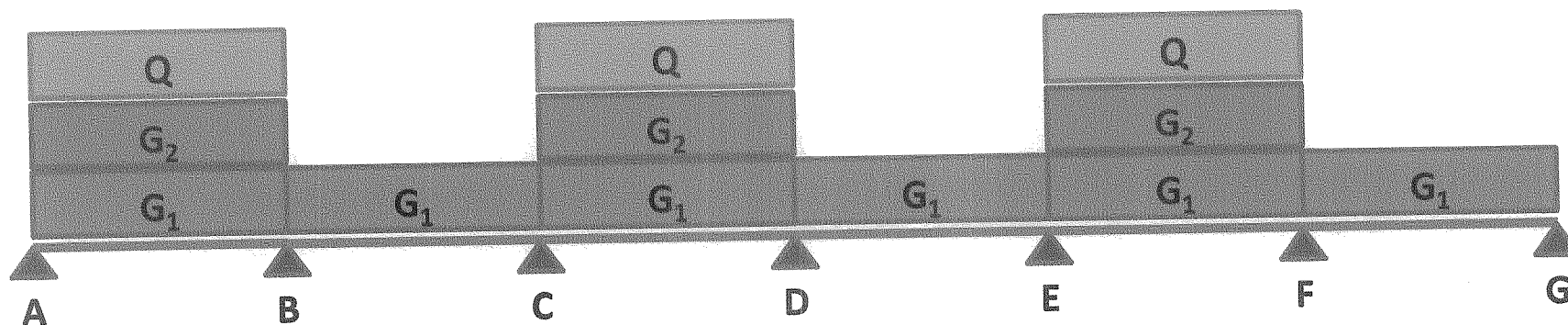
- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = q_{FG} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{DE} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

Il **MOMENTO POSITIVO MAX** in una determinata campata si ottiene caricando al massimo (G_1+G_2+Q) la campata considerata, le altre vengono caricate alternando carico minimo (solo G_1) con carico massimo (G_1+G_2+Q), secondo gli esempi sotto rappresentati.

I carichi vengono considerati con i loro valori effettivi, senza l'applicazione di nessun altro coefficiente.

ESEMPIO 1B – Combinazione di carico per M_{max}^+ in campata AB



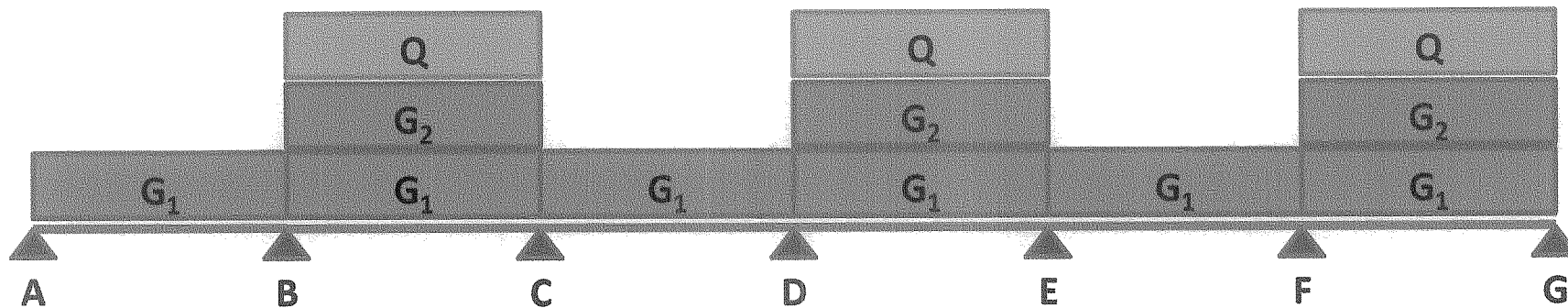
I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

Si noti che l'esempio appena esposto vale anche come combinazione di carico per M_{max}^+ nelle campate CD – EF, cioè per le campate dispari

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO ALLE TENSIONI AMMISSIBILI

ESEMPIO 2B – Combinazione di carico per M_{\max}^+ in campata BC



I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = G_1 + G_2 + Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

Si noti che l'esempio appena esposto vale anche come combinazione di carico per M_{\max}^+ nelle campate DE – FG, cioè per le campate pari

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

Con l'introduzione del METODO DI CALCOLO SEMI-PROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE, obbligatorio con l'introduzione delle N.T.C. 2008, le combinazioni di carico sulle travi continue si ottengono caricando le stesse in modo analogo al metodo alle tensioni ammissibili, con le seguenti differenze sostanziali:

- Sulle campate dove considero il CARICO MASSIMO cioè **SFAVOREVOLE**, i singoli carichi G_1 , G_2 , Q vengono moltiplicati per il coefficiente sfavorevole della seguente tabella (colonna A1 STR)
- Sulle campate dove considero il CARICO MINIMO cioè **FAVOREVOLE**, si considerano TUTTI i singoli carichi G_1 , G_2 , Q (nelle tensioni ammissibili si considerava solo G_1) che vengono moltiplicati per il coefficiente favorevole della seguente tabella (colonna A1 STR); si noti che per i carichi G_2 , Q il coefficiente è 0,00 quindi è come se gli stessi non venissero considerati, esattamente come nelle tensioni ammissibili

Tabella 3 ■ Coefficienti parziali di sicurezza γ_F per le azioni o per i loro effetti

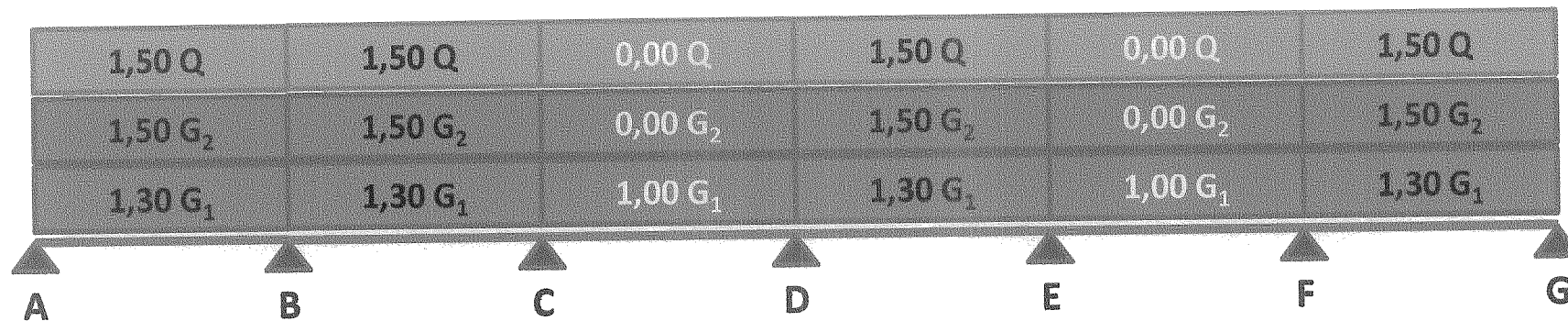
Carichi	γ_F	Condizione	EDU	A1 STR	A2 GEO
Permanenti	γ_{G1}	favorevole	0,90	1,00	1,00
		sfavorevole	1,10	1,30	1,00
Permanenti non strutturali	γ_{G2}	favorevole	0,00	0,00	0,00
		sfavorevole	1,50	1,50	1,30
Variabili	γ_Q	favorevole	0,00	0,00	0,00
		sfavorevole	1,50	1,50	1,30

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

Il **MOMENTO NEGATIVO MAX** su un determinato appoggio si ottiene caricando al massimo le due campate che insistono sull'appoggio, le altre vengono caricate alternando carico minimo con carico massimo, secondo gli esempi sotto rappresentati:

- il carico massimo si ottiene moltiplicando G_1 , G_2 , Q per i rispettivi coefficienti 'sfavorevoli'
- il carico minimo si ottiene moltiplicando G_1 , G_2 , Q per i rispettivi coefficienti 'favorevoli'

ESEMPIO 1A – Combinazione di carico per M_{max}^- sull'appoggio B



I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{CD} = q_{EF} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

ESEMPIO 2A – Combinazione di carico per M_{max}^- sull'appoggio C

0,00 Q	1,50 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q
0,00 G ₂	1,50 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂
1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁

▲
▲
▲
▲
▲
▲
▲

A **B** **C** **D** **E** **F** **G**

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{CD} = q_{EF} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{DE} = q_{FG} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

ESEMPIO 3A – Combinazione di carico per M_{max}^- sull'appoggio D

1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q
1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂
1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁

▲
▲
▲
▲
▲
▲
▲

A **B** **C** **D** **E** **F** **G**

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{CD} = q_{DE} = q_{FG} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{EF} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

ESEMPIO 4A – Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio E

0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	1,50 Q	0,00 Q
0,00 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂
1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{DE} = q_{EF} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{CD} = q_{FG} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

ESEMPIO 5A– Combinazione di carico per M_{max} sull'appoggio F

1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	1,50 Q
1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂	0,00 G ₂	1,50 G ₂	1,50 G ₂
1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,00 G ₁	1,30 G ₁	1,30 G ₁

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = q_{FG} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{DE} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

Il **MOMENTO POSITIVO MAX** in una determinata campata si ottiene caricando al massimo la campata considerata, le altre vengono caricate alternando carico minimo con carico massimo, secondo gli esempi sotto rappresentati:

- il carico massimo si ottiene moltiplicando G_1 , G_2 , Q per i rispettivi coefficienti 'sfavorevoli'
- il carico minimo si ottiene moltiplicando G_1 , G_2 , Q per i rispettivi coefficienti 'favorevoli'

ESEMPIO 1B – Combinazione di carico per M_{max}^+ in campata AB

1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q
1,50 G_2	0,00 G_2	1,50 G_2	0,00 G_2	1,50 G_2	0,00 G_2
1,30 G_1	1,00 G_1	1,30 G_1	1,00 G_1	1,30 G_1	1,00 G_1

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

Si noti che l'esempio appena esposto vale anche come combinazione di carico per M_{max}^+ nelle campate CD – EF, cioè per le campate dispari

LE COMBINAZIONI DI CARICO – METODO AGLI STATI LIMITE

ESEMPIO 2B – Combinazione di carico per M_{\max}^+ in campata BC

0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q	0,00 Q	1,50 Q
0,00 G_2	1,50 G_2	0,00 G_2	1,50 G_2	0,00 G_2	1,50 G_2
1,00 G_1	1,30 G_1	1,00 G_1	1,30 G_1	1,00 G_1	1,30 G_1

I carichi lineari sulle singole campate risultano quindi:

- $q_{BC} = q_{DE} = q_{FG} = 1,30 G_1 + 1,50 G_2 + 1,50 Q$ (campate con carico massimo o carico più sfavorevole)
- $q_{AB} = q_{CD} = q_{EF} = 1,00 G_1 + 0,00 G_2 + 0,00 Q = G_1$ (campate con carico minimo o carico favorevole)

Si noti che l'esempio appena esposto vale anche come combinazione di carico per M_{\max}^+ nelle campate DE – FG, cioè per le campate pari

8) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN C.A.

Per le verifiche delle strutture in c.a. adotteremo il metodo delle tensioni ammissibili, per cui occorre preliminarmente determinare le tensioni ammissibili dei materiali scelti -

Calcestruzzo : (R_{ck} = resistenza caratteristica)

$$\sigma_{c,amm} = 60 + \frac{R_{ck} - 150}{4} \quad (\text{a flessione e pressoflessione})$$

$$\sigma_{c,amm} (\text{compressione}) = 70\% \sigma_{c,amm} (\text{flessione})$$

$$\tau_{c,t0} = 1 + \frac{R_{ck} - 150}{75} \quad (\text{tensione tangenziale ammissibile senza apposite armature})$$

$$\tau_{c,t1} = 1.1 + \frac{R_{ck} - 150}{35} \quad (\text{tensione tangenziale da non superare})$$

$$\sigma_{c,0} < \sigma < \tau_{c,t1}$$

Acciaio

Tipo B450C (ex FeB44K)

$$\sigma_{s,amm} = 2600 \text{ daN/cm}^2$$

Coefficiente di snervamento $m = 1.5$

SFORZO NORMALE STRUTTURE IN C.A.PROGETTO:

Elementi noti $N =$ sforzo normale

$R_{ck} =$ resistenza caratteristica del cls.

Assogitata la R_{ck} del calcestruzzo si determina la tensione ammissibile " σ_c " del calcestruzzo.

$$\bar{A}_c = \frac{N}{\sigma_{c,amm}} \quad (\text{area di calcestruzzo strettamente necessaria})$$

$$A_{s,min} = 0,8\% \bar{A}_c \quad (\text{area di armatura minima})$$

Assogiate le dimensioni del pilastro " b " e " h " si determina l'effettivo valore dell'area di calcestruzzo

$$A_c = b \times h$$

Per l'armatura A_s occorre verificare che

$$0,3\% \leq A_s \leq 5\% A_c$$

Scelta l'armatura definitiva A_s si può procedere alla verifica -

VERIFICA:

$$A_{ci} = A_c + n A_s \quad (\text{area di calcestruzzo ideale})$$

$n = 15$

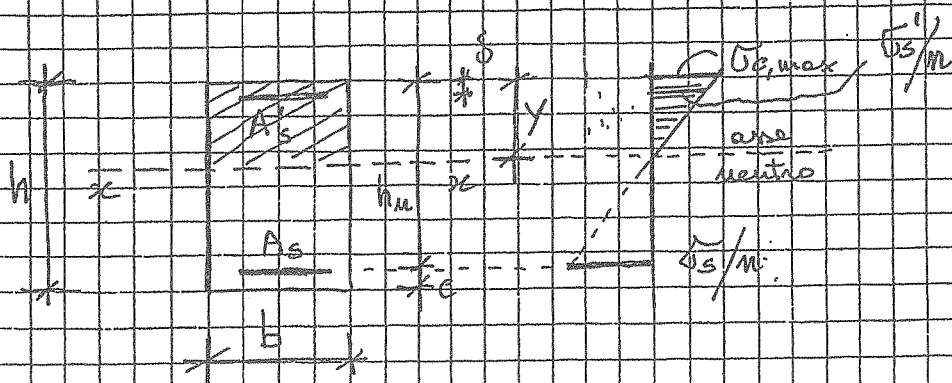
$$\sigma_c = \frac{N}{A_{ci}} \leq \sigma_{c,amm}$$

PRESCRIZIONI:

ϕ armature ≥ 12 mm (interasse ≤ 25 cm)

staffe (min $\phi 6$) $l \leq 15 d$ $l \leq 25$ cm

Flessione nelle strutture in c.a.



$M =$ sollecitazione flettente

$\eta = 15$ coeff. di omogeneità

Sezione rettangolare di dimensioni $b \times h$

$h_u =$ altezza utile $= h - c$

$c =$ epifeno

$A_s =$ armatura tesa

$A'_s =$ armatura compressa

$\mu = \frac{A'_s}{A_s} = \alpha - 1$ (rapporto fra armatura compressa e armatura tesa)

Progetto :

= 1° caso \rightarrow assegnata "b" determinare la "h"

$$h_u = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$h = h_u + c$$

$$A_s = \beta b \sqrt{\frac{M}{b}}$$

(M espresso in daNcm)

I coefficienti α e β sono riportati su apposita tabella in funzione dei seguenti parametri :

- $\sigma_{c,max}$

- $\sigma_{s,max}$

- $\mu = \frac{A'_s}{A_s}$

- 2° caso → assegnata "h" determinare la "b"

$$h_m^2 = \alpha^2 \frac{M}{b} \implies b = \frac{\alpha^2 M}{h_m^2}$$

$$A_s = \beta b \sqrt{\frac{M}{b}} = \beta \sqrt{M b}$$

Il progetto si conclude assegnando le dimensioni definitive della sezione con relative armature -

Verifica: (nell'ipotesi di semplice armatura $M=0$)

$$y = \frac{\eta A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 b h_m}{\eta A_s}} \right)$$

$$\sigma_c = \frac{2 M}{b y \left(h_m - \frac{y}{3} \right)}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \left(h_m - \frac{y}{3} \right)}$$

N.B.

Per il calcolo dell'armatura "A_s" è possibile applicare la seguente formula in sostituzione del metodo Tabellari con il coeff. β -

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times 0,9 \times h_m}$$

ARMATURA MINIMA PER STRUTTURE INFLESSE :

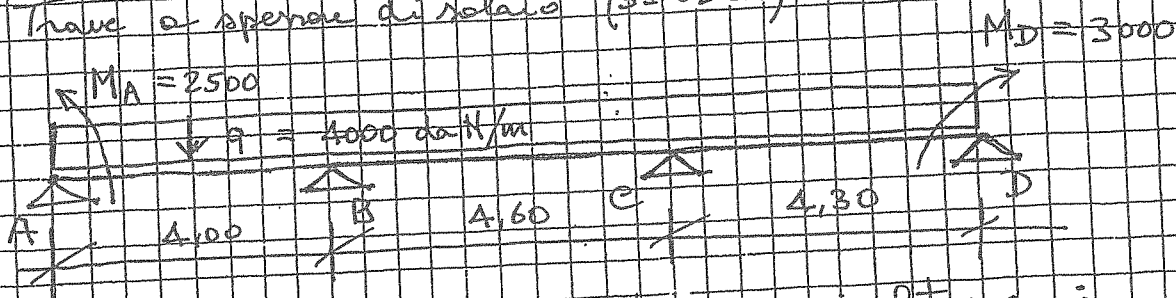
DIMENSIONI SEZIONE b × h

$$A_{s, \min} = 0,0015 \times b \times h$$

ESERCIZIO :

Progettare una trave in c.a. analizzando due possibilità :

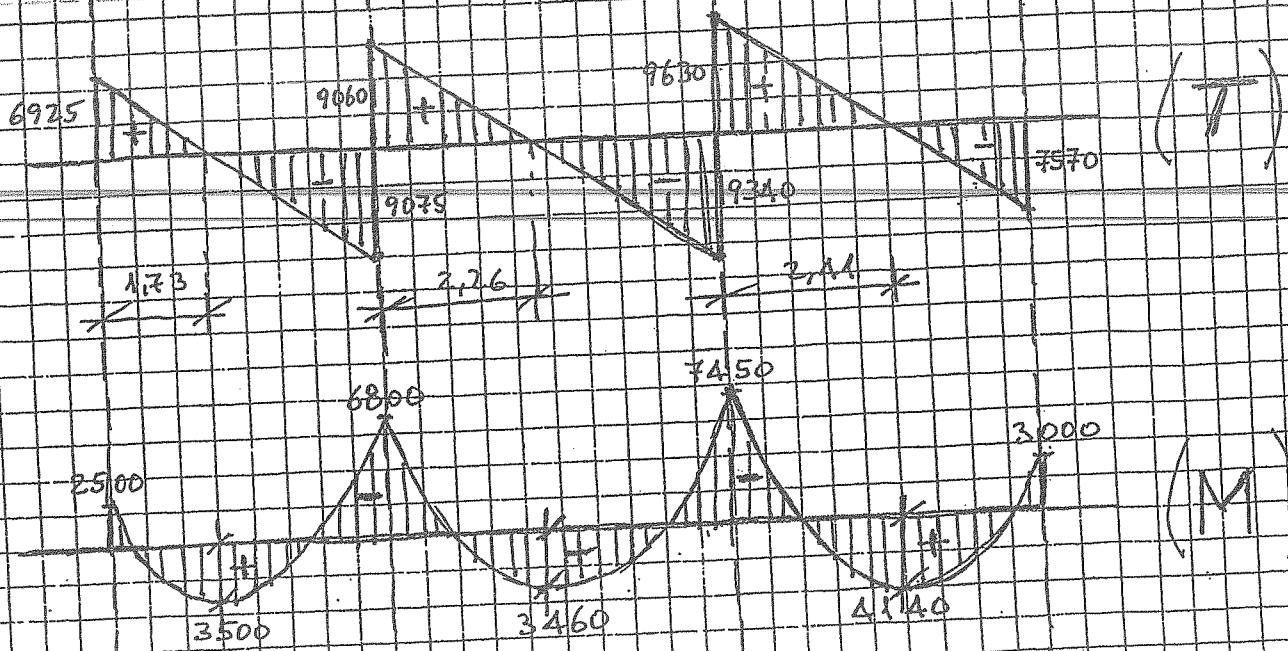
- 1) Trave iperstatica
- 2) Trave a spesse di rotolo ($s = 25\text{ cm}$)



Dalla riduzione della trave continua risultano :

$$M_B = 6800 \text{ daNm} \quad M_C = 7450 \text{ daNm}$$

Analizzando le singole campate è possibile costruire i diagrammi delle sollecitazioni di Taglio (T) e Momento flettente (M)



Equazione di CLAPEYRON : (dei 3 momenti)

$$BM_2(l_1 + l_2) = q_1 l_1^3 + q_2 l_2^3 - 4M_1 l_1 - 4M_3 l_2 \quad 311$$

MATERIALI:

CLS. di classe $R_{ck} 300$

$\sigma_{c,amm} (flessione)$	=	97,5	daN/cm ²
$\sigma_{c,amm} (compressione)$	=	68,2	"
$\sigma_{ct,0}$	=	6,0	"
$\sigma_{ct,t}$	=	18,2	"

ACCIAIO B 450 C

$\sigma_{s,amm} = 2600 \text{ daN/cm}^2$

1) TRAVE INTRADOSSATA

Preferiamo una larghezza della trave $b = 30 \text{ cm}$

Per determinare il minimo valore dell'altezza utile h_u ricorriamo i valori dei coefficienti α e β dalle apposite

Tabelle:

$\sigma_{c,amm} (flessione)$	=	97,5	} TAB. 1 \Rightarrow	$\alpha = 0,255$
$\sigma_{s,amm}$	=	2600		$\beta = 0,00171$
$M = \frac{A_s' s}{A_s}$	=	0		

$$h_{u, \min} = \alpha \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,255 \sqrt{\frac{745000}{30}} = 40,2 \text{ cm}$$

Adottiamo una trave di altezza $h = 50 \text{ cm}$

$h_u = h - e = 50 - 3 = 47 \text{ cm}$

Calcolo armatura:

$$A_s = \beta b \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,00171 \times 30 \times \sqrt{\frac{745000}{30}} = 8,08 \text{ cm}^2$$

L'armatura si può calcolare anche con formula approssimata

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \times 0,9 \times 47} = \frac{745000}{2600 \times 0,9 \times 47} = 6,77 \text{ cm}^2$$

Verifica Trave intradornata in semplice armatura:

TRAVE 30x50

$$A_s = 7,41 \text{ cm}^2 \quad \therefore (3 \phi 12 + 2 \phi 16) \text{ in opera}$$

$$M_{max} = 7450 \text{ daNm}$$

$$y = \frac{15 \times 7,41}{30} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 30 \times 47}{15 \times 7,41}} \right) = 15,3 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 74500}{30 \times 15,3 \left(47 - \frac{15,3}{3} \right)} = 78 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{c,amm} \text{ (flexione)} = 97,5$$

$$\sigma_s = \frac{74500}{7,41 \left(47 - \frac{15,3}{3} \right)} = 2400 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{s,amm} = 2600$$

2) TRAVE A SPESSORE DI SOLAIO ($h_u = 25 - 3 = 22 \text{ cm}$)

Determiniamo la larghezza minima "b" nell'ipotesi di semplice armatura o armatura doppia con $\mu = 0,20$

$$b = \frac{d^2 M}{h_u^2} = \frac{0,247^2 \times 74500}{22^2} = 94 \text{ cm}$$

Adotteremo una Trave di dimensioni 100x25

Calcolo armatura:

$$A_s = \frac{M}{2600 \times 0,9 \times 22} = \frac{74500}{51480} = 14,5 \text{ cm}^2$$

(in opera $8 \phi 16 \rightarrow A_s = 16,08 \text{ cm}^2$)

$$A'_s = 0,20 A_s = 3,2 \text{ cm}^2$$

Verifica in semplice armatura:

$$y = \frac{15 \times 16,08}{100} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \times 100 \times 22}{15 \times 16,08}} \right) = 8,2 \text{ cm}$$

$$\sigma_c = \frac{2 \times 74500}{100 \times 8,1 \left(22 - \frac{8,1}{3} \right)} = 95 \text{ daN/cm}^2 < 97,5$$

$$\sigma_s = \frac{74500}{16,08 \left(22 - \frac{8,1}{3} \right)} = 2400 \text{ daN/cm}^2 < 2600$$

Determiniamo la larghezza "b" nell'ipotesi di doppia armatura simmetrica con $\mu = 100$

$$b = \alpha^2 \frac{M}{h_u} = 0,208^2 \frac{745000}{22^2} = 66 \text{ cm}$$

Adottiamo una trave di dimensioni 70×25

VERIFICHE IN DOPPIA ARMATURA

$$y = \frac{\alpha (A_s + A'_s)}{b} \left[1 + \sqrt{1 + \frac{2b(A'_s \delta + A_s h_u)}{\alpha (A_s + A'_s)^2}} \right] = 8,8 \text{ cm}$$

$$I_{c,i} = \frac{b y^2}{2} \left(h - \frac{y}{3} \right) + n A'_s (h_u - \delta) (y - \delta) = 764,22 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{c,i}} y \leq \sigma_{c,amm} = 86 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{I_{c,i}} (h_u - y) \leq \sigma_{s,amm} = 1930 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_s = n \frac{M}{I_{c,i}} (y - \delta) \leq \sigma_{s,amm} = 848 \text{ daN/cm}^2$$

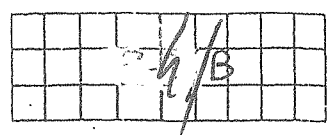
La verifica è stata effettuata sull'appoggio "C" adottando i seguenti valori dei parametri:

$$b = 70 \text{ cm} \quad h_u = h - c = 25 - 3 = 22 \text{ cm} \quad \delta = 3 \text{ cm}$$

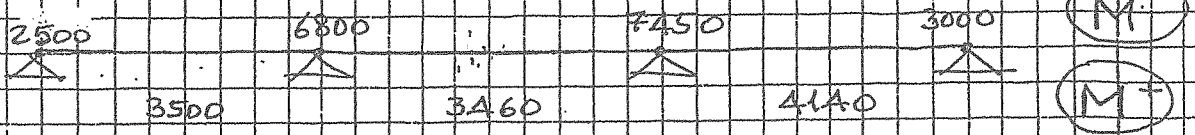
$$A_s = 18,09 \text{ cm}^2 (9\phi 16) \quad A'_s = 10,05 \text{ cm}^2 (5\phi 16)$$

$$n = 15$$

$$M = 745000 \text{ daN cm}$$



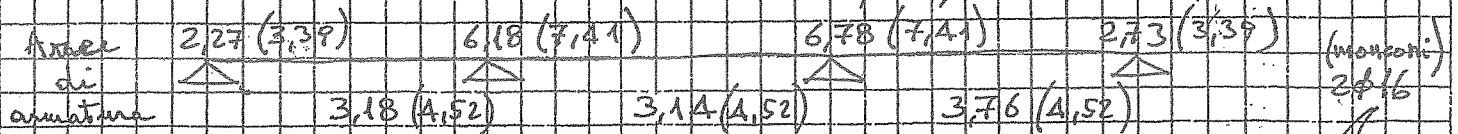
ARMATURE IN OPERA:



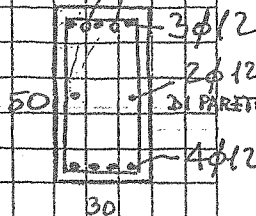
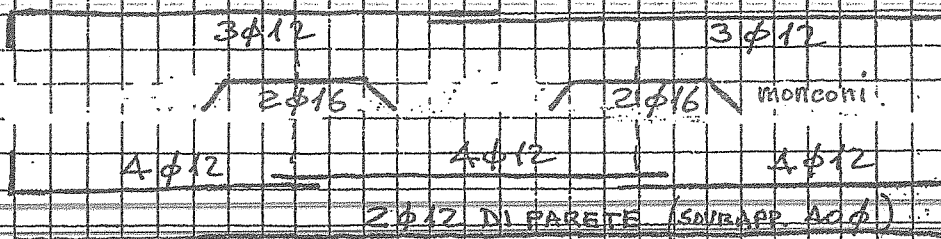
Per il calcolo della armatura minima adatteremo la formula:

$$A_s = \frac{M}{\sigma_s \cdot 0,9 \cdot h_u}$$

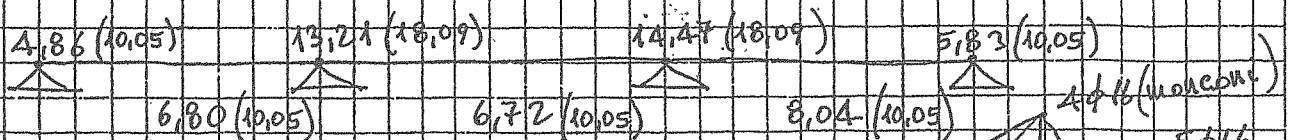
TRAVE INTRADOSSATA: (30x50)



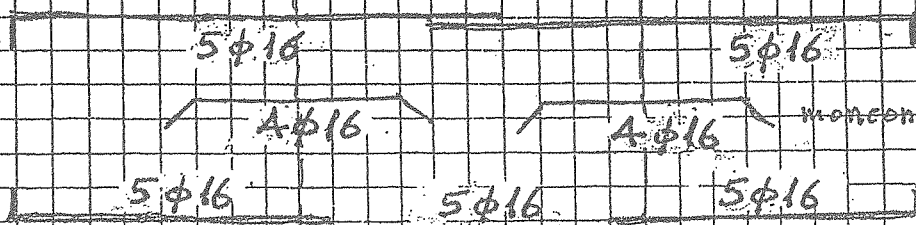
$$A_{s,min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 30 \times 50 = 2,25 \text{ cm}^2$$



TRAVE A SPESSORE DI SOLAIO: (70x25)



$$A_{s,min} = 0,0015 \times 70 \times 25 = 2,63 \text{ cm}^2$$

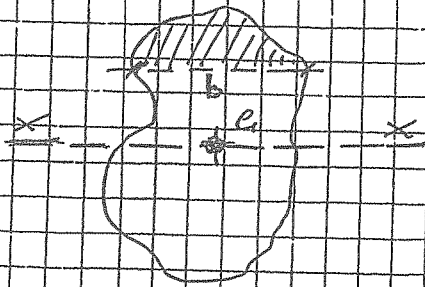


SOVRAPPOSIZIONE ARMATURE

in campata su le armature superiori
sugli appoggi " " " inferiori

CALCOLO ARMATURE A TAGLIO

Per una generica sezione, la tensione tangenziale τ ad un generico livello è data da:



G = baricentro della sezione

$$\tau = \frac{T S}{J b}$$

τ = tensione tangenziale a livello della corda "b"

T = Sollecitazione di taglio nella sezione

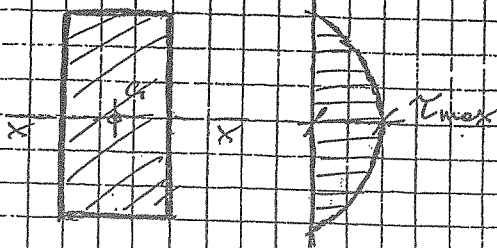
S = momento statico dell'area tratteggiata rispetto all'asse $x-x$ baricentrico

b = larghezza corda

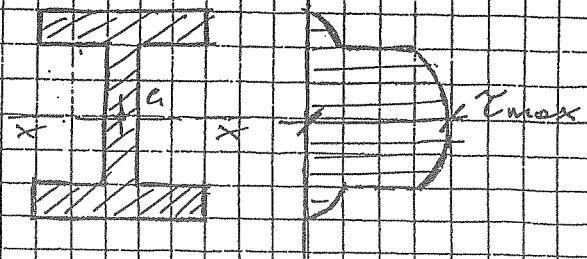
J = momento di inerzia della sezione rispetto all'asse $x-x$ baricentrico

Esempi:

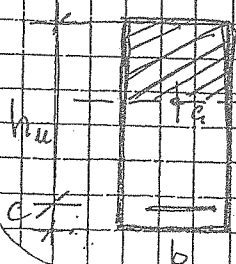
SEZ. RETTANGOLARE



SEZIONE A I



SEZIONE IN C.A.



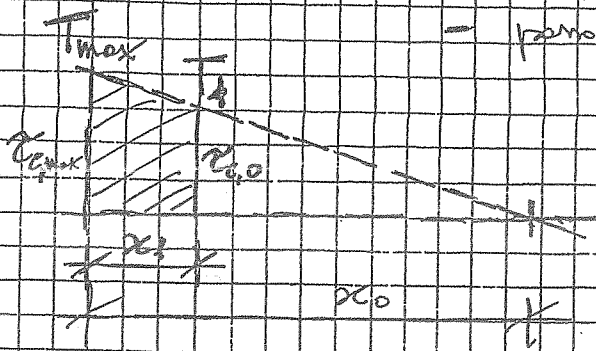
$$\tau_{max} = \frac{T}{b \times 0,9 \times h_u}$$

Nelle travi in c.e. occorre determinare il tratto in cui $\tau_c > \tau_{c,0}$ e quello in cui $\tau_c < \tau_{c,0}$

Per $\tau_c > \tau_{c,0}$ si procede al calcolo delle armature a taglio (staffe)

Per $\tau_c < \tau_{c,0}$ non occorre procedere al calcolo delle armature a taglio, bisogna però verificare che:

- staffe minime $> 3 \text{ cm}^2/\text{m}$
- passo staffe $< 0,8 \text{ m}$



x_0 = sezione di taglio nullo

x_1 = sezione in cui $\tau_c = \tau_{c,0}$

Sezione x_0 $T = 0$

$$x_0 = \frac{T_{max}}{q}$$

Sezione x_1 $T = T_1$

$$x_1 = \frac{T_{max} - T_1}{q}$$

$$\tau_c = \frac{T}{b \times 0,9 \times h_{eff}}$$

\Rightarrow

$$T_1 = \tau_{c,0} \times b \times 0,9 \times h_{eff}$$

$$T_1 = T_{max} - q x_1$$

Determinato la x_1 si procede al calcolo dello scorrimento "S"

$$S = \frac{\tau_{c,max} + \tau_{c,0}}{2} x_1 b \quad \rightarrow \text{SCORRIMENTO}$$

$$\text{Area staffe} = \frac{S}{G_s} = A_{st} \quad (G_s = \text{tenacità ammissibile staffe})$$

$$A_{st} = n_{st} \times A_{st1} \times n_b \quad \left\{ \begin{array}{l} n_{st} = \text{numero staffe} \\ A_{st1} = \text{Area staffa singolo braccio} \\ n_b = \text{numero bracci} \end{array} \right.$$

$$n_{st} = \frac{S}{G_s \times n_b \times A_{st1}} \quad \rightarrow \text{da disporre nel tratto } x_1$$