

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

MODULO 4

- ***COSTRUZIONI DI ACCIAIO*** -

Relatore: Ing. Federico Carboni

Dottore di Ricerca in "Strutture e Infrastrutture"
presso l'Università Politecnica delle Marche

RESISTENZA ACCIAIO

Per gli acciai per la realizzazione di strutture metalliche o composte, i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} sono riportati nella seguente tabella, valida per

laminati a caldo con profili a sezione aperta

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		40 mm $< t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

RESISTENZA ACCIAIO

Un' analoga tabella è disponibile per

laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		

DESIGNAZIONI PRECEDENTI

Per avere una più chiara comprensione delle nuove sigle, può farsi utile riferimento alla seguente tabella, che riporta l'elenco delle precedenti designazioni nazionali corrispondenti

Designazione			Precedenti designazioni equivalenti									
Secondo EN 10027-1 ed ECIS IC 10	Secondo EN 10027-2	Secondo EN 10025:1990	Germania	Francia	Regno Unito	Spagna	Italia	Belgio	Svezia	Portogallo	Austria	Norvegia
S185	1.0035	Fe 310-0	St 33	A 33		A 310-0	Fe 320	A 320	13 00-00	Fe 310-0	St 320	
S235JR	1.0037	Fe 360 B	St 37-2	E 24-2			Fe 360 B	AE 235-B	13 11-00	Fe 360-B		NS 12 120
S235JRG1	1.0036	Fe 360 BFU	USt 37-2			AE 235 B-FU					USt 360 B	NS 12 122
S235JRG2	1.0038	Fe 360 BFN	RSt 37-2		40 B	AE 235 B-FN			13 12-00		RSt 360 B	NS 12 123
S235J0	1.0114	Fe 360 C	St 37-3 U	E 24-3	40 C	AE 235 C	Fe 360-C	AE 235-C		Fe 360-C	St 360 C	NS 12 124
S235J2G3	1.0116	Fe 360 D1	St 37-3 N	E 24-4	40 D	AE 235 D	Fe 360 D	AE 235-D		Fe 360-D	St 360 CE	
S235J2G4	1.0117	Fe 360 D2	-								St 360 D	NS 12 124
S275JR	1.0044	Fe 430 B	St 44-2	E 28-2	43 B	AE 275 B	Fe 430 B	AE 255-B	14 12-00	Fe 430-B	St 430 B	NS 12 142
S275J0	1.0143	Fe 430 C	St 44-3 U	E 28-3	43 C	AE 275 C	Fe 430 C	AE 255-C		Fe 430-C	St 430 C	NS 12 143
S275J2G3	1.0144	Fe 430 D1	St 44-3 N	E 28-4	43 D	AE 275 D	Fe 430 D	AE 255-D	14 14-00	Fe 430-D	St 430 CE	
S275J2G4	1.0145	Fe 430 D2	-						14 14-01		St 430 D	NS 12 143
S355JR	1.0045	Fe 510 B	-	E 36-2	50 B	AE 355 B	Fe 510 B	AE 355-B		Fe 510-B		
S355J0	1.0553	Fe 510 C	St 52-3 U	E 36-3	50 C	AE 355 C	Fe 510 C	AE 355-C		Fe 510-C	St 510 C	NS 12 153
S355J2G3	1.0570	Fe 510 D1	St 52-3 N		50 D	AE 355 D	Fe 510 D	AE 355-D		Fe 510-D	St 510 D	NS 12 153
S355J2G4	1.0577	Fe 510 D2	-									
S355K2G3	1.0595	Fe 510 DD1	-	E 36-4	50 DD			AE 355-DD		Fe 510-DD		
S355K2G4	1.0596	Fe 510 DD2	-									
E295	1.0050	Fe 490-2	St 50-2	A 50-2		A 490	Fe 490	A 490-2	15 50-00 15 50-01	Fe 490-2	St 490	
E335	1.0060	Fe 590-2	St 60-2	A 60-2		A 590	Fe 590	A 590-2	16 50-00 16 50-01	Fe 590-2	St 590	
E360	1.0070	Fe 690-2	St 70-2	A 70-2		A 690	Fe 690	A 690-2	16 55-00 16 55-01	Fe 690-2	St 690	

CONFRONTO TIPI DI ACCIAIO

Volendo riportare gli acciai di uso corrente nella nomenclatura che verrà adottata con le nuove norme tecniche per le costruzioni, si otterrebbe quindi



Come può osservarsi, di fatto si introduce una nuova tipologia di acciaio (S420, S450 e S460) avente caratteristiche notevolmente superiori a quelle degli acciai attualmente utilizzati

ACCIAIO PER BULLONI

Per bulloni in acciaio, le classi utilizzabili e i rispettivi valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} sono riportati nelle seguenti tabelle

Classificazione secondo UNI EN ISO 898-1:2001

	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10

Tensioni di snervamento e di rottura per le diverse classi

Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

In tal caso, le tipologie previste dalle nuove norme tecniche coincidono esattamente con le tipologie attualmente in commercio illustrate nel D.M. 9 gennaio 1996

ACCIAIO PER CHIODI

Per chiodi in acciaio da ribadire a caldo, le classi utilizzabili e i rispettivi valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yb} e di rottura f_{tb} sono riportati nella seguente tabella

Tipo di acciaio*	Prova di trazione (vedere punto 6.2.)									
	Carico unitario di rottura R		Carico unitario di snervamento R_s min. per diametri in mm						Allungamento A min. per diametri in mm	
			fino a 16		oltre 16 fino a 40		oltre 40		fino a 40	oltre 40
	N/mm ²	kgf/mm ²	N/mm ²	kgf/mm ²	N/mm ²	kgf/mm ²	N/mm ²	kgf/mm ²	%	%
Fe 37 B KB Fe 37 C KB Fe 37 D KB	360 ÷ 460	37 ÷ 47	235	24	225	23	215	22	28	27
Fe 44 B KB Fe 44 C KB Fe 44 D KB	430 ÷ 530	44 ÷ 54	275	28	265	27	255	26	24	23
Fe 52 B KB Fe 52 C KB Fe 52 D KB	510 ÷ 610	52 ÷ 62	355	36	345*	35*	335**	34**	22***	21**
Fe 50 KB	490 ÷ 610	50 ÷ 62	295	30	295	30	275	28	20	19
Fe 60 KB	590 ÷ 710	60 ÷ 72	355	36	355	36	315	32	16	15

CLASSIFICAZIONE DELLE SEZIONI

CLASSE 1 (SEZIONI COMPATTE)

- Sezioni in grado di sviluppare la resistenza plastica ultima con una capacità rotazionale elevata (curvatura ultima ≥ 4 volte curvatura allo snervamento)

CLASSE 2 (SEZIONI COMPATTE)

- Sezioni in grado di sviluppare la resistenza plastica ultima con una capacità rotazionale limitata (curvatura ultima $\geq 2,5$ volte curvatura allo snervamento)

CLASSE 3 (SEZIONI MODERATAMENTE SNELLE)

- Sezioni che riescono a sviluppare la resistenza allo snervamento ma non la resistenza ultima plastica causa le instabilità locali in campo plastico

CLASSE 4 (SEZIONI SNELLE)

- Sezioni che non riescono a sviluppare la resistenza allo snervamento e tantomeno la resistenza ultima plastica causa le instabilità locali in campo elastico

DETERMINAZIONE DELLA CLASSE

Di fianco si riporta la tabella con delle indicazioni circa i massimi rapporti tra larghezza c e spessore t delle parti compresse per la determinazione della classe cui appartiene la sezione

Come può desumersi, la classe dipende in generale anche dal tipo di azione sollecitante poiché da essa dipenderà la curvatura imposta alla sezione e di conseguenza la porzione di sezione che, essendo compressa, potrebbe essere soggetta a instabilità locale

La tabella mostrata in particolare è valida **per la determinazione della classe associata all'anima della sezione**

Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	quando $\alpha > 0,5 : c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5 : c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	quando $\psi > -1 : c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1 : c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

DETERMINAZIONE DELLA CLASSE

Di seguito si riportano invece le tabelle contenenti i massimi rapporti tra larghezza e spessore per la determinazione della classe associata alle ali della sezione ovvero ad angolari e tubolari

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione				
		Con estremità in compressione		Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
2	$c/t \leq 10\epsilon$	$c/t \leq \frac{10e}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	$c/t \leq \frac{9e}{\alpha\sqrt{\alpha}}$
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$	$c/t \leq 21e\sqrt{k_0}$ Per k_0 vedere EN 1993-1-5				
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Angolari						
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti						
Classe	Sezione in compressione					
Distribuzione delle tensioni in sezione (compressione positiva)						
3	$h/t \leq 15\epsilon$		$\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$			
Sezioni Tubolari						
Sezione inflessa e/o compressa						
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)					
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	f_{yk}	235	275	355	420	460
	e	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	e^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

Ovviamente in caso di valori discordanti tra anima ed ali, il valore della classe da attribuire alla sezione è quello più alto ottenuto dai suoi componenti

IPE – CLASSE ALI

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **IPE**

Studiando la flessibilità delle ali, è possibile osservare come queste siano da ritenersi sempre compatte (Classe 1)

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato, come è lecito attendersi e comunque a favore di sicurezza, per parti esterne soggette a sola compressione

IPE	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
80	16,1	5,2	3,1	1	1	1	1	1
100	18,5	5,7	3,2	1	1	1	1	1
120	22,8	6,3	3,6	1	1	1	1	1
140	27,2	6,9	3,9	1	1	1	1	1
160	29,5	7,4	4,0	1	1	1	1	1
180	33,9	8,0	4,2	1	1	1	1	1
200	35,2	8,5	4,1	1	1	1	1	1
220	40,1	9,2	4,4	1	1	1	1	1
240	41,9	9,8	4,3	1	1	1	1	1
270	49,2	10,2	4,8	1	1	1	1	1
300	56,5	10,7	5,3	1	1	1	1	1
330	58,3	11,5	5,1	1	1	1	1	1
360	63,0	12,7	5,0	1	1	1	1	1
400	64,7	13,5	4,8	1	1	1	1	1
450	69,3	14,6	4,7	1	1	1	1	1
500	73,9	16,0	4,6	1	1	1	1	1
550	75,5	17,2	4,4	1	1	1	1	1
600	80,0	19,0	4,2	1	1	1	1	1

IPE – CLASSE ANIMA INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **IPE**

Studiando la flessibilità dell'anima inflessa, è possibile osservare come questa sia da ritenersi sempre compatta (Classe 1)

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per parti soggette a flessione come potrebbe verificarsi nel caso di travi

IPE	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
80	59,6	3,8	15,7	1	1	1	1	1
100	74,6	4,1	18,2	1	1	1	1	1
120	93,4	4,4	21,2	1	1	1	1	1
140	112,2	4,7	23,9	1	1	1	1	1
160	127,2	5,0	25,4	1	1	1	1	1
180	146,0	5,3	27,5	1	1	1	1	1
200	159,0	5,6	28,4	1	1	1	1	1
220	177,6	5,9	30,1	1	1	1	1	1
240	190,4	6,2	30,7	1	1	1	1	1
270	219,6	6,6	33,3	1	1	1	1	1
300	248,6	7,1	35,0	1	1	1	1	1
330	271,0	7,5	36,1	1	1	1	1	1
360	298,6	8,0	37,3	1	1	1	1	1
400	331,0	8,6	38,5	1	1	1	1	1
450	378,8	9,4	40,3	1	1	1	1	1
500	426,0	10,2	41,8	1	1	1	1	1
550	467,6	11,1	42,1	1	1	1	1	1
600	514,0	12,0	42,8	1	1	1	1	1

IPE – CLASSE ANIMA COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **IPE**

Studiando la flessibilità dell'anima compressa, è possibile osservare come questa possa ritenersi snella per le sezioni di dimensioni maggiori

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per parti soggette a compressione come potrebbe verificarsi nel caso di pilastri

IPE	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
80	59,6	3,8	15,7	1	1	1	1	1
100	74,6	4,1	18,2	1	1	1	1	1
120	93,4	4,4	21,2	1	1	1	1	1
140	112,2	4,7	23,9	1	1	1	1	2
160	127,2	5,0	25,4	1	1	1	2	2
180	146,0	5,3	27,5	1	1	2	2	3
200	159,0	5,6	28,4	1	1	2	2	3
220	177,6	5,9	30,1	1	1	2	3	4
240	190,4	6,2	30,7	1	2	2	3	4
270	219,6	6,6	33,3	2	2	3	4	4
300	248,6	7,1	35,0	2	3	4	4	4
330	271,0	7,5	36,1	2	3	4	4	4
360	298,6	8,0	37,3	2	3	4	4	4
400	331,0	8,6	38,5	3	3	4	4	4
450	378,8	9,4	40,3	3	4	4	4	4
500	426,0	10,2	41,8	3	4	4	4	4
550	467,6	11,1	42,1	4	4	4	4	4
600	514,0	12,0	42,8	4	4	4	4	4

HEA – CLASSE ALI

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEA**

Studiando la flessibilità delle ali, è possibile osservare come queste possano ritenersi moderatamente snelle per sezioni intermedie

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato, come è lecito attendersi e comunque a favore di sicurezza, per parti esterne soggette a sola compressione

HEA	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	35,5	8,0	4,4	1	1	1	1	1
120	45,5	8,0	5,7	1	1	1	1	1
140	55,3	8,5	6,5	1	1	1	1	2
160	62,0	9,0	6,9	1	1	1	2	2
180	72,0	9,5	7,6	1	1	2	3	3
200	78,8	10,0	7,9	1	1	2	3	3
220	88,5	11,0	8,0	1	1	2	3	3
240	95,3	12,0	7,9	1	1	2	3	3
260	102,3	12,5	8,2	1	1	3	3	3
280	112,0	13,0	8,6	1	2	3	3	3
300	118,8	14,0	8,5	1	2	3	3	3
320	118,5	15,5	7,6	1	1	2	3	3
340	118,3	16,5	7,2	1	1	1	2	3
360	118,0	17,5	6,7	1	1	1	1	2
400	117,5	19,0	6,2	1	1	1	1	1
450	117,3	21,0	5,6	1	1	1	1	1
500	117,0	23,0	5,1	1	1	1	1	1
550	116,8	24,0	4,9	1	1	1	1	1

HEA – CLASSE ANIMA INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEA**

Studiando la flessibilità dell'anima inflessa, è possibile osservare come questa sia da ritenersi sempre compatta (Classe 1)

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per parti soggette a flessione come potrebbe verificarsi nel caso di travi

HEA	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	56,0	5,0	11,2	1	1	1	1	1
120	74,0	5,0	14,8	1	1	1	1	1
140	92,0	5,5	16,7	1	1	1	1	1
160	104,0	6,0	17,3	1	1	1	1	1
180	122,0	6,0	20,3	1	1	1	1	1
200	134,0	6,5	20,6	1	1	1	1	1
220	152,0	7,0	21,7	1	1	1	1	1
240	164,0	7,5	21,9	1	1	1	1	1
260	177,0	7,5	23,6	1	1	1	1	1
280	196,0	8,0	24,5	1	1	1	1	1
300	208,0	8,5	24,5	1	1	1	1	1
320	225,0	9,0	25,0	1	1	1	1	1
340	243,0	9,5	25,6	1	1	1	1	1
360	261,0	10,0	26,1	1	1	1	1	1
400	298,0	11,0	27,1	1	1	1	1	1
450	344,0	11,5	29,9	1	1	1	1	1
500	390,0	12,0	32,5	1	1	1	1	1
550	438,0	12,5	35,0	1	1	1	1	1

HEA – CLASSE ANIMA COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEA**

Studiando la flessibilità dell'anima compressa, è possibile osservare come questa possa ritenersi snella per le sezioni di dimensioni maggiori

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per parti soggette a compressione come potrebbe verificarsi nel caso di pilastri

HEA	c [mm]	t [mm]	c/t	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	56,0	5,0	11,2	1	1	1	1	1
120	74,0	5,0	14,8	1	1	1	1	1
140	92,0	5,5	16,7	1	1	1	1	1
160	104,0	6,0	17,3	1	1	1	1	1
180	122,0	6,0	20,3	1	1	1	1	1
200	134,0	6,5	20,6	1	1	1	1	1
220	152,0	7,0	21,7	1	1	1	1	1
240	164,0	7,5	21,9	1	1	1	1	1
260	177,0	7,5	23,6	1	1	1	1	2
280	196,0	8,0	24,5	1	1	1	1	2
300	208,0	8,5	24,5	1	1	1	1	2
320	225,0	9,0	25,0	1	1	1	2	2
340	243,0	9,5	25,6	1	1	1	2	2
360	261,0	10,0	26,1	1	1	1	2	2
400	298,0	11,0	27,1	1	1	2	2	3
450	344,0	11,5	29,9	1	1	2	3	4
500	390,0	12,0	32,5	1	2	3	4	4
550	438,0	12,5	35,0	2	3	4	4	4

HEA – CLASSE SEZIONE COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEA**

Estrapolando la classe peggiore identificabile per l'anima e per le ali, si ottiene dunque la tabella riassuntiva illustrata al fianco

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per parti soggette a compressione come potrebbe verificarsi nel caso di pilastri

HEA	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	2
160	1	1	1	2	2
180	1	1	2	3	3
200	1	1	2	3	3
220	1	1	2	3	3
240	1	1	2	3	3
260	1	1	3	3	3
280	1	2	3	3	3
300	1	2	3	3	3
320	1	1	2	3	3
340	1	1	1	2	3
360	1	1	1	2	2
400	1	1	2	2	3
450	1	1	2	3	4
500	1	2	3	4	4
550	2	3	4	4	4

HEB – CLASSE SEZIONE INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEB**

Così come mostrato per l'HEA in precedenza, si è identificata la classe peggiore tra quella dell'anima e delle ali ottenendo la tabella riassuntiva al fianco

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per ali compresse e anima inflessa come potrebbe verificarsi nel caso di travi

HEB	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	1
180	1	1	1	1	1
200	1	1	1	1	1
220	1	1	1	1	1
240	1	1	1	1	1
260	1	1	1	1	1
280	1	1	1	1	1
300	1	1	1	1	1
320	1	1	1	1	1
340	1	1	1	1	1
360	1	1	1	1	1
400	1	1	1	1	1
450	1	1	1	1	1
500	1	1	1	1	1
550	1	1	1	1	1

HEB – CLASSE SEZIONE COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **HEB**

Così come mostrato per l'HEA in precedenza, si è identificata la classe peggiore tra quella dell'anima e delle ali ottenendo la tabella riassuntiva al fianco

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per ali compresse e anima compressa come potrebbe verificarsi nel caso di pilastri

HEB	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
100	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	1
180	1	1	1	1	1
200	1	1	1	1	1
220	1	1	1	1	1
240	1	1	1	1	1
260	1	1	1	1	1
280	1	1	1	1	1
300	1	1	1	1	1
320	1	1	1	1	1
340	1	1	1	1	1
360	1	1	1	1	1
400	1	1	1	1	1
450	1	1	1	1	2
500	1	1	2	2	2
550	1	1	2	3	3

UNP – CLASSE SEZIONE INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **UNP**

Così come mostrato in precedenza, si è identificata la classe peggiore tra quella dell'anima e delle ali ottenendo la tabella riassuntiva al fianco

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per ali compresse e anima inflessa come potrebbe verificarsi nel caso di travi

UNP	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
30	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1
65	1	1	1	1	1
80	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	1
180	1	1	1	1	1
200	1	1	1	1	1
220	1	1	1	1	1
240	1	1	1	1	1
260	1	1	1	1	1
280	1	1	1	1	1
300	1	1	1	1	1

UNP – CLASSE SEZIONE COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza delle sezioni di tipo **UNP**

Così come mostrato in precedenza, si è identificata la classe peggiore tra quella dell'anima e delle ali ottenendo la tabella riassuntiva al fianco

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato per ali compresse e anima compressa come potrebbe verificarsi nel caso di pilastri

UNP	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
30	1	1	1	1	1
40	1	1	1	1	1
50	1	1	1	1	1
65	1	1	1	1	1
80	1	1	1	1	1
100	1	1	1	1	1
120	1	1	1	1	1
140	1	1	1	1	1
160	1	1	1	1	1
180	1	1	1	1	1
200	1	1	1	1	1
220	1	1	1	1	1
240	1	1	1	1	1
260	1	1	1	1	1
280	1	1	1	1	1
300	1	1	1	1	1

ANGOLARI – CLASSE SEZIONE INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza degli **angolari a lati uguali**

Il raffronto con i valori limite è stato effettuato riferendosi ai valori indicati per piattabande esterne compresse

Trattandosi di angolari, i valori per sezione inflessa sono stati desunti dalla sola analisi di una delle ali, ritenendo il resto della sezione teso per effetto della flessione

Angolari	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
L 30x3	1	1	2	2	3
L 40x4	1	1	2	2	3
L 50x5	1	1	2	3	3
L 60x6	1	1	2	3	3
L 70x7	1	1	2	3	3
L 80x8	1	1	2	3	3
L 90x9	1	1	2	3	3
L 100x10	1	1	2	3	3
L 110x10	1	2	3	3	3
L 120x12	1	1	2	3	3
L 130x12	1	2	3	3	3
L 140x13	1	2	3	3	3
L 150x15	1	1	2	3	3
L 160x16	1	1	2	3	3
L 180x18	1	1	2	3	3
L 200x20	1	1	2	3	3
L 250x25	1	1	3	3	3

ANGOLARI – CLASSE SEZIONE COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza degli **angolari a lati uguali**

I valori limite per sezione compressa sono stati desunti dalla specifica tabella per angolari, la quale comunque impone una classe minima pari a 3

Data la sezione in oggetto, oltre che nei pilastri, lo stato di compressione potrebbe verificarsi per elementi di travature reticolari

Angolari	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
L 30x3	3	3	3	3	3
L 40x4	3	3	3	3	3
L 50x5	3	3	3	3	3
L 60x6	3	3	3	3	3
L 70x7	3	3	3	3	3
L 80x8	3	3	3	3	3
L 90x9	3	3	3	3	3
L 100x10	3	3	3	3	3
L 110x10	3	3	3	3	4
L 120x12	3	3	3	3	3
L 130x12	3	3	3	3	4
L 140x13	3	3	3	3	4
L 150x15	3	3	3	3	3
L 160x16	3	3	3	3	3
L 180x18	3	3	3	3	3
L 200x20	3	3	3	3	3
L 250x25	3	3	3	3	3

TUBI TONDI – CLASSE

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza dei **tubi tondi**

In tal caso la norma dà un'identificazione della classe univoca indipendente dal tipo di sollecitazione agente

Adottando degli spessori adeguati è possibile ottenere sezioni che siano sempre di tipo compatto (Classe 1)

Tubo tondo	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
Ø21,3x2	1	1	1	1	1
Ø26,9x2	1	1	1	1	1
Ø33,7x2	1	1	1	1	1
Ø42,4x2	1	1	1	1	1
Ø48,3x2	1	1	1	1	1
Ø60,3x2,5	1	1	1	1	1
Ø76,1x3	1	1	1	1	1
Ø88,9x4	1	1	1	1	1
Ø101,6x4	1	1	1	1	1
Ø114,3x5	1	1	1	1	1
Ø139,7x6	1	1	1	1	1
Ø168,3x8	1	1	1	1	1
Ø177,8x8	1	1	1	1	1
Ø193,7x8	1	1	1	1	1
Ø219,1x10	1	1	1	1	1

TUBI QUADRATI – CLASSE

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza dei **tubi quadrati**

In tal caso la norma dà un'identificazione della classe dipendente dal tipo di sollecitazione agente sul tubo

Tanto in regime di flessione che di compressione, per piccole dimensioni è tuttavia possibile ottenere comunque delle sezioni di tipo compatto (Classe 1)

Tubo quadro	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
40x2,9	1	1	1	1	1
50x2,9	1	1	1	1	1
60x3,6	1	1	1	1	1
70x4	1	1	1	1	1
80x4	1	1	1	1	1
90x4	1	1	1	1	1
100x4	1	1	1	1	1
110x4,5	1	1	1	1	1
120x5	1	1	1	1	1
130x5	1	1	1	1	1
140x5,4	1	1	1	1	1
150x5,4	1	1	1	1	1
160x7,1	1	1	1	1	1

OMEGA – CLASSE ALI

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza dei **profili omega**

In tal caso la norma dà un'identificazione della classe dipendente dal tipo di sollecitazione agente sul profilo

Appurato che per acciai di qualità inferiore la sezione può considerarsi compatta, va comunque sottolineato che per applicazioni di travi in semplice appoggio le ali risulterebbero tese

Profilati a Omega	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
40x25x15x2	1	1	1	1	1
45x30x20x2	1	1	2	3	3
50x25x15x2	1	1	1	1	1
60x25x20x3	1	1	1	1	1
80x40x25x3	1	1	1	1	1
90x40x25x3	1	1	1	1	1
100x50x30x3	1	1	2	3	3
110x50x30x3	1	1	2	3	3
120x60x30x3	1	1	2	3	3
150x80x40x4	1	1	2	3	3
180x80x40x4	1	1	2	3	3

OMEGA – CLASSE ANIMA INFLESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza dei **profili omega**

Per quanto visto e per quanto detto in precedenza, travi in semplice appoggio possono considerarsi a sezione compatta

La situazione anzi detta potrebbe verificarsi negli arcarecci di copertura, sempre che la pendenza non dia compressione nelle ali con la flessione deviata

Profilati a Omega	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
40x25x15x2	1	1	1	1	1
45x30x20x2	1	1	1	1	1
50x25x15x2	1	1	1	1	1
60x25x20x3	1	1	1	1	1
80x40x25x3	1	1	1	1	1
90x40x25x3	1	1	1	1	1
100x50x30x3	1	1	1	1	1
110x50x30x3	1	1	1	1	1
120x60x30x3	1	1	1	1	1
150x80x40x4	1	1	1	1	1
180x80x40x4	1	1	1	1	1

OMEGA – CLASSE ANIMA COMPRESSA

Si analizzi la classificazione in termini di compattezza dei **profili omega**

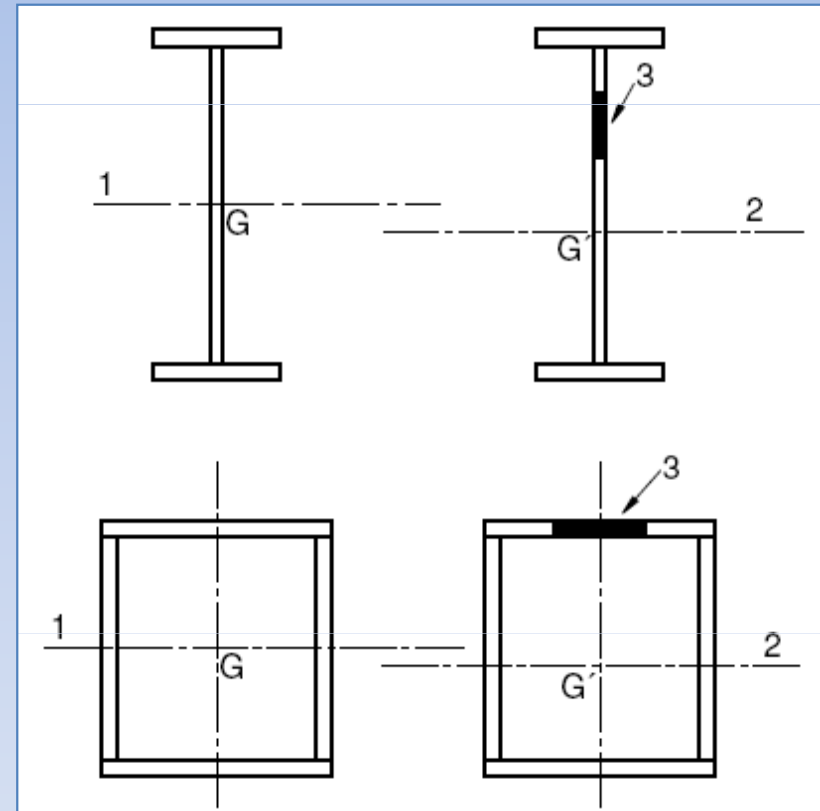
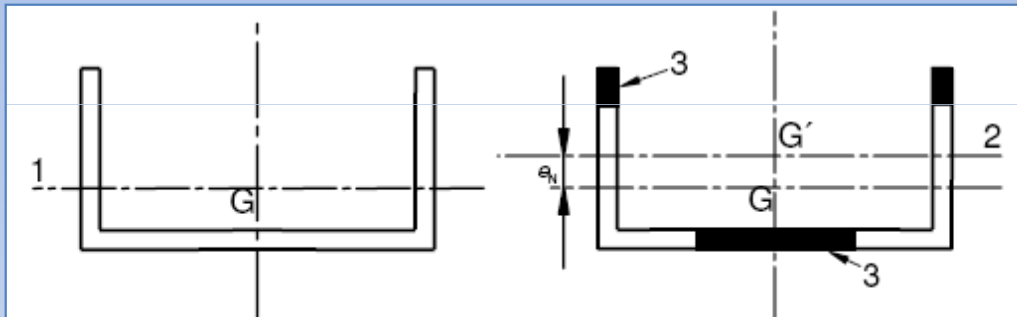
I risultati appaiono invece più restrittivi in caso di sezione soggetta a compressione

Per detto motivo, anche in caso di arcarecci, è bene valutare se esistano condizioni che possano generare compressioni indesiderate

Profilati a Omega	Classe (S235)	Classe (S275)	Classe (S355)	Classe (S420)	Classe (S460)
40x25x15x2	1	1	1	1	1
45x30x20x2	1	1	1	1	1
50x25x15x2	1	1	1	1	1
60x25x20x3	1	1	1	1	1
80x40x25x3	1	1	1	1	1
90x40x25x3	1	1	1	2	2
100x50x30x3	1	1	2	3	3
110x50x30x3	1	2	3	4	4
120x60x30x3	2	3	4	4	4
150x80x40x4	2	2	3	4	4
180x80x40x4	3	4	4	4	4

SEZIONE EFFETTIVA

Nelle sezioni di Classe 4, occorre tener conto degli effetti di instabilità locale facendo riferimento alle caratteristiche geometriche efficaci valutate depurando la sezione delle parti instabili



Le figure illustrano riportando in nero (3) le zone non efficaci, evidenziando come oltre ad un'ovvia riduzione di area, modulo resistente e momento di inerzia, l'adozione della sezione effettiva comporta **uno spostamento dell'asse baricentrico (da 1 a 2), con conseguente eccentricità e_N cui è imputabile la nascita di un momento flettente aggiuntivo**

Seppure l'applicazione di una sezione ridotta sia concettualmente semplice, la determinazione della geometria della stessa risulta non immediata e per essa si rimanda alla UNI EN 1993-1-3 (per laminati formati a freddo) e alla UNI EN 1993-1-5 (per laminati a caldo)

APPROCCI PROGETTUALI

L'analisi di una struttura può effettuarsi con uno dei seguenti metodi

Metodo di Analisi	Descrizione	Tipi di Sezione
Elastico (E)	Calcolo lineare delle strutture La rigidezza EJ degli elementi è costante <u>(E' il calcolo che si usa nelle tensioni ammissibili)</u>	Tutte
Plastico (P)	La rigidezza EJ degli elementi è infinitamente grande <u>Le deformazioni sono computate in apposite cerniere plastiche</u> (Le cerniere devono inserirsi nelle zone a rischio di danno)	Compatte (Classe 1)
Elasto-Plastico (EP)	Calcolo non lineare delle strutture <u>La rigidezza EJ degli elementi è variabile</u> (In funzione dei legami costitutivi adottati per i materiali)	Tutte

Ai differenti metodi di analisi sono quindi associati dei medesimi metodi di calcolo della capacità resistente della sezione, sebbene per il metodo elastico sia anche ammessa la valutazione della resistenza con metodo elasto-plastico e, per sezioni compatte di Classe 1 o 2, il calcolo della resistenza con metodo plastico

VERIFICA ELASTICA

Le verifiche in campo elastico per gli stati di sforzo piani pluriassiali possono eseguirsi attraverso la

$$\sigma_{X,Ed}^2 + \sigma_{Z,Ed}^2 - \sigma_{X,Ed} \cdot \sigma_{Z,Ed} + 3\tau_{Ed}^2 < \left(\frac{f_{yk}}{1,05} \right)^2$$

Essendo

$\sigma_{X,Ed}$ la tensione normale agente in direzione parallela all'asse della membratura

$\sigma_{Z,Ed}$ la tensione normale agente in direzione ortogonale all'asse della membratura

τ_{Ed} la tensione tangenziale agente nel piano della sezione della membratura

Usualmente, essendo nulla la tensione $\sigma_{Z,Ed}$, la verifica può riscriversi nella formula

$$\sigma_{X,Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2 < \left(\frac{f_{yk}}{1,05} \right)^2$$

Essendo in generale, a meno di sezioni snelle

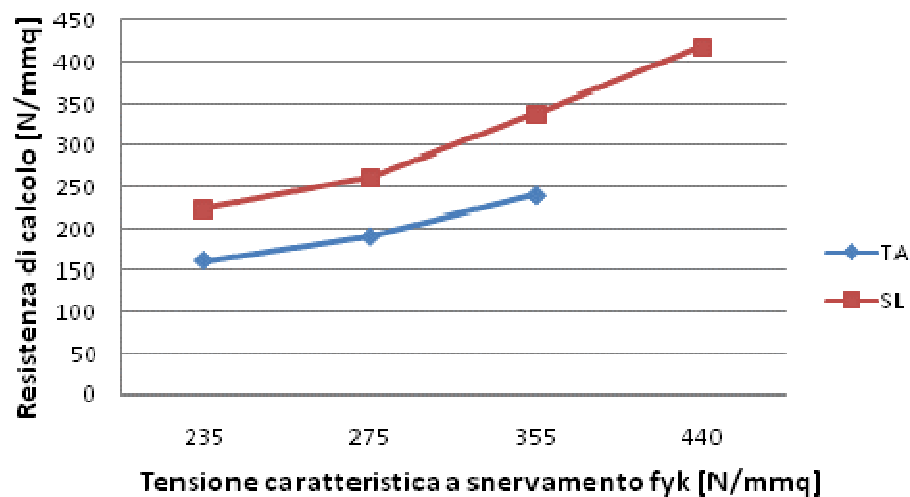
$$\sigma_{X,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{Y,Ed}}{I_Y} \cdot z + \frac{M_{Z,Ed}}{I_Z} \cdot y$$

$$\tau_{Ed} = \frac{V_{Ed} \cdot S_n}{s_a \cdot J_n}$$

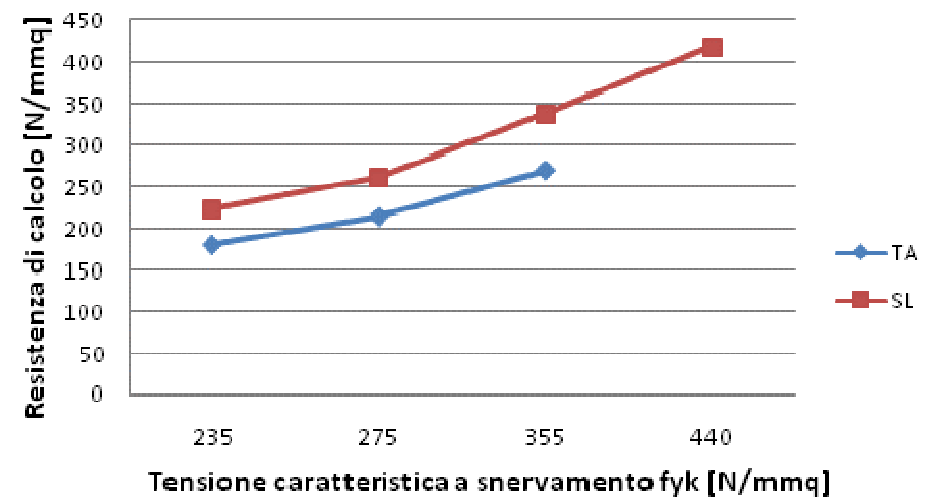
dove S_n è il momento statico rispetto la corda studiata della sola porzione sovrastante, J_n è il momento di inerzia rispetto alla corda dell'intera sezione e s_a è la larghezza della corda

CONFRONTO T.A. – STATI LIMITE

Da un confronto tra i valori delle resistenze di calcolo ottenute con il metodo alle tensioni ammissibili e le resistenze di calcolo ottenute con il metodo agli stati limite, può osservarsi come queste ultime siano maggiori di circa il 20%÷40% rispetto alle prime



ACCIAIO – Condizione di Carico TA Tipo I



ACCIAIO – Condizione di Carico TA Tipo II

Da un lato si osserva per la condizione di carico I un analogo incremento di resistenza e azioni, mentre dall'altro si osserva un debole incremento di resistenza per la condizione di carico II. In effetti nella condizione di carico II delle tensioni ammissibili i carichi erano combinati senza coefficienti di combinazione e comprensivi di azione sismica, situazione apparentemente più onerosa di quella prevista nelle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

VERIFICA A TRAZIONE

Le verifiche di elementi metallici soggetti ad un'azione di trazione N_{Ed} possono eseguirsi con le

$$N_{Ed} \leq N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{1,05}$$

Resistenza sezione lorda

$$N_{Ed} \leq N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{1,25}$$

Resistenza sezione netta

Essendo A_{net} la sezione al netto dei fori per i collegamenti

Poiché la rottura del collegamento avviene generalmente con un meccanismo di tipo fragile che non è in grado di garantire la dissipazione di energia normalmente richiesta in zona sismica, la resistenza ultima a rottura della sezione netta deve inoltre risultare maggiore della resistenza plastica della sezione lorda, garantendo dunque una buona dissipazione da parte dell'asta

Deve dunque risultare

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{1,05} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{1,25}$$

PERCENTUALE DI FORATURA

Applicando la formula di lato per i diversi tipi di acciaio è possibile determinare di caso in caso il minimo rapporto tra l'area della sezione netta A_{net} e quella della sezione lorda A ovvero, inversamente, la percentuale di foratura massima possibile in una sezione tesa bullonata

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{1,05} \leq \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{1,25}$$

Acciaio	f_{yk} [N/mm ²]	f_{tk} [N/mm ²]	A_{net}/A	% _{max} fori
S 235	235	360	0,86	14%
S 275	275	430	0,85	15%
S 355	355	510	0,92	8%
S 450	440	550	1,06	-6%
S 275 N/NL	275	390	0,93	7%
S 355 N/NL	355	490	0,96	4%
S 420 N/NL	420	520	1,07	-7%
S 460 N/NL	460	540	1,13	-13%
S 275 M/ML	275	370	0,98	2%
S 355 M/ML	355	470	1,00	0%
S 420 M/ML	420	520	1,07	-7%
S 460 M/ML	460	540	1,13	-13%
S 235 W	235	360	0,86	14%
S 355 W	355	510	0,92	8%

Come può osservarsi alcune tipologie di acciaio risultano inidonee alla realizzazione di elementi tesi bullonati, per i quali è consigliabile utilizzare acciai di tipo S 235 o S 275

VERIFICA A COMPRESSIONE

Le verifiche di elementi metallici soggetti ad una compressione N_{Ed} possono eseguirsi con le

Verifica a
compressione

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{1,05}$$

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{1,05}$$

Verifica a
instabilità

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$$N_{Ed} \leq N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A_{eff} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

$\gamma_{M1} = 1,05$
(eccetto ponti)

Resistenza sezioni
di classe 1, 2 e 3

Resistenza sezioni
di classe 4

Essendo A_{eff} la sezione effettiva ottenuta depurando dalla sezione lorda le parti instabili e χ un coefficiente che dipende dal tipo di sezione e di acciaio impiegato (analogo al vecchio ω)

La formula esposta è sostanzialmente analoga a quella esposta per sezioni tese, sebbene in tal caso non sia necessario sottrarre l'area dei fori per i collegamenti bullonati, sempre che detti fori risultino riempiti dagli elementi di collegamento e non sovradimensionati

Il coefficiente χ è sempre ≤ 1 ed ha quindi il compito di ridurre la resistenza per effetto dei fenomeni di instabilità che potrebbero insorgere nelle aste compresse

SNELLEZZA ADIMENSIONALE

Il coefficiente riduttivo χ dipende dalla snellezza adimensionale λ il cui valore è

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{1}{\pi \cdot \sqrt{E/f_{yk}}}$$

Sezioni di classe 1, 2 e 3

$$\bar{\lambda} = \frac{L_{cr}}{i} \cdot \frac{\sqrt{A_{eff}/A}}{\pi \cdot \sqrt{E/f_{yk}}}$$

Sezioni di classe 4

Dove

L_{cr} è la lunghezza critica di instabilità nel piano considerato (che può assumersi in genere pari ad L)

L è la lunghezza della membratura

i è il raggio giratorio di inerzia pari a $i = (I/A)^{0,5}$

I è il momento di inerzia baricentrico della sezione

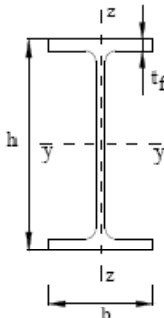
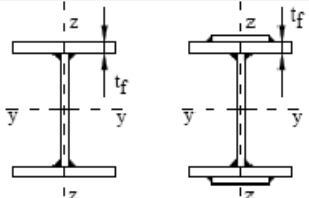
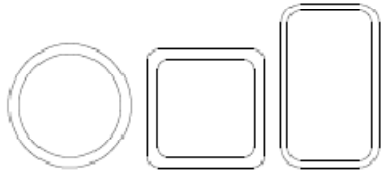
E è il modulo elastico dell'acciaio pari a 210000 N/mm²

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio

A_{eff} è l'area efficace in caso di sezioni snelle di classe 4

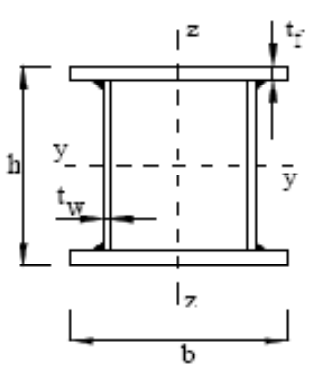
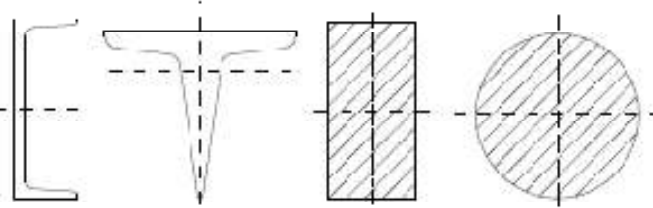
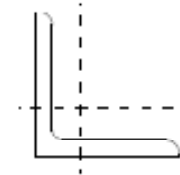
CURVE DI INSTABILITA' – SEZIONI (1)

Una volta determinato il valore della snellezza adimensionale λ e definito il tipo di acciaio previsto, occorre ricavare il tipo di comportamento (curva) da associare alla tipologia di sezione adottata

Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità		
				S235, S275, S355, S420	S460	
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 40$ mm	a b	a ₀ a ₀
				$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$ mm	b c	a a
		$h/b \leq 1,2$	y-y z-z	$t_f \leq 100$ mm	b c	a a
				$t_f > 100$ mm	d d	c c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm $t_f > 40$ mm	y-y z-z	b c	b c	
				c d	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo" Sezione formata "a freddo"	qualunque qualunque	a	a ₀	
				c	c	

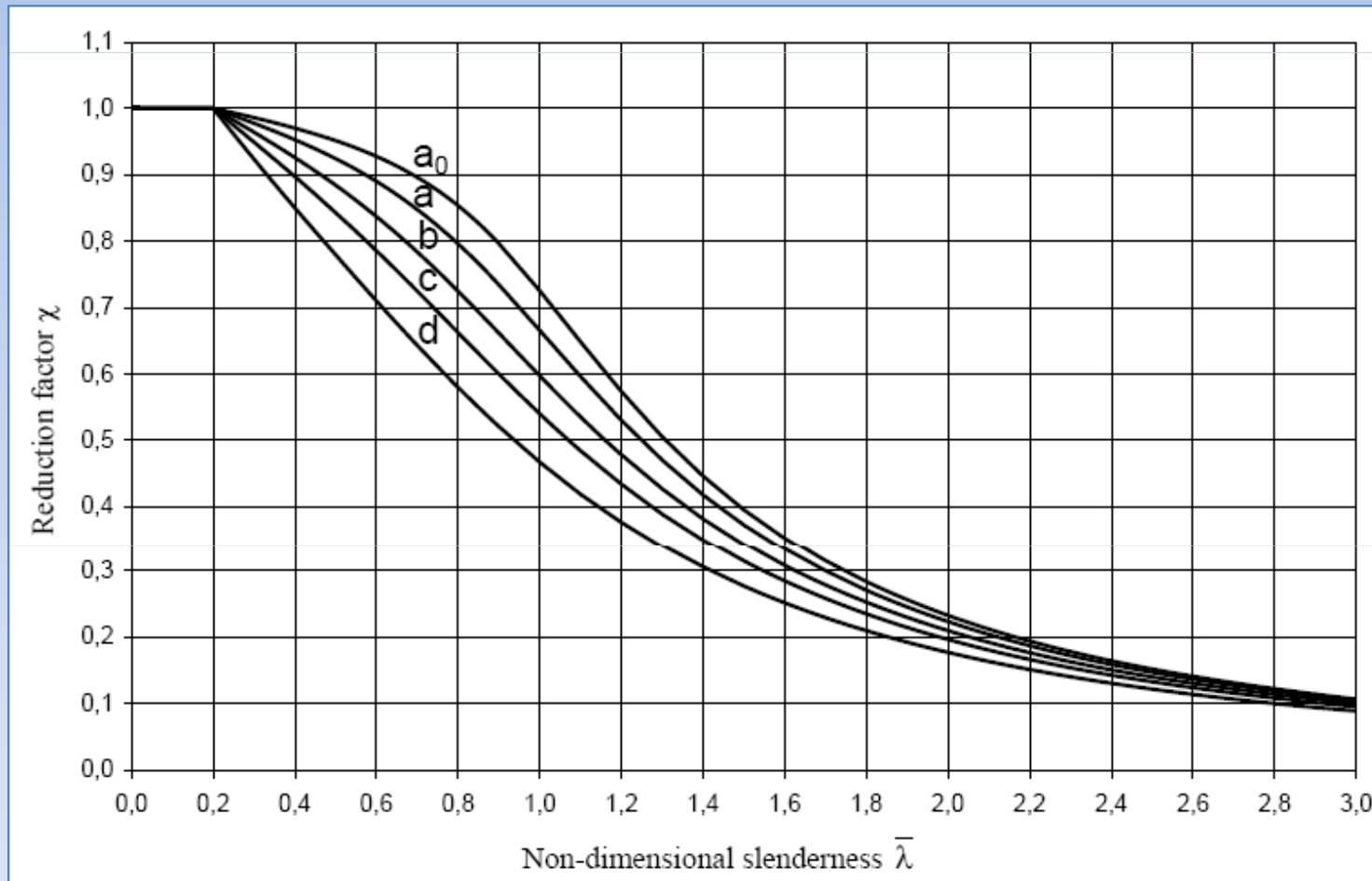
CURVE DI INSTABILITA' – SEZIONI (2)

Una volta determinato il valore della snellezza adimensionale λ e definito il tipo di acciaio previsto, occorre ricavare il tipo di comportamento (curva) da associare alla tipologia di sezione adottata

Sezioni: scotolari saldate		In generale		qualunque	b	b
		saldature "spesse" - $a > 0,5 t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$		qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T			qualunque		c	c
Sezioni ad L			qualunque		b	b
Curva di instabilità	a_0	a	b	c	d	
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76	

CURVE DI INSTABILITA' – GRAFICO

Una volta e delineata dalle tabelle precedenti la curva di instabilità di riferimento per la sezione e il tipo di acciaio previsti, il fattore riduttivo χ per effetto dell'instabilità a compressione può essere ricavato entrando nel grafico seguente attraverso il valore della snellezza adimensionale $\bar{\lambda}$



VERIFICA A FLESSIONE SEMPLICE

Le verifiche di elementi metallici soggetti ad una flessione retta M_{Ed} possono eseguirsi con le

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{1,05}$$

Resistenza sezioni
di classe 1 e 2

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{1,05}$$

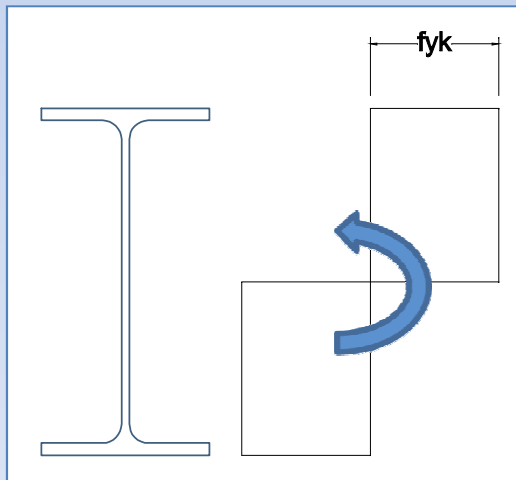
Resistenza sezioni
di classe 3

$$M_{Ed} \leq M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{1,05}$$

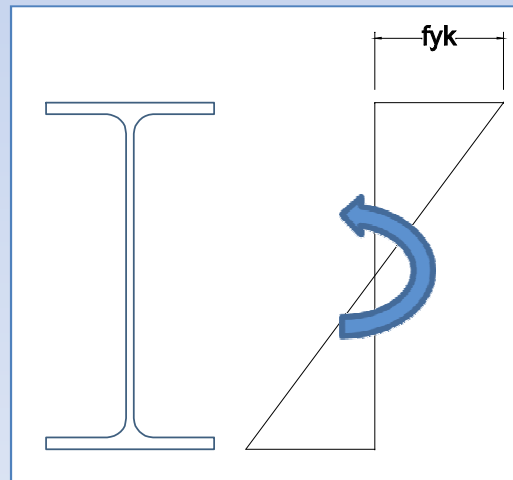
Resistenza sezioni
di classe 4

Dove

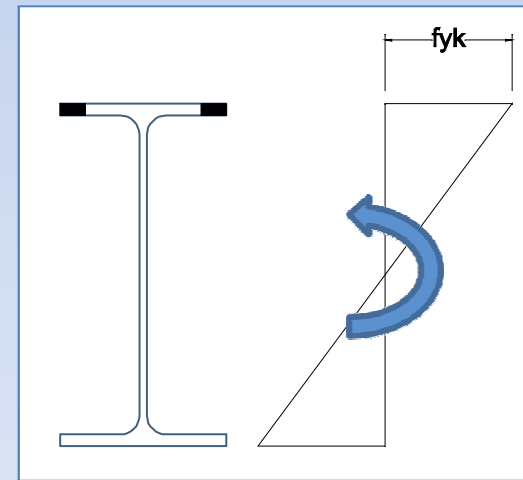
W_{pl} è il modulo
resistente plastico



W_{el} è il modulo resistente
elastico minimo



W_{pl} è il modulo resistente al
netto della parti inattive



PRESSO O TENSO FLESSIONE COMPOSTA

Per sezioni doppiamente simmetriche ad **I** o ad **H** di classe 1 e 2 che siano soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può valutarsi attraverso la

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1$$

Dove

n è il rapporto tra il carico assiale sollecitante e quello plastico resistente $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \geq 0,2$

a esprime la percentuale di area fornita dall'anima $a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$

$M_{pl,y,Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima

$M_{pl,z,Rd}$ è il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = \begin{cases} M_{pl,z,Rd} & (n \leq a) \\ M_{pl,z,Rd} \left[1 - \left(\frac{n - a}{1 - a} \right)^2 \right] & (n > a) \end{cases}$$

Negli altri casi, specie per sezioni di classe 3 e 4, la verifica dovrà condursi in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche sulle sezioni calcolate al netto dei fori

INSTABILITA' A PRESSOFLESSIONE

In presenza di fenomeni di instabilità flesso-torsionali bisogna verificare che sia

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_z \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} \leq 1$$

Dove

χ_{\min}

è il minimo fattore di riduzione per instabilità rispetto agli assi principali di inerzia

χ_{LT}

è il fattore di riduzione per instabilità flesso-torsionale (ipotizzato z l'asse debole)

W_y e W_z

sono i moduli resistenti elastici per la classe 3 e plastici per la classe 1 e 2

$M_{yeq,Ed}$ e $M_{zeq,Ed}$

sono i momenti equivalenti da considerare nella verifica, pari a generalmente a 1,3 volte il momento flettente medio (e comunque $\geq 75\%$ del momento massimo)

$N_{cr,y}$ e $N_{cr,z}$

sono i carichi critici euleriani relativi all'inflessione attorno gli assi principali

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{L_{cr}^2}$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_z}{L_{cr}^2}$$

χ_{LT} può porsi unitario in presenza di vincoli che impediscano gli spostamenti torsionali, in caso contrario si rimanda al punto 4.2.4.1.3.2 delle NTC 2008 per la sua determinazione

VERIFICA A TAGLIO

Le verifiche di elementi metallici soggetti ad un taglio V_{Ed} possono eseguirsi con la

$$V_{Ed} \leq V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot 1,05}$$

Essendo A_v l'area resistente a taglio, che può calcolarsi, in funzione del tipo di sezione

Profilati ad **I** e ad **H**

- $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f$ (carico lungo l'anima)
- $A_v = A - \Sigma (h_w t_w)$ (carico lungo le ali)

Profilati a **C** e ad **U**

- $A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f$ (carico lungo l'anima)

Profilati a **T**

- $A_v = 0,9 (A - b t_f)$ (carico lungo l'anima)

Profili rettangolari cavi

- $A_v = A h / (b + h)$ (carico lungo h)
- $A_v = A b / (b + h)$ (carico lungo b)

Profili circolari cavi

- $A_v = 2 A / \pi$

Dove

A_v è l'area lorda della sezione del profilo

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave

h_w è l'altezza dell'anima

h è la l'altezza delle sezioni cave

r è il raggio di raccordo tra anima e ala

t_f è lo spessore delle ali

t_w è lo spessore dell'anima

INSTABILITA' A TAGLIO

La resistenza a taglio $V_{c,Rd}$ precedentemente determinata deve essere opportunamente ridotta qualora esista la possibilità di instabilizzazione dell'anima a taglio, ossia qualora

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

Analizzando le diverse tipologie di acciaio e ponendo $\eta = 1$, si ottengono i seguenti valori limite

	S 235	S 275	S 355	S 420	S 460
$(h_w / t)_{\max}$	72,0	66,5	58,5	53,8	51,4

I valori esposti tuttavia non sono generalmente superati nelle sezioni di impiego comune, rendendo di fatto il più delle volte non necessaria la verifica all'instabilità dell'anima

TAGLIO E FLESSIONE

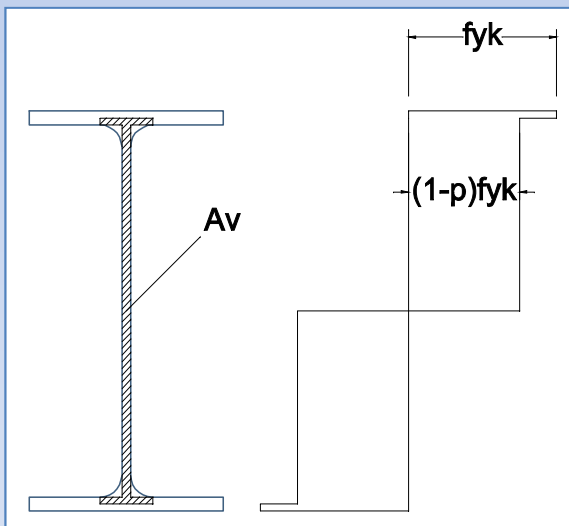
In presenza simultanea di azioni di taglio e flessione, bisogna tenere in conto della possibile influenza del taglio sulla resistenza a flessione della sezione

L'influenza del taglio sulla resistenza a flessione può comunque considerarsi trascurabile qualora

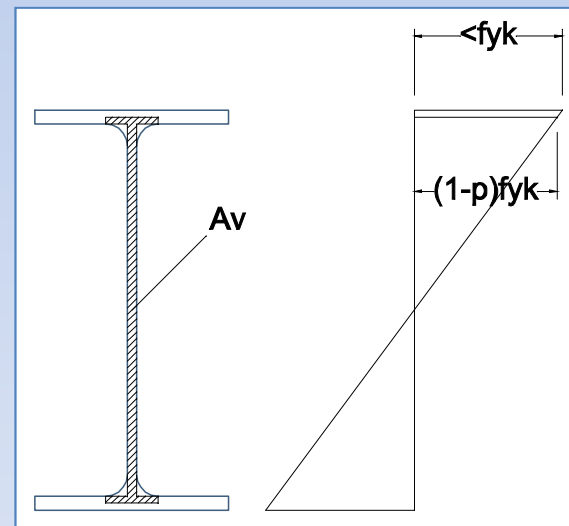
$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot V_{c,Rd}$$

$$\frac{h_w}{t} \leq \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}}$$

In caso contrario per l'area resistente a taglio A_v la tensione di snervamento deve essere ridotta attraverso il coefficiente $(1 - \rho)$, come illustrato nelle figure



$$\rho = \left[\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2$$



Per travi appoggiate il problema generalmente non sussiste, avendosi il taglio massimo all'appoggio dove il momento è nullo, ed avendosi il taglio nullo dove il momento è massimo

VERIFICA A TORSIONE

Per elementi soggetti a torsione, la torsione agente può ottenersi dalla somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}$$

Essendo $T_{t,Ed}$ la torsione uniforme e $T_{w,Ed}$ la torsione per ingobbamento impedito, trascurabile quest'ultima nelle sezioni piene o a cassone, ma importante nelle sezioni aperte a parete sottile

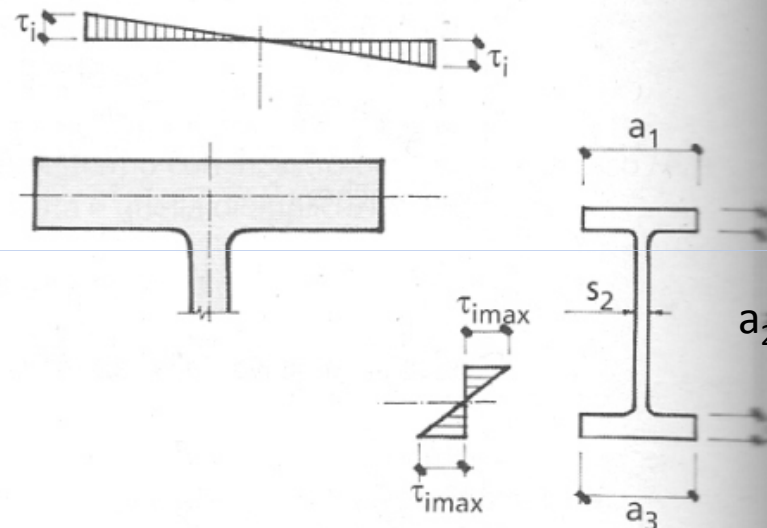
Profili a sezione aperta

$$\tau_{max} = \frac{3 \cdot Mt \cdot s_{max}}{\sum a_i s_i^3} \leq \tau_{adm}$$

sull'elemento i-esimo:

$$\tau_{i,max} = \frac{3 M_i}{a_i s_i^3} \quad \text{dove: } M_i = M_t \frac{a_i s_i^3}{\sum a_i s_i^3}$$

essendo $J_t = \sum a_i s_i^3 / 3$

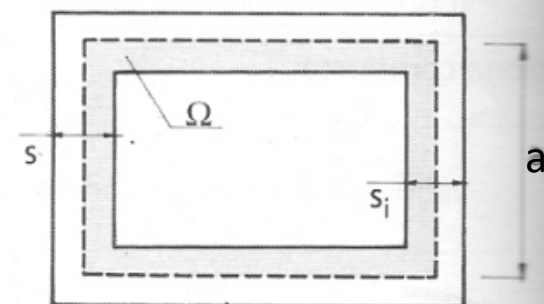


Profili a sezione chiusa (anche diaframmata)

$$\tau_{max} = \tau_{cost} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot s}$$

con Ω = area interna al semispessore

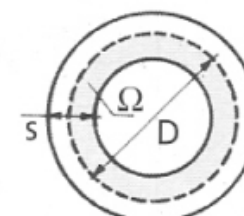
essendo $J_t = 4 \Omega^2 / \sum_i \frac{a_i}{s_i}$



Per sezione circolare:

$$\tau_{max} = \tau_{cost} = 0,637 \cdot \frac{M_t}{D^2 \cdot s}$$

con D = diametro medio.



TAGLIO E TORSIONE

In presenza simultanea di azioni di taglio e di torsione, bisogna tenere in conto dell'influenza della torsione riducendo la resistenza a taglio della sezione

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot 1,05)}}$$

Resistenza a taglio di sezione ad I o H
(sezioni aperte)

$$V_{c,Rd,red} = \left[1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot 1,05)} \right] \cdot V_{c,Rd}$$

Resistenza a taglio di sezione cave
(sezioni chiuse)

Dove $\tau_{t,Ed}$ è la tensione tangenziale massima dovuta alla tensione uniforme

Salva la facoltà di poter eventualmente utilizzare le formule espresse nella tabella precedente, si ricorda più in generale che le tensioni dovute alla torsione uniforme e non possono ricavarsi da

$$\tau_{t,Ed} = \frac{T}{I_t} t$$

$$\tau_{w,Ed} = -\frac{E \cdot S_w}{t} \theta'''$$

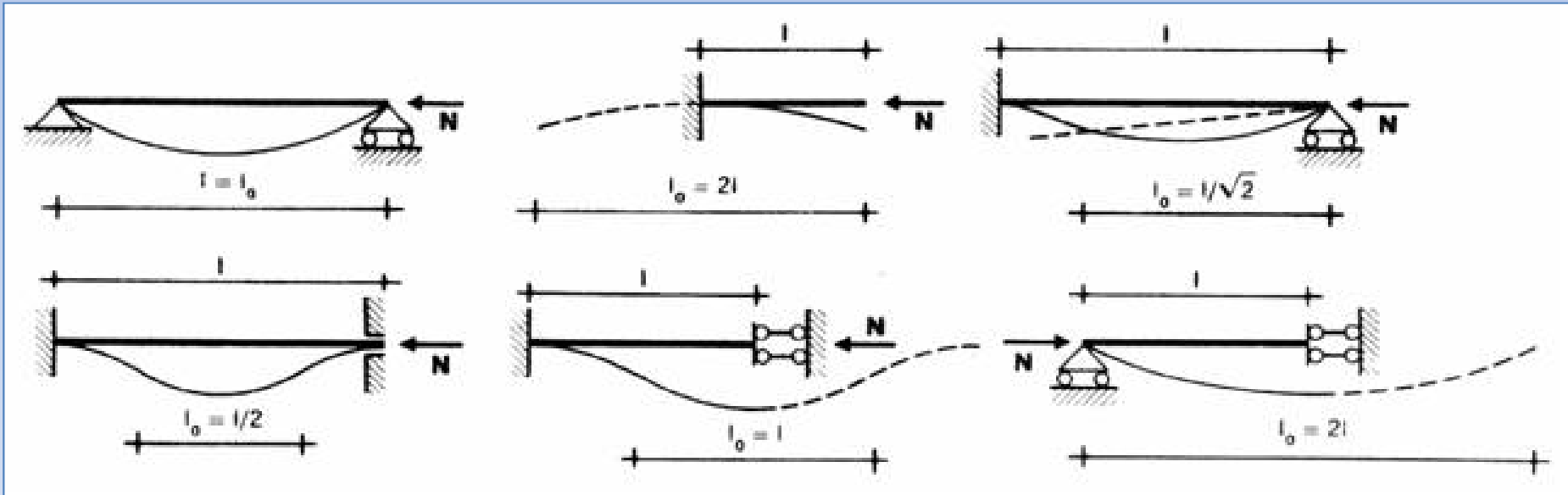
Essendo I_t il momento di inerzia torsionale, t lo spessore del singolo elemento della sezione, S_w il momento statico settoriale che dipende dalle aree settoriali (ricavate dall'integrazione delle distanze dei punti della sezione dal polo centrale) e θ l'angolo unitario di torsione

LIMITAZIONI DELLA SNELLEZZA

La lunghezza d'inflessione da sostituire nel calcolo del carico critico euleriano N_{cr} al posto della lunghezza critica L_{cr} vale

$$l_0 = \beta \cdot l$$

Dove il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle condizioni di vincolo dell'asta



Nota la lunghezza di inflessione l_0 è possibile definire la snellezza dell'asta, la quale è opportuno sia limitata ad un massimo di 200 per membrature principali e a 250 per membrature secondarie

$$\lambda = l_0 / i$$

VERIFICA A FATICA

Per strutture soggette a carichi ciclici deve essere verificata la resistenza a fatica imponendo

$$\Delta_d \leq \Delta_R / \gamma_M$$

Dove

Δ_d è l'escursione di tensione prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica ottenuta applicando alle medesime azioni dei coefficienti parziali $\gamma_f = 1$

Δ_R è la resistenza a fatica funzione della categoria del dettaglio costruttivo e del numero totale di cicli di sollecitazione

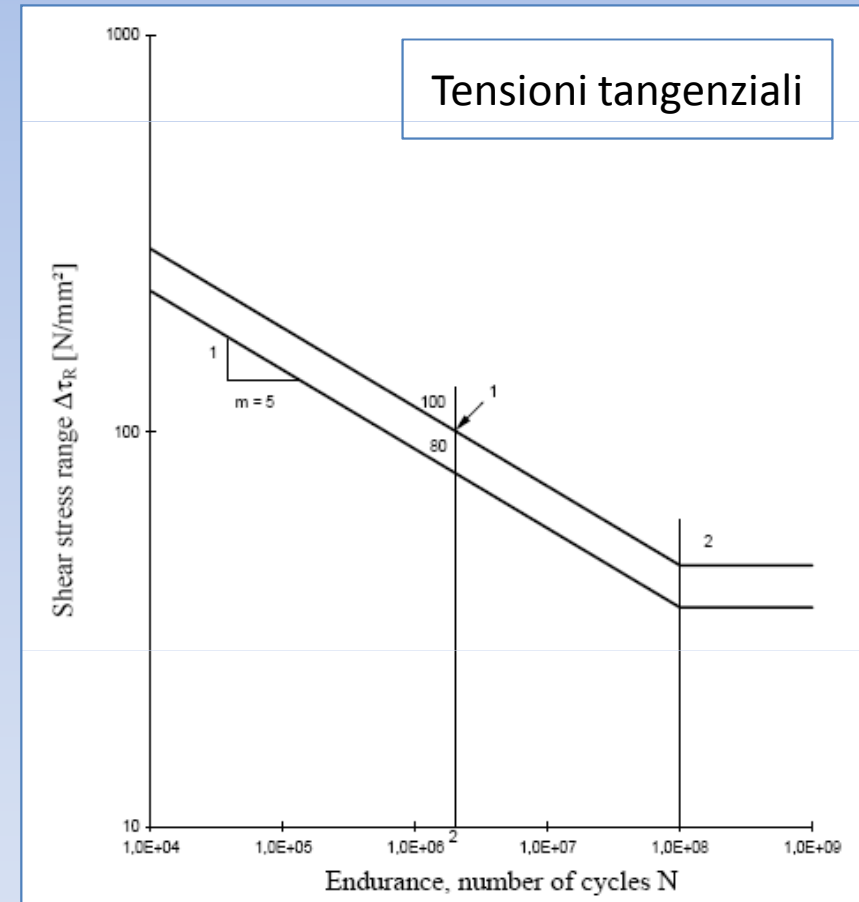
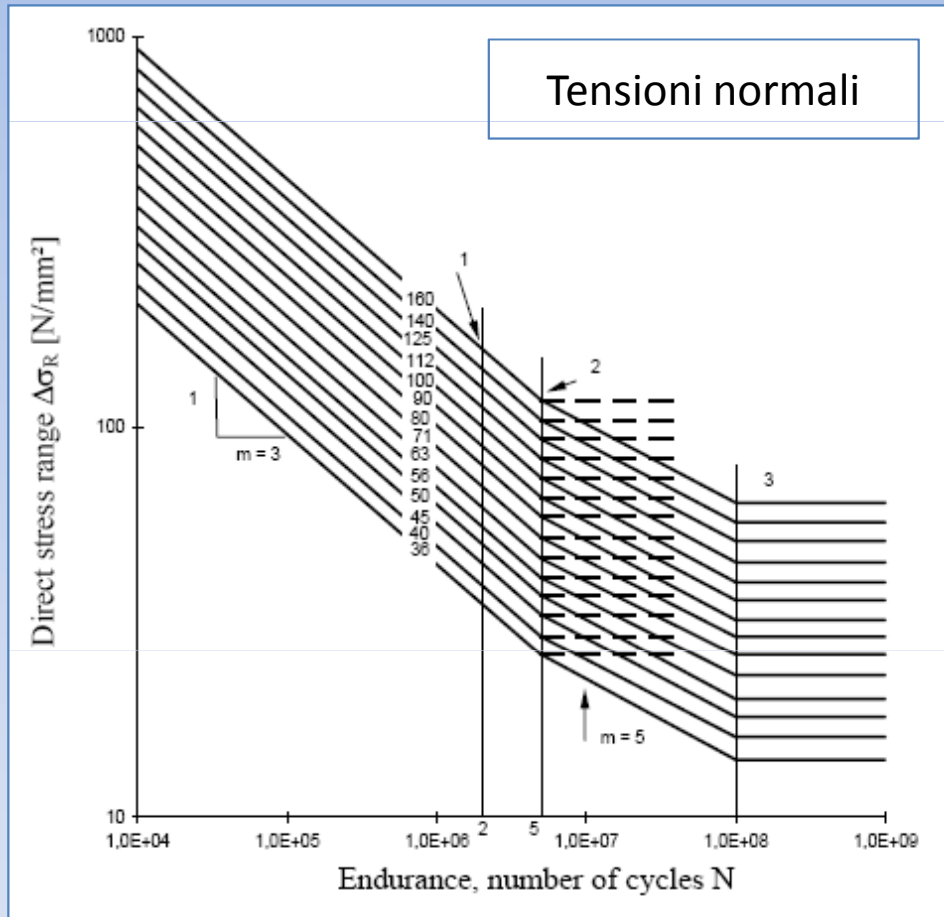
γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza desumibile da

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Conseguenze moderate	Conseguenze significative
Danneggiamento accettabile	$\gamma_M = 1,00$	$\gamma_M = 1,15$
Vita utile a fatica	$\gamma_M = 1,15$	$\gamma_M = 1,35$

In cui il criterio del danneggiamento accettabile (relativo alla rottura delle strutture poco sensibili alla rottura per fatica) richiede dettagli idonei alla redistribuzione degli sforzi ed all'arresto della propagazione delle lesioni, oltre che prestabilite procedure di ispezione e manutenzione

CURVE DI RESISTENZA A FATICA

La resistenza a fatica Δ_R può ricavarsi dai grafici seguenti in funzione della categoria del dettaglio costruttivo e del numero totale di cicli di sollecitazione cui si prevede sarà sottoposta la struttura



Nel caso degli edifici la verifica a fatica non è generalmente necessaria, salvo che per membrature che sostengono macchine vibranti o dispositivi di sollevamento e trasporto dei carichi

CATEGORIE DI DETTAGLIO

La categoria del dettaglio costruttivo può desumersi nelle Istruzioni alle Norme Tecniche per le Costruzioni, sebbene nel seguito si riportino le categorie più importanti

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
160 140 ⁽¹⁾		Prodotti laminati e estrusi 1) lamiere e piatti laminati; 2) Lamiere e piatti; 3) Profili cavi senza saldatura, rettangolari e circolari	Difetti superficiali e di laminazione e spigoli vivi devono essere eliminati mediante molatura
140 125 ⁽¹⁾		Lamiere tagliate con gas o meccanicamente 4) Taglio a gas automatico o taglio meccanico e successiva eliminazione delle tracce del taglio	4) Tutti i segni visibili di intaglio sui bordi devono essere eliminati. Le aree di taglio devono essere lavorate a macchina. Graffi e scalfitture di lavorazione devono essere paralleli agli sforzi.
125 112 ⁽¹⁾		5) Taglio a gas manuale o taglio a gas automatico con tracce del taglio regolari e superficiali e successiva eliminazione di tutti i difetti dei bordi	4) e 5) Angoli rientranti devono essere raccordati con pendenza $\leq 1:4$, in caso contrario occorre impiegare opportuni fattori di concentrazione degli sforzi. Non sono ammesse riparazioni mediante saldatura

(1) classe da adottare per acciai resistenti alla corrosione

Classe del dettaglio	Dettaglio costruttivo	Descrizione	Requisiti
100		6) e 7) Prodotti laminati e estrusi (come quelli di tabella C4.2.XVII.a) soggetti a tensioni tangenziali	$\Delta\tau$ calcolati con $\Delta\tau = \frac{\Delta V \cdot S(t)}{I \cdot t}$

FRAGILITA' ALLE BASSE TEMPERATURE

La seguente tabella fornisce i massimi spessori di utilizzo degli acciai in funzione della temperatura minima di servizio (che in assenza di dati statistici può adottarsi pari a -25°C per strutture non protette e pari a -10°C per strutture protette), dei livelli di sollecitazione e del grado dell'acciaio

Steel grade	Sub-grade	Charpy energy CVN		Reference temperature T_{Ed} [°C]																							
		at T [°C]	J_{min}	$\sigma_{Ed} = 0,75 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,50 f_y(t)$								$\sigma_{Ed} = 0,25 f_y(t)$							
				10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50	10	0	-10	-20	-30	-40	-50			
S235	JR	20	27	60	50	40	35	30	25	20	90	75	65	55	45	40	35	135	115	100	85	75	65	60			
	J0	0	27	90	75	60	50	40	35	30	125	105	90	75	65	55	45	175	155	135	115	100	85	75			
	J2	-20	27	125	105	90	75	60	50	40	170	145	125	105	90	75	65	200	200	175	155	135	115	100			
S275	JR	20	27	55	45	35	30	25	20	15	80	70	55	50	40	35	30	125	110	95	80	70	60	55			
	J0	0	27	75	65	55	45	35	30	25	115	95	80	70	55	50	40	165	145	125	110	95	80	70			
	J2	-20	27	110	95	75	65	55	45	35	155	130	115	95	80	70	55	200	190	165	145	125	110	95			
	M,N	-20	40	135	110	95	75	65	55	45	180	155	130	115	95	80	70	200	200	190	165	145	125	110			
	ML,NL	-50	27	185	160	135	110	95	75	65	200	200	180	155	130	115	95	230	200	200	200	190	165	145			
S355	JR	20	27	40	35	25	20	15	15	10	65	55	45	40	30	25	25	110	95	80	70	60	55	45			
	J0	0	27	60	50	40	35	25	20	15	95	80	65	55	45	40	30	150	130	110	95	80	70	60			
	J2	-20	27	90	75	60	50	40	35	25	135	110	95	80	65	55	45	200	175	150	130	110	95	80			
	K2,M,N	-20	40	110	90	75	60	50	40	35	155	135	110	95	80	65	55	200	200	175	150	130	110	95			
	ML,NL	-50	27	155	130	110	90	75	60	50	200	180	155	135	110	95	80	210	200	200	200	175	150	130			
S420	M,N	-20	40	95	80	65	55	45	35	30	140	120	100	85	70	60	50	200	185	160	140	120	100	85			
	ML,NL	-50	27	135	115	95	80	65	55	45	190	165	140	120	100	85	70	200	200	200	185	160	140	120			
S460	Q	-20	30	70	60	50	40	30	25	20	110	95	75	65	55	45	35	175	155	130	115	95	80	70			
	M,N	-20	40	90	70	60	50	40	30	25	130	110	95	75	65	55	45	200	175	155	130	115	95	80			
	QL	-40	30	105	90	70	60	50	40	30	155	130	110	95	75	65	55	200	200	175	155	130	115	95			
	ML,NL	-50	27	125	105	90	70	60	50	40	180	155	130	110	95	75	65	200	200	200	175	155	130	115			
	QL1	-60	30	150	125	105	90	70	60	50	200	180	155	130	110	95	75	215	200	200	200	175	155	130			
S690	Q	0	40	40	30	25	20	15	10	10	65	55	45	35	30	20	20	120	100	85	75	60	50	45			
	Q	-20	30	50	40	30	25	20	15	10	80	65	55	45	35	30	20	140	120	100	85	75	60	50			
	QL	-20	40	60	50	40	30	25	20	15	95	80	65	55	45	35	30	165	140	120	100	85	75	60			
	QL	-40	30	75	60	50	40	30	25	20	115	95	80	65	55	45	35	190	165	140	120	100	85	75			
	QL1	-40	40	90	75	60	50	40	30	25	135	115	95	80	65	55	45	200	190	165	140	120	100	85			
	QL1	-60	30	110	90	75	60	50	40	30	160	135	115	95	80	65	55	200	200	190	165	140	120	100			

SLE – SPOSTAMENTI VERTICALI (1)

Definita la seguente nomenclatura

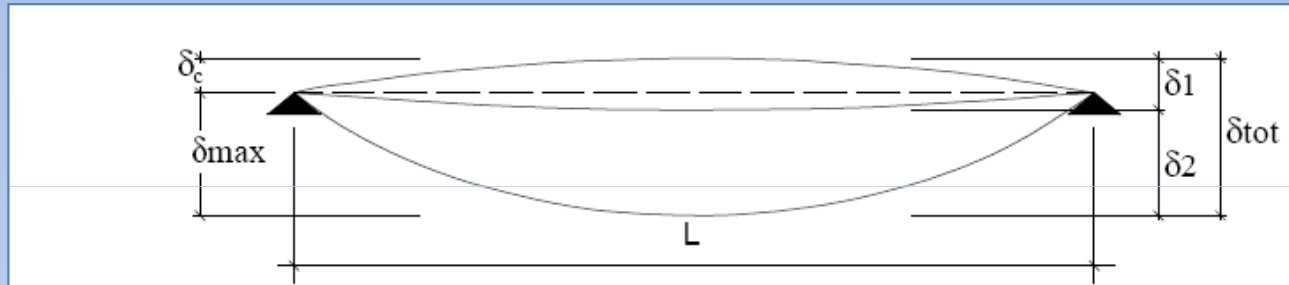


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

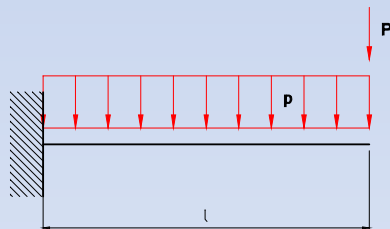
δ_c la monta iniziale della trave,

δ_1 lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

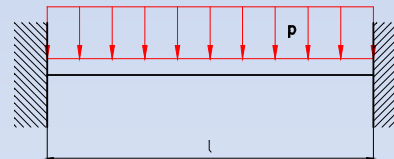
δ_2 lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

δ_{max} lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale = $\delta_{tot} - \delta_c$.

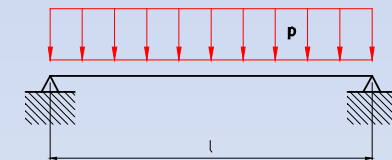
Gli spostamenti verticali possono calcolarsi per mezzo delle



$$f = \frac{1}{3} \frac{Pl^3}{EJ} + \frac{1}{8} \frac{pl^4}{EJ}$$



$$f = \frac{1}{384} \frac{pl^4}{EJ}$$



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

SLE – SPOSTAMENTI VERTICALI (2)

Il valore dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento non deve superare i seguenti valori

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

Essendo L la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo

SLE – VIBRAZIONI

La frequenza naturale più bassa della struttura non deve essere in generale inferiore di

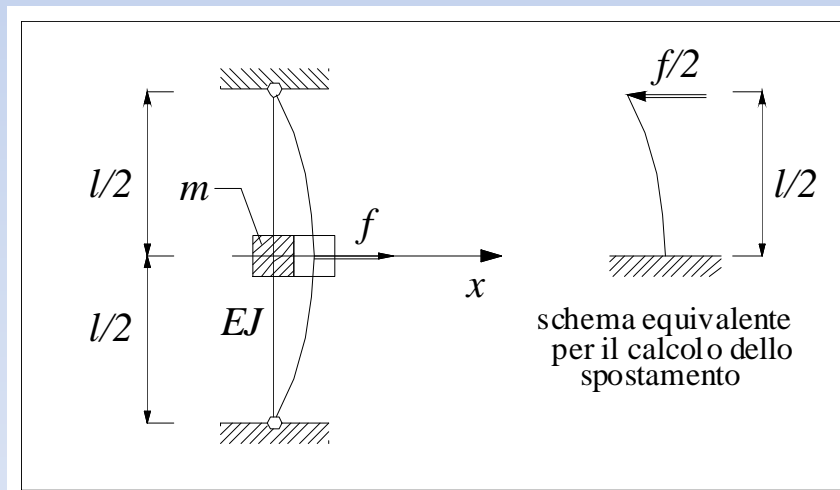
3 Hz

Per solai caricati
da persone

5 Hz

Per solai soggetti ad
eccitazioni cicliche

Per una trave appoggiata, se si ammette la semplificazione di concentrare l'intera massa in mezzzeria, la determinazione del periodo proprio di vibrazione e quindi della frequenza naturale di oscillazione può essere effettuata sulla base dello schema sottostante



$$\omega_1 = \sqrt{\frac{48EJ}{ml^3}}$$

frequenza

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{ml^3}{48EJ}}$$

periodo

COLLEGAMENTI CON BULLONI E CHIODI

Ricordando la tabella

Tensioni di snervamento e di rottura per le diverse classi					
Classe	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	300	480	649	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	500	600	800	1000

Il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, può effettuarsi sulla base dei seguenti coefficienti di sicurezza

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

BULLONI PRECARICATI

Nei collegamenti con bulloni **precaricati** la resistenza a taglio viene fornita dall'attrito che si genera tra le superfici di contatto, pari al prodotto tra la forza normale di precarico (in genere assunta in via semplificativa pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone) e il coefficiente di attrito

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{1,10}$$

Forza di precarico

$\mu = 0,45$ (giunzioni sabbiato e protette)

$\mu = 0,30$ (negli altri casi)

Coefficiente di attrito

Dovendosi comunque impiegare, in tal caso, viti delle classi 8.8 o 10.9

Per il raggiungimento della forza di precarico, occorre definire il momento con cui serrare i bulloni

Tale momento di serraggio è definibile attraverso un coefficiente **k** che lega la forza di precarico al momento e che, secondo le prescrizioni della norma, deve essere tassativamente indicato sulle targhette delle confezioni di bulloni o viti

Sempre per detto motivo le viti, i dadi e le rondelle devono essere forniti da un medesimo produttore che rechi la marchiatura CE sui bulloni

MOMENTI DI SERRAGGIO

Di seguito si illustrano i momenti di serraggio, espressi in Nm, necessari rispettivamente per viti di classe 8.8 e 10.9 per sviluppare una forza di precarico pari al 70% di quella ultima a rottura

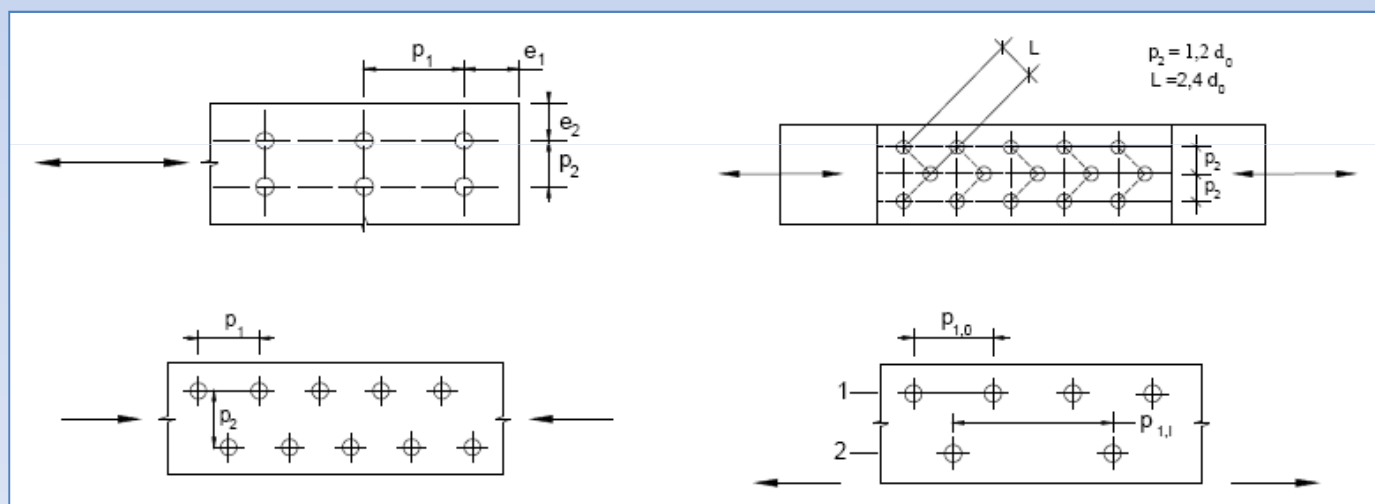
VITE	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$k=0.18$	$k=0.20$	$k=0.22$	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	56.6	68.0	79.3	90.6	102	113	125	47.2	84.3
M14	90.2	108	126	144	162	180	198	64.4	115
M16	141	169	197	225	253	281	309	87.9	157
M18	194	232	271	310	348	387	426	108	192
M20	274	329	384	439	494	549	604	137	245
M22	373	448	523	597	672	747	821	170	303
M24	474	569	664	759	854	949	1044	198	353
M27	694	833	972	1110	1249	1388	1527	257	459
M30	942	1131	1319	1508	1696	1885	2073	314	561
M36	1647	1976	2306	2635	2965	3294	3624	457	817

VITE	$k=0.10$	$k=0.12$	$k=0.14$	$k=0.16$	$k=0.18$	$k=0.20$	$k=0.22$	$F_{p,C}$ [kN]	A_{res} [mm ²]
M12	70.8	85.0	99.1	113	128	142	156	59.0	84.3
M14	113	135	158	180	203	225	248	80.5	115
M16	176	211	246	281	317	352	387	110	157
M18	242	290	339	387	435	484	532	134	192
M20	343	412	480	549	617	686	755	172	245
M22	467	560	653	747	840	933	1027	212	303
M24	593	712	830	949	1067	1186	1305	247	353
M27	868	1041	1215	1388	1562	1735	1909	321	459
M30	1178	1414	1649	1885	2121	2356	2592	393	561
M36	2059	2471	2882	3294	3706	4118	4529	572	817

POSIZIONE DEI FORI

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni seguenti

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$



UNIONI A TAGLIO

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi può desumersi dalle

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} A_{res} / 1,25$$

per bulloni 4.5, 5.6 e 8.8

$$F_{v,Rd} = 0,5 \cdot f_{tb} A_{res} / 1,25$$

per bulloni 6.8 e 10.9

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tr} A_0 / 1,25$$

per chiodi

$$F_{v,Rd} = 0,6 \cdot f_{tb} A / 1,25$$

per bulloni in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato

Dove

$F_{v,Rd}$ è la resistenza di calcolo a taglio

A_{res} è l'area resistente della vite
(al netto della filettatura)

A è l'area nominale del gambo della vite
(al lordo della filettatura)

A_0 è l'area del foro

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale
utilizzato per i bulloni

f_{tr} è la resistenza a rottura del materiale
utilizzato per i chiodi

UNIONI A TRAZIONE

La resistenza di calcolo a trazione dei bulloni e dei chiodi può desumersi dalle

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} A_{res} / 1,25$$

per bulloni

$$F_{t,Rd} = 0,6 \cdot f_{tr} A_{res} / 1,25$$

per chiodi

Dove

$F_{t,Rd}$ è la resistenza di calcolo a trazione

A_{res} è l'area resistente della vite
(al netto della filettatura)

f_{tb} è la resistenza a rottura del materiale
utilizzato per i bulloni

f_{tr} è la resistenza a rottura del materiale
utilizzato per i chiodi

VERIFICHE UNIONI CON BULLONI O CHIODI

Nel caso più generale di presenza combinato di trazione $F_{t,Ed}$ e taglio $F_{v,Ed}$, la resistenza complessiva dell'unione con bulloni o chiodi può valutarsi con le

$$\frac{F_{t,Ed}}{F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

Dovrà inoltre valutarsi la resistenza di calcolo a rifollamento dell'unione $F_{b,Rd}$ e, nelle unioni bullonate soggette a trazione (escluse quindi quelle chiodate), la resistenza a punzonamento del piatto $B_{p,Rd}$

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / 1,25$$

Verifica a rifollamento

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / 1,25$$

Verifica a punzonamento

Dove

$$\alpha = \min \left\{ \frac{e_1}{3d_0}; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\} \quad k = \min \left\{ \frac{2,8e_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

Per bulloni di bordo

$$\alpha = \min \left\{ \frac{p_1}{3d_0} - 0,25; \frac{f_{tb}}{f_t}; 1 \right\} \quad k = \min \left\{ \frac{1,4p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right\}$$

Per bulloni interni

E dove d_m è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone e t_p è lo spessore del piatto, d_0 è il diametro del foro e f_{tk} è la tensione di rottura del piatto

VERIFICHE A TAGLIO PER ATTRITO

La resistenza di calcolo allo scorrimento $F_{s,Rd}$ di un bullone di classe 8.8 o 10.9 può assumersi pari a

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed}) / 1,25$$

Verifica a scorrimento allo SLU

$$F_{s,Rd} = n \cdot \mu \cdot (F_{p,C} - 0,8 \cdot F_{t,Ed,eser}) / 1,10$$

Verifica a scorrimento allo SLE

Dove

n è il numero delle superfici di attrito

μ è il coefficiente di attrito pari a

0,45 per giunzioni sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni

0,30 in tutti gli altri casi

$F_{p,C}$ è la forza di precarico del bullone che può assumersi pari a

$0,7 f_{tb} A_{res}$ in caso di serraggio controllato

$0,7 f_{tb} A_{res} / 1,10$ altrimenti

$F_{t,Ed}$ è la forza di trazione agente sul collegamento allo SLU

$F_{t,Ed,eser}$ è la forza di trazione agente sul collegamento allo SLE

UNIONI SALDATE

Le unioni saldate possono dividersi in tre differenti tipologie

Unioni con saldatura a piena penetrazione

Una saldatura a piena penetrazione è caratterizzata dalla piena fusione del metallo di base per tutto lo spessore dell'elemento da unire con il materiale da apporto, garantendo una resistenza di progetto eguale al più debole degli elementi connessi

Unioni con saldatura a parziale penetrazione

Unioni con saldatura a cordoni d'angolo

Sono entrambi collegamenti verificati in riferimento all'altezza di gola **a** definita come l'altezza del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso

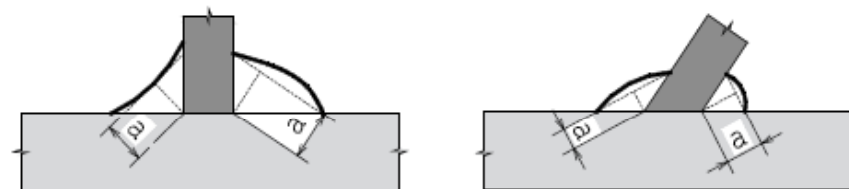
La resistenza delle saldature a cordoni d'angolo può assumersi pari a

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad |n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

n_{\perp} è la tensione normale all'asse del cordone

t_{\perp} è la tensione tangenziale perpendicolare al cordone

τ è la tensione tangenziale parallela al cordone



	S235	S275 - S355	S420 - S460
β_1	0,85	0,70	0,62
β_2	1,0	0,85	0,75

LAMIERE GRECATE

I dettagli costruttivi delle lamiere grecate devono rispettare i seguenti limiti

Spessore minimo della lamiera

Lo spessore non deve essere inferiore a 0,8mm

lo spessore può ridursi a 0,7mm quando in fase costruttiva vengono studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale

Appoggi

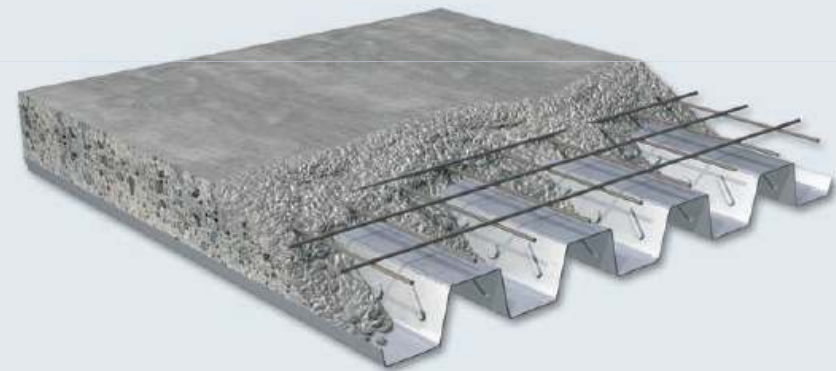
In generale gli appoggi devono avere un valore minimo di

75mm se su acciaio o calcestruzzo

100mm se su altro materiale

Spessore minimo della soletta

Se la soletta è utilizzata come diaframma orizzontale, l'altezza complessiva non deve essere minore di 90mm e lo spessore di calcestruzzo al di sopra dell'estradosso delle nervature non deve essere minore di 50mm



BIBLIOGRAFIA

Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008

Circolare applicativa del D.M. 14 gennaio 2008

Decreto Ministeriale 16 gennaio 1996

Decreto Ministeriale 9 gennaio 1996

Circolare Ministeriale 15 ottobre 1996, n. 252

UNI EN 1993-1-1

UNI EN 1993-1-3

UNI EN 1993-1-5

UNI EN 1993-1-8

UNI EN 1993-1-9

UNI EN 1993-1-10

UNI EN 10025

UNI 7356