

Università degli Studi della Basilicata  
Facoltà di Ingegneria



Corso di  
**FONDAMENTI DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI**

---

**STRUTTURE IN ACCIAIO**

---

Docente: Prof. Ing. Angelo MASI  
Collaboratori: Dr. Ing. Giuseppe Santarsiero  
Dr. Ing. Vincenzo Manfredi

# Indice

<b>CAPITOLO 1.....</b>	<b>3</b>
1.1 INTRODUZIONE.....	3
1.2 FORME E TIPI DEI PRODOTTI DA CARPENTERIA.....	5
1.3 IL MATERIALE "ACCIAIO": CARATTERISTICHE MECCANICHE.....	9
1.3.1 Prova di trazione .....	9
1.3.2 Verifica del materiale acciaio.....	12
<b>CAPITOLO 2.....</b>	<b>14</b>
VERIFICHE DELLE MEMBRATURE.....	15
2.1 MEMBRATURE TESE .....	15
2.2 MEMBRATURE INFLESSE.....	17
2.2.1 Confronto della resistenza a flessione al variare della sezione .....	17
2.2.2 Verifiche di resistenza.....	20
2.2.3 Verifiche di deformabilità.....	22
2.2.4 Applicazione: verifica una trave appoggiata.....	24
2.3 Membrature compresse .....	26
2.3.1 Cenni al problema dell'instabilità .....	28
2.3.2 Verifica all'instabilità.....	30
2.3.3 Applicazione Numerica: verifica di una colonna compressa .....	32
<b>CAPITOLO 3.....</b>	<b>34</b>
3.1 UNIONI TRA PROFILI DI ACCIAIO .....	34
3.2 UNIONI BULLONATE .....	34
3.2.1 Verifiche delle unioni bullonate.....	38
3.3 UNIONI SALDATE.....	48

# CAPITOLO 1

## 1.1 Introduzione

Nell'ambito delle costruzioni civili, le strutture portanti di un qualsiasi organismo sono prevalentemente realizzate, oltre che in cemento armato, impiegando materiali metallici: si tratta soprattutto di *acciai* da carpenteria e solo di recente sono state introdotte leghe leggere, tradizionalmente in uso nell'industria aeronautica.

Tuttavia differenti sono le problematiche associate all'impiego dei due materiali (acciaio - c.a.), come viene sinteticamente illustrato di seguito.

Il comportamento meccanico delle strutture metalliche è fortemente condizionato dalle proprietà del materiale *acciaio*, che presenta una elevata resistenza tanto a trazione quanto a compressione, oltre a tenacità ed adattabilità plastica.

In termini generali, tra i principali vantaggi connessi all'impiego di strutture metalliche, nel raffronto con le strutture in c.a., si possono annoverare:

- Semplicità nella esecuzione e nella conseguente modellazione: in fase di calcolo strutturale, il comportamento statico delle membrature in acciaio non risente delle incertezze di esecuzione, come avviene nei getti delle costruzioni in c.a. Le schematizzazioni teoriche possono soddisfacentemente adattarsi alla struttura reale sia per le caratteristiche fisico - meccaniche del materiale sia per le modalità di esecuzione delle unioni, dei collegamenti e dei vincoli. Questi aspetti si riflettono nell'impiego di coefficienti di sicurezza più bassi e quindi meno penalizzanti di quelli relativi, per esempio, al c.a.; ciò vale in particolare per quanto riguarda la schematizzazione del materiale piuttosto che la pratica realizzazione dei vincoli.
- Rapidità di esecuzione: il procedimento costruttivo prevede una prima fase di produzione degli elementi strutturali, che si svolge in officina sotto il diretto controllo delle maestranze specializzate, mentre in cantiere si realizza il montaggio mediante il collegamento tra gli elementi già prodotti. In questo modo la costruzione non risente delle condizioni stagionali che bloccano i procedimenti "a umido" come nel caso delle costruzioni murarie e in c.a., consentendo, di conseguenza, tempi più rapidi.
- Re-impiego: accanto alla riduzione dei tempi, si rileva la possibilità di trasformazione delle strutture dopo la loro originaria realizzazione; tale trasformazione può rivelarsi necessaria sia per esigenze di ampliamento per variazioni funzionali dell'opera, sia per l'esecuzione di interventi di rinforzo richiesti da deficienze statiche conseguenti ad una modifica dello schema statico originario e/o dei carichi di esercizio;
- Elevato grado di efficienza: il rapporto tra la resistenza meccanica (espressa in termini di valori medi della tensione di calcolo a compressione  $f_d$ ) ed il peso specifico PS è, per i materiali metallici, molto elevato e sempre superiore a quello degli altri materiali da costruzione tradizionali, come il cemento armato (si veda la Tab. I). Questo aspetto si traduce nella possibilità di impiegare elementi strutturali di dimensioni ridotte e quindi di peso minore. A questo si accompagna dunque un più razionale uso degli spazi per il minore ingombro degli elementi portanti ed un minore impegno per le strutture di fondazione, soggette a carichi più bassi.

Materiale da Costruzione	$f_d$ (valori tipici)	PS ( $\times 10^6$ )	Grado di efficienza $f_d/PS (\times 10^3)$
	[Kg/cm <sup>2</sup> ]	[Kg/cm <sup>3</sup> ]	[cm]
Muratura di mattoni	10	1800	5.55
Conglomerato cementizio armato	60	2500	<b>24</b>
Legno	120	800	150
Acciaio da carpenteria S325	1600	7850	203.82
S355	2400	7850	<b>305.75</b>
Leghe di alluminio	1400	2800	500

**Tabella 1 – Confronto fra le caratteristiche strutturali di vari materiali da costruzione**

- Ottima risposta alle azioni dinamiche, dimostrato dall'ampio uso di questo materiale nelle costruzioni industriali, nei ponti ferroviari e nelle zone sismiche.

Per contro, si annoverano alcuni svantaggi che penalizzano l'uso generalizzato del materiale acciaio:

- Instabilità, sia locale che globale, conseguente proprio all'aumentata snellezza delle membrature, che diventa uno degli aspetti più significativi in fase di verifica dell'elemento e dell'insieme della struttura metallica.
- Elevata deformabilità: che non consente di sfruttare appieno le capacità resistenti e pone problemi sia di instabilità che di funzionalità dell'opera. Proprio per questa ragione si impongono delle limitazioni, oltre che sulle tensioni, anche sulle deformazioni.
- Degrado per corrosione: il materiale acciaio è particolarmente sensibile all'attacco di agenti atmosferici che lo ossidano; pertanto è necessaria una costante manutenzione. Di recente sono stati prodotti nuovi tipi di acciaio (COR-TEN, IT-ACOR) nei quali il fenomeno della corrosione si auto-estingue, in virtù della presenza di speciali additivi ferro-carbonio, rendendo superflua la protezione
- Elevata vulnerabilità nei confronti degli incendi: nelle strutture metalliche si registra una rapida diminuzione delle caratteristiche meccaniche (resistenza, modulo elastico) al crescere della temperatura (si pensi ad es. al crollo delle Torri Gemelle avvenuto l'11/9/2001 a New York). Ciò richiede accorgimenti e cure particolari nella protezione degli elementi portanti.

Un impiego efficace ed una corretta progettazione delle strutture metalliche, le quali abbracciano tutti i settori delle costruzioni (edilizia civile e industriale, ponti, grandi coperture, torri e pali di sostegno per elettrodotti, serbatoi e costruzioni marittime), devono essere basate sulla conoscenza delle problematiche fin qui richiamate.

La costruzione metallica inoltre si adatta particolarmente alle tecniche di produzione in serie dalle quali viene condotta ad una prefabbricazione industrializzata sempre più spinta.

Inoltre, la tecnologia consente di introdurre nelle strutture, con relativa facilità, materiali con caratteristiche di resistenza differenziate, creando la cosiddetta "quarta dimensione", che si affianca alle tre dimensioni geometriche, così determinando un ulteriore elemento di scelta nella progettazione.

In conclusione, per il continuo miglioramento dei materiali ed il graduale incremento dell'industrializzazione, le strutture metalliche possono avere significative prospettive di sviluppo.

Gli aspetti principali del calcolo e della verifica delle strutture metalliche verranno nel prosieguo affrontate impiegando il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite (SL).

## 1.2 Forme e tipi dei prodotti da carpenteria

Tutti i prodotti impiegati nell'ambito delle costruzioni in acciaio provengono dal processo di *laminazione*, mediante il quale il profilo viene estruso attraverso l'impiego di opportuni dispositivi atti a sagomare le unità di materiale di partenza secondo i rapporti dimensionali e le forme richieste.

Le principali forme adottate nella pratica usuale sono riconducibili a due tipologie:

Lamiere: che rappresentano elementi base con cui è possibile realizzare qualsiasi forma geometrica;

Profilati: i cui tipi e dimensioni derivano da una progettazione che fornisce elementi strutturali già prefabbricati.

Entrambe le tipologie sono classificate sui manuali tecnici di uso corrente e specificate nello schema seguente in Tab. 2:

**Tabella 2 – Elementi in acciaio**

<b>Lamiere</b>	
	Lamierini (spessore $s \leq 1$ mm)
	Lamiere sottili, medie e spesse
<b>Profilati</b>	
<b>aperti</b>	Ad "I", profilati IPE
	Ad "H", profilati HE
	Ad "L,T,Z" con lati uguali o diseguali
<b>chiusi</b>	Tubi tondi, quadrati, rettangolari

I profili commerciali utilizzati (alcuni esempi in Fig. 1) sono designati attraverso una sigla che ne caratterizza la geometria e le dimensioni; un esempio è riportato di seguito:

**IPE100** → si tratta di una sezione ad I, quindi rientrante nella categoria dei profili aperti e di altezza pari a 100 mm.

Nei comuni sagomari si trovano altri dati atti a caratterizzare geometricamente e meccanicamente la sezione medesima (es. momenti di inerzia, peso unitario...).

Nelle figure 2 e 3 è riportato un estratto da un sagomario riguardante profilati di tipo IPE e HE.

Le unità di misura sono di volta in volta segnalate in corrispondenza di ciascuna grandezza, ma si raccomanda la massima attenzione nell'impiego dei dati suddetti.

Si possono poi ottenere **profilati composti** (alcuni esempi in Fig. 4) con lamiere saldate e lamiere stampate a freddo (lamiere grecate, ondulate etc...).

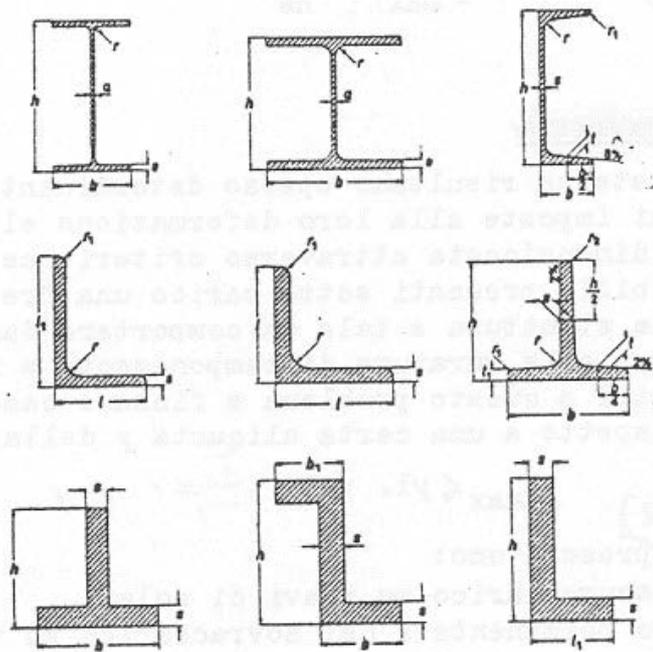
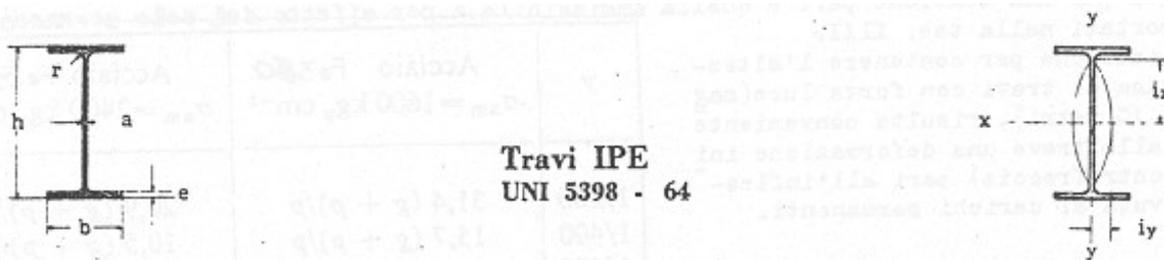


Figura 1 – Profilati in acciaio



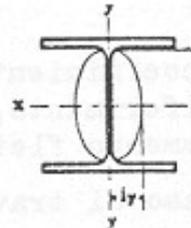
Travi IPE  
UNI 5398 - 64

designazione profilo h mm	b mm	a mm	e mm	r mm	sezione cm <sup>2</sup>	peso kg/m	lungh. max m	valori statici relativi agli assi neutri XX - YY					
								J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
IPE 80	46	3,8	5,2	5	7,64	6,0	20	80,1	8,49	20,0	3,69	3,24	1,05
IPE 100	55	4,1	5,7	7	10,30	8,1	20	171,0	15,90	34,2	5,79	4,07	1,24
IPE 120	64	4,4	6,3	7	13,20	10,4	20	318,0	27,70	53,0	8,65	4,90	1,45
IPE 140	73	4,7	6,9	7	16,40	12,9	20	541,0	44,90	77,3	12,30	5,74	1,65
IPE 160	82	5,0	7,4	9	20,10	15,8	21	869,0	68,30	109,0	16,70	6,58	1,84
IPE 180	91	5,3	8,0	9	23,90	18,8	21	1317,0	101,00	146,0	22,20	7,42	2,05
IPE 200	100	5,6	8,5	12	28,50	22,4	21	1943,0	142,00	194,0	28,50	8,26	2,24
IPE 220	110	5,9	9,2	12	33,40	26,2	21	2772,0	205,00	252,0	37,30	9,11	2,48
IPE 240	120	6,2	9,8	15	39,10	30,7	21	3892,0	284,00	324,0	47,30	9,97	2,69
IPE 270	135	6,6	10,2	15	45,90	36,1	21	5790,0	420,00	429,0	62,20	11,20	3,02
IPE 300	150	7,1	10,7	15	53,80	42,2	21	8356,0	604,00	557,0	80,50	12,50	3,35
IPE 330	160	7,5	11,5	18	62,60	49,1	21	11770,0	786,00	713,0	98,50	13,70	3,55
IPE 360	170	8,0	12,7	18	72,70	57,1	21	16270,0	1043,00	904,0	123,00	15,00	3,79
IPE 400	180	8,6	13,5	21	84,50	66,3	21	23130,0	1318,00	1160,0	146,00	16,50	3,95
IPE 450	190	9,4	14,6	21	98,80	77,6	21	33740,0	1676,00	1500,0	176,00	18,50	4,12
IPE 500	200	10,2	16,0	21	116,00	90,7	21	48200,0	2142,00	1930,0	214,00	20,40	4,31
IPE 550	210	11,1	17,2	24	134,00	106,0	21	67120,0	2668,00	2440,0	254,00	22,30	4,45
IPE 600	220	12,0	19,0	24	156,00	122,0	21	92080,0	3387,00	3070,0	308,00	24,30	4,66

Figura 2 – Tabelle dei profili IPE

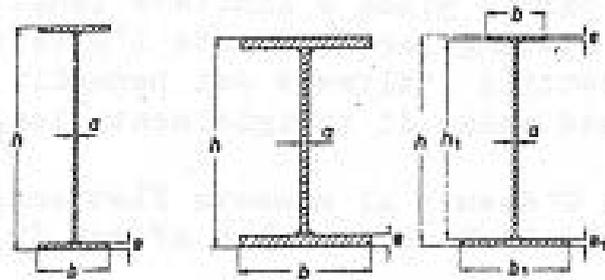


Travi HE ad ali larghe e parallele  
UNI 5397 - 64

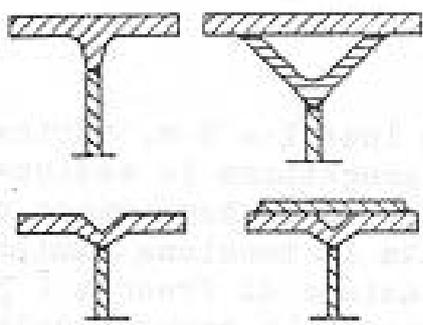


designazione abbreviata (*)	dimensioni					sezione cm <sup>2</sup>	peso kg/m	valori statici relativi agli assi XY - YY					
	h mm	b mm	a mm	e mm	r mm			J <sub>x</sub> cm <sup>4</sup>	J <sub>y</sub> cm <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> cm <sup>3</sup>	W <sub>y</sub> cm <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> cm	i <sub>y</sub> cm
HE 100 A	96	100	5,0	8,0	12	21,2	16,7	348	134	73	27	4,06	2,51
HE 100 B	100	100	6,0	10,0	12	26,0	20,4	450	167	90	33	4,16	2,53
HE 100 M	120	106	12,0	20,0	12	53,2	41,3	1.143	359	190	73	4,83	2,74
HE 120 A	114	120	5,0	8,0	12	25,3	19,3	606	231	106	38	4,88	3,02
HE 120 B	120	120	6,5	11,0	12	34,0	26,7	864	318	144	53	5,04	3,06
HE 120 M	140	124	12,5	21,0	12	66,4	52,1	2.018	703	288	112	5,51	3,25
HE 140 A	133	140	5,5	8,5	12	31,4	24,7	1.033	389	155	56	5,73	3,32
HE 140 B	140	140	7,0	12,0	12	43,0	33,7	1.509	550	216	79	5,93	3,58
HE 140 M	160	146	13,0	22,0	12	80,6	63,2	3.291	1.144	411	157	6,39	3,77
HE 160 A	152	160	6,0	9,0	15	38,8	30,4	1.673	618	220	77	6,57	3,98
HE 160 B	160	160	8,0	13,0	15	54,3	42,8	2.402	889	311	111	6,78	4,05
HE 160 M	180	164	14,0	23,0	15	97,1	75,2	5.046	1.759	566	212	7,25	4,26
HE 180 A	171	180	6,0	9,5	15	45,3	35,5	2.510	925	264	103	7,45	4,52
HE 180 B	180	180	8,5	14,0	15	65,3	51,2	3.831	1.363	426	151	7,68	4,57
HE 180 M	200	186	14,5	24,0	15	113,3	84,9	7.183	2.580	748	277	8,13	4,77
HE 200 A	198	200	6,5	10,0	18	53,8	42,3	3.692	1.336	389	134	8,28	4,98
HE 200 B	200	200	9,0	15,0	18	78,1	61,3	5.666	2.003	570	200	8,54	5,07
HE 200 M	220	206	15,0	25,0	18	131,3	103,0	10.642	3.651	967	354	9,00	5,27
HE 220 A	210	229	7,0	11,0	18	64,3	50,5	5.410	1.955	515	178	9,17	5,51
HE 220 B	220	229	9,5	16,0	18	91,0	71,5	8.091	2.843	738	258	9,43	5,59
HE 220 M	240	224	15,5	26,0	18	149,4	117,0	14.805	5.012	1.220	444	9,89	5,79
HE 240 A	230	240	7,5	12,0	21	76,8	60,3	7.763	2.789	675	231	10,10	6,00
HE 240 B	240	240	10,0	17,0	21	106,0	83,2	11.259	3.923	958	327	10,30	6,06
HE 240 M	270	248	18,0	32,0	21	199,8	157,0	24.289	8.153	1.600	657	11,00	6,39
HE 260 A	250	260	7,5	12,5	24	86,8	68,2	10.455	3.668	836	282	11,00	6,50
HE 260 B	260	260	10,0	17,5	24	114,4	93,0	14.919	5.125	1.150	395	11,20	6,54
HE 260 M	290	268	18,0	32,5	24	219,6	172,0	31.307	10.449	2.180	780	11,90	6,90
HE 280 A	270	280	8,0	13,0	24	97,3	76,4	13.573	4.783	1.010	340	11,90	7,00
HE 280 B	280	280	10,5	18,0	24	131,4	103,0	19.270	6.395	1.380	471	12,10	7,09
HE 280 M	310	288	18,5	33,0	24	240,2	189,0	39.547	12.163	2.550	914	12,30	7,40
HE 300 A	290	300	8,5	14,0	27	112,5	84,3	16.263	5.310	1.260	421	12,70	7,48
HE 300 B	300	300	11,0	19,0	27	149,1	117,0	25.166	6.563	1.680	571	13,00	7,58
HE 300 M	340	310	21,0	39,0	27	303,1	236,0	59.201	19.403	3.480	1.250	14,00	8,00
HE 320 A	310	300	9,0	15,5	27	124,4	97,8	22.928	6.985	1.480	466	13,60	7,49
HE 320 B	320	300	11,5	20,5	27	161,3	127,0	30.423	9.239	1.920	616	13,80	7,57
HE 320 M	359	309	21,0	40,0	27	312,0	245,0	68.135	19.709	3.800	1.280	14,30	7,95
HE 340 A	320	300	9,5	16,5	27	133,5	105,0	27.693	7.436	1.680	496	14,40	7,46
HE 340 B	340	300	12,0	21,5	27	170,9	134,0	38.656	9.890	2.160	648	14,50	7,53
HE 340 M	377	309	21,0	40,0	27	315,3	248,0	76.272	19.711	4.050	1.230	15,60	7,90
HE 360 A	350	300	10,0	17,5	27	142,8	112,0	32.099	7.647	1.890	528	15,20	7,43
HE 360 B	360	300	12,5	22,5	27	180,6	142,0	43.193	10.141	2.400	678	15,50	7,48
HE 360 M	395	308	21,0	40,0	27	318,8	250,0	84.867	19.522	4.200	1.270	16,20	7,53
HE 400 A	380	300	11,0	19,0	27	159,0	125,0	45.099	8.564	2.310	571	16,80	7,54
HE 400 B	400	300	13,5	24,0	27	197,8	155,0	57.680	10.810	2.880	721	17,10	7,40
HE 400 M	432	307	21,0	40,0	27	325,8	256,0	104.113	19.339	4.320	1.260	17,90	7,70
HE 450 A	440	300	11,5	21,0	27	178,0	140,0	63.722	9.465	2.900	631	18,90	7,29
HE 450 B	450	300	14,0	26,0	27	218,0	171,0	79.827	11.721	3.550	781	19,10	7,33
HE 450 M	478	307	21,0	40,0	27	325,4	263,0	131.484	19.339	5.500	1.260	19,80	7,59
HE 500 A	480	300	12,0	23,0	27	197,5	155,0	86.075	10.387	3.550	691	21,00	7,24
HE 500 B	500	300	14,5	28,0	27	238,6	187,0	107.178	12.624	4.290	842	21,20	7,27
HE 500 M	524	308	21,0	40,0	27	344,3	270,0	141.929	19.135	6.180	1.250	21,70	7,46
HE 550 A	540	300	12,5	24,0	27	211,8	168,0	111.932	10.819	4.150	721	23,00	7,13
HE 550 B	550	300	15,0	29,0	27	254,1	199,0	136.891	13.077	4.970	872	23,20	7,17
HE 550 M	572	306	21,0	40,0	27	354,4	274,0	197.984	19.154	6.920	1.250	23,60	7,23
HE 600 A	590	300	13,0	25,0	27	226,5	178,0	141.203	11.271	4.790	751	25,00	7,08
HE 600 B	600	300	15,5	30,0	27	279,0	212,0	171.041	13.530	5.700	902	25,20	7,08
HE 600 M	620	308	21,0	40,0	27	363,7	285,0	227.447	18.975	7.840	1.240	25,60	7,23

Figura 3 - Tabelle dei profili HE



a)



b)

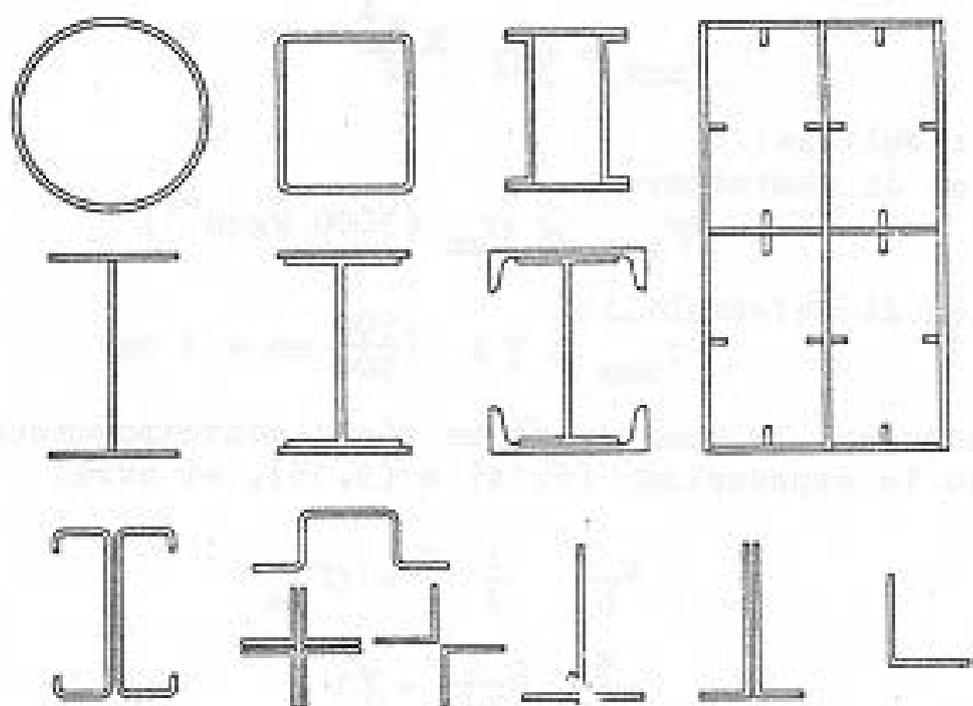


Figura 4 – Profili composti

### 1.3 Il materiale "acciaio": caratteristiche meccaniche

Le caratteristiche meccaniche dei materiali vengono valutate attraverso prove sperimentali le cui modalità di svolgimento, di tipo standard, vengono fissate dalle Normative vigenti.

Per gli acciai da carpenteria le principali prove di qualificazione sono:

- a) prova completa di trazione
- b) analisi chimica
- c) esame macrografico (impronte Bauman)
- d) esame micrografico
- e) prova di durezza
- f) prova di resilienza
- g) prova di piegatura
- h) prova di compressione globale
- i) prove di fatica
- j) determinazione delle tensioni residue

La prova più significativa, per il tipo ed il numero delle informazioni che è in grado di fornire, è senz'altro quella di *trazione*.

#### 1.3.1 Prova di trazione

Consideriamo una barra metallica di lunghezza "utile"  $L$  e sezione  $A$ , soggetta ad uno stato di sollecitazione monoassiale (forza  $F$ ). Disponendo una opportuna strumentazione si ricavano i diagrammi di *carico - allungamento* ( $P-\Delta L$ ) da cui, note le caratteristiche della macchina di prova e della geometria del provino, sono deducibili i diagrammi *tensione - deformazione* ( $\sigma-\varepsilon$ ), dai quali si evince il comportamento meccanico dei materiali.

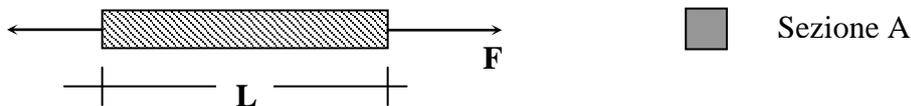


Figura 5 – Elemento sottoposto a prova di trazione

La lunghezza "utile" della barra (ossia la parte di barra sulla quale si misurano le deformazioni, mentre la lunghezza totale richiede anche tratti per l'inserimento nella macchina di prova) utilizzata nella prova è standard e pari a:  $L = 5.65 (A)^{0.5}$

Dalla teoria dell'elasticità valgono le relazioni:

$$\sigma = F / A$$

$$\varepsilon = \Delta L / L$$

Il diagramma tensione/deformazione ha tipicamente l'andamento mostrato in Fig. 6.

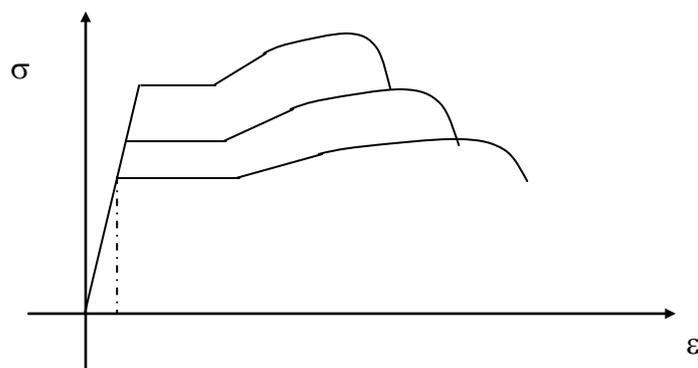


Figura 6 – Diagrammi tensione-deformazione

Si distinguono diversi campi, ognuno dei quali individua uno specifico comportamento del materiale.

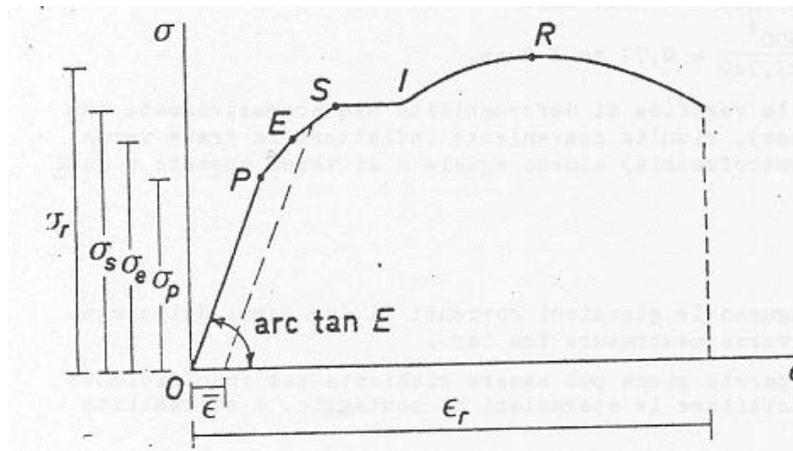


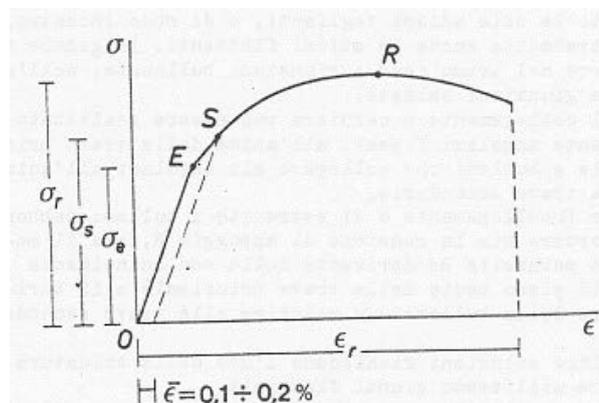
Figura 7 – Prova di trazione su provini in acciaio

- ◆ Intervallo OP [0, σ<sub>p</sub>]: l'andamento del diagramma è lineare con pendenza  $E = \sigma/\varepsilon$  (modulo di elasticità lineare); entro questo intervallo il comportamento del materiale è elastico e lineare. Il valore σ<sub>p</sub> è definito **tensione limite di proporzionalità**.
- ◆ Intervallo PE [σ<sub>p</sub>, σ<sub>e</sub>]: entro questo intervallo il comportamento del materiale è ancora elastico ma non lineare ed è definito dal modulo tangente  $E_t = d\sigma/d\varepsilon$ . Il valore σ<sub>e</sub> è definito **tensione limite di elasticità** e rappresenta il valore oltre il quale il materiale entra nel campo non elastico. Operativamente è molto difficile distinguere i due punti σ<sub>e</sub> e σ<sub>p</sub> e pertanto si suole considerarli coincidenti.
- ◆ Intervallo ES [σ<sub>e</sub>, σ<sub>s</sub>]: l'andamento del diagramma è non lineare; entro questo intervallo l'acciaio impegna le sue riserve plastiche fino alla soglia indicata con σ<sub>s</sub> che viene denominata **tensione di snervamento**. Scaricando il provino, si registra una deformazione residua ε: il diagramma di scarico è lineare e parallelo al tratto iniziale OP.
- ◆ Intervallo SI [σ<sub>s</sub>] La tensione rimane costante e pari quella di snervamento mentre si ha un incremento di deformazione. Questa fase è detta **snervamento**.
- ◆ Intervallo IR [σ<sub>s</sub>, σ<sub>r</sub>]: l'andamento del diagramma è non lineare; entro questo intervallo l'acciaio subisce il fenomeno dell'**incrudimento**. Il valore σ<sub>r</sub> viene indicato come **tensione di rottura**.

Gli acciai nei quali il tratto di snervamento (SI in Fig. 7) ed il corrispondente valore della tensione σ<sub>s</sub> si distinguono nettamente vengono definiti "**dolci**"; quelli per i quali il valore σ<sub>s</sub> non è deducibile direttamente dal diagramma, ma va definito in maniera convenzionale, si definiscono "**duri**".

In particolare, per gli acciai speciali e per le leghe di alluminio un limite di snervamento vero e proprio non esiste ed il limite di elasticità viene convenzionalmente individuato in

quel valore della tensione cui corrisponde una deformazione residua  $\epsilon$  pari a: 0.1% ( $\sigma_{0,1}$ ) o allo 0.2 % ( $\sigma_{0,2}$ ), come indicato nella figura successiva.



**Figura 8 – Prova di trazione acciai speciali**

L'andamento decrescente dell'ultimo tratto (a partire dal punto R) è solo apparente in quanto la macchina di prova non tiene conto del fatto che, a causa della contrazione laterale del provino, lo stato pensionale non è più mono - assiale e la strizione (fenomeno di riduzione della sezione trasversale) prevale sull'incrudimento. Il valore  $\epsilon_r$  è un indice importante dell'adattabilità plastica del materiale.

### Tipi di acciaio

Le caratteristiche degli acciai da carpenteria metallica sono elencate al punto 11.3.4 del DM 14.01.2008. Nell'ambito delle costruzioni metalliche è previsto l'impiego di più tipologie di acciaio, classificate in Normativa. Quelle più comunemente utilizzate nelle strutture civili sono: S235(ex Fe 360), S275 (ex Fe 430), S355 (ex Fe 510).

Il numero che segue la sigla "S" rappresenta il valore caratteristico della tensione di snervamento ( $f_{yk}$ ) in  $N/mm^2$  (per elementi con spessore minore di 40mm).  $f_{tk}$  è il valore caratteristico della tensione di rottura.

**Tabella 11.3.IX – 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

**Figura 9 - Tipi di acciaio previsti nelle Norme Tecniche italiane (DM 14.1.2008, tabella 11.3.IX)**

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000$	$N/mm^2$
Modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2(1+\nu)] = 80.750$	$N/mm^2$
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C <sup>-1</sup>
Densità	$\gamma_s = 7850$	kg/m <sup>3</sup>

### Resistenza di calcolo degli acciai da carpenteria

Ricordando che le tipologie di acciaio di impiego corrente nell'ambito delle costruzioni metalliche sono designati attraverso le sigle S235, S275, S355, si indica come resistenza di calcolo il valore  $f_d$ , ovvero la tensione di snervamento  $f_{yk}$  (precedentemente indicata con il simbolo  $\sigma_s$ ) ridotto considerando il suo valore caratteristico  $f_{yk}$  diviso di un opportuno coefficiente  $\gamma_M$  :

$$f_d = f_{yk} / \gamma_M$$

Il valore di  $\gamma_M$  dipende dalle modalità con cui si effettua la verifica della sezione (punto 4.2.4.1.1 del DM 14.1.2008).

Si riporta di seguito la tabella di normativa che elenca i valori di  $\gamma_M$

**Tabella 4.2.V** Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

**Figura 10 – Coeff. di sicurezza di cui al DM 14.01.2008**

Per i casi di maggiore interesse (Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4, e Resistenza all'instabilità) si deve adottare un valore di  $\gamma_M$  **pari a 1.05**.

Quindi per un acciaio S275, ad esempio si avrà:  $f_d = f_{yk} / \gamma_M = 275 / 1.05 = 261.9$  MPa.

### 1.3.2 Verifica del materiale acciaio

La prova di trazione fornisce un valore di resistenza ( $f_y$  o  $f_t$ ) di tipo monoassiale, dunque anche la resistenza di calcolo  $f_d$  sarà un valore monoassiale. La verifica di resistenza deriverà dal confronto tra la tensione massima indotta dalle azioni e la resistenza di calcolo.

In presenza di stati tensionali pluriassiali si considera una tensione ideale  $\sigma_{id}$  che tiene conto dell'azione contemporanea di più tensioni, equivalente ad un valore monoassiale convenzionale, corrispondente ad uno stato tensionale complesso.

La tensione ideale viene calcolata come segue:

Stato tensionale piano 
$$\sigma_{id} = (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2)^{0.5}$$

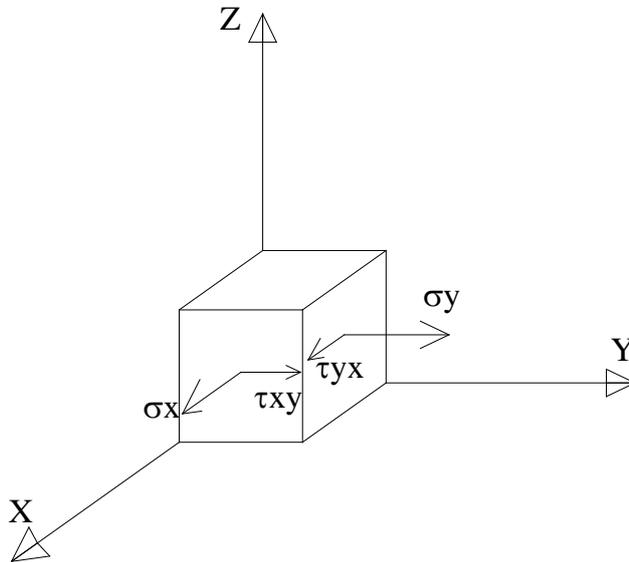
Flessione e taglio

$$\sigma_{id} = (\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2)^{0.5}$$

Taglio puro

$$\sigma_{id} = \tau_{xy} (3)^{0.5}$$

La verifica consiste nel controllare:  $\sigma_{id} \leq f_d = f_{yk}/\gamma_{M0}$ , assumendo  $\gamma_{M0} = 1.05$



**Figura 10 - Stato di tensione piano**

## Classificazione delle sezioni in acciaio

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità rotazionale  $C_\theta$  definita come:

$$C_\theta = \vartheta_r / \vartheta_y - 1$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

**classe 1** quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 del DM 14.01.2008 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 3$ ;

**classe 2** quando la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1.5$ ;

**classe 3** quando nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;

**classe 4** quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una *sezione efficace*.

Le sezioni di classe 1 e 2 si definiscono *compatte*, quelle di classe 3 *moderatamente snelle* e quelle di classe 4 *snelle*. Al crescere della classe di appartenenza della sezione diminuisce la duttilità cioè la capacità rotazionale dopo aver raggiunto il primo snervamento.

**Le sezioni più comunemente utilizzate in carpenteria metallica cioè i profilati tipo IPE e HE sono di classe 1.**

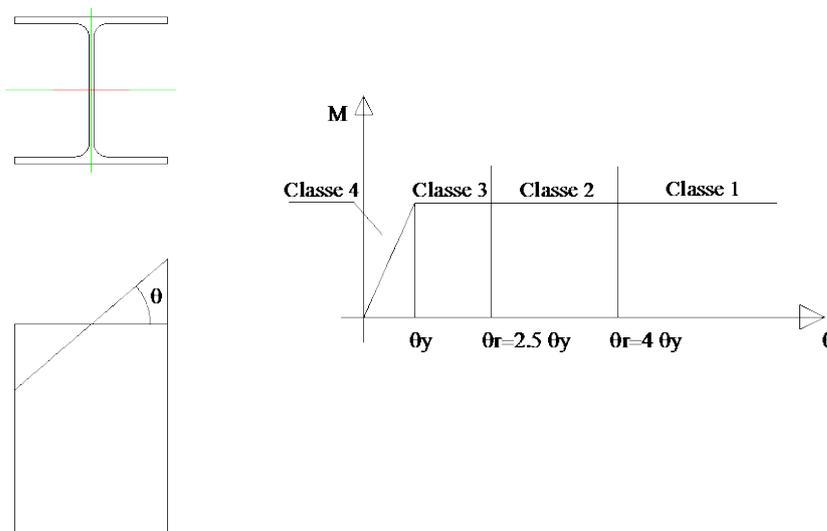


Figura 11 – Classificazione delle sezioni

## CAPITOLO 2

### Verifiche delle membrature

La verifica delle membrature d'acciaio si caratterizza in funzione dello stato tensionale prodotto dai carichi applicati.

Si dettaglierà pertanto di seguito il procedimento di verifica delle membrature tese, di quelle inflesse e di quelle compresse, cercando di coglierne il comportamento fisico ed applicando i dettami di norma.

#### 2.1 Membrature tese

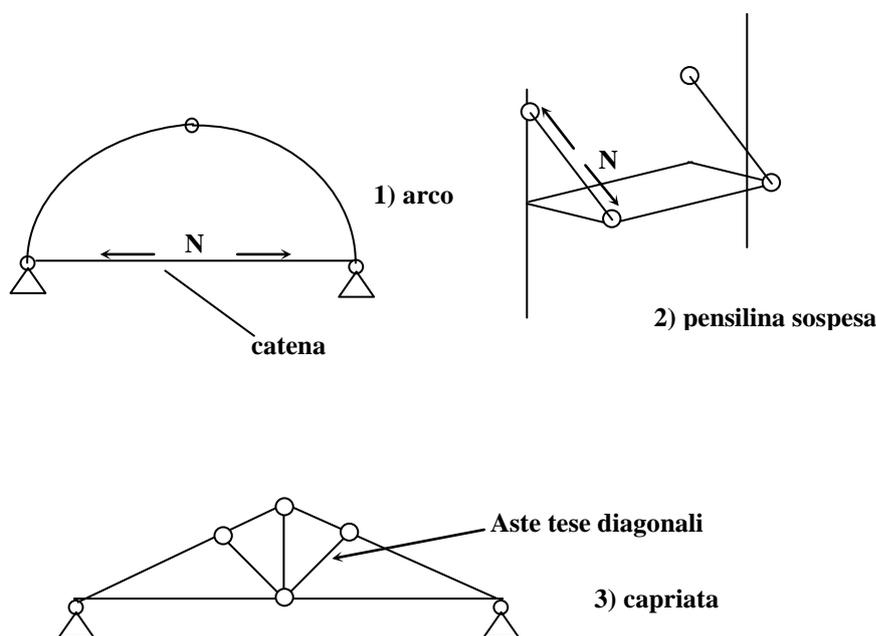


Figura 14 – Esempi di aste tese

Gli schemi statici sopra riportati rappresentano esempi di strutture nelle quali sono presenti elementi soggetti a trazione.

Nella realizzazione esecutiva delle tipologie 1) e 2) si adottano generalmente fili, cavi e tubi, per la 3) si adottano profilati singoli e profilati accoppiati (ad esempio 2 profili a L).

#### Verifica

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$ , dovuta ai carichi applicati alla struttura, deve rispettare la seguente condizione:

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

dove  $N_{t,Rd}$  è la resistenza di calcolo a trazione che, nel caso di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati, deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda,  $A$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

Con  $\gamma_{M0}=1.05$

b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti

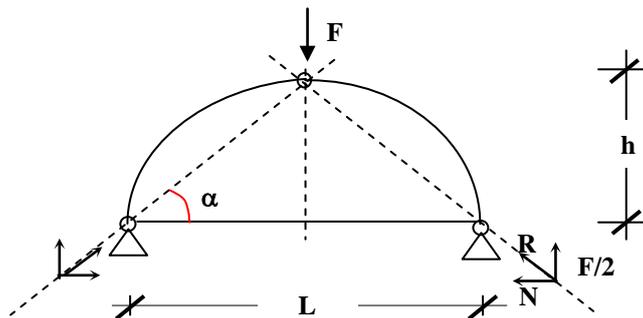
$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

con  $A_{net}$  = area netta della sezione depurata delle filettature (tondini) o dai fori (profilati) e  $\gamma_{M2}=1.25$ .

**Nel caso la sezione non sia indebolita da fori  $N_{t,rd} = N_{pl,rd}$**

Applicazione:

Si consideri il sistema indicato in figura, soggetto alla forza esterna  $F$ .



**Figura 15 – Arco a 3 cerniere**

Risolvendo il problema statico, dal valore delle reazioni vincolari, si ha:

$$R = F/2 * 1/\sin\alpha \quad (\text{con } \tan\alpha = 2h/L)$$

La sollecitazione di trazione nella catena vale:

$$N_{Ed} = R \cos\alpha = F/(2 * \tan\alpha)$$

$$N_{Ed} = (F/2) (L/2h) = FL/(4h)$$

La verifica consiste nel controllare che il minore valore tra  $N_{pl,Rd}$  e  $N_{u,Rd}$  sia maggiore dell'azione  $N_{Ed}$ . In assenza di fori si deve verificare che  $N_{Ed} \leq N_{pl,rd}$ .

## 2.2 Membrature inflesse

Gli elementi inflessi sono quelli soggetti prevalentemente ad un regime di sollecitazioni flesso-taglienti: l'esempio più comune è rappresentato da una trave appoggiata alle estremità e soggetta a carichi verticali concentrati o distribuiti.

### Dimensionamento e verifiche

Per gli elementi inflessi si trattano di seguito le verifiche:

- di resistenza
- di deformabilità

Prima di affrontarle, si confronta la risposta a sollecitazioni flettenti di sezioni aventi forma diversa.

### 2.2.1 Confronto della resistenza a flessione al variare della sezione

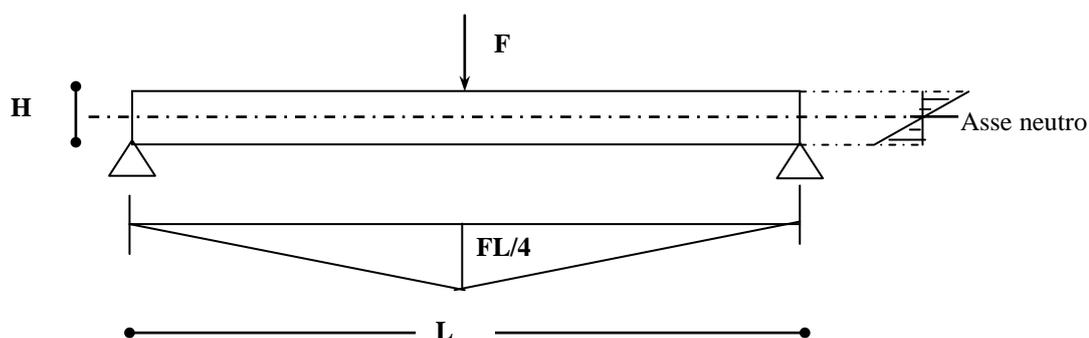


Figura 16 – Trave appoggiata con carico concentrato in mezzzeria

Si consideri lo schema, sopra rappresentato, di trave appoggiata soggetta all'azione di una forza concentrata  $F$  in corrispondenza della mezzzeria.

Il massimo valore del momento flettente è pari a  $FL/4$ .

Si vuole confrontare di seguito l'effetto del momento flettente **a parità di area totale di sezione ma variandone la morfologia**.

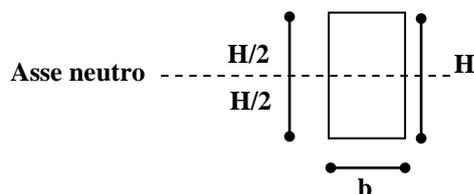
Si ipotizza di adottare una sezione simmetrica rispetto all'asse  $x$  (orizzontale) e pertanto le tensioni normali indotte dalla forza  $F$  avranno andamento a farfalla con asse neutro in corrispondenza di  $H/2$ .

Si considerino le tre sezioni indicate di seguito:

#### caso 1) sezione rettangolare

$$b=30 \text{ cm}$$

$$H=60 \text{ cm}$$



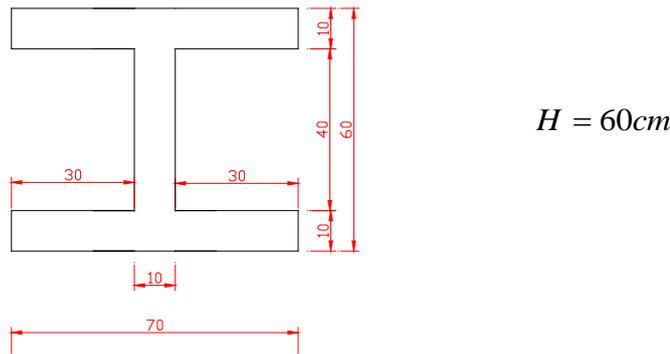
L'area della sezione ed il momento di inerzia valgono:

$$A_{\text{rett}}=1800 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{rett}} = 1/12 bH^3=540000 \text{ cm}^4 \text{ da cui si ottiene } \sigma_{\text{max}} = \frac{M}{I_{\text{rett}}} \frac{H}{2} = \frac{FL/4}{I_{\text{rett}}} \frac{H}{2}$$

caso 2) Sezione IPE (SI,1)

si mantengono costanti l'area e l'altezza della sezione, ricavando poi le altre dimensioni. Si ottiene la seguente sezione:



**Figura 17 – Sezione a doppio T**

L'area della sezione ed il momento di inerzia, somma dei contributi dei singoli rettangoli, valgono:

$$A_{\text{SI},1}=1800 \text{ cm}^2$$

$$I_{\text{SI},1}=(70 \cdot 60^3/12)-2 \cdot (30 \cdot 40^3)/12=1080000 \text{ cm}^4$$

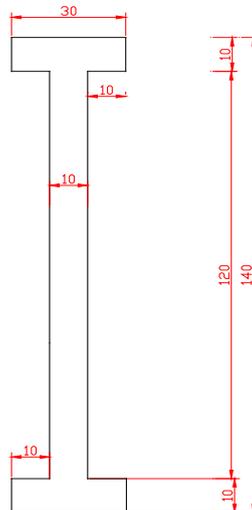
Rispetto al valore del momento di inerzia della sezione rettangolare si ha:

$$I_{\text{SI},1} / I_{\text{rett}} = 1080000 / 540000 = 2$$

Questo implica che in una sezione con inerzia doppia rispetto a quella di riferimento, la massima tensione agente risulta essere pari alla metà.

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{M}{I_{\text{Ipe1}}} \frac{H}{2} \quad \sigma_{\text{max,SI,1}} = (0.5 \cdot \sigma_{\text{max,rett}})$$

Caso 3) Sezione IPE (SI,2)



**Figura 18 – Sezione a doppio T allungata**

Si mantengono costanti l'area a la base della sezione, ricavando poi le altre dimensioni, in particolare l'altezza:

$$H_{SI,2} = 140 \text{ cm (pari a 2.3 volte } H_{SI,1})$$

In modo analogo al caso precedente si ha:

$$A_{SI,2} = 1800 \text{ cm}^2$$

$$I_{SI,2} = 3980000 \text{ cm}^4$$

$$I_{SI,2} / I_{rett} = 3980000 / 540000 = 7.3$$

In questo caso la massima tensione vale:

$$\sigma_{\max,SI,2} = (1/3.2 * \sigma_{\max,rett})$$

**Tabella 3 – Momenti di inerzia**

	$I_{rett}$	$I_{SI,1}$	$I_{SI,2}$
	540000	1080000	3980000
$I/I_{rett}$	1	2	7.3
$\sigma/\sigma_{rett}$	1	0.5	0.31

Pertanto, pur mantenendo costante l'area della sezione, ossia la quantità di materiale, si possono avere inerzie ed effetti molto diversi modificando la geometria della sezione.

### 2.2.2 Verifiche di resistenza

Si consideri la trave appoggiata di luce  $L$  rappresentata di seguito:

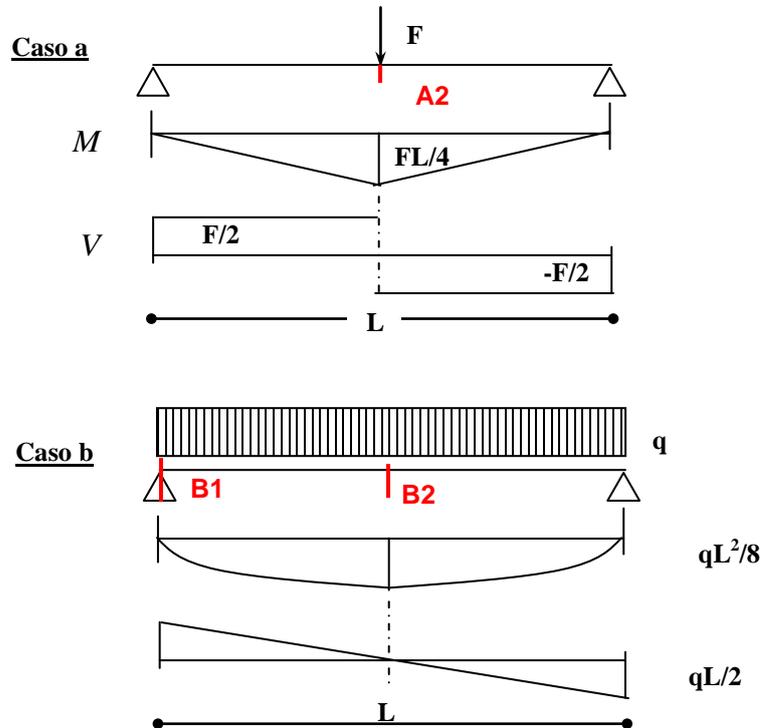


Figura 19 – Diagrammi delle sollecitazioni

Risolvendo lo schema statico sopra indicato, si deduce che le sezioni critiche sono la  $A_2$  per il caso a) e le  $B_1$  (taglio max) e  $B_2$  (momento flettente max) per il caso b).

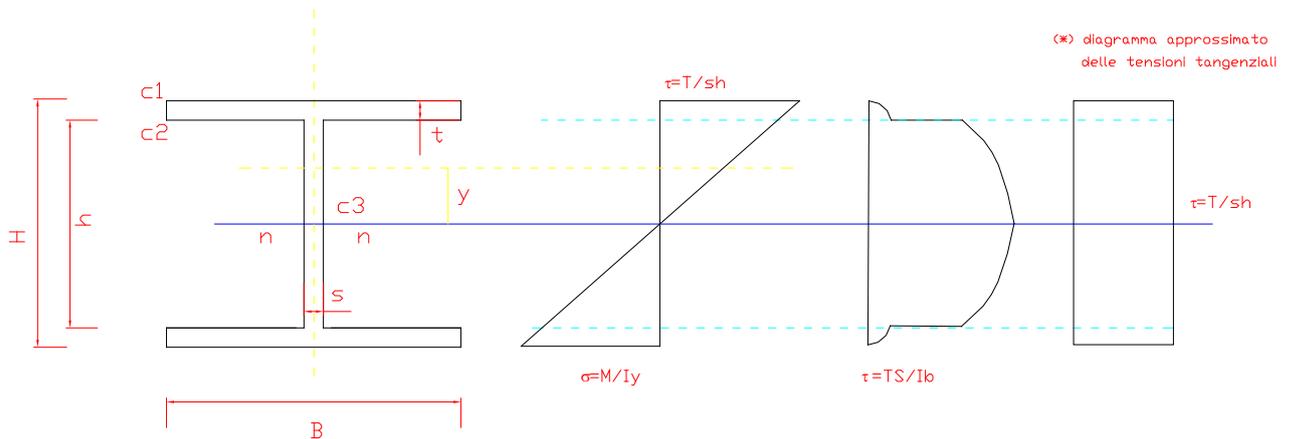


Figura 20 – Diagrammi delle tensioni sulla sezione

Spostando l'attenzione dall'intera trave alla singola sezione, le fibre critiche sono le  $c_1$ ,  $c_2$  e  $c_3$ :

$$\begin{aligned} c_1 &\rightarrow \sigma_{\max} \\ c_2 &\rightarrow \sigma_{id} = (\sigma^2 + 3\tau^2)^{0.5} \\ c_3 &\rightarrow \tau_{\max} \end{aligned}$$

Il valore della massima tensione normale è:

$$\sigma_{\max} = (M/I) H/2 \rightarrow \sigma_{\max} = M/W$$

con:  $W = I/H/2$

$$I = [B t (H/2)^2] * 2 + sh^3/12$$

$$W = (BtH^2/2 + sh^3/12) * 2/H$$

Assumendo  $H \approx h$  si ottiene:

$$W = (Bt + sh/6)H$$

Trascuriamo  $sh/6$  che è nettamente minore di  $Bt$  e si ottiene:

$$W \approx BtH$$

$$\sigma_{\max} = M/(BtH)$$

Per quanto riguarda l'effetto del taglio, in fase di dimensionamento si può anche assumere (vedi diagramma (\*)) che

$$\tau_{\max} = V/(sh)$$

### Verifiche

Bisogna controllare che:

$$\sigma_{\max} \text{ oppure } \tau_{\max} \leq f_d = f_{yk}/\gamma_M$$

Ad es. considerando il caso a), nella sez. A2:

$$M \rightarrow \sigma_{\max}$$

$$V \rightarrow \tau_{\max}$$

da cui:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\max}^2 + 3\tau_{\max}^2} \leq f_d = f_{yk}/\gamma_M$$

### 2.2.3 Verifiche di deformabilità

Per gli schemi statici di seguito riportati sono disponibili nella manualistica corrente i valori degli spostamenti massimi  $\delta_{\max}$  prodotti da un assegnato carico applicato:

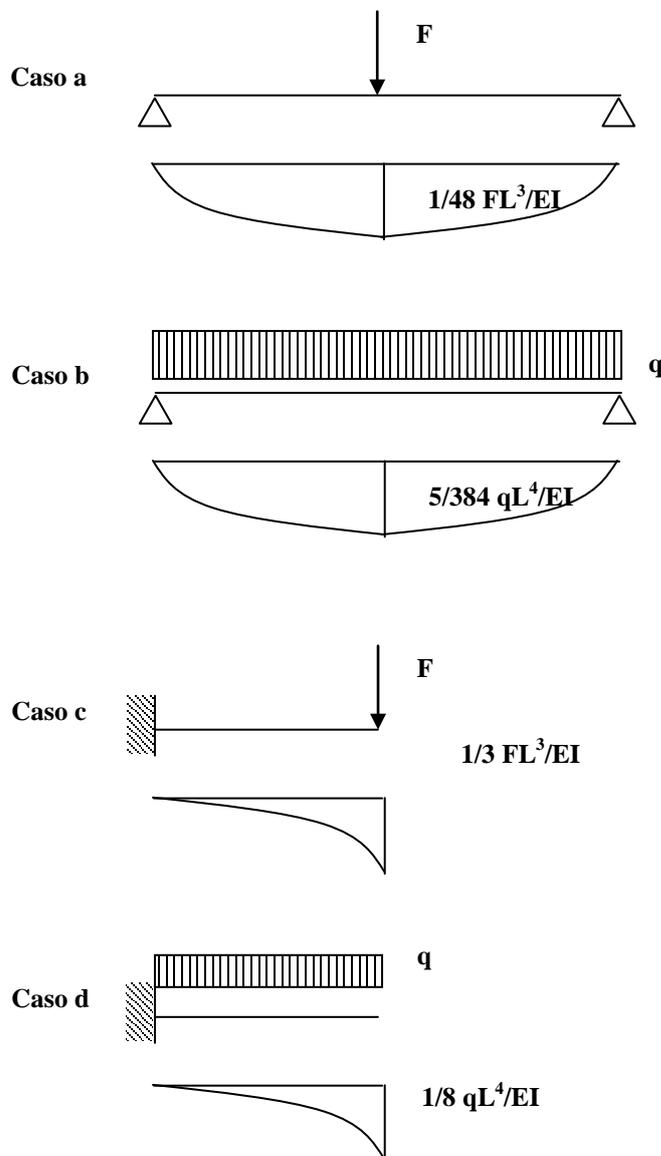


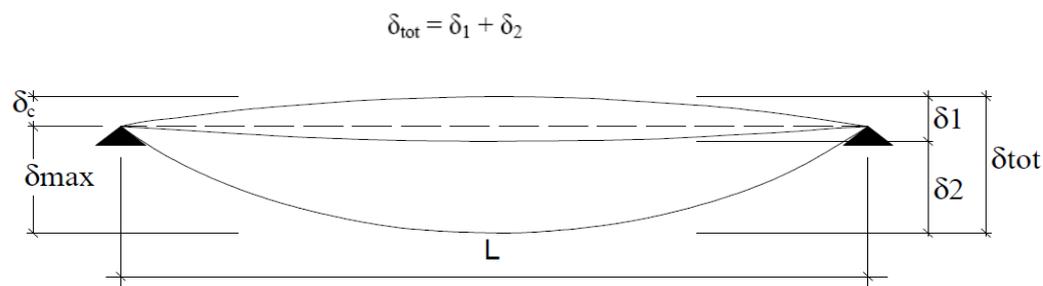
Figura 21 – Esempi di massimi spostamenti in diversi schemi di travi

La Normativa (DM 14.01.2008) stabilisce dei limiti ai valori di  $\delta_{\max}$  derivanti dall'esigenza di garantire la funzionalità delle strutture e di evitare danni alle opere complementari (impianti, intonaci, tamponature...). Le indicazioni riguardo i massimi valori degli spostamenti verticali sono riportati al punto 4.2.4.2.1 delle norme in termini di frazioni della luce L dell'elemento da verificare.

La verifica di deformabilità si ritiene soddisfatta allorquando si ha:

$$\delta_{\max} \leq \alpha L$$

con L luce dell'elemento considerato. Nel calcolo della freccia totale deve tenersi in conto anche la eventuale contro freccia  $\delta_1$  fornita in fase di progetto al fine di limitare il valore dell'abbassamento.



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

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

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

**Tabella 4.2.X** Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

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	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

**Figura 22** –Limiti di deformabilità

Esempio (max spostamento in una trave portante tamponature

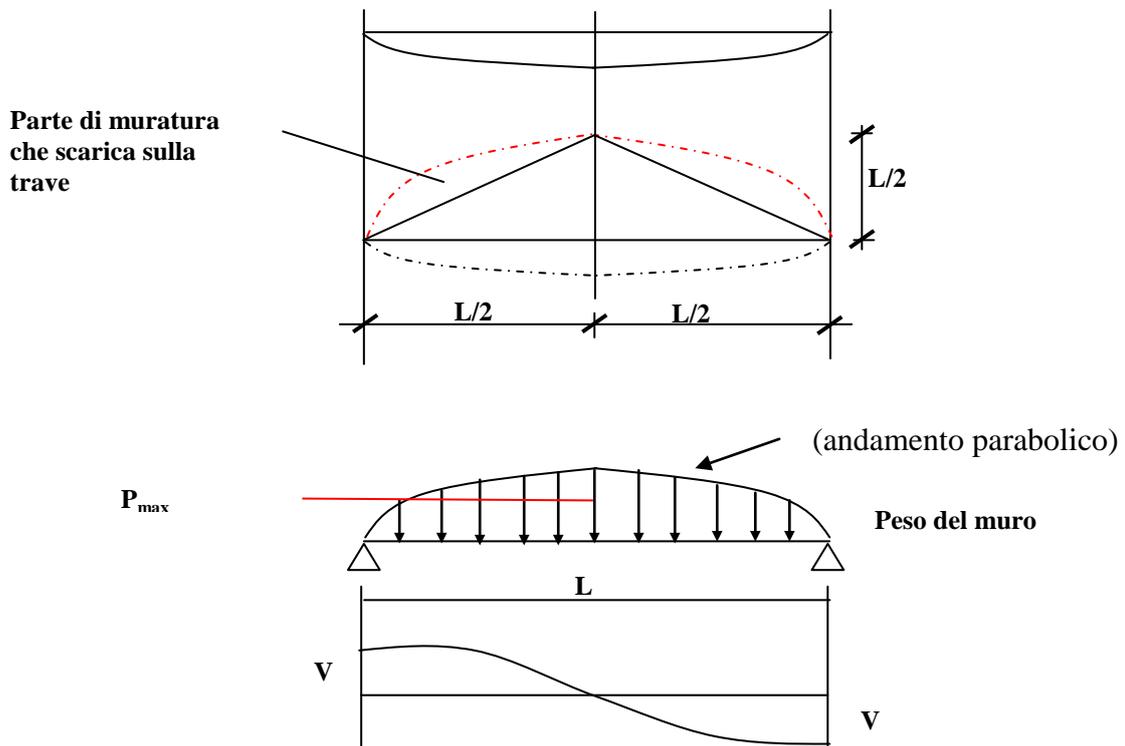


Figura 23 – Effetto arco

Dai manuali si ricava che:

$$M_{max} = 0.1042 p_{max} L^2$$

$$T = p_{max} L / 3$$

$$\delta = 0.01059 p_{max} L^4 / EI$$

Deve risultare  $\delta \leq \delta_{max}$  ossia  $\delta \leq 1/250 L$

2.2.4 Applicazione: verifica di una trave appoggiata

Si riporta di seguito un esempio numerico di calcolo di una trave appoggiata, applicando le relazioni generali descritte ai punti precedenti, secondo il metodo degli S.L.

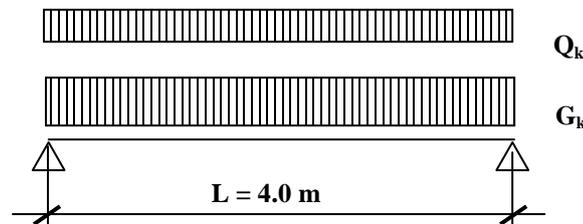


Figura 24 – Trave con carico permanente e accidentale

Prima di effettuare le verifiche bisogna scegliere una sezione. Quindi si effettua un predimensionamento che in questo caso consiste nell'adottare un'altezza pari a:

$$H \approx L/15 = 400/15 = 265 \text{ mm} \quad \text{ossia una trave IPE 240}$$

<b>IPE240</b>	<b>→</b>	<b>H=240 mm</b>	<b>I=3890 cm<sup>4</sup></b>	
---------------	----------	-----------------	------------------------------	--

Azioni di progetto:

$G_k=22.0$  kN/m;       $Q_k=14.26$  kN/m

S.L.U.       $F_{d,SLU}=1.3 G_k + 1.5 Q_k = 50$  kN/m

$M_{sd,SLU} = F_d L^2/8=100.0$  kNm

S.L.E. (rara):  $F_{d,SLE}= G_k + Q_k = 36.26$  kN/m

Materiale

S355:  $f_{yk} = 355$  MPa

$f_d = f_{yk}/\gamma_{M0} = 355/1.05=338$  MPa

Freccia max da norma

$\delta_{max} = \delta_2$  (trave porta-tamponatura: elementi fragili) →  $\delta/L \leq 1/350$  ( $\delta \leq 400/350=1.14$  cm)

Verifica IPE240

$\sigma_{max}=(M_{sd}/I) H/2=308.5$  MPa <  $f_d$       OK

$\delta_2=5/384 F_d L^4/EI=1.55$  cm > 1.14 cm      NO

Si sceglie a questo punto una trave più alta ossia

<b>IPE270</b>	<b>→</b>	<b>H=270 mm</b>	<b>I=5790 cm<sup>4</sup></b>	
---------------	----------	-----------------	------------------------------	--

**Verifica IPE270**

$\sigma_{max}=M_{sd}/I H/2=233$ MPa <  $f_d = 338$  MPa      OK

$\delta_2=5/384 F_d L^4/EI=1.08$  cm < 1.14cm      OK

La trave con sezione IPE270 soddisfa entrambe le verifiche.

### 2.3 Membrature compresse

Di seguito sono riportati alcuni esempi di strutture con membrature compresse.

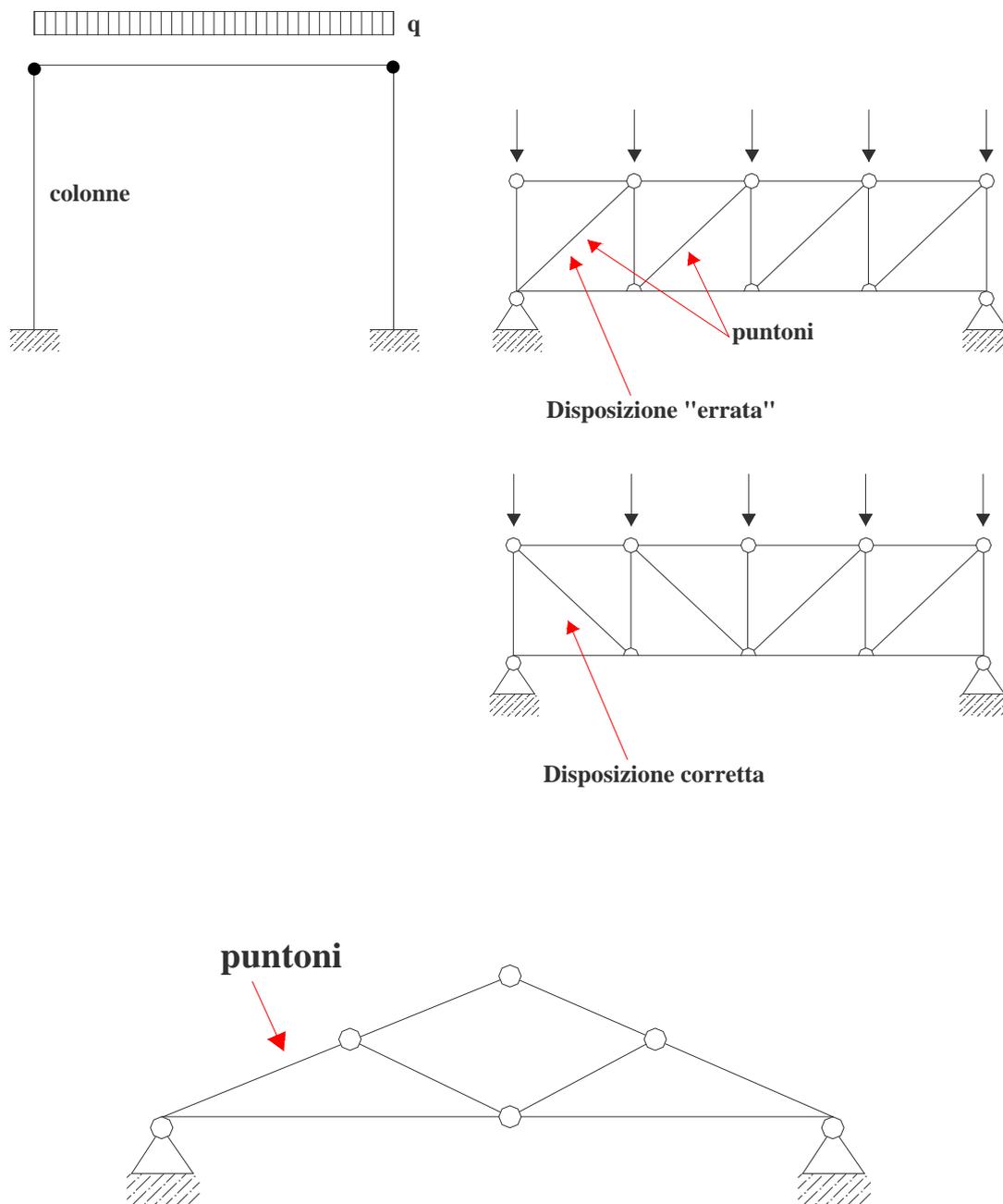


Figura 25 – Esempi di strutture con elementi compressi

## Verifiche di resistenza

La relazione da controllare ai fini della verifica a compressione semplice è:

$$\sigma = N/A_n \leq f_d$$

In realtà una normale verifica di resistenza non si effettua praticamente mai poiché il comportamento di un'asta compressa è essenzialmente condizionato dal fenomeno della *instabilità*.

In genere ci occupiamo di sicurezza dando per scontato che la struttura sia in equilibrio.

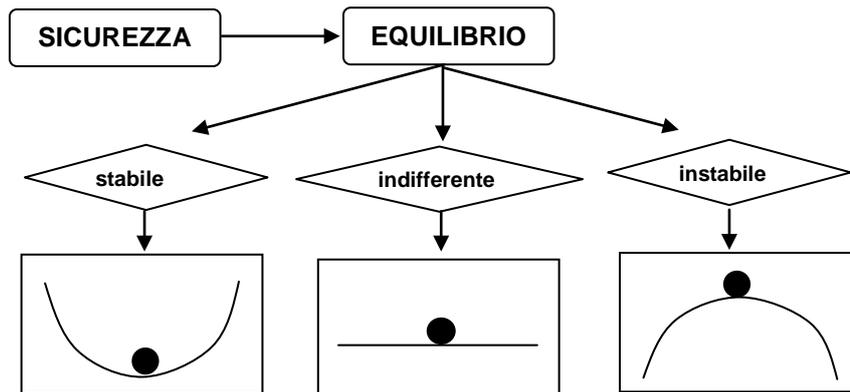


Figura 26 – Tipi di equilibrio

L'equilibrio stabile è indicativo del comportamento per il quale ad un allontanamento del corpo dal punto di potenziale minimo corrisponde il ritorno nella posizione di partenza; l'equilibrio indifferente è proprio del corpo che, spostato di poco dalla sua posizione iniziale di equilibrio, rimane stabilmente nella nuova posizione.; l'equilibrio instabile invece è caratterizzato dal fatto che una perturbazione anche molto piccola delle condizioni iniziali allontana irreversibilmente il corpo dalle stesse.

Nelle verifiche classiche di resistenza abbiamo a che fare con una condizione di equilibrio stabile. Questo non accade nel caso delle aste compresse snelle.

Per le colonne destinate a sopportare sforzi di compressione si adottano generalmente i profili indicati di seguito:

Sezioni chiuse: prevalenza di carichi verticali



Sezioni aperte: anche per carichi orizzontali

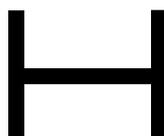


Figura 27 – Utilizzo tipico di sezioni aperte e chiuse

### 2.3.1 Cenni al problema dell'instabilità

Un'asta metallica soggetta ad un'azione di compressione, se eccessivamente *snella* in rapporto alle condizioni di carico, geometriche e di vincolo, tende ad instabilizzarsi, cioè ad inlettersi ruotando attorno all'asse x o y, nella direzione di maggior debolezza (in fig. 28 la direzione di massima debolezza è la x, pertanto l'asta si inflette attorno all'asse y).

Il parametro meccanico che maggiormente condiziona il fenomeno dell'instabilità è la *snellezza*, indicata con  $\lambda$ . La snellezza di un'asta è funzione della sua lunghezza libera di inflessione  $L_0$  (a sua volta dipendente dalla lunghezza geometrica L e dalle condizioni di vincolo dell'asta) e del raggio di inerzia minimo  $\rho_{\min}$ , che porta in conto l'inerzia della sezione trasversale:  $\lambda=L_0/\rho_{\min}$ .

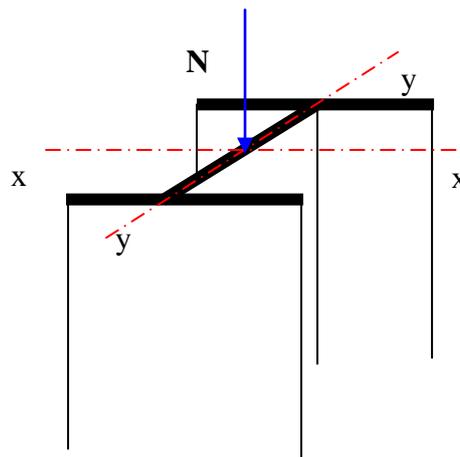


Figura 28 – Elemento soggetto a compressione

Nel caso della colonna in esame si ha:

$$I_x > I_y \quad \rightarrow \quad I_y = I_{\min} \quad \rightarrow \quad \rho_{\min} = (I_{\min} / A)^{0.5}$$

dove A è l'area della sezione trasversale.

Per ogni asta, nota la sua lunghezza geometrica, la sua sezione e le condizioni di vincolo in testa ed al piede, è possibile calcolare il valore dell'azione di compressione N che provocherebbe instabilità; questo valore è definito **carico critico**  $N_{\text{crit}}$ .

La prima definizione di carico critico si deve ad Eulero:

$$N_{\text{crit}} = \pi^2 E I_{\min} / (\beta L)^2$$

in cui E è il modulo elastico normale del materiale di cui è fatta l'asta,  $\beta$  tiene conto delle condizioni di vincolo ed  $L_0$  è la **lunghezza libera di inflessione, ossia la distanza tra due punti di flesso consecutivi della deformata**.

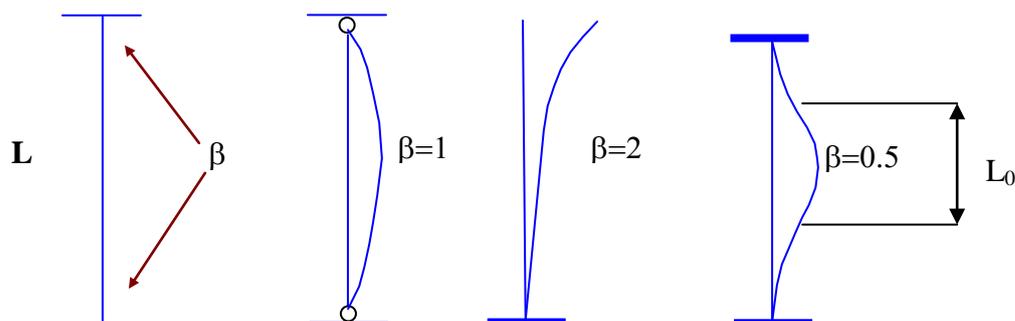


Figura 29 – Vincoli sulle aste e lunghezza libera di inflessione

Le ipotesi poste alla base della espressione fornita da Eulero sono le seguenti:

- 1) Asta ideale
- 2) Materiale a comportamento elastico - lineare
- 3) Materiale infinitamente resistente

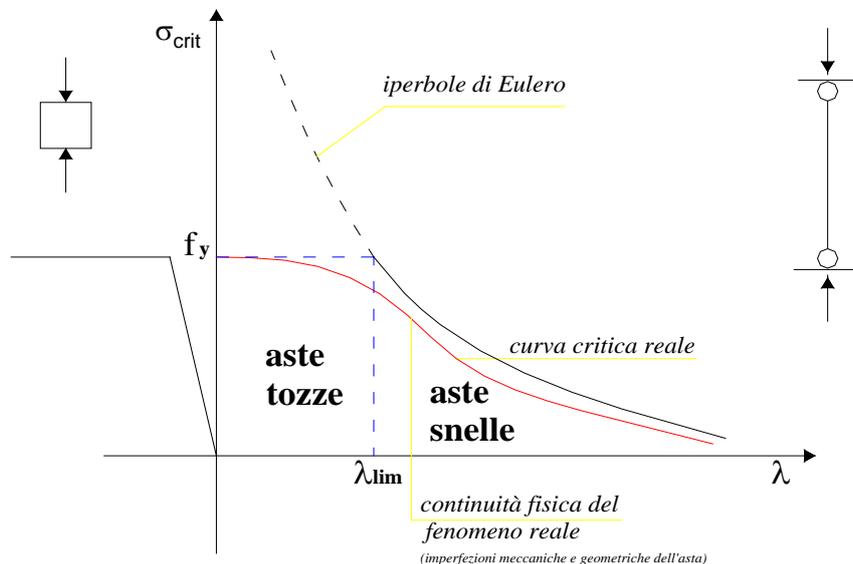
Ricordando la definizione di snellezza  $\lambda=L_0/\rho_{\min}$ , l'espressione di Eulero può essere riscritta nella seguente forma:

$$\sigma_{\text{crit}} = N_{\text{crit}}/A = \pi^2 E I_{\min} / (AL_0^2) = \pi^2 E A \rho_{\min}^2 / (AL_0^2)$$

Da cui ricordando che  $\lambda = L_0/\rho$  (pertanto:  $\rho^2/L_0^2=1/\lambda^2$ ):

$$\sigma_{\text{crit}} = \pi^2 E / \lambda^2$$

Le variabili in gioco, ossia  $\sigma_{\text{crit}}$  e  $\lambda$ , sono pertanto legate da una funzione denominata iperbole di Eulero (fig. 30)



**Figura 30 – Iperbole di Eulero**

In realtà il materiale è elasto - plastico e ha resistenza finita  $f_y$ , per cui esiste una snellezza limite  $\lambda_{\text{lim}}$  in corrispondenza della quale si ha il passaggio dalle cosiddette aste “tozze” che vanno in crisi poiché viene superata la resistenza  $f_y$ , alle aste snelle nelle quali la crisi si verificherà per instabilità.

La snellezza limite si ottiene a partire dalla espressione della  $\sigma_{\text{crit}}$  sostituendovi il valore  $f_y$ :

$$\lambda_{\text{lim}} = \pi(E/ f_y)^{0.5}$$

Per tenere conto delle imperfezioni (passaggio da asta ideale ad aste reali) vanno considerate le curve adimensionalizzate riportate nella figura 31.

Le **curve critiche a, b, c, d** sono state ricavate sulla base di studi teorici e sperimentali per i tipi di sezione più frequentemente usati per le colonne e sono fornite in forma analitica dalla normativa (vedi tabella in fig. 32).

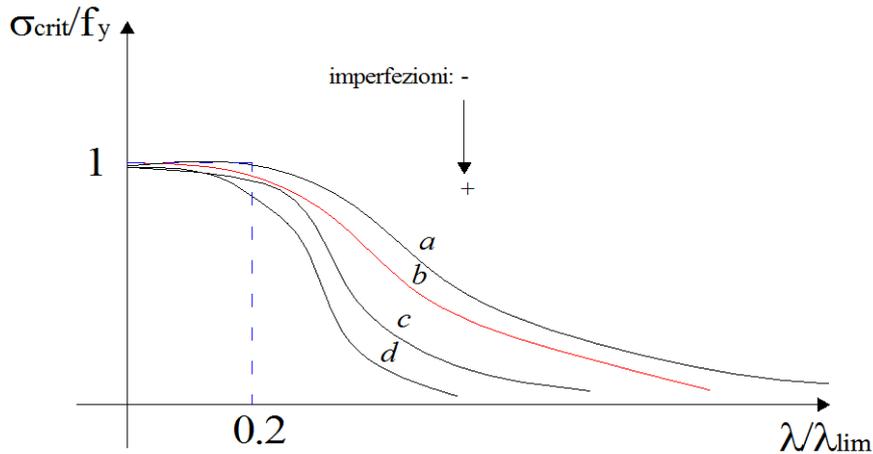


Figura 31 - Curve critiche adimensionalizzate

### 2.3.2 Verifica all'instabilità

La verifica all'instabilità si effettua conformemente al punto 4.2.4.1.3.1 delle NTC2008. Deve risultare che:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{M1}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

dove:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

$\chi$  è un coefficiente riduttivo che vale

$$\gamma_{M1} = 1.05$$

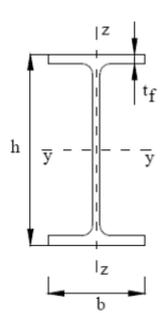
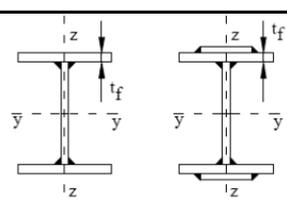
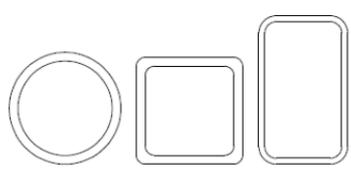
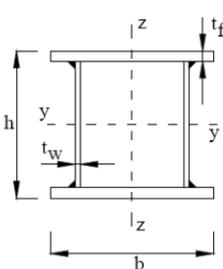
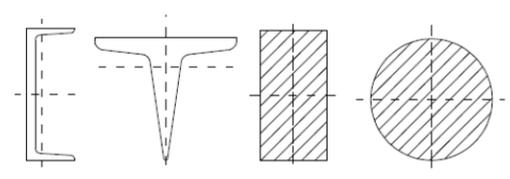
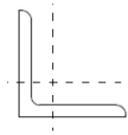
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{è la snellezza adimensionale}$$

$$\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha$  è un fattore di imperfezione da ricavare in base alla tabella in figura 32.

$N_{cr}$  è il carico critico elastico della colonna pari a  $N_{cr} = \pi^2 E I_{min} / (\beta L)^2$ , introdotto in precedenza.

**Tabella 4.2.VI** Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi.

Sezione trasversale		Limiti	Inflessione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40$ mm y-y z-z	a	$a_0$
				$40$ mm $< t_f \leq 100$ mm y-y z-z	b
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100$ mm y-y z-z	c	a
				$t_f > 100$ mm y-y z-z	d
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40$ mm y-y z-z	b	b	
		$t_f > 40$ mm y-y z-z	c	c	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	$a_0$
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scatolari saldate		In generale	qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ ; $b/t_f < 30$ ; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T		qualunque	qualunque	c	c
Sezioni ad L		qualunque	qualunque	b	b
Curva di instabilità	$a_0$	a	b	c	d
Fattore di imperfezione $\alpha$	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

**Figura 32 – Fattori di imperfezione**

### 2.3.3 Applicazione numerica: verifica di una colonna compressa

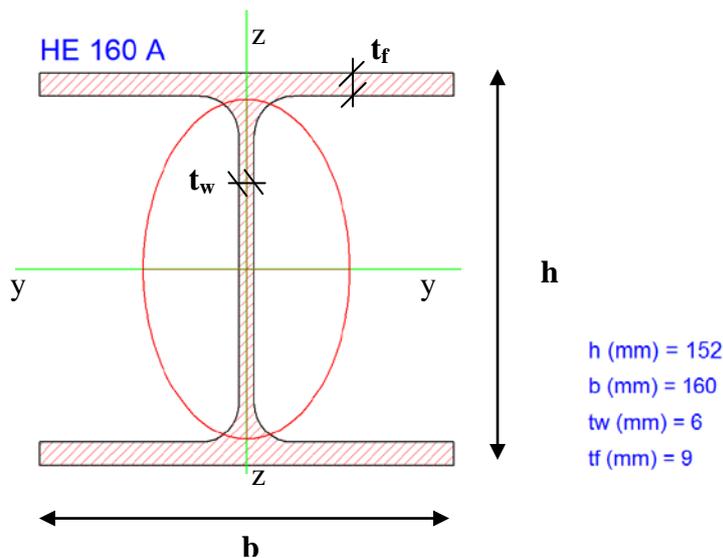
Si vuole effettuare la verifica di instabilità di una colonna di altezza  $h=3.5$  m, soggetta ad un carico di  $N_{Ed}=80$  kN, incastrata ad un estremo.

Il tipo di acciaio è S275.

La colonna ha una sezione tipo HEA160 con  $h=152$  mm e  $b=160$  mm.

Pertanto si ha:  $h/b < 1.2$  e  $t_f < 100$  mm ( $t_f$  = spessore delle ali,  $t_w$  = spessore dell'anima,  $z$  = asse debole,  $y$  = asse forte)

La curva di instabilità (considerando l'instabilità rispetto all'asse  $y$ - $y$ ) da considerare è la "c" con  $\alpha = 0.49$  in base alla tabella 4.2.VI del DM 14.01.2008.



Lo schema di vincolo è quello di incastro alla base



Figura 33 – Modalità di instabilizzazione

#### 1) Valutazione di $\lambda$

$$\lambda = (\beta L) / \rho_{\min}$$

in cui  $\beta$  tiene conto dei vincoli presenti,  $L$  è la lunghezza dell'asta, e  $\rho_{\min} = 3.98$  cm è il raggio di inerzia relativo all'asse debole. Per il calcolo di  $\beta$  si ha un incastro alla base e nessun vincolo in sommità, pertanto:

$\rho_{\min}$ : L'inerzia minima è quella individuata da  $I_z$  (quindi l'inflessione si verificherà nel piano  $y$ - $y$ ) e si adotterà  $\rho_{\min} = \rho_z = 3.98$  cm

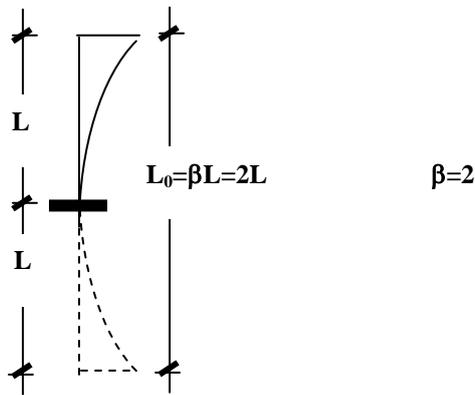


Figura 34 – Valutazione di  $\beta$  e di  $L_0$ .

Da quanto detto si avrà:

$$\lambda = \beta L / \rho_{\min} = 2 * 350 / 3.98 = 176$$

2) Valutazione di  $N_{cr}$

$$N_{cr} = \pi^2 E I_{\min} / (\beta L)^2 = \pi^2 * 210000 * 615.6 * 10^4 / (2 * 3500)^2 = 260388 \text{ N}$$

3) Valutazione di  $\bar{\lambda}$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{3877 \cdot 275}{260388}} = 2.02$$

utilizzando le espressioni seguenti si può determinare  $\chi$

$$\Phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.5[1 + 0.49(2.02 - 0.2) + 2.02^2] = 2.98$$

Risulta  $\chi = 0.19$

Infine si effettua la verifica tramite la seguente espressione:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0.23 \cdot 3877 \cdot 275}{1.05} = 192926 \text{ N} = 192.9 \text{ kN} > N_{Ed} = 80 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta.

## CAPITOLO 3

### 3.1 *Unioni tra profili di acciaio*

Come indicato in precedenza, la peculiarità delle costruzioni metalliche risiede nella tecnologia di assemblaggio delle membrature: pertanto il corretto dimensionamento delle unioni tra profili diventa il punto essenziale del loro studio in termini di progettazione e verifica.

L'assemblaggio degli elementi metallici viene effettuato generalmente mediante:

- a) unioni chiodate (ormai in disuso);
- b) unioni bullonate;
- c) unioni saldate.

Con queste tecniche vengono realizzati sia i collegamenti fra diverse membrature che, in casi particolari (dimensioni molto elevate non standard), le membrature stesse.

In alcuni casi l'assemblaggio avviene adottando diversi tipi di unione, generalmente concentrando le operazioni di assemblaggio mediante saldatura in officina e riservando quelle di bullonatura al cantiere.

Le unioni saldate sono in qualche modo più rigide e non rimovibili rispetto a quelle bullonate.

Nel prosieguo si dettaglieranno gli aspetti relativi alle unioni bullonate mentre per quelle saldate ci si limiterà ad illustrare qualitativamente gli aspetti principali.

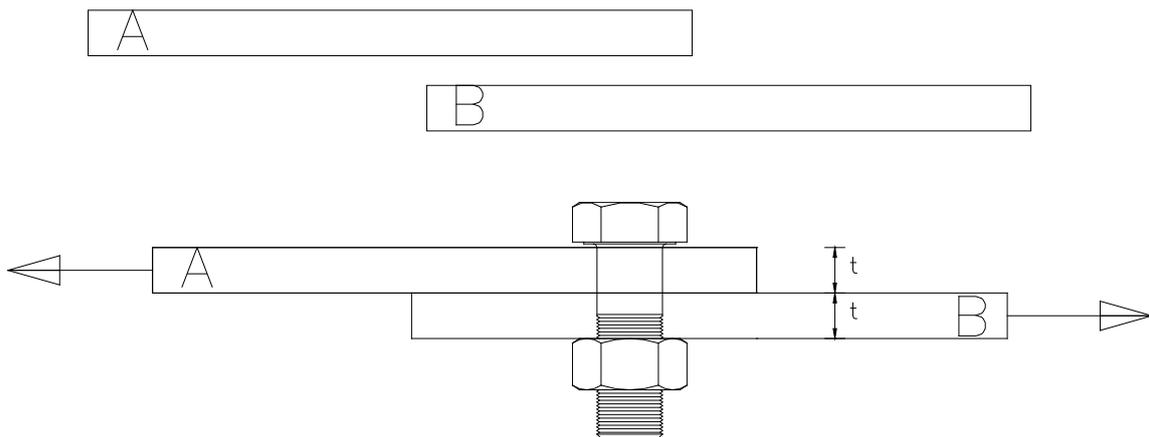
### 3.2 *Unioni bullonate*

#### *Tecnologia delle unioni bullonate*

Le unioni bullonate presentano, rispetto a quelle saldate, una maggiore indipendenza dalle condizioni atmosferiche e minore esigenza di manodopera specializzata; inoltre presentano largo impiego nella realizzazione di strutture provvisorie, suscettibili di successivo smontaggio ed eventuale trasformazione.

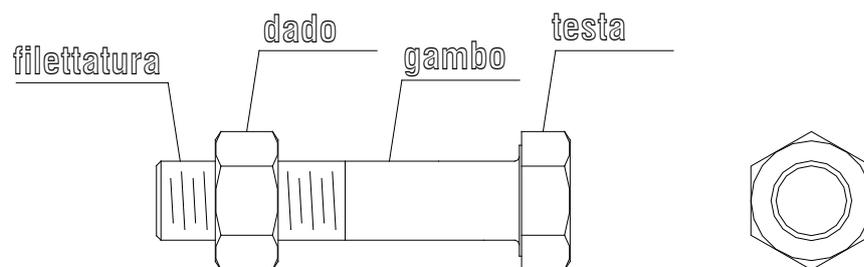
Nel dettaglio, l'obiettivo che l'unione bullonata deve realizzare è il collegamento tra due o più elementi; è naturale che essa deve essere progettata in modo da risultare staticamente *efficace*, cioè in grado di trasferire le sollecitazioni agenti da un elemento all'altro.

Operativamente, per collegare i due elementi *a* e *b*, indicati in figura occorre sovrapporli, forarli e inserire un elemento che garantisca alle singole unità di diventare un unico corpo strutturale.



**Figura 35 – Unione bullonata semplice**

Le unioni bullonate vengono realizzate mediante organi stampati o torniti definiti **bulloni** (uno schema è riportato di seguito).



**Figura 36 –Bullone**

Il bullone è costituito in genere da una vite con *testa*, di forma generalmente esagonale, da un *dado* anche esso esagonale impegnato nel *gambo* filettato della vite.

Nei giunti bullonati assume grande importanza il gioco *gambo – foro*, da cui discendono prescrizioni precise di norma sulla foratura e la disposizione dei vuoti rispetto agli spessori impiegati. I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1.5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm

In presenza di vibrazioni è indispensabile l'uso di controdadi, di rosette di tipo elastico o di altri sistemi speciali.

Gli elementi che caratterizzano meccanicamente il bullone sono:

- il diametro  $d$ ,
- la classe di appartenenza del bullone

La normativa italiana considera 5 classi di bulloni, ossia:

- bulloni normali (classi 4.6, 5.6, 6.8)
- bulloni ad alta resistenza (classi 8.8, 10.9)

le cui caratteristiche meccaniche sono riportate nella Tabella 11.3.XII.b tratta dalle NTC 2008 (vedi Fig. 37).

Tabella 11.3.XII.b

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

Figura 37 –Valori di resistenza dei bulloni (Tabella 11.3.XII.b del DM 14.01.2008)

- $f_{yb}$  è la tensione di snervamento
- $f_{tb}$  è la tensione di rottura

La resistenza complessiva dipende anche dal diametro del bullone: i diametri commerciali sono compresi tra 12 e 30 mm.

La scelta di una classe di resistenza abbinata al diametro opportuno ci consente di ottenere la resistenza che i bulloni devono avere per sopportare una determinata sollecitazione.

### Comportamento meccanico di una unione bullonata

Consideriamo due lamiere soggette ad un carico di trazione  $F$ .

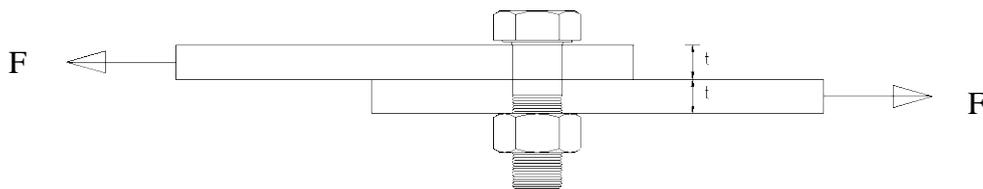


Figura 38 –Unione bullonata soggetta a trazione

Per effetto della forza applicata, tende a verificarsi uno spostamento relativo tra le due lamiere.

Per comprendere il comportamento dell'unione occorre considerare il modo in cui il bullone realizza il collegamento. L'unione infatti è realizzata nel rispetto di alcune regole.

Un primo aspetto da considerare è legato alla forza di “precarico” con la quale si stringe il bullone, operazione denominata **serraggio**, effettuato con chiave dinamometrica che consente di controllare l'entità della sforzo prodotto nel bullone in modo compatibile con la resistenza del bullone stesso, pari a:

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

dove  $f_{tb}$  è la tensione di snervamento e  $A_{res}$  l'area resistente del bullone che tiene conto della presenza della filettatura,  $\gamma_{M7}=1.10$

Tabella 5 – Aree resistenti dei bulloni

d (mm)	A <sub>res</sub> (mm <sup>2</sup> )
12	84
14	115
16	157
18	192
20	245
22	309
24	353
27	459
30	561

Per realizzare lo sforzo  $F_{p,cd}$  è necessario applicare una **coppia di serraggio**, pari a:

$$T_s = 0.2 * F_{p,Cd} * d$$

In altre parole, in un collegamento bullonato è necessario che il dado sia avvitato al bullone con una coppia  $T_s$ .



Figura 39 – Chiave dinamometrica

Questa forza è detta forza di **pretrazione** o **precarico**.

Avvitando il dado le due lamiera tendono ad avvicinarsi, quindi il bullone tende a schiacciare queste lamiera che sono compresse dalla forza  $F_{p,cd}$ .

Per reazione il bullone è teso dalla forza  $F_{p,cd}$  perché il bullone vorrebbe accorciarsi ma non lo può fare: le lamiera sono compresse ed il bullone, nell'accorciamento impedito, rimane teso. Per effetto del contatto tra le lamiera si determina una **resistenza per attrito** che si oppone allo spostamento relativo tra le lamiera.

Il comportamento di una unione bullonata è illustrato nella figura riportata di seguito ( $\Delta$  è lo spostamento relativo tra le due lamiera).

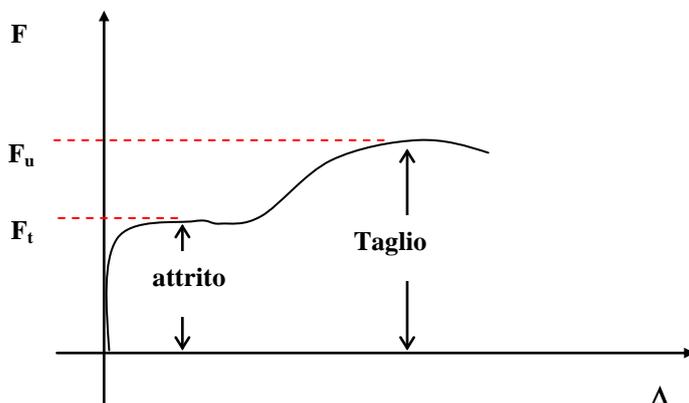


Figura 40 – Comportamento di una unione bullonata ad attrito

Nella prima fase, sotto l'azione della forza  $\mathbf{F}$ , non si registrano spostamenti apprezzabili all'aumentare della forza (resistenza per attrito).

In corrispondenza di un certo valore  $F_t$  della forza, il comportamento cambia in maniera brusca e cioè lo spostamento aumenta in maniera consistente, senza che la forza esterna aumenti.

A questo punto è stata superata la resistenza per attrito, tra lamiere superiore ed inferiore, originata dalla forza di serraggio per il collegamento che vi è tra bullone e lamiera.

L'incremento di spostamento a forza costante si ferma quando la superficie del bullone viene a contatto con la parete interna del foro nel quale è inserito (per esigenze di montaggio il foro ha sempre un diametro leggermente maggiore di quello del bullone).

Appena il bullone viene a contatto con la parete del foro inizia ad opporsi allo spostamento relativo, non più per effetto dell'attrito ma per effetto del taglio, lavorando sostanzialmente come un perno.

Per avere ulteriori spostamenti relativi la forza applicata deve aumentare, fino ad arrivare ad un valore  $F_u$  (forza ultima) oltre il quale si ha la crisi definitiva dell'unione bullonata che, come vedremo, può essere causata da diversi possibili meccanismi di rottura.

Quindi in sintesi, si distinguono due fasi: nella prima il bullone lavora per attrito; nella seconda l'unione bullonata lavora a taglio.

### Resistenza per attrito

$$F_t = F_{p,cd} \mu$$

dove  $F_{p,cd}$  è la forza che tiene unite le due lamiere e  $\mu$  è il coefficiente di attrito.

Il coefficiente di attrito è tanto più grande quanto più le superfici sono scabre, generalmente il valore di  $\mu$  è pari a:

- 0.45 quando le giunzioni siano sabbiare al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni,
- 0.30 in tutti gli altri casi.

Una superficie trattata è una superficie a cui è stata conferita artificialmente una certa scabrezza.

Quanto più il bullone è resistente, tanto più grande è la forza di pretrazione e quindi maggiore sarà la  $F_t$ .

La Normativa Italiana permette di utilizzare giunzioni che lavorino (solo) ad attrito solo se si adottano bulloni ad alta resistenza.

### 3.2.1 Verifiche delle unioni bullonate

Dal momento che si riconosce un campo in cui il comportamento è regolato dall'attrito ed un altro in cui invece occorre considerare il taglio si discutono di seguito le specifiche delle verifiche ad attrito e taglio (punto 4.2.8.1.1 del DM 14.01.2008).

#### a) Unioni ad attrito

Deve risultare:

$$F \leq F_{s,Rd} \quad \text{con} \quad F_{s,Rd} = n \mu F_{p,cd} / \gamma_{M3}$$

in cui è:

–  $\gamma_{M3} = 1.25$  allo SLU e

–  $\gamma_{M3} = 1.10$  allo SLE

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

–  $\mu = 0.30-0.45$

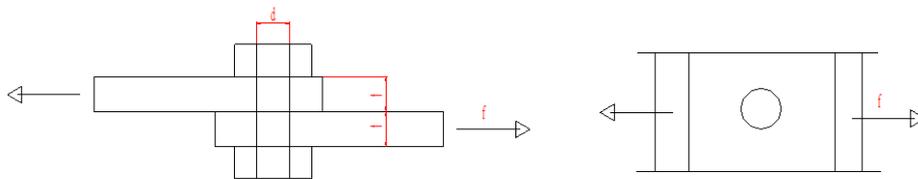
- n è il numero di superfici a contatto

In caso di serraggio controllato si può assumere  $\gamma_{M7} = 1.0$  anziché 1.1. Il serraggio controllato è quello che avviene per mezzo di chiave dinamometrica.

Si ricorda che le unioni il cui meccanismo resistente è affidato all'attrito, richiedono l'utilizzo di bullone ad alta resistenza, cioè delle classi 8.8 e 10.9.

In tali bulloni, attesi gli elevati valori delle tensioni di snervamento, si possono applicare elevati sforzi di pretrazione  $F_{p,cd}$  e quindi realizzare forti condizioni di precompressione delle lamiere a contatto.

## b) Unioni a taglio



**Figura 41 – Taglio del bullone**

Una volta vinta la resistenza per attrito, in una unione bullonata i possibili meccanismi di collasso che possono verificarsi sono i seguenti:

### 1. rottura della lamiera per trazione

Lo sforzo normale di trazione è  $N_{Ed}$

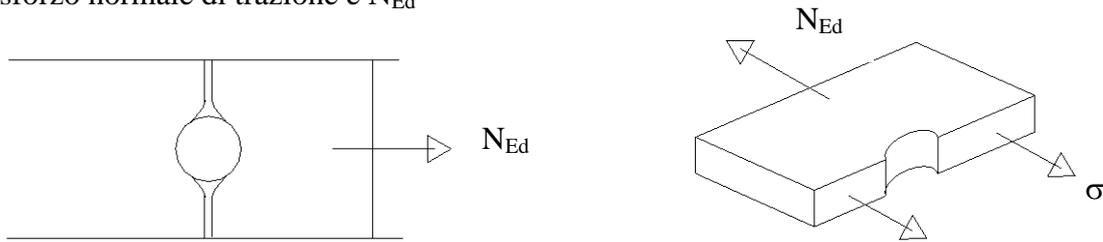


Figura 42 – Trazione nella lamiera

deve risultare

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

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al **minore** dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda A:

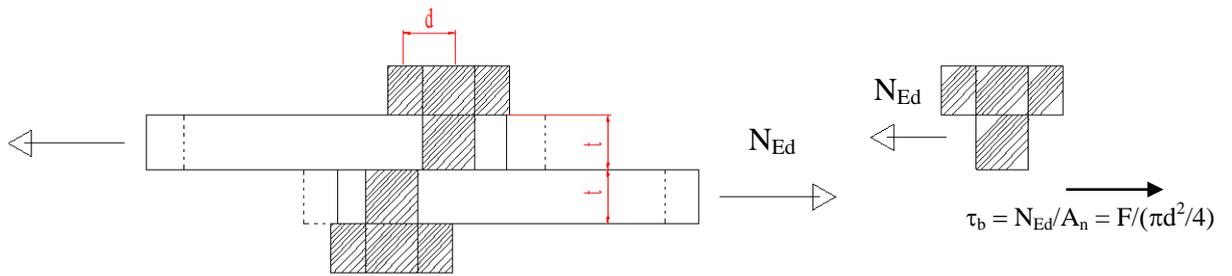
$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti:

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	$\gamma_{M1} = 1,10$
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	$\gamma_{M2} = 1,25$

## 2. rottura del bullone per taglio



**Figura 43 – Rottura del bullone a taglio**

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8;}$$

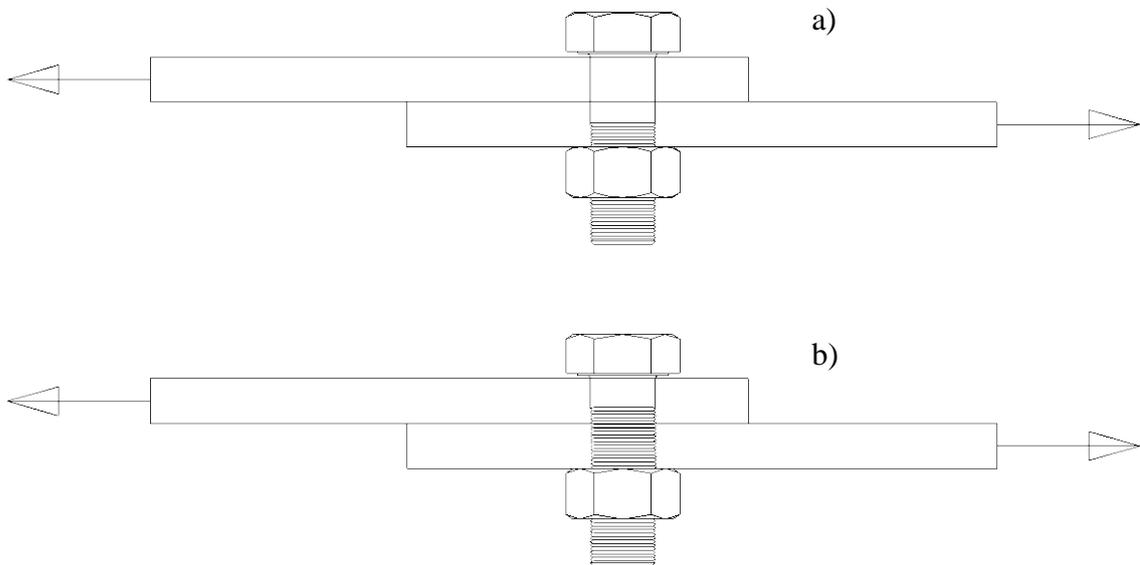
$$F_{v,Rd} = 0,5 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 6.8 e 10.9;}$$

Se per il piano di taglio passa la filettatura,  $A_{res}$  è l'area resistenza netta tenuto conto della presenza della filettatura.

Se il piano di taglio non passa per la filettatura si ha, per tutti i tipi di bulloni:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}$$

La verifica è soddisfatta se  $F_{v,Rd} \geq N_{Ed}$



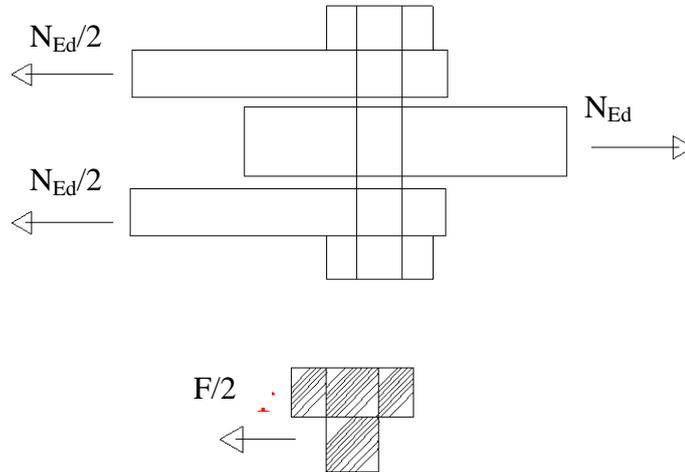
**Figura 44 – Sezione di taglio priva di filettatura a), con filettatura b)**

Il sistema indicato nella figura precedente presenta nella condizione a) un bullone che nella superficie soggetta a taglio non è munito di filettatura per cui l'area va considerata per intero a differenza della condizione b) dove invece la sezione sollecitata a taglio è munita di filettatura. In quest'ultimo caso l'area da considerare  $A_{res}$  prevedendo quindi un'opportuna riduzione dovuta alla filettatura.

I valori di  $A_{res}$  sono stati riportati in precedenza in Tabella 5.

Se si considera il sistema indicato in Fig. 45 si hanno due superfici di rottura. Perché la rottura avvenga bisogna superare la resistenza a taglio dei bulloni in due diverse sezioni quindi la resistenza dell'unione aumenta:

$$\tau_b = N_{Ed} / (2A_{res}) = N_{Ed} / [2(\pi d^2 / 4)]$$



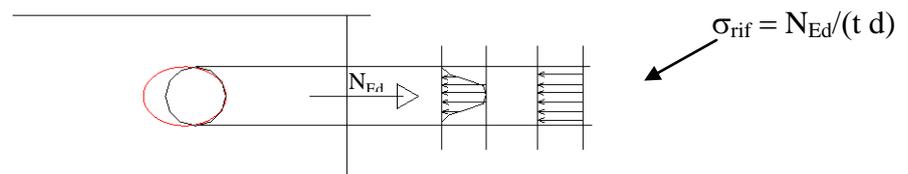
**Figura 45 – Sezioni resistenti multiple**

In generale quindi, in presenza di  $n$  bulloni, si ha:

$$\tau_b = N_{Ed} / (n A_n) = N_{Ed} / [n (\pi d^2 / 4)]$$

### 3. rottura per rifollamento

Questa è la verifica che controlla l'ovalizzazione del foro



**Figura 46 – Rifollamento**

Il riferimento normativo da utilizzare in questo è la circolare applicativa del DM14.01.2008 (punto C4.2.12.2.6.4.1)

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$$\alpha_b = \min \left[ 1; \frac{e_1}{3 \cdot d} \right]$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \text{ per } t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \text{ per } t > 1,25 \text{ mm.}$$

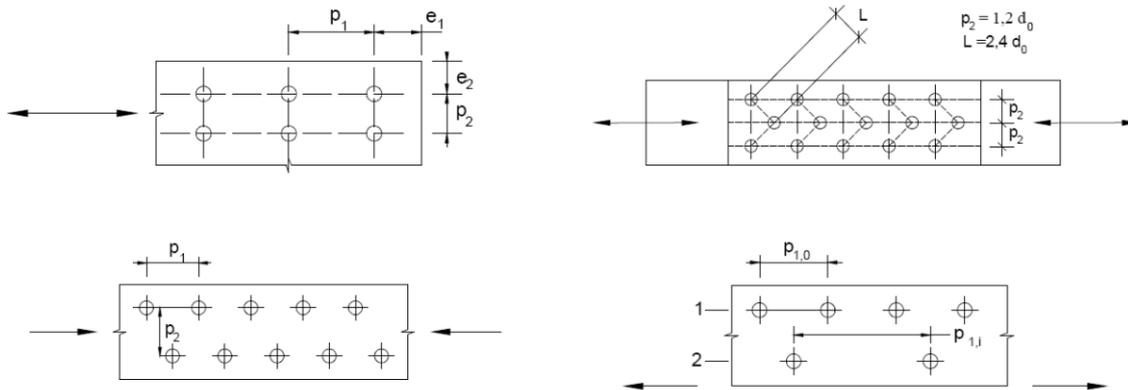


Figura 47 – Interassi e distanze dal bordo dei fori (fig. 4.2.3 de DM 14.01.2008)

La verifica è soddisfatta se  $N_{Ed} \leq F_{b,Rd}$

#### 4. rottura della lamiera per taglio

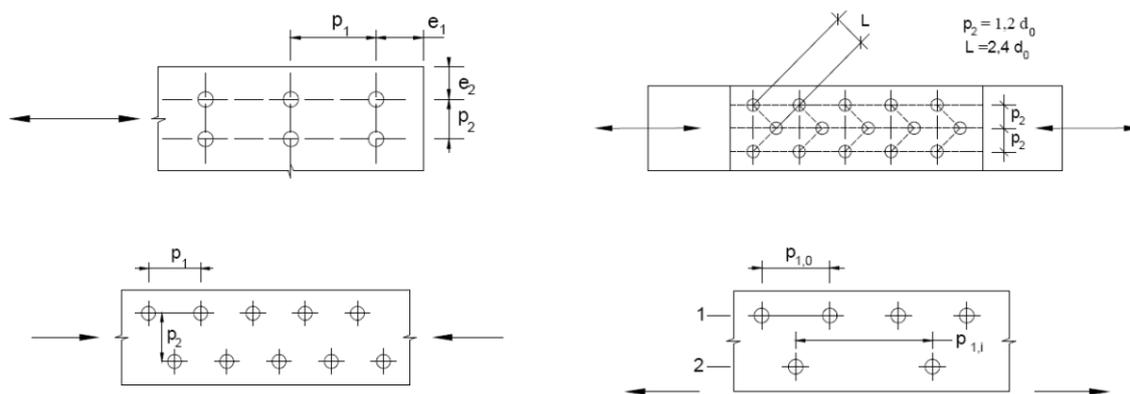
La normativa fornisce delle prescrizioni sui margini e gli interassi secondo i quali disporre i bulloni per garantire che la lamiera non abbia problemi di rottura a taglio.

Tabella 4.2.XIII Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

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)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$ : in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0,6 \cdot p_1$ .  
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Figura 48 – Valori degli interassi e distanze dal bordo dei fori (tab. 4.2.XIII del DM 14.01.2008)



I simboli della precedente tabella fanno riferimento alla figura 4.2.3

### ESEMPIO: DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DI UNA UNIONE BULLONATA

È necessario unire due pezzi A e B come in figura che hanno spessore  $t=10$  mm. Si richiede di dimensionare la larghezza dei pezzi, e il diametro del bullone sapendo che deve essere di classe 8.8 (scelta progettuale per avere una unione funzionante ad attrito).

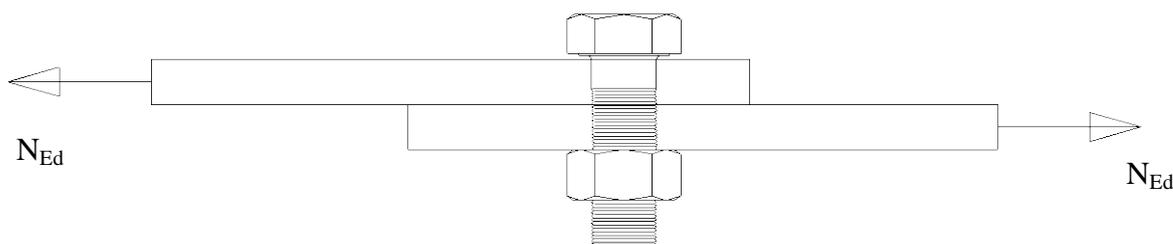


Figura 49 – Valori unione bullonata soggetta a trazione

$N_{ed} = 40$  kN (valore della sollecitazione da trasmettere allo SLU).

Conviene prima dimensionare il bullone a taglio poiché il diametro del bullone condiziona la distanza del foro dal bordo della lamiera e quindi le dimensioni della stessa.

Il taglio resistente di un bullone con il piano di taglio che attraversa la filettatura è

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8}$$

$f_{tb} = 800$  MPa per bulloni di classe 8.8

deve essere  $F_{v,Rd} \geq N_{Ed}$  quindi sostituendo  $N_{Ed}$  al posto di  $F_{v,Rd}$  nella espressione precedente e risolvendo rispetto ad  $A_{res}$

$$A_{res} \geq N_{Ed} \cdot \gamma_{M2} / (0,5 \cdot f_{tb}) = 40000 \cdot 1,25 / (0,5 \cdot 800) = 125 \text{ mm}^2$$

Nota: lo sforzo  $N_{Ed}$  espresso in kN è stato trasformato in N

Bisogna quindi adottare un bullone di diametro 16 mm al fine di avere l'area  $A_{res}$  calcolata. Sarà  $A_{res} = 157 \text{ mm}^2$

d (mm)	A <sub>res.</sub> (mm <sup>2</sup> )
12	84
14	115
16	157
18	192
20	245
22	309
24	353
27	459
30	561

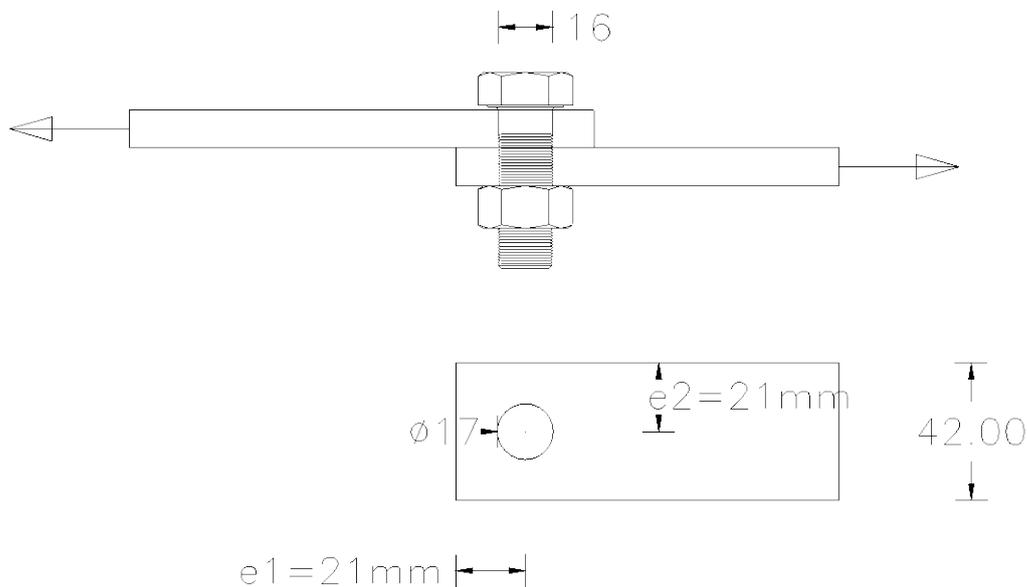
Il diametro del foro sarà quindi  $d_0=17$  mm

Ricorrendo alla tabella 4.2.XIII del DM 14.01.2008 si nota che deve essere

$e_1 \geq 1.2 d_0 = 20.4 \rightarrow 21$  mm

$e_2 \geq 1.2 d_0 = 20.4 \rightarrow 21$  mm

La larghezza  $b$  del singolo piatto sarà  $b=2 \cdot e_2=42$  mm



**Figura 50 – Dimensionamento delle lamiere**

## VERIFICA DELLA RESISTENZA PER ATTRITO

Deve risultare:

$$F \leq F_{s,Rd} \quad \text{con} \quad F_{s,Rd} = n \mu F_{p,cd} / \gamma_{M3}$$

in cui è:

$\gamma_{M3} = 1.25$  allo SLU e

$\gamma_{M3} = 1.10$  allo SLE

$$F_{p,cd} = 0,7 \cdot \frac{f_{tb} \cdot A_{res}}{\gamma_{M7}}$$

$\mu = 0.30-0.45$

$n$  è il numero di superfici a contatto

In caso di serraggio controllato si può assumere  $\gamma_{M7} = 1.0$  anziché 1.1. Il serraggio controllato è quello che avviene per mezzo di chiave dinamometrica.

Si opta per il serraggio controllato e quindi  $\gamma_{M7} = 1.0$

La forza di prearico sarà

$$F_{p,Cd} = 0.7 f_{tb} A_{res} = 0.7 * 800 * 157 = 87920 \text{ N}$$

$n=1$  (superfici di contatto)

$$\mu = 0.30$$

La forza resistente per attrito allo SLU

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,Cd} / \gamma_{M3} = 0.3 * 87920 / 1.25 = 21100 \text{ N} = 21.1 \text{ kN} < N_{ed}$$

Si decide quindi di aumentare il numero di superfici a contatto ponendo quindi  $n=2$ . Si avrà

$$F_{s,Rd} = 42.2 > N_{Ed} = 40 \text{ kN}$$

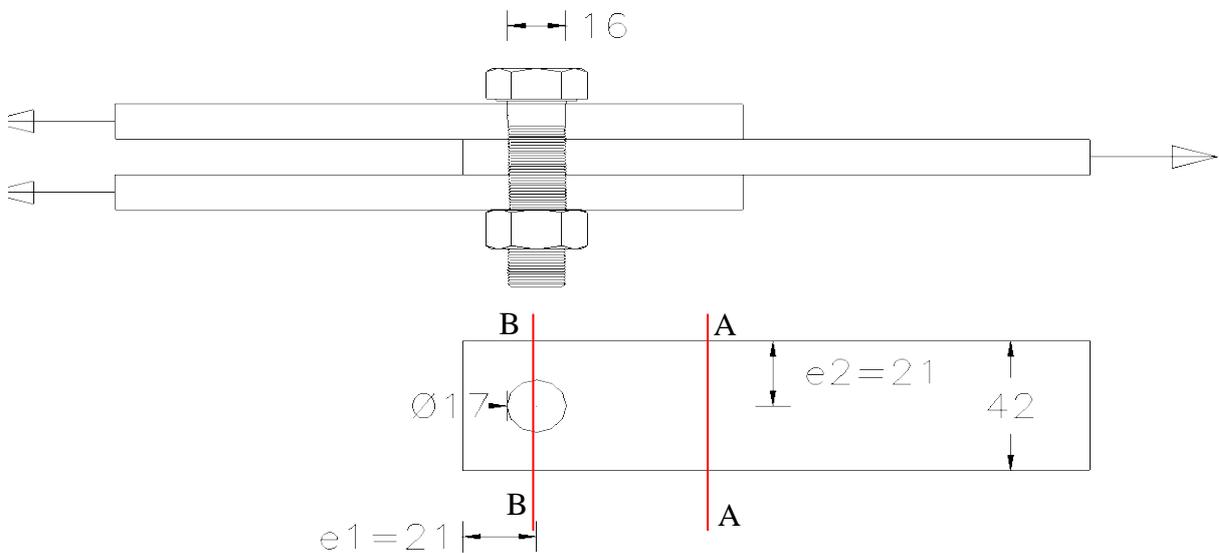


Figura 51 – Incremento del numero di superfici a contatto

## VERIFICA A TRAZIONE DELLE LAMIERE

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

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda (A-A, nella figura sopra),  $A=42*10=420 \text{ mm}^2$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta (B-B nella figura sopra),  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti  $A_{net} = 10*(42-17)=250 \text{ mm}^2$

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}$$

Acciaio delle lamiere collegate S275

$f_{yk}=275$  MPa

$f_{tk}=430$  MPa

$$N_{pl,Rd} = 420 \cdot 275 / 1.05 = 110000 \text{ N} = 110 \text{ kN}$$

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot 250 \cdot 430 / 1.25 = 77400 \text{ N} = 77.4 \text{ kN}$$

Quindi essendo  $N_{t,Rd} = 77.4 \text{ kN} > N_{Ed}=40 \text{ kN}$  la verifica è soddisfatta

## VERIFICA A RIFOLLAMENTO

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione bullonata può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha_b \cdot k_t \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t}{\gamma_{M2}}$$

$d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,

$$\alpha_b = \min \left[ 1; \frac{e_1}{3 \cdot d} \right]$$

$$k_t = \frac{0,8 \cdot t + 1,5}{2,5} \quad \text{per } t \leq 1,25 \text{ mm}; \quad k_t = 1,0 \quad \text{per } t > 1,25 \text{ mm}.$$

$f_{tk}=430$  MPa per un acciaio S275 di cui sono fatte le lamiere collegate

$$\alpha_b = \min \{ 1; 21 / (3 \cdot 16) \} = 0.437$$

$k_t=1$  essendo  $t=10 \text{ mm} > 1.25 \text{ mm}$

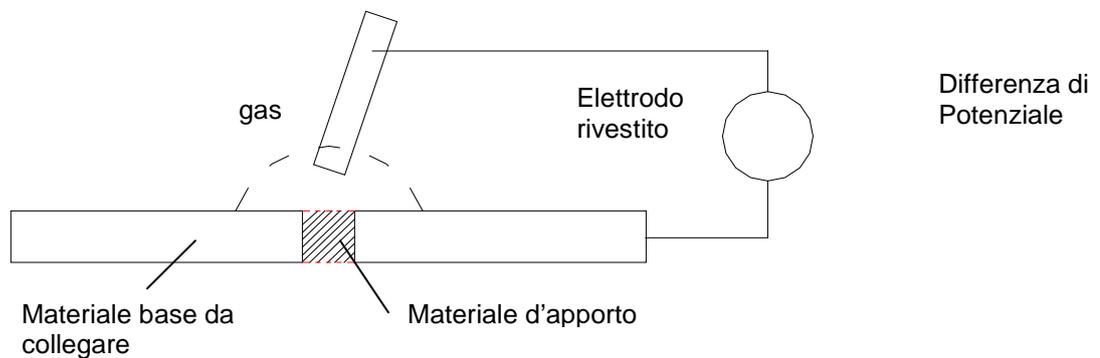
$F_{b,Rd}=2.5 \cdot 0.437 \cdot 1 \cdot 430 \cdot 16 \cdot 10 / 1.05 = 60100 \text{ N} = 60.1 \text{ kN} > N_{Ed}/2 = 15 \text{ kN} =$  forza di rifollamento sul singolo bullone. Infatti la forza da trasmettere  $N_{Ed}$  agirà sulle superfici di due fori poiché vi sono due bulloni.

### 3.3 Unioni saldate

Si riportano di seguito i principali aspetti delle unioni saldate, rimandando ai testi specializzati per gli opportuni approfondimenti.

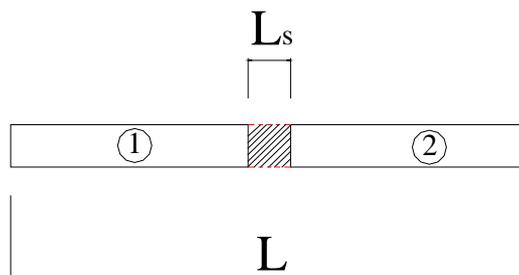
#### *Tecnologia delle unioni saldate*

Le unioni saldate realizzano collegamenti molto rigidi; esse hanno sostituito le *chiodature* e sono come queste non rimovibili.



**Figura 52 – Schema del procedimento di saldatura**

Dalla differenza di potenziale si genera una scintilla, arco elettrico → temperature elevatissime.



**Figura 53 – Saldatura su elementi rettilinei**

Il valore sperimentale dell'allungamento del materiale è pari a  $\Delta L_{\text{sald}} = 0.18 L_s$

Il fenomeno è analogo al ritiro nel cls e può provocare movimenti elevati e fastidiosi se non impediti; invece, se impediti, possono provocare effetti torsionali.

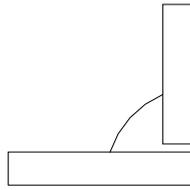


Figura 54 – Saldatura d'angolo

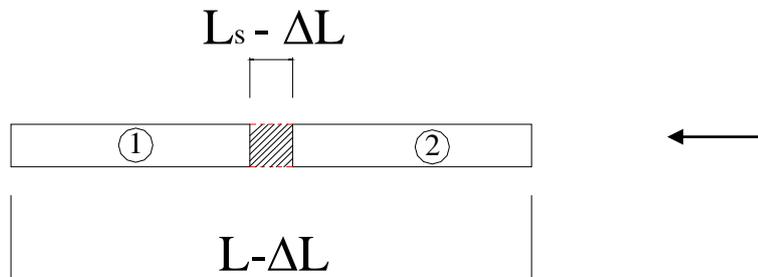


Figura 55 – Accorciamenti imposti dalla saldatura

$$\Delta L = F L / (E A)$$

$$F = (E A) / L (\Delta L)$$

$$\sigma = (E \Delta L) / L$$

In realtà per temperature elevate  $E = E^* = 0.75 E_{T_{amb}}$ , per cui:

$$\sigma = E^* (\Delta L / L) = 0.75 * 2 * 10^6 * 0.18 * (L_s / L) = 2700 * 100 (L_s / L) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Se  $L_s / L$  è pari a circa (1/100) si ottiene  $\sigma = 3000 \text{ kg/cm}^2$  (tensioni residue), valore vicino alla tensione di snervamento per acciaio Fe360 e Fe 430.

### Classificazione delle saldature

Le saldature si classificano in base ai seguenti aspetti:

- 1) posizione dei cordoni di saldatura;
- 2) posizione dei pezzi da saldare
- 3) lavorazione dei pezzi da saldare
- 4) tipo di sezione del cordone d'angolo
- 5) classe di saldatura (1<sup>a</sup> o 2<sup>a</sup> classe in base ai controlli non distruttivi eseguiti).