

NUNZIO SCIBILIA

Progetto di strutture in acciaio



Dario Flaccovio Editore

Nunzio Scibilia

PROGETTO DI STRUTTURE IN ACCIAIO

ISBN 978-88-579-0022-3

© 2010 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. – tel. 0916700686 – fax 091525738

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: luglio 2010

Scibilia, Nunzio <1949->

Progetto di strutture in acciaio / Nunzio Scibilia. - 6 ed. –

Palermo : D. Flaccovio, 2010.

ISBN 978-88-579-0022-3

1. Stutture in acciaio – Progettazione

624.1821 CDD-22

SBN Pal0227449

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, luglio 2010

Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.

L'editore dichiara la propria disponibilità ad adempiere agli obblighi di legge nei confronti degli aventi diritto sulle opere riprodotte.

La fotocopiatura dei libri è un reato.

Le fotocopie per uso personale del lettore possono essere effettuate nei limiti del 15% di ciascun volume/fascicolo di periodico dietro pagamento alla SIAE del compenso previsto dall'art. 68, commi 4 e 5, della legge 22 aprile 1941 n. 633. Le riproduzioni effettuate per finalità di carattere professionale, economico o commerciale o comunque per uso diverso da quello personale possono essere effettuate solo a seguito di specifica autorizzazione rilasciata dagli aventi diritto/dall'editore.



SERVIZI GRATUITI ON LINE

Questo libro dispone dei seguenti servizi gratuiti disponibili on line:

- files di aggiornamento al testo
- possibilità di inserire il proprio commento al libro.

L'indirizzo per accedere ai servizi è: www.darioflaccovio.it/scheda/?codice=DF0022

INDICE

<i>Prefazione alla quinta edizione</i>	pag. XI
<i>Prefazione alla sesta edizione</i>	» XII
<i>Simbologia</i>	» XIII
<i>Abbreviazioni, acronimi e relativi siti web</i>	» XIX
1. EVOLUZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE NELLE OPERE DI INGEGNERIA CIVILE	
1.1. Lo sviluppo fino alla metà del XX secolo	» 1
1.2. L'insegnamento delle costruzioni metalliche	» 8
1.3. Sviluppi recenti	» 10
1.4. L'acciaio	» 12
1.5. L'acciaio inossidabile	» 15
1.6. Le leghe leggere	» 16
2. CARATTERISTICHE MECCANICHE DEGLI ACCIAI	
2.1. Riferimenti normativi	» 19
2.2. Prove di laboratorio su provette	» 25
2.2.1. Prove di trazione	» 25
2.2.2. Prove di durezza	» 30
2.2.3. Prove di resilienza	» 32
2.2.4. Analisi metallografiche	» 34
2.3. Prove di laboratorio su elementi strutturali	» 34
2.4. Criteri di resistenza	» 37
2.4.1. Criterio della massima tensione tangenziale (Tresca)	» 38
2.4.2. Criterio del massimo lavoro di distorsione (Huber-Mises-Hencky) ..	» 39
2.4.3. La resistenza strutturale	» 41
3. AZIONI SULLE STRUTTURE E VERIFICA DELLA SICUREZZA	
3.1. Introduzione	» 43
3.2. Metodi di verifica ai sensi del D.M. 14/01/08	» 46
3.3. Metodi di verifica secondo le norme europee	» 48
3.4. Azioni del vento	» 49
3.4.1. Coefficienti di pressione interna ed esterna	» 55
3.4.2. Azione tangente del vento	» 58
3.4.3. Pressioni del vento su elementi secondari	» 59
3.5. Variazioni termiche	» 60
3.6. Azioni sismiche	» 63
3.6.1. Generalità	» 63
3.6.2. Analisi dinamica di un sistema ad un grado di libertà	» 65
3.6.3. Rappresentazione dell'azione sismica	» 66
3.6.4. Nuova classificazione sismica e spettri di risposta	» 67
3.6.5. Criteri di analisi strutturale	» 73

3.6.6. Valutazione del fattore di struttura q	»	76
3.6.7. Analisi statica non lineare (push-over)	»	81
3.6.8. Verifiche di sicurezza.....	»	84
3.7. La fatica	»	86
3.8. Le imperfezioni	»	91
3.9. Stato limite di vibrazioni.....	»	94
4. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO		
4.1. Introduzione	»	97
4.2. Aste tese e compresse	»	98
4.3. Aste soggette a flessione a taglio	»	103
4.3.1. Verifica delle aste inflesse	»	103
4.3.2. Tensioni residue nelle aste inflesse	»	107
4.3.3. Verifica allo stato limite di collasso plastico di sezioni inflesse	»	107
4.3.4. La duttilità delle travi inflesse	»	115
4.3.5. Tensioni tangenziali di taglio	»	120
4.3.6. Progetto di sezioni saldate inflesse.....	»	123
4.4. Aste tensoinflesse e pressoinflesse	»	126
4.5. Aste soggette a torsione	»	129
5. LE UNIONI E I VINCOLI ESTERNI		
5.1. Unioni chiodate e bullonate	»	139
5.2. Verifiche delle unioni bullonate secondo l'EC3 e il D.M. 2008	»	150
5.3. Unioni ad attrito con bulloni ad alta resistenza	»	156
5.4. Prove sui bulloni	»	158
5.5. Unioni saldate	»	159
5.6. Saldatura di barre in acciaio per cemento armato	»	171
5.7. Alterazioni indotte dalle saldature	»	172
5.7.1. Tempra	»	173
5.7.2. Ritiri e tensioni residue	»	173
5.7.3. Difetti	»	174
5.7.4. Strappi lamellari	»	177
5.7.5. Cautele da osservare da parte degli operatori	»	177
5.8. Controlli di unioni saldate.....	»	178
5.9. Collegamenti e vincoli esterni	»	181
5.9.1. Connessioni trave-trave	»	182
5.9.2. Connessioni colonna-colonna e colonna-fondazione	»	186
5.9.3. Cerniera a perno	»	192
5.9.4. Ancoraggi con tasselli	»	194
5.9.5. Apparecchi di appoggio	»	197
5.10. Dispositivi di isolamento sismico	»	203
5.10.1. Criteri informativi dell'isolamento	»	203
5.10.2. Tipi di isolatori	»	204

5.10.3. Disposizione e verifiche degli isolatori	» 210
5.10.4. Prove sui dispositivi di isolamento sismico	» 211
5.10.5. Prestazioni richieste alla sottostruttura.....	» 213
5.11. Dispositivi in lega a memoria di forma	» 215
5.12. Dissipatori viscosi.....	» 216
6. LA STABILITÀ DELL'EQUILIBRIO	
6.1. Impostazione del problema: formulazione statica ed energetica	» 223
6.2. Aste ideali compresse (colonne).....	» 229
6.3. Imperfezioni delle aste industriali.....	» 236
6.4. Aste pressoinflesse (travi-colonne).....	» 239
6.4.1. Analisi elastica	» 239
6.4.1.1. Carico uniformemente distribuito.....	» 241
6.4.1.2. Carico Q concentrato in una sezione distante a dall'estremo sinistro dell'asta	» 241
6.4.1.3. Trave-colonna soggetta a sole coppie di estremità.....	» 242
6.4.2. Analisi in campo elasto-plastico	» 244
6.5. Verifiche delle aste compresse e pressoinflesse secondo le Istruzioni CNR ..	» 246
6.6. Verifiche delle aste compresse e pressoinflesse secondo l'EC3 e il D.M. 2008	» 248
6.7. Verifica dei telai	» 252
6.8. Aste calastrellate, tralicciate e imbottite.....	» 256
6.9. Instabilità flessione torsionale	» 262
6.10. Instabilità delle lastre piane (imbozzamento).....	» 265
6.11. Provvedimenti per assicurare la stabilità	» 269
6.12. Stabilità dei pannelli secondo la Circolare n. 617/2009.....	» 273
6.12.1. Stabilità dei pannelli soggetti a taglio	» 274
6.12.2. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione	» 277
6.12.3. Stabilità dei pannelli soggetti a compressione	» 278
7. NODI TRAVE-COLONNA	
7.1. Introduzione	» 289
7.2. Tipologie dei nodi	» 289
7.3. Classificazione dei nodi	» 292
7.4. Modellazione del diagramma momento-rotazione	» 296
7.5. Unioni saldate	» 297
7.6. Unioni bullonate	» 304
7.6.1. Unioni con flange di estremità.....	» 304
7.6.2. Unioni con angolari	» 317
7.7. Influenza della deformabilità dei nodi sulla risposta dei telai	» 325
7.8. Telai con colonne ad albero	» 329
7.9. Esempio di unione trave-colonna a cerniera.....	» 330

8. STRUTTURE DI EDIFICI CIVILI E INDUSTRIALI	
8.1. Introduzione	» 333
8.2. Progetto di edifici industriali monopiano	» 333
8.2.1. Arcarecci e manti di copertura	» 335
8.2.2. Travi principali dei telai trasversali	» 337
8.2.3. Colonne.....	» 339
8.2.4. Capannoni industriali con copertura a volta.....	» 343
8.2.5. Applicazioni progettuali	» 346
8.2.6. Sviluppi possibili	» 346
8.3. Progetto di edifici multipiano	» 347
8.3.1. Tipologie dei solai	» 348
8.3.2. Impalcati a spessore sottile (<i>slim floor</i>)	» 355
8.3.3. Tipologie delle travi	» 356
8.3.4. Tipologie delle colonne	» 358
8.3.5. Tipologie delle scale.....	» 360
8.3.6. Esempi di impalcati in edifici multipiano di acciaio	» 365
8.4. Tipologie specifiche per gli edifici antisismici.....	» 370
8.5. Comportamento delle membrature duttili.....	» 374
8.6. Telai spaziali a nodi rigidi.....	» 383
8.7. Strutture con controventi verticali reticolari.....	» 390
8.8. Telai con diagonali eccentriche.....	» 396
8.9. Costruzioni tubolari	» 401
8.9.1. Verifiche locali di resistenza	» 402
8.9.2. Unioni tra tubi	» 405
8.10. Pareti di controvento in cemento armato	» 407
8.11. Pareti di controvento in acciaio	» 409
8.12. Le strutture per gli edifici a torre	» 414
8.13. Gli edifici a piani appesi.....	» 417
8.14. Valutazioni economiche	» 417
8.15. Considerazioni sull'uso di soluzioni antisismiche innovative	» 419
9. STRUTTURE IN ACCIAIO PER INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO E ADEGUAMENTO	
9.1. Riferimenti culturali e normativi	» 421
9.2. Terminologia degli interventi di consolidamento	» 423
9.3. Prove <i>in situ</i>	» 426
9.4. Variazioni termiche e ritiro	» 429
9.5. Strutture tubolari per opere di puntellazione e tiranti.....	» 431
9.6. Architravi e solai.....	» 433
9.7. Sostituzione e consolidamento di scale, balconi e cornici	» 437
9.8. Interventi sulle coperture	» 438
9.9. Aperture di vani in breccia	» 440
9.10. Interventi per incrementare la resistenza delle murature	» 441
9.11. Interventi di isolamento sismico	» 445

9.12.	Peculiarità di alcuni interventi progettati per edifici monumentali	» 447
9.12.1.	Il Teatro Massimo di Palermo	» 447
9.12.2.	Il castello di Caccamo	» 454
9.12.3.	L'Ufficio di igiene di Palermo	» 455
9.13.	Consolidamento e adeguamento di edifici in cemento armato	» 461
9.13.1.	Rinforzi con angolari e calastrelli	» 462
9.13.1.1.	Aumento della resistenza a taglio	» 464
9.13.1.2.	Azione di confinamento	» 465
9.13.1.3.	Miglioramento delle giunzioni per aderenza	» 466
9.14.	Interventi di adeguamento dei telai in acciaio	» 469
9.14.1.	Rinforzo delle estremità delle travi	» 469
9.14.2.	Indebolimento delle estremità delle travi	» 474
9.15.	Consolidamento di strutture metalliche con FRP	» 476
10. STRUTTURE MISTE IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO		
10.1.	Introduzione	» 479
10.2.	Travi composte	» 480
10.3.	Verifica delle travi miste secondo le Istruzioni CNR 10016 e il D.M. 2008	» 482
10.4.	Analisi strutturale	» 486
10.5.	Effetto della viscosità e del ritiro	» 488
10.5.1.	Viscosità	» 488
10.5.2.	Ritiro	» 490
10.6.	Verifica elastica della sezione mista inflessa	» 493
10.6.1.	Soletta interamente compressa.....	» 494
10.6.2.	Soletta parzialmente compressa.....	» 495
10.6.3.	Sezione soggetta a momento negativo.....	» 497
10.7.	Verifica allo SLU della sezione mista inflessa	» 498
10.7.1.	Momento positivo	» 498
10.7.1.1.	Caso I: l'asse neutro taglia la soletta	» 499
10.7.1.2.	Caso II: asse neutro passante per la trave in acciaio	» 500
10.7.2.	Momento negativo	» 502
10.8.	Dispositivi di collegamento	» 507
10.8.1.	Pioli in solette di lamiera grecata	» 511
10.8.2.	Armatura trasversale della soletta	» 513
10.8.3.	Travi miste con connessioni a parziale ripristino di resistenza	» 514
10.9.	Regole di progettazione	» 516
10.10.	Calcolo della trave composta in acciaio-calcestruzzo con connessione deformabile (ipotesi di Newmark)	» 519
10.11.	Travi reticolari composte	» 526
10.12.	Colonne composte	» 531
10.12.1.	Metodo generale di verifica	» 531
10.12.2.	Metodo di calcolo semplificato	» 533
10.12.2.1.	Resistenza a compressione della sezione	» 533

10.12.2.2. Verifica di stabilità di colonne soggette a carico assiale	»	534
10.12.2.3. Dominio M-N per sezioni a doppia simmetria »	536
10.12.2.4. Verifica delle colonne pressoinflesse »	541
10.12.3. Applicazioni numeriche »	542
10.12.3.1. Verifica di colonne circolari cave riempite di calcestruzzo soggette a pressoflessione »	542
10.12.3.2. Verifica di colonne ad I completamente rivestite soggette a pressoflessione »	544
10.13. Andamento delle pressioni di confinamento nelle colonne a sezione circolare compresse »	547
10.14. Stato limite di deformazione »	554
 11. RESISTENZA AL FUOCO, ROBUSTEZZA E CORROSIONE		
11.1. Introduzione »	557
11.2. L'incendio »	557
11.3. Comportamento dell'acciaio al fuoco »	560
11.3.1. Proprietà meccaniche dell'acciaio »	561
11.3.2. Azioni sulle strutture sottoposte ad incendio »	563
11.3.3. Metodi di valutazione della resistenza al fuoco »	564
11.3.4. Esposizione al fuoco parametrica »	570
11.4. Procedimenti semplificati previsti dalle norme »	570
11.4.1. Metodi di verifica di strutture in acciaio secondo gli eurocodici	»	573
11.4.1.1. Esempi di applicazione »	580
11.5. Il crollo delle torri del WTC di New York »	583
11.6. Robustezza strutturale »	586
11.7. Resistenza alla corrosione »	588
 12. PROGETTAZIONE ASSISTITA DAL CALCOLATORE		
12.1. Introduzione »	595
12.2. Il metodo degli elementi finiti »	595
12.3. Il codice SUPERSAP »	601
12.3.1. Disegno e discretizzazione (SUPERDRAW II) »	601
12.3.2. Decodifica e generazione del file di dati »	603
12.3.3. Analisi numerica »	604
12.3.4. Presentazione dei risultati (SUPERVIEW) »	606
12.4. Il programma FATA-E »	607
12.5. Il codice SARGON »	607
12.6. Altri programmi di biblioteca »	608
12.7. Programmi di analisi non lineare delle strutture »	608
12.8. Il disegno assistito dal computer (CAD) »	609
 BIBLIOGRAFIA »	 612

Prefazione alla quinta edizione

Dopo appena un anno dalla quarta edizione del presente testo, adeguato all'Ordinanza della Protezione civile 3274 del 20/03/2003, la quale ha profondamente innovato la normativa sismica previgente, allineandola all'EC8, dovendosi procedere alla ristampa del volume, l'editore Dario Flaccovio ha rivolto al sottoscritto l'invito ad aggiornare, per quanto possibile in tempi brevi, il testo alle Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/09/2005), che entreranno definitivamente in vigore nell'aprile 2007.

Quanto sopra ha richiesto di rivedere in particolare i capitoli 2, 3 e 11, nonché di inserire nel capitolo 8 le modifiche introdotte dall'OPCM 3431 del 3 maggio 2005.

Inoltre, si è provveduto ad integrare il capitolo 5, relativo alle unioni e ai vincoli esterni, e il capitolo 9, relativo agli interventi di consolidamento e di adeguamento, recependo i recenti indirizzi normativi e descrivendo alcune delle tecniche innovative per il miglioramento sismico degli edifici.

Infine, si è fatto più puntuale riferimento alle norme UNI EN collegate agli argomenti trattati, si sono approfonditi i problemi della tenacità, della fatica e della resistenza al fuoco e si è aggiornata la bibliografia.

Ulteriori spunti di approfondimento sono emersi nel corso delle visite effettuate negli ultimi due anni negli USA presso l'Università della California a Berkeley e presso l'Università di New York a Buffalo – costituenti due centri di eccellenza per lo studio del comportamento sismico delle strutture – dagli incontri con i professori A. Astaneh e M.C. Constantinou, ai quali è rivolto un sentito ringraziamento.

Anche il presente volume è corredato di un CD predisposto dalla Stacec s.r.l., che contiene alcuni semplici programmi – aggiornati alle nuove norme – per la verifica di elementi strutturali in acciaio, dei quali fornisce il sagomario, grazie alla disponibilità di Cosimo Alvaro e Ovidio Italiano, appassionati elaboratori di programmi sempre più completi e versatili.

Non si è ritenuto opportuno rinviare la presente pubblicazione in attesa dell'emanazione di modifiche al Testo Unico sulle costruzioni, in modo da rendere immediatamente disponibile il presente volume già esaurito da alcuni mesi.

Palermo, novembre 2006

Nunzio Scibilia

Prefazione alla sesta edizione

Dopo pochi anni dalla quinta edizione del presente testo, dovendosi procedere alla ristampa del volume, l'editore Dario Flaccovio ha rivolto al sottoscritto l'invito ad aggiornare il testo alle Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14/01/2008) e alla relativa Circolare del Ministero delle Infrastrutture n. 617 del 02/02/2009, entrate definitivamente in vigore nel luglio del 2009.

Quanto sopra, unitamente alle evoluzioni della ricerca, ha richiesto di rivedere quasi tutto il testo, che si presenta aggiornato e ampliato, in modo da costituire un valido strumento professionale.

Inoltre, sono stati approfonditi alcuni aspetti progettuali relativi alle nuove costruzioni e agli interventi di adeguamento sismico e si è aggiornata la bibliografia.

Si ringraziano gli ingegneri Elio Lo Giudice e Margherita Sacco della DISMAT, che hanno supportato la ricerca sperimentale sulle pareti sismiche in acciaio, gli ingegneri Filippo Brusca e Simona Giancontieri e l'architetto Antonio Di Carlo che hanno collaborato alla revisione del testo e delle figure.

Palermo, dicembre 2009

Nunzio Scibilia

SIMBOLOGIA

Si adotta sistematicamente il punto al posto della virgola per separare le cifre decimali. In accordo alla norma iso 1000 si applicano, ove possibile, le unità di misura del Sistema Internazionale (S.I.), utilizzando preferibilmente le seguenti unità:

forze e carichi	kN, kN/m, kN/m ²
massa specifica	kg/m ³
peso specifico	kN/m ³
tensioni	N/mm ² = MPa
momenti	kNm
lavoro, energia	J
calore specifico	J/kg K
carico di incendio	MJ/m ²

LETTERE MINUSCOLE

<i>a</i>	altezza; lunghezza
<i>a_s</i>	altitudine sul livello del mare
<i>b</i>	larghezza generica
<i>b_e</i>	larghezza efficace
<i>b_{eff}</i>	larghezza collaborante
<i>b^{eff}</i>	lunghezza limite di plasticizzazione a taglio
<i>c</i>	dimensione geometrica; coefficiente di dissipazione viscosa; calore specifico
<i>c_d</i>	coefficiente dinamico per il calcolo delle pressioni del vento
<i>c_e</i>	coefficiente di esposizione
<i>c_f</i>	coefficiente di attrito
<i>c_p</i>	coefficiente di forma o aerodinamico
<i>c_{pe}</i>	coefficiente di pressione esterna
<i>c_{pi}</i>	coefficiente di pressione interna
<i>c_t</i>	coefficiente di topografia
<i>d</i>	diametro; diametro di chiodi e viti; distanza tra i baricentri delle ali in una trave a I
<i>e</i>	eccentricità
<i>f</i>	resistenza unitaria
<i>f_d</i>	resistenza di progetto
<i>f_{d,N}</i>	resistenza di progetto a trazione (per un bullone)
<i>f_{d,V}</i>	resistenza di progetto a taglio (per un bullone)
<i>f_{k,N}</i>	tensione convenzionale allo 0.2%
<i>f_{rif}</i>	resistenza a rifollamento
<i>f_t</i>	resistenza a rottura per trazione

f_y	resistenza allo snervamento
g	carico permanente ripartito; accelerazione di gravità
h	altezza; altezza totale di una trave
h^*	braccio della coppia interna
i	raggio d'inerzia; interasse tra i fori
k	coefficiente generico; coefficiente di rigidezza
k_φ	rigidezza delle unioni trave-colonna
k_σ	coefficiente d'imbozzamento per una lastra rettangolare soggetta a tensioni normali
k_τ	coefficiente d'imbozzamento per una lastra rettangolare soggetta a tensioni tangenziali
l	lunghezza
l_0	lunghezza libera di inflessione
m	momento adimensionale; coppia ripartita; distanza dell'asse foro dal bordo
n	numero di (...); sforzo normale dimensionale
p	pressione
p_f	azione tangente del vento
p_s	pressione del vento su elementi secondari
\bar{p}	sforzo normale adimensionale in aste snelle
q	carico variabile ripartito; coefficiente o fattore di struttura; carico di incendio; pressione cinetica di picco
q_{ref}	pressione cinetica di riferimento del vento
$q_{ref,2}$	pressione cinetica
q_e	carico al limite elastico
q_u	carico ultimo, carico di collasso
r	raggio
s	fattore di sovraresistenza
t	spessore
t_f	spessore dell'ala
t_w	spessore dell'anima
u	componente di spostamento nella direzione x
v	componente di spostamento nella direzione y
$v_p(z)$	velocità di picco del vento
v_M	velocità media del vento del sito in esame
v_{ref}	velocità di riferimento
w	componente di spostamento secondo z
w_i	pressione del vento sulla superficie interna
w_e	pressione del vento sulla superficie esterna
\ddot{x}_g	accelerazione del suolo
z	altezza dal suolo, coordinata

LETTERE MAIUSCOLE

A	area; accelerazione sismica al suolo; lunghezza
A_{eff}	area efficace
A_f	area di un'ala
A_F	coefficiente di amplificazione per effetti del II ordine
A_n	area netta
A_0	allungamento a rottura
A_w	area dell'anima
B	bimomento, lunghezza
C	coefficiente di pressione e di forza del vento
C_e	percentuale di carbonio equivalente
CE	percentuale di carbonio equivalente
C_θ	capacità rotazionali di sezioni
C_U	coefficiente d'uso delle costruzioni per il calcolo delle azioni sismiche
D	diametro del foro; rigidezza flessionale delle piastre
E	modulo di elasticità longitudinale
E_d	energia dissipata per viscosità
E_k	energia cinetica
E_i	energia trasmessa dal sisma
E_p	energia dissipata per deformazione plastica
E_r	modulo di elasticità ridotto
E_s	energia elastica di deformazione
E_t	modulo di elasticità tangente
F	forza; azione esterna; carico
F_d	valore di progetto delle azioni
F_k	valore caratteristico delle azioni
G	modulo di elasticità tangenziale
G_1	pesi propri strutturali
G_2	carichi permanenti non strutturali
G_{ce}	coefficiente di pressione esterna
G_k	valore caratteristico del carico permanente
I	momento d'inerzia di un'area piana
I_0	momento d'inerzia polare
I_d	momento d'inerzia torsionale
I_f	momento d'inerzia settoriale
I^*	momento d'inerzia di nervature rigide
$I_{1,2,3}$	invarianti di tensione
J	joule (misura di energia pari a $N \cdot m$)
JR	indicazione europea per acciai con resilienza KV di 27 J a + 20 °C
JO	indicazione europea per acciai con resilienza KV di 27 J a 0 °C
J2	indicazione europea per acciai con resilienza KV di 27 J a - 20 °C

K	coefficiente globale di trasferimento termico
L	lunghezza generica
L_c	lunghezza parte calibrata di provetta
M	momento; momento flettente
M_{cr}	momento flettente critico per stabilità flessotorsionale
M_d	valore di progetto del momento flettente
M_{eq}	momento flettente equivalente
M_m	momento flettente medio
M_{Rd}	momento resistente di progetto
M_{Sd}	momento resistente di progetto in unioni semirigide
M_t	momento torcente
M_Y	momento flettente di plasticizzazione
N	azione assiale
N	newton
N_{cr}	carico critico euleriano
N_s	pretrazione dovuta al serraggio di un bullone
P	forza assiale
P_{cr}	carico critico al limite elastico
P_R	resistenza a taglio dei pioli con testa
Q	carico variabile; calore
R	resistenza generica, stabilità al fuoco
R_d	resistenza di progetto
R_k	resistenza caratteristica
$R_{1,2}$	raggi di curvatura
S	area; momento statico di un'area piana
S_D	spettro di progetto
S_f	momento statico settoriale
T	temperatura; periodo proprio di vibrazione di una struttura
T_r	tempo di ritorno
T_s	coppia di serraggio (per un bullone)
V	azione tagliante; volume
V_d	azione tagliante di progetto
V_N	vita nominale di una costruzione
V_R	periodo di riferimento per il calcolo delle azioni simiche
V_{Rd}	resistenza a taglio di progetto
$V_{S,30}$	velocità equivalente delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità del suolo di fondazione
W	modulo di resistenza
W_d	lavoro di distorsione
$W_{e,i,v}$	pressioni del vento
Z	modulo plastico

LETTERE GRECHE MINUSCOLE

α	rapporto fra i lati di un pannello rettangolare; coefficiente di dilatazione termica
β	coefficiente di vincolo per la determinazione della lunghezza libera di inflessione; ordinata dello spettro di risposta
β_w	coefficiente di sicurezza delle unioni saldate
γ	peso specifico
γ_F	coefficiente di combinazione dei carichi
γ_G	coefficiente di combinazione relativo al peso proprio
γ_Q	coefficiente di combinazione relativo ai carichi variabili
γ_m	coefficiente di riduzione della resistenza del materiale
γ_{ov}	coefficiente di sovrarresistenza
δ	differenziale; spostamento
δ_0	imperfezione delle aste industriali
$\dot{\delta}$	derivata parziale
ε	deformazione unitaria
ε	fattore di correzione di relazioni riguardanti la stabilità dell'equilibrio
ε_h	deformazione all'inizio dell'incrudimento
ε_y	deformazione allo snervamento
ε_u	deformazione ultima
η	coefficiente correttivo dell'azione sismica dipendente da ξ
ξ	fattore di smorzamento
φ	angolo; rotazione; temperatura
λ	snellezza; conduttività termica
λ_{eq}	snellezza equivalente
λ_1	snellezza limite
$\bar{\lambda}$	snellezza convenzionale
μ	coefficiente d'attrito
$\mu_{\theta,\phi}$	duttilità di spostamento o di rotazione
$\bar{\mu}$	fattore di imperfezione di aste industriali
ν	coefficiente di Poisson; coefficiente di sicurezza
ρ	coefficiente di ripartizione; percentuale di armatura; curvature di superfici a contatto; massa volumica
σ	tensione normale
$\underline{\underline{\sigma}}_{ij}$	tensore degli sforzi
$\underline{\underline{\delta\sigma}}_{ij}$	deviatore di tensione
$\sigma_{1,2,3}$	tensioni principali
σ_{am}	tensione ammissibile
σ_b	tensione normale nei bulloni
σ_{cr}	tensione normale di imbozzamento
σ_e	tensione euleriana

XVIII

σ_{id}	tensione ideale, dipendente dal criterio di resistenza
σ_M	tensione normale dovuta a momento flettente
σ_N	tensione normale dovuta ad azione assiale
σ_n	tensione normale sulla sezione di gola di un cordone di saldatura
σ_r	tensione residua
σ_{rif}	tensione di rifollamento
σ_m	tensione tangenziale normale sulla sezione di gola di un cordone di saldatura
σ_{tt}	tensione tangenziale parallela sulla sezione di gola di un cordone di saldatura
$\sigma_{z,f}$	tensione normale di ingobbimento
$\sigma_{\perp}, \sigma_{\parallel}$	tensioni normali in un cordone di saldatura riferite alla sezione di gola ribaltata
τ	tensione tangenziale
τ_b	tensione tangenziale in un bullone
τ_{cr}	tensione tangenziale di imbozzamento
τ_p	tensione di punzonamento del chiodo o bullone sulla lamiera
τ_f	tensione tangenziale dovuta alla torsione secondaria
$\tau_{\perp}, \tau_{\parallel}$	tensioni tangenziali riferite alla sezione di gola ribaltata
φ	rotazione flessionale o torsionale
ϕ	diametro; fattore di resistenza per le verifiche secondo le LRFD
χ	curvatura
χ_h	curvatura per cui inizia l'incrudimento
χ_y	curvatura allo snervamento
χ_u	curvatura ultima
ψ	coefficiente di adattamento plastico; rapporto tra le tensioni di compressione di lastre
ω	area settoriale; coefficiente di amplificazione dello sforzo normale di compressione; frequenza angolare o pulsazione

LETTERE GRECHE MAIUSCOLE

Δ	differenziale; imperfezioni di una trave
Δ_{φ}	rotazione relativa trave-colonna
Π	energia potenziale totale
Σ	sommatoria; somma degli indici di valutazione del carico di incendio
Ψ	coefficiente di combinazione dei carichi variabili
Ω	area della sezione tubolare racchiusa dalla linea media; fattore di sovraresistenza
Ω_c	fattore di sovraresistenza delle colonne

ABBREVIAZIONI, ACRONIMI E RELATIVI SITI WEB

Si ritiene utile riportare le abbreviazioni e gli acronimi utilizzati nel testo e dalle più importanti normative internazionali, con particolare riferimento alle norme sismiche dell'AISC (2005)¹, in modo da consentire un'agevole interpretazione delle note e della normativa riportate in bibliografia.

AASHTO	American Association of State Highway on Trasportation Officials
AC	Active Control (controllo attivo)
ACAI	Associazione Costruttori Acciaio Italiani (www.acaiacs.it)
ADAS	Added Damping And Stiffness (dispositivi di dissipazione)
AFNOR	Organismo francese di normazione
AICAP	Associazione Italiana Cemento Armato e Precompresso (associazione- aicap.it)
AIPND	Associazione Italiana Prove Non Distruttive (www.aipnd.it)
AIPPEG	Associazione Italiana Produttori Pannelli ed Elementi Grecati (www.aippeg.it)
AISC	American Institute of Steel Constructions (www.aisc.org)
AITEC	Associazione Italiana Tecnico-Economica Cemento (www.aitecweb.it)
AIZ	Associazione Italiana Zincatura (www.aiz.it)
ALI	Associazione Laboratori Italiani (www.laboratoriali.it)
ALSD	Allowable Stress Design (verifica alle tensioni ammissibili)
ANIDIS	Associazione Nazionale Italiana Di Ingegneria Sismica (www.anidis.it)
ANIV	Associazione Nazionale per l'Ingegneria del Vento (www.aniv.org)
ANSI	Organismo americano di normazione
ASCE	American Society of Civil Engineers (www.asce.org)
ASD	Allowable Stress Design (metodo delle tensioni ammissibili)
ASSISI	Anti-Seismic Systems International Society (www.assisi-antiseismic-system.org)
ASSOLIG	Associazione Laboratori Italiani di Ingegneria e Geotecnica (www.assolig.it)
ASTM	American Society for Testing and Materials (www.astm.org)
ATC	Applied Technology Council (www.atcouncil.org)
ATECAP	Associazione Tecnico-Economica del Calcestruzzo Preconfezionato (www.atecap.it)
AWS	American Welding Society (www.aws.org)
BCSA	British Constructional Steel Work Association (www.steelconstruction.org)

¹ La versione 2005 delle norme AISC, in fase di inchiesta pubblica, ha recepito le indicazioni della FEMA emanate recentemente.

XX

BHPS	Bridge High Performance Steel (acciaio ad alta resistenza per i ponti)
BRBF	Buckling Restrained Braced Frames (telai controventati con diagonali impediti di instabilizzarsi)
BS	British Standard (www.bsi.org)
CAM	Consolidamento Attivo delle Murature
CB-BB	Column Bolted-Beam Bolted (T Stub) (connessione trave colonna con T bullonate alla colonna e alla trave)
CBF	Telai con diagonali concentriche
CE	Marchio europeo di conformità dei prodotti alla CPD
CEN	Comitato europeo di standardizzazione
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymers (compositi con fibre di carbonio)
C-IMF	Composite-Intermediate M. Frames (telai composti di duttilità limitata)
C-OMF	Composite-Ordinary M. Frames (telai composti non duttili)
CJP	Complete Joint Penetration (saldatura a completa penetrazione)
CNR	Consiglio Nazionale delle Ricerche
CPD	Direttiva europea sui prodotti di costruzione
C-SMF	Composite-Special M. Frames (telai composti ad alta duttilità)
C-SPSW	Composite-S.P. Shear Walls (pareti composte ad alta duttilità)
CTA	Collegio dei Tecnici dell'Acciaio (www.acciaio.org)
CVN	Charpy V-Notch Resilienza Charpy con intaglio a V
CW-BB	Column Welded-Beam Bolted (connessione trave colonna con flangia saldata alla colonna e bullonata alla trave)
DIN	Deutsches Institut für Normung e V (www.din.de)
DISEG	Dipartimento di Ingegneria Strutturale e Geotecnica
D.M.	Decreto Ministeriale
EBF	Eccentrically Braced Frames (telai con diagonali eccentriche)
EC	Eurocodici
ECCS	European Convention for Constructional Steelwork (www.eccs.com)
EERC	Earthquake Engineering Research Center
ELSA	European Laboratory for Structural Assessment (Ispra)
EN	Norme europee approvate dal CEN
ENV	Norme europee provvisorie
ENEA	Ente per le Nuove Tecnologie, Energie e l'Ambiente (www.enea.it)
EOTA	Documenti di riferimento per il rilascio della certificazione ETA
EPS	Earthquake Protection System (Vallejo, USA)
ETA	European Technical Approval (benessere tecnico europeo)
EUCENTRE	European Centre for Training and Research in Earthquake Engineering (www.eucentre.it)
EWF	European Welding Federation (www.ewf.be)
Fe	Acciaio per carpenteria (sostituito dal simbolo S)
FeB	Acciaio per cemento armato (sostituito dal simbolo B)

FeG	Acciaio per getti
FEDERACCIAI	Federazione imprese siderurgiche italiane (www.federacciai.it)
FEM	Finite Element Method
FEMA	Federal Emergency Management Agency (www.fema.org)
FRP	Fiber Reinforced Polymer (materiali fibrosi a matrice polimerica)
FRS	Fire Resistant Steel (acciaio con resistenza al fuoco migliorata)
GdL	Gradi di libertà
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymers (compositi con fibre di vetro)
GLIS	Gruppo di Lavoro Isolamento Sismico aderente ad ASSISI
HB	Durezza Brinell
HDRB	High Damping Rubber Bearing
HHWA	Federal Highway Administration
HISTAR	Acciaio da carpenteria ad alta resistenza
HPS	High Performance Steel (acciaio ad alte prestazioni)
HR	Durezza Rockwell
HS	Hollow Sections (sezioni cave)
HSFG	High Strength Friction Grip bolts (bulloni ad attrito di alta resistenza)
HSS	Hollow Structural Sections (sezioni cave)
HV	Durezza Vickers
KBF	Knee Braced Frames (telai con diagonali interrotte)
KV	Resilienza misurata su provette con intaglio a V
IABSE	International Association for Bridge and Structural Engineering (www.iabse.org)
IABSE	International Association for Bridge and Structural Engineering (www.iabse.org)
IAWE	International Association for Wind Engineering (www.iawe.org)
IBC	International Building Code
IGQ	Istituto Italiano di Garanzia della Qualità (www.igq.it)
IIS	Istituto Italiano della Saldatura (www.iis.it)
IISI	International Iron and Steel Institute (www.worldsteel.org)
ISSF	International Stainless Steel Frame (www.worldstainless.org)
IIW	International Institute of Welding (www.iiw-iis.org)
IMF	Intermediate Moment Frames (telai con duttilità limitata)
ISA	Istituto Superiore Antincendi (www.vigilfuoco.it)
ISO	Organismo internazionale di normazione
JRC	Joint Research Center Ispra (www.jrc.cec.eu.int)
LEFM	Linear Elastic Fracture Mechanics
LRFD	Load and Resistant Factor Design (www.lbfd.com)
LYP	Low Yield Point Steel (acciaio a basso limite di snervamento)
MAG	Metal Active Gas Welding (saldatura semiautomatica in CO ₂)
Manni	Gruppo di produzione e distribuzione di prodotti siderurgici (www.gruppomanni.com)
MCEER	Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering (Buffalo, USA)

MDOF	Multi Degree Of Freedom (sistemi a più gradi di libertà)
MIG	Metal Inert Gas Welding (saldatura semiautomatica in gas inerte)
MPA	Modal Push-over Analysis
MRF	Moment Resisting Frames (telai a nodi rigidi)
MSC	Modern Steel Construction
NANDO	New Approach Notified and Designated Organisation System (Organizzazione europea per la catalogazione dei prodotti certificati)
NAO	Documento di applicazione nazionale di norme europee
NDT	Non Destructive Tests (prove non distruttive)
NISEE	National Information Service for Earthquake Engineering (www.nisee.berkeley.edu)
NIST	National Institute of Standards and Technology
NSBA	National Steel Bridge Alliance
OMF	Ordinary Moment Frames (telai non duttili)
OPC	Ordinanza Protezione Civile
OTUA	Office Technique pour l'Utilisation de l'Acier (www.otua.org)
PGA _{5%}	Accelerazione di picco al suolo con probabilità del 5% di essere superata nel periodo di riferimento
PGA _{10%}	Accelerazione di picco al suolo con probabilità del 10% di essere superata nel periodo di riferimento
PGA _{63%}	Accelerazione di picco al suolo con probabilità del 63% di essere superata nel periodo di riferimento
PGA _{81%}	Accelerazione di picco al suolo con probabilità dell'81% di essere superata nel periodo di riferimento
PGA _{CO}	Accelerazione al suolo che determina il collasso della struttura
PGA _{sv}	Accelerazione al suolo che garantisce la salvaguardia della vita
PGA _D	Accelerazione al suolo che determina danni non significativi nella struttura
PGA _O	Accelerazione al suolo che non comporta significative interruzioni d'uso nella struttura
prEN	Progetto di Norma Europea
PR	Partially Restrained
PRC	Partially Restrained Connections (connessione semirigida)
RBF	Reduced Beam Flange
RE	Stabilità e tenuta al fuoco
REI	Stabilità, tenuta e isolamento termico dal fuoco
RELUIS	Rete di Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica (www.reluis.unina.it)
REP	Trave mista reticolare prodotta dal consorzio trave REP
RILEM	International Union of Testing and Research Laboratories for Materials and Structures (www.rilem.org)

RINA	Registro Italiano Navale
ROSE	European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (www.roseschool.it)
S	Simbolo identificativo dell'acciaio da carpenteria
SAW	Submerged Arc Welding (saldatura in arco sommerso)
SCBF	Special Concentrically Braced Frames (telai controventati ad alta duttilità)
SEAO	Structural Engineers Association Of California (associazione degli ingegneri strutturisti della California)
SLC	Stato limite di prevenzione del collasso
SLD	Stato limite di danno
SLE	Stato limite di esercizio
SLO	Stato limite di operatività
SLU	Stato limite ultimo
SLV	Stato limite di salvaguardia della vita
SMA	Shape Memory Alloy (leghe a memoria di forma)
SMAD	Shape Memory Alloy Devices (dispositivi in lega a memoria di forma)
SMF	Special Moment Frames (telai ad alta duttilità)
SPSW	Steel Plate Shear Walls (pareti di controvento in acciaio)
SSN	Servizio Sismico Nazionale (www.serviziosismico.it)
TIF	Tungsten Inert Gas
TMCP	Thermo Mechanical Control Process
UBC	Uniform Building Code
UNI	Ente italiano di unificazione (www.uni.com)
UNI EN	Norma europea recepita dall'UNI
UNISIDER	Ente Italiano di Unificazione Siderurgica (www.unisider.it)
WTC	World Trade Center – Torri gemelle di New York crollate l'11/09/01 (wtc.nist.gov)
ZF	Zona fusa
ZTA	Zona termicamente alterata

1. Tabella di conversione tra il sistema inglese e il sistema di conversione internazionale

Quantità	Sistema inglese	Sistema S.I.
Forza	1 lb (libra)	4.448 newton (N)
Forza	1 kip	4448.22 newton (N)
Massa	1 lb sec ² /ft (slug)	14.59 kg (kilogrammo)
Lunghezza	1 in (pollice)	0.0254 metri (m)
Lunghezza	1 ft (piede)	0.3048 metri (m)
Superficie	1 in ²	645 millimetri quadrati (mm ²)
Superficie	1 ft ²	0.0929 metri quadrati (m ²)
Volume	1 ft ³	0.0283 metri cubi (m ³)
Pressione-tensione	1 lb/in ²	0.0071 N/mm ²
Densità di massa	1 lb/ft ³	16.02 kg/m ³
Momento	1 lb/in	0.113 N/m
Velocità	1 ft/sec	0.3048 m/s
Accelerazione	1 ft/sec ²	0.3048 m/s ²
Accelerazione di gravità	32.2 ft/s ² 386 in/sec ²	9.81 m/s ²
Costante elastica lineare	1 lb/in	175.1 N/m
Costante elastica rotazionale	1 lb in/rad	0.113 N m/rad
Costante di dissipazione	1 lb sec/in	175.1 N s/m
Temperatura	1 Fahr	9/5 C + 32
Modulo di elasticità	10 ⁶ lb/in ²	6,895 10 ⁹ N/m ²
Angolo	1 degree	1/57.3 radian
Energia	kilowatt hour (kW · h)	3600000 joule (J)

1. EVOLUZIONE DELLE STRUTTURE METALLICHE NELLE OPERE DI INGEGNERIA CIVILE

1.1. LO SVILUPPO FINO ALLA METÀ DEL XX SECOLO

Le prime costruzioni a struttura metallica furono realizzate in Inghilterra a partire dal 1775. Fra queste, il ponte in ghisa sul Severn avente luce di 30 m, progettato da A. Derby, il quale consta di cinque archi affiancati aventi profilo pressoché semicircolare. Prima di allora, materiali ferrosi erano utilizzati per singoli elementi strutturali soggetti a sforzi di trazione (tiranti); tuttavia, a causa delle difficoltà di lavorazione, non era agevole realizzare profili complessi in grado di formare organismi autonomi.

A partire dai primi dell'Ottocento, la costruzione metallica ebbe notevole sviluppo nella realizzazione di ponti stradali e ferroviari e di edifici civili o industriali aventi coperture di grande luce, sostenute da colonne in ferro o in ghisa. Tale sviluppo fu sostenuto dall'introduzione dei procedimenti scientifici propri della scienza delle costruzioni.

Notevoli ponti metallici vennero eseguiti nella prima metà dell'Ottocento (1840-1850) lungo la linea ferroviaria Leopolda, congiungente Firenze a Livorno.

I principali vennero progettati da R. Stephenson e realizzati con materiali provenienti dalla Gran Bretagna.

I ponti a via inferiore adottarono lo schema statico di trave armata, ottenuta dalla combinazione di elementi in ghisa aventi ottima resistenza a compressione e di tiranti in ferro ai quali erano principalmente affidati gli sforzi di trazione.

A partire dal 1850, l'uso strutturale della ghisa nei ponti subì una notevole contrazione a vantaggio del ferro, il quale era in grado di sostenere con maggior sicurezza sforzi di flessione.

Nel 1850 vennero completati in Inghilterra i ponti Britannia e Conway, progettati da Stephenson e Fairbairn, aventi impalcato a trave continua. Il Britannia aveva schema statico longitudinale di trave continua su cinque appoggi, campate centrali di 144 m e laterali di 74 m di luce, con sezione a cassone in lamiera di acciaio irrigidita; la trave del Conway, invece, era continua su quattro appoggi. La memoria pubblicata da Fairbairn nel 1849 sulla costruzione delle suddette strutture, evidenzia la chiara presa di coscienza di fondamentali esigenze tecniche, come, ad esempio, le verifiche attraverso modelli e la valutazione delle azioni del vento e della temperatura. Non

era, tuttavia, risolto il problema dell'iperstaticità, il quale attivò un intenso dibattito scientifico culminato nella formulazione, da parte di Clapeyron (1857), dell'equazione dei tre momenti, applicata alla verifica a posteriori delle suddette strutture.

Negli stessi anni Wohler sviluppava in Germania le indagini sperimentali sulla resistenza a fatica degli assali dei vagoni ferroviari, che, protrattesi per oltre un ventennio, costituiscono le basi per la comprensione del fenomeno.

Nel Regno Unito uno dei ponti più significativi è quello sul Firth of Forth, progettato da Fowler e Baker nel 1881, del tipo Cantilever, caratterizzato dall'uso di sezioni tubolari, avente luce libera di 521 m, rappresentato in figura 1.1, tuttora in esercizio. Il suo schema statico longitudinale prevede due torri centrali da ciascun lato delle quali aggettano due grandi mensole reticolari; le mensole interne sostengono un'ulteriore trave, consentendo di elevare notevolmente la luce tra l'asse delle torri; le mensole esterne, invece, sono vincolate a pile o a spalle.



Figura 1.1
Ponte Cantilever sul Firth of Forth (1881, luce libera 521 m)

Importanti realizzazioni di ponti si susseguirono rapidamente in tutta l'Europa, per superare i vincoli imposti dai tracciati ferroviari. I progetti più arditi adottarono lo schema statico di arco reticolare a due cerniere, per la cui analisi vennero applicati i procedimenti della statica grafica, divulgati da Schwedler a Berlino nel 1851 e successivamente da Culmann (1864) e da Ritter (1888), entrambi docenti del Politecnico di Zurigo.

I ponti ferroviari di luce minore, per linee a semplice binario, erano composti preva-

lentamente da due travi reticolari a via superiore o inferiore. Le briglie erano costituite da pacchetti di lamiere chiodate, mentre le pareti venivano realizzate con un fitto ordito di angolari inclinati secondo due direzioni (spesso a 45 gradi sulla verticale), secondo uno schema derivato dai ponti in legno (travi Town). Tale sistema presentava il vantaggio della uniformità costruttiva, in quanto spesso si adottavano le stesse sezioni per le aste tese e per quelle compresse.

Particolare impulso alle costruzioni metalliche nell'edilizia venne dato dalle esposizioni internazionali di Londra del 1851, nella quale venne edificato, ad opera di Joseph Paxton, il Palazzo di cristallo, con struttura in ferro e ghisa, e da quella di Parigi del 1855, ove venne realizzata una copertura a volta circolare di 48 m di luce. Negli edifici civili e industriali si ebbe una coesistenza di elementi portanti in muratura e in metallo, in quanto la cortina muraria esterna era costituita da muratura portante in mattoni o in pietra squadrata, le colonne interne erano in ghisa e le travi e i travetti dei solai erano in ferro. Il primo edificio a struttura interamente metallica fu la fabbrica di cioccolata, costruita nel 1791 a Noisiel sulla Marna; tuttavia, essa costituì un episodio isolato.

Ulteriori esposizioni svoltesi a Parigi nel 1867, nel 1878 e nel 1889 videro la realizzazione di opere di notevole arditezza, rese possibili tanto dall'utilizzazione di prodotti laminati quanto dallo sviluppo di adeguati procedimenti di calcolo.

Principale simbolo di quest'ultima esposizione di Parigi era la torre Eiffel, avente altezza di 300 m, la quale prende il nome dal progettista, costruttore di altre importanti opere, tra le quali spiccano il magazzino Bon-Marchè di Parigi (1876) e i ponti ferroviari sul Douro (Portogallo 1875) e di Garabit (1880), costituiti ciascuno da un arco reticolare a due cerniere avente luce rispettivamente di 160 e 165 m (figura 1.2). Tra i grandi progettisti merita di essere ricordato, altresì, H. Labruste per la Biblioteca Nazionale di Parigi (1858-68), con annesso deposito libri costruiti interamente in acciaio e vetro.

Negli Stati Uniti si ebbero le più spettacolari applicazioni, sia nel campo degli edifici che in quello dei ponti.

Le più importanti applicazioni agli edifici si ebbero a partire dal 1885, in particolare per merito della Scuola di Chicago, rappresentata da Le Baron Jenney, Adler e Sullivan. Essi applicarono sistematicamente la struttura intelaiata con travi e pilastri in profilati laminati, manifestata all'esterno senza superfetazioni, contribuendo a creare la moderna architettura degli edifici commerciali. L'Home Insurance Buiding (alto 10 piani) e il Leiter Building (alto 8 piani), costruiti da Le Baron Jenney rispettivamente nel 1885 e nel 1889, rappresentano i primi esempi significativi di edifici senza muri portanti.

Da quel momento l'edificio commerciale subì notevoli incrementi di altezza a Chicago e soprattutto a New York. In questa città sono stati realizzati i più significativi grattacieli, tra i quali si citano il Flatiron Building di 21 piani (figura 1.3), progettato da Burnham nel 1902 e sede della Fuller Costruzioni, che realizzò negli anni

seguenti importanti edifici, e l'Empire State Building, progettato da Lamb & Harmon nel 1931 e alto 102 piani (figura 1.4).

La costruzione di detti edifici fu resa possibile per lo spirito pionieristico dei progettisti e degli impresari, spesso accomunati negli stessi soggetti, e dalla eccezionale arditezza degli operai (*ironworkers*) che lavorarono al montaggio degli elementi, sospesi a notevole altezza dal suolo¹.

Analogamente, la città di New York si distinse per la realizzazione dei ponti più lunghi, realizzati in periodi successivi per collegare l'isola di Manhattan.

Essi adottarono sistematicamente lo schema statico del ponte sospeso – bandito in Europa – realizzando nel 1880 il ponte di Brooklyn, avente la campata centrale di 524 m, progettato da John Roebling; nel 1929 il ponte G. Washington, avente la campata centrale di 1067 m, progettato da Othmar Ammann, e, infine, nel 1963 il ponte Giovanni da Verrazzano, avente la campata centrale di 1298 m (poco più lunga di quella del Golden Gate di San Francisco), progettato ancora da Ammann, stabilendo di volta in volta nuovi primati.

La storia dei ponti in ferro è anche costellata di disastri, la cui descrizione occuperebbe un intero volume. I casi più clamorosi riguardarono i seguenti attraversamenti:

- il Tay Bridge in Scozia, collassato nel 1879 al transito di un convoglio ferroviario in presenza di forte vento;
- il Quebec Bridge, in Canada, avente la campata centrale lunga 488 m, progettato da T. Cooper, riprendendo lo schema statico del ponte sul Firth of Forth, collassato in fase di costruzione nel 1907;
- il Tacoma Bridge, nello Stato di Washington, avente la campata centrale lunga 853 m, progettato da L. Moisseiff, di tipo sospeso, collassato per instabilità aeroelastica nel 1940, dopo alcuni mesi dall'apertura al traffico, soprannominato *Galloping Gertie* a causa delle elevate oscillazioni torsionali manifestatesi immediatamente.

Le indagini che seguirono tali disastri portarono significativi avanzamenti per la valutazione delle azioni, soprattutto del vento, e della resistenza delle costruzioni.

In Italia importanti applicazioni furono determinate dallo sviluppo delle ferrovie, in particolare nei ponti e nelle stazioni ferroviarie, e dalle coperture di ampi spazi pubblici urbani, quali le gallerie e i mercati, nonché dalla copertura di teatri. Tra le più prestigiose realizzazioni, si citano la galleria Vittorio Emanuele a Milano e il ponte stradale e ferroviario sull'Adda presso Paderno (tra Lecco e Bergamo), costruito tra il 1887 e il 1889 dalla Società Nazionale Officine di Savigliano. Il ponte scavalca l'Adda con un arco a traliccio di 150 m di luce, a 80 m sopra il livello del fiume. L'arco sostiene una travata lunga 266 m con due carreggiate sovrapposte, rispettivamente stradale e ferroviaria (figura 1.5).

¹ Per le operazioni più spericolate vennero impiegati spesso operai indiani pellerossa, dotati di eccezionale senso dell'equilibrio. Il numero di incidenti sul lavoro fu, comunque, rilevante.

In Sicilia le applicazioni più significative riguardarono i ponti ferroviari, l'edilizia civile e le costruzioni navali. Sulla linea ferroviaria di Vallerlunga, completata nel 1885, costituente in ordine di tempo l'ultimo tratto del collegamento Palermo-Catania, vennero realizzati sette ponti in ferro, progettati prevalentemente da Cottrau, su un totale di quindici attraversamenti. Un notevole contributo fu dato dalla costruzione di nuove fonderie, tra le quali merita di essere menzionata la Oretca, nata a Palermo ad opera dei Florio. La sede, nei pressi del porto, fu progettata da C. Giachery (1854) utilizzando strutture in ferro e ghisa per la copertura e per i pilastri. Analoga struttura ebbero i capannoni realizzati sulle banchine del porto di Palermo. Per quanto riguarda gli edifici civili, si ricorda che nel 1875 venne iniziata la costruzione del Teatro Massimo (G.B.F. Basile) i cui lavori sarebbero stati ultimati dopo circa un ventennio. Nel 1877 la copertura a tenda del Teatro Politeama venne sostituita

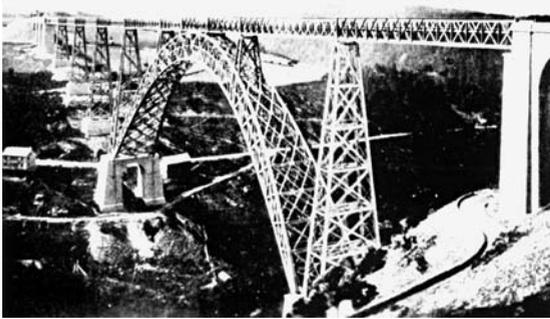


Figura 1.2
Viadotto di Garabit (1880-1884, luce 165 m)



Figura 1.3
Flatiron Building (1902)

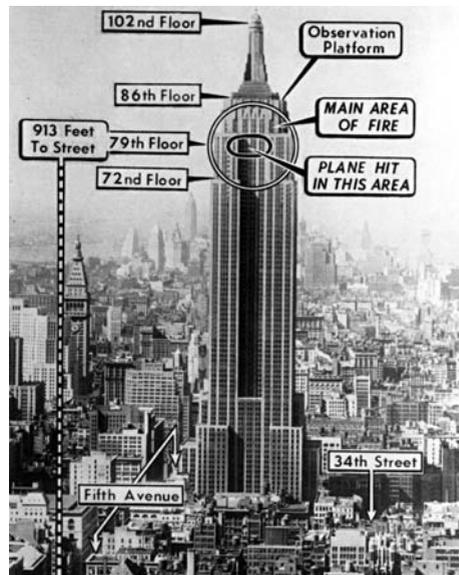


Figura 1.4
Empire State Building (1931)



Figura 1.5
Ponte di Paderno sull'Adda
(1887-1889, luce 150 m)

tuita con una struttura metallica a traliccio, sostenuta da colonne in ghisa (G. Damiani Almeyda), costruita dalla fonderia Oretea.

Nel 1886 venne inaugurata l'attuale Stazione ferroviaria centrale. Tuttavia, la grandiosa tettoia in ferro con lucernari, progettata da Di Giovanni ed eseguita dalle suddette officine di Savigliano, venne successivamente smantellata (figura 1.6).

Nel 1895 venne ultimato il Teatro Massimo, anch'esso con copertura metallica. Particolarmente interessante è la copertura della sala costituita da una cupola reticolare (figure 1.7 e 1.8). Detta cupola presenta un diametro di 28 metri, ed è composta da 16 archi radiali, da 5 anelli poligonali e da 128 diagonali. Pure in ferro erano le strutture della sala sotto la cupola e le travature reticolari a sostegno della copertura del palcoscenico.

In metallo dovettero essere parte delle costruzioni per l'esposizione nazionale degli anni 1891-1892.

Dalla seconda metà dell'Ottocento sino ai primi anni di questo secolo vennero realizzati numerosi solai, utilizzando profilati in ferro ad I ed elementi di alleggerimento in argilla. Il primo edificio con ossatura metallica, probabilmente solo sul prospetto principale, venne realizzato nel 1908 ad angolo fra la via Roma e la via Cavour da N. Mineo, progettista anche del Teatro Biondo.

Tra le opere più significative realizzate nei primi anni del Novecento, si ricorda la copertura a volta cilindrica della stazione di Milano, costruita a partire dal 1929 (figura 1.9), dalle officine Savigliano, nel cui gruppo di progettazione figurava l'ingegnere F. Masi. Agli inizi del secolo si svilupparono i procedimenti di saldatura ossiacetilena e ad arco con elettrodi rivestiti, i quali furono ampiamente adottati nelle costruzioni meccaniche e navali e in significativi ponti a travate Vierendel. Tuttavia, il contemporaneo avvento del cemento armato monopolizzò l'attenzione dei progettisti e dei costruttori civili, divenendo, in breve tempo, il principale materiale strutturale. In tale scelta giocarono un ruolo non secondario i costi elevati dei materiali metallici, di importazione, e anche nelle strutture in cemento armato si verificò una spasmodica tendenza alla riduzione delle sezioni dei tondini in acciaio.

In occasione della "campagna del ferro alla patria", si assistette anche alla distruzione di qualche opera in ferro significativa sotto il profilo storico e artistico.

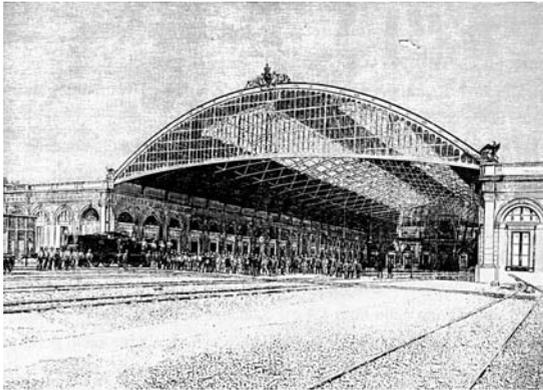


Figura 1.6
Copertura della stazione di Palermo
(1886, luce 40 m)



Figura 1.7
Cupola del Teatro Massimo di Palermo
(1895, luce 28 m)



Figura 1.8
Dettagli della cupola del Teatro Massimo



Figura 1.9
Copertura della stazione di Milano (1929)

1.2. L'INSEGNAMENTO DELLE COSTRUZIONI METALLICHE

Lo sviluppo delle realizzazioni in carpenteria metallica si intreccia con quello delle tecnologie di produzione e di lavorazione, nonché con quello delle conoscenze teoriche sul comportamento delle strutture. L'insegnamento universitario della scienza e della tecnica delle costruzioni prese l'avvio in Francia presso l'École des ponts et chaussées e l'École Polytechnique, fondate a Parigi rispettivamente nel 1747 e nel 1794. Notevole rilievo assunsero le figure di Monge, Cauchy e Poisson, e in particolare di Saint Venant e di Navier, i quali offrirono fondamentali contributi sulla teoria dell'elasticità. Navier si interessò anche alla progettazione di ponti in ferro, in particolare di quelli sospesi, presiedendo commissioni di inchiesta relative ad alcuni eventi disastrosi.

Nei politecnici vennero forniti agli ingegneri i mezzi per l'analisi delle sollecitazioni e per il calcolo delle tensioni delle strutture vincolate isostaticamente; permase, invece, a lungo, indeterminazioni per l'analisi delle strutture iperstatiche. Molte realizzazioni precorsero e indirizzarono lo sviluppo della scienza delle costruzioni, come si verificò per i suddetti ponti Britannia e Conway e per alcune travi reticolari.

In Germania si svilupparono, in particolare, le Scuole di Berlino e di Stoccarda ad opera di Mohr e di Muller Breslau.

Notevole suggestione ebbero, altresì, i metodi della statica grafica e la teoria dell'elisse di elasticità, la quale costituì il procedimento fondamentale per la verifica dei ponti ad arco, costruiti dalla fine dell'800 sino al secondo conflitto mondiale. Una

delle prime e più brillanti applicazioni venne offerta dal suddetto ponte di Paderno, progettato da Rothlisberger, allievo di Ritter, per conto delle officine di Savigliano. In Italia acquistarono particolare importanza nel campo della tecnica delle costruzioni le Scuole di applicazione per ingegneri di Torino, di Padova, di Milano e di Napoli. A Torino operarono Menabrea e Castigliano, al quale si deve la più lucida applicazione dei teoremi del lavoro alla risoluzione dei sistemi elastici iperstatici. Nel campo delle travature reticolari vanno ricordati anche i fondamentali contributi di Cremona.

L'insegnamento delle costruzioni metalliche venne sviluppato nei corsi di costruzione di ponti e di meccanica applicata alle costruzioni.

Nell'Università degli Studi di Palermo, la Scuola di applicazione per ingegneri e architetti, annessa alla Facoltà di Scienze, ebbe inizio nel 1866. Di essa fecero parte G.B.F. Basile, progettista del Teatro Massimo, e altri eminenti docenti, tra i quali si ricordano G. Damiani Almeyda, progettista del Teatro Politeama, e G. Salemi Pace. Prima di allora la figura di maggior rilievo nell'insegnamento della Tecnica delle Costruzioni e dell'Architettura tecnica era costituita da C. Giachery, docente di architettura civile a partire dal 1836. Elementi di costruzioni in ferro furono inseriti dal 1870 nell'ambito del corso di meccanica applicata alle costruzioni. Vennero introdotte le cattedre di statica grafica, di applicazioni della meccanica alle costruzioni e disegno e di costruzioni con disegno. Tale organizzazione venne mantenuta per tutto l'Ottocento e fino al 1914. Attualmente l'insegnamento delle costruzioni in acciaio viene impartito nell'ambito dei corsi di tecnica delle costruzioni e di costruzioni in acciaio.

Fra i testi didattici di autori italiani più autorevoli, insieme agli altri menzionati in bibliografia, si citano i seguenti:

- Albenga G., *Costruzione dei ponti*, Edizioni UTET;
- Chicchi P., *Corso teorico pratico sulla costruzione dei ponti metallici ad uso degli ingegneri, costruttori ed allievi delle scuole di applicazione*, Padova, 1886;
- Greco M., *Costruzione di ponti*, Arti Grafiche Castiglia, Palermo;
- Jorini A.J., *Costruzioni di ponti in legno, in ferro ed in muratura*, Hoepli, 1905;
- Ross L., *Corso di ponti metallici*, Padova, 1906;
- Salemi Pace G., *Meccanica applicata alle costruzioni*, Edizioni Lao, Palermo, 1890.

Un notevole contributo divulgativo fu offerto dal testo di F. Masi *La pratica delle costruzioni metalliche*, edito da Hoepli nel 1931, giunto con ampie revisioni all'attuale quinta edizione del 1985. Nel 1949 ebbero inizio le pubblicazioni della rivista *Costruzioni metalliche*²; nel 1959 quelle della rivista *Acciaio*.

Nel 1967 apparvero i due volumi di *Costruzioni metalliche* di V. Zignoli, editi da

² Un inserto sulle costruzioni metalliche venne inserito per alcuni anni, a partire dal 1932, nella rivista *Casabella*, diretta dall'architetto Pagano.

UTET. Nel 1970 iniziò la pubblicazione della *Collana Italsider*, alla quale spetta il merito di aver affrontato in forma moderna i problemi più significativi del settore. Nel 1979 venne pubblicato il fondamentale volume *Strutture in acciaio* di G. Ballio e F. Mazzolani, docenti rispettivamente nelle Università di Milano e di Napoli, sottoposto ad integrazioni e aggiornamenti, e che costituisce il principale testo italiano di approfondimento della materia.

A partire dagli anni '80 si assiste ad una consistente diffusione della cultura dell'acciaio, favorita dall'attivazione di specifici corsi universitari e da corsi di aggiornamento promossi prevalentemente dal CTA, nonché ad una internazionalizzazione della ricerca. Pertanto, le note scientifiche più rilevanti sono pubblicate su riviste internazionali e libri significativi vengono redatti in lingua inglese (Mazzolani & Piluso e Faella, Piluso & Rizzano).

Lo sviluppo di Internet permette di accedere agevolmente ai siti dei più prestigiosi centri di ricerca, i quali spesso rendono disponibili le pubblicazioni più significative. Per tale motivo, si è ritenuto di non appesantire il presente testo delle numerose note bibliografiche consultate, ma si sono indicati i siti Internet di detti organismi, attraverso i quali è possibile acquisire le informazioni necessarie ad approfondire gli argomenti trattati o a richiedere i riferimenti specifici.

1.3. SVILUPPI RECENTI

Negli anni successivi alla seconda guerra mondiale, le costruzioni metalliche ripresero un rapido sviluppo. In particolare, si realizzarono ponti, capannoni industriali e sostegni per elettrodotti. Inoltre, vennero eseguiti delicati interventi su edifici in muratura, consistenti nella sostituzione di alcune cortine in muratura con telai in acciaio.

Negli anni '60 e negli anni '70 si ebbe una notevole espansione delle costruzioni metalliche, favorita da massicce esportazioni di carpenterie in acciaio verso i Paesi in via di sviluppo e nel Medio Oriente.

Negli anni '90 l'industria europea dell'acciaio ha sofferto una grave crisi, tuttora in atto, caratterizzata da una produzione di circa 132 milioni di tonnellate, a fronte di una capacità produttiva di 191 milioni di tonnellate di acciaio (69%). Anche in Italia si registrò un difficile momento, caratterizzato da una produzione di circa 25 milioni di tonnellate di acciaio, contro una capacità produttiva di 40 milioni di tonnellate (63%). Negli ultimi dieci anni la mappa della siderurgia italiana è completamente mutata a causa della scomparsa delle acciaierie di Stato (l'IVA è stata ceduta al gruppo Riva), per il cambio di interessi della Falk dalla siderurgia all'energia e all'ambiente, e per numerose fusioni e incorporamenti di aziende, nonché per la chiusura di centri siderurgici (Bagnoli).

Analoghi cambiamenti sono avvenuti negli USA, dove si distinguevano alcune compagnie di importanza mondiale, tra le quali la U.S. Steel Co. (USS) fondata nel 1901,

avente origine dalla Carnegie Steel³, e la Bethlehem Steel, fornitrici degli acciai dei numerosi grattacieli e ponti in acciaio, compreso il Golden Gate a San Francisco⁴, nonché di rotaie e lamiere per navi e per l'industria automobilistica e bellica.

La USS si è trasformata nella USX Corporation, ed è il primo produttore degli USA. La Bethlehem Steel, invece, ha chiuso i battenti nel 2004, e parte delle attività sono state assorbite dalla ISG (International Steel Group).

Attualmente, uno dei Paesi maggiori produttori di materiale al grezzo è la Cina, la quale ha prodotto nel 2003 circa 220 milioni di tonnellate, mentre in Italia sono stati prodotti, nello stesso anno, 26.7 milioni di tonnellate. Nel 2006 è avvenuta la fusione tra le acciaierie europee Arcelor e le indiane Mittal Steel che hanno costituito il primo gruppo mondiale con produzione di oltre 100 milioni di tonnellate, pari a circa il 10% del mercato mondiale.

A partire dagli anni '70 del XX secolo, sono stati introdotti gli acciai termomeccanici (TMCP), nei quali l'incremento delle caratteristiche meccaniche del materiale è stato ottenuto non attraverso l'introduzione di elementi nella lega, ma attraverso opportuni trattamenti termici in grado di modificare la microstruttura e le dimensioni dei grani, senza penalizzarne la tenacità e la saldabilità.

Si ritiene che in Italia il 40% dell'acciaio venga impiegato per la realizzazione di strutture, sia sotto forma di carpenteria metallica (6%) sia come tondo per cemento armato (34%). Tale rapporto tra i quantitativi di acciaio per cemento armato e per carpenteria non trova rispondenza negli altri Paesi comunitari (Gran Bretagna, Francia e Germania), dove i due consumi sono sostanzialmente equilibrati. Tra le numerose e complesse cause giustificative di tale divario, si ritiene abbia avuto un ruolo non marginale la limitata confidenza degli ingegneri civili con i problemi specifici delle costruzioni metalliche, e la mancanza di operatori intermedi per le operazioni di montaggio, le quali spesso si sono dimostrate le più delicate.

Particolarmente vantaggiosa risulta l'adozione dell'acciaio in strutture di grande luce o in zona sismica, a causa della riduzione delle masse e per le notevoli doti di duttilità che è possibile attribuire a tali sistemi, qualora si adottino idonee soluzioni per il controventamento. Interessanti sviluppi riguardano il materiale, sia per quanto attiene alla produzione di acciai ad alta resistenza, sia con riferimento alla parziale soluzione dei tre fondamentali problemi che interessano le costruzioni in acciaio, ovvero resistenza alla corrosione, resistenza al fuoco e saldabilità. Sono da tempo prodotti acciai basso legati, detti *patinabili*, nei quali lo strato superficiale di prodotti della corrosione esercita una funzione protettiva nei confronti del metallo sottostante.

³ Si deve ad Andrew Carnegie l'introduzione negli USA, intorno al 1870, dei convertitori Bessmer per la produzione degli acciai, che sostituirono rapidamente la ghisa, inizialmente per la costruzione delle rotaie ferroviarie e successivamente per le altre costruzioni civili. Nel 1901 la Carnegie Steel si trasformò nella USS Co.

⁴ La costruzione del Golden Gate, lungo la strada 101 congiungente il Messico al Canada, iniziò nel 1933 e fu completata nel 1937, stabilendo nuovi primati mondiali. La campata centrale ha lunghezza di 1280 m ed è sostenuta da due cavi aventi ciascuno diametro di 0,92 m, ancorati alla sommità a torri alte 227 m.

Recentemente, sono stati introdotti sul mercato acciai con resistenza al fuoco migliorata, i quali potrebbero risultare particolarmente vantaggiosi per gli edifici multipiano o industriali.

Infine, sono disponibili prodotti in acciaio che presentano alta resistenza ed elevata duttilità, nonché ottime doti di saldabilità.

In seguito all'attentato del 2001 alle Twin Towers di New York, alte 415 m con 110 piani, costruite nel 1973 e rimaste per breve tempo l'edificio più alto del mondo, sembrava che l'era dei grattacieli volgesse al declino, in quanto troppo esposti ai rischi derivanti da attentati terroristici e da incendi. Invece, si è assistito negli ultimi anni ad una nuova rincorsa al primato dell'altezza, soprattutto da parte dei Paesi emergenti. Gli Stati Uniti hanno perduto il primato detenuto per molti decenni (fino al 1999) dalle Sears Towers di Chicago, alte 442 m con 110 piani, superato nel 1999 dalle Petronas Towers di Kuala Lumpur (Malesia), alte 452 m con 88 piani, dalla torre di Taipei a Taiwan alta 509 m con 101 piani, e dal Burj di Dubai (Emirati Arabi), costruito tra il 2004 ed il 2009, che con circa 820 m di altezza e 160 piani rappresenta un incredibile incremento rispetto alle costruzioni precedenti. Sembra che la gara non sia finita, dal momento che nel Bahrain e in Kuwait (Golfo Persico) si stanno progettando edifici alti 1000 m.

Le strutture in acciaio, inoltre, hanno incontrastato dominio nella costruzione dei ponti stradali e ferroviari e nelle coperture di grande luce. La quasi totalità delle coperture delle tribune degli stadi di calcio realizzate per i vari campionati mondiali e per le Olimpiadi, è stata realizzata in acciaio. Attualmente è stato approvato il progetto preliminare ed è stato scelto il contraente generale che dovrà predisporre il progetto definitivo e quello esecutivo per l'attraversamento dello stretto di Messina, con un ponte sospeso a campata unica di oltre 3000 m di luce, il quale costituirebbe l'opera d'ingegneria strutturale più impegnativa mai realizzata, anche se, in relazione alle moderne tecniche di scavo subacqueo con macchine a controllo automatico, non è da escludere una riduzione della luce.

1.4. L'ACCIAIO

Fino ai primi del Novecento i materiali ferrosi venivano classificati come ghisa, ferro e acciaio o ferro omogeneo. Con il nome di *acciai* si indicano le leghe ferro-carbonio, nelle quali quest'ultimo è presente fino all'1.7%, e di altri elementi (nocivi o migliorativi), in proporzioni massime prefissate, tra i quali i principali sono il fosforo P, lo zolfo S, il silicio Si, il manganese Mn e il nichel Ni. Per tenori di carbonio più elevati, le leghe prendono il nome di ghise. Il ferro, fabbricato in passato agglomerando masse pastose, presentava un tenore di carbonio compreso tra lo 0.05% e lo 0.2%. Tuttavia, la presenza di scorie conferiva al materiale una struttura fibrosa e non omogenea che ne riduceva le prestazioni meccaniche. In Italia, il primo documento normativo sulla resistenza del ferro da utilizzare nelle travate dei ponti ferroviari fu

pubblicato dal Ministero dei Lavori Pubblici nel 1887. Esso prescriveva le seguenti resistenze meccaniche espresse in MPa: rottura = 320; limite elastico = 150; l'allungamento era, invece, limitato al 7%.

Nel secolo scorso l'acciaio veniva prodotto per la maggior quantità dalla ghisa, eliminando o riducendo la presenza della maggior parte degli elementi che in questa lega accompagnano il ferro. All'inizio del secolo, accanto ai tradizionali processi di produzione dell'acciaio nei convertitori Martin, Bessmer e Thomas, hanno avuto notevole impulso i forni elettrici. Oggi alcune acciaierie sono alimentate esclusivamente da rottami, fusi in forni elettrici ad arco.

Si consideri il comportamento della lega binaria ferro-carbonio (Fe-C) limitatamente agli acciai non legati (C fino a 1.7%) al lento diminuire della temperatura, a partire dallo stato liquido del metallo fuso (1535-1400 °C). Il cambiamento di struttura durante il raffreddamento dipende principalmente dalla percentuale di carbonio presente nella lega e dalle temperature di trasformazione (figura 1.10).

Le strutture fondamentali della lega Fe-C sono le seguenti:

- cementite Fe-C (carburo di ferro);
- austenite;
- ferrite Fe;
- perlite Fe + Fe-C.

La cementite solidifica in cristalli molto duri e fragili, si forma allo stato liquido e successivamente si trasforma in austenite, la quale è costituita da grani di forma poliedrica di grossezza diversa, a contorno irregolare rettilineo. Col graduale abbassamento della temperatura, l'austenite comincia a trasformarsi (a partire dai 1145°) a seconda della percentuale di carbonio nella cementite, oppure nella ferrite, che può considerarsi ferro quasi puro. A 721° tutta l'austenite è scomparsa, e appare invece la perlite, costituita da un miscuglio di ferro e di cementite in forma di lamelle sovrapposte. A seconda della percentuale di carbonio, il contenuto di perlite varia da 0 per il ferro puro al 100% per C = 0.8%; con esso si incrementano le caratteristiche meccaniche dell'acciaio (resistenza e durezza). È questo il campo di variazione degli acciai da costruzione dei quali si tratterà nel seguito.

Riscaldando un pezzo di acciaio al carbonio si ripetono in senso inverso le trasformazioni di struttura di cui si è detto sopra.

I trattamenti termici si fondano appunto sulle trasformazioni di struttura che avvengono a seguito di riscaldamenti seguiti da raffreddamenti, dipendenti dalla velocità di raffreddamento. Riscaldando l'acciaio alla temperatura alla quale esso assume la struttura austenitica, cioè a 750-850 °C (corrispondente al colore rosso vivo), e raffreddandolo rapidamente, l'austenite, anziché trasformarsi in perlite, come si è visto nel caso di raffreddamento lento, dà origine ad una struttura aghiforme, molto dura e fragile, detta *martensite*, che è caratteristica degli acciai temprati.

Mentre per gli acciai non legati la tempra si ottiene con un raffreddamento molto rapido, per gli acciai debolmente legati è sufficiente un raffreddamento più lento.

La tempra viene sfruttata per aumentare la durezza dell'acciaio, anche se ciò avviene a scapito della duttilità. La struttura martensitica può essere progressivamente modificata attraverso un riscaldamento che provoca la riconversione della martensite (rinvenimento). In relazione alla temperatura di rinvenimento è possibile ottenere una vasta gamma di strutture cristalline che conferiscono al prodotto le proprietà meccaniche desiderate, tanto in termini di durezza che in termini di duttilità.

Gli acciai colati o in lingotti vengono sottoposti a lavorazioni plastiche, generalmente a caldo, secondo i processi di laminazione, estrusione e trafilatura.

Con una laminazione primaria si producono blumi (sezione quadrata) e bramme (sezione rettangolare appiattita). Dai blumi, mediante successive riduzioni, si ottengono billette, le quali costituiscono la materia prima per la produzione di profilati, barre e tubi.

Le bramme sono utilizzate per la laminazione di lamiera, le quali presentano larghezza variabile da 600 a 4000 mm e spessori compresi tra 3 e 50 mm.

Le bramme sottili hanno spessore < 3 mm e possono essere fornite in rotoli (*coils*).

Dal punto di vista dell'aspetto superficiale, si distinguono due tipi di lamiera, ovvero:

- lamiera nere, aventi lo strato d'ossido dovuto alla laminazione a caldo;
- lamiera decappate, nelle quali l'ossido è stato asportato con procedimento chimico, mediante l'immersione del materiale in bagni acidi, seguita da risciacquo.

Per le applicazioni strutturali dell'acciaio rivestono particolare importanza i laminati, i quali si presentano sia sotto forma di lamiera che sotto forma di profilati. L'insieme dei prodotti laminati compone il cosiddetto *sagomario*, in fase spinta di unificazione su scala europea, nel quale si distinguono i seguenti principali profili:

- IPN aventi sezione ad I con ali parallele rastremate (UNI 5679);
- IPE aventi sezione ad I con ali parallele (UNI EN 10034);
- HEA, HEB e HEM aventi sezione ad H, con ali parallele larghe (UNI EN 10034);
- UPN aventi sezione a C (UNI EN 10279);
- T a lati uguali (UNI EN 10055);
- L angolari a lati uguali o disuguali (UNI EN 10056);
- Z a spigoli vivi (UNI 6763);
- barre piane (UNI EN 10058);
- barre quadre (UNI EN 10059);
- barre tonde (UNI EN 10060);
- barre esagone (UNI EN 10061).

Sono disponibili, altresì, per altezze > 600 mm travi ad H in esecuzione saldata serie HSE, HSL, HSH, e così via. Notevole interesse rivestono, inoltre, i profili tubolari, aventi sezione circolare o rettangolare, senza saldatura o saldati, nonché i profili ottenuti per piegatura a freddo di lamiera in acciaio.

Recentemente sono stati introdotti laminati ad H fino ad altezza di 1000 mm e profilati alleggeriti, indicati come ILS e HLS.

Una vasta gamma di sezioni (quadrata, circolare, rettangolare, ellittica) è offerta dai profili tubolari (laminati o saldati) che consentono di realizzare interessanti soluzioni costruttive, descritte nel paragrafo 8.9.

Nel processo di estrusione, il materiale è costretto ad affluire da un foro praticato in una matrice avente la dimensione del prodotto che si vuole fabbricare.

Nella trafilatura, invece, il materiale è costretto a passare attraverso un foro a sezione decrescente, mediante l'applicazione di un conveniente sforzo di trazione.

Per le strutture da carpenteria sarebbe preferibile utilizzare acciai calmati ottenuti aggiungendo, all'atto della colata, alla massa fusa opportuni disossidanti (Si, Al) in grado di combinarsi con l'ossigeno, al fine di evitare la formazione di gas responsabili dell'effervescenza dell'acciaio. A volte si realizza una calmata parziale ottenendo acciai semicalmati, di caratteristiche e di costo intermedio tra quelli effervescenti e quelli calmati. Tale trattamento acquista particolare importanza nelle strutture saldate, e trova riferimento normativo nei gradi individuati dalle lettere A, B, C, D, JR, J0 e J2 che contraddistinguono gli acciai in base alle norme.

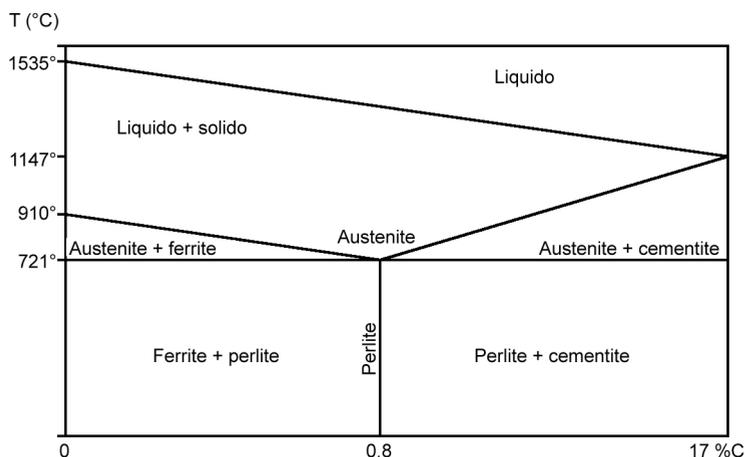


Figura 1.10
Diagramma di stato
ferro-carbonio per
raffreddamento lento

1.5. L'ACCIAIO INOSSIDABILE

Gli acciai inossidabili sono legati e quelli utilizzati nelle costruzioni sono prevalentemente austenitici, sottoposti a tempra tra 950 e 1100 °C, contenenti carbonio in tenori non superiori allo 0.1%, nichel, cromo e molibdeno. La presenza del cromo in percentuale superiore al 13% produce un sottile strato di ossido protettivo e la resistenza alla corrosione può essere incrementata con l'aggiunta di molibdeno (2-3%). Molto utilizzate sono le leghe 18/8 e 18/10 (304 L) contenenti il 18% di cromo e l'8% o il 10% di nichel e la lega 17/13/2 (316 L), simile alla precedente con l'aggiunta del 2% di molibdeno, e con varie percentuali di carbonio, in relazione alla resistenza richiesta.

Il legame tensione-deformazione è caratterizzato da una curva continua a differenza dell'acciaio da carpenteria e, pertanto, il limite di snervamento è definito convenzionalmente dalla tensione f_{02} , alla quale corrisponde lo 0.2% di deformazione residua. Le tensioni di snervamento e di rottura sono pari rispettivamente a 190 e a 490 MPa, e gli allungamenti sono generalmente superiori al 35%. Il comportamento al fuoco è migliore rispetto all'acciaio ordinario, in quanto nell'acciaio inox si verifica una minore riduzione di resistenza all'aumentare della temperatura.

L'acciaio inossidabile, originariamente impiegato per funi, bulloni o tasselli posti in ambiente aggressivo e per tiranti o barre di armatura da cementare all'interno di murature di interesse storico, tende ad essere utilizzato per la realizzazione di carpenterie metalliche, sia sotto forma di lamiera sia sotto forma di sezioni ad H ottenute per saldatura, per assicurare particolari effetti architettonici e garantire notevoli durabilità.

Secondo quanto si evince dalla tabella 1.1, tale materiale presenta un coefficiente di dilatazione termica più elevato e una conducibilità termica più ridotta dell'acciaio.

1.6. LE LEGHE LEGGERE

Di recente hanno trovato applicazione nelle strutture civili le leghe di alluminio, comunemente indicate come *leghe leggere*.

L'alluminio puro o debolmente legato (serie 1000) presenta caratteristiche meccaniche modeste ($f_{02} = 30 \text{ N/mm}^2$), ma ha ottima duttilità (30÷40%) e resistenza agli agenti atmosferici. Pertanto, viene utilizzato preferibilmente per infissi e coperture. Resistenze meccaniche notevolmente più elevate e dello stesso ordine di grandezza di quelle degli acciai da carpenteria si ottengono con l'aggiunta di altri metalli e con idonei trattamenti termomeccanici.

Le leghe alluminio-rame-magnesio (serie 2000) possono raggiungere resistenze meccaniche molto elevate ($f_{02} = 300 \text{ N/mm}^2$), ma a scapito della resistenza alla corrosione e della saldabilità. Esse vengono utilizzate preferibilmente nell'industria aeronautica. Per le strutture civili risultano particolarmente idonee le leghe alluminio zinco-magnesio (serie 7000) aventi buone caratteristiche di resistenza ($f_{02} = 200 \text{ N/mm}^2$) con una discreta duttilità (10%) e resistenza alla corrosione.

Le principali proprietà fisiche a temperatura ambiente dell'alluminio sono indicate nella tabella 1.1, ove sono poste a confronto con quelle dell'acciaio e dell'acciaio inossidabile.

Un vantaggio delle leghe leggere rispetto agli acciai, consiste nel conservare praticamente inalterate le caratteristiche di resistenza alle basse temperature. Pertanto, perdono importanza i problemi di rottura fragile che determinarono numerosi insuccessi nelle strutture in acciaio sottoposte a basse temperature. Al contrario, per temperature elevate si nota una notevole riduzione di resistenza.

Ulteriori elementi da porre in evidenza sono:

- il limitato valore del modulo di elasticità longitudinale $E = 70.000 \text{ N/mm}^2$ pari a circa 1/3 dell'acciaio, con ripercussioni sulle verifiche di deformabilità e di stabilità strutturale;
- l'elevato coefficiente di dilatazione termica pari al doppio di quello dell'acciaio.

I sopradetti elementi, unitamente al vantaggio del procedimento di fabbricazione per estrusione, consentono di considerare le leghe leggere come un nuovo materiale strutturale, il quale, in particolari condizioni, può risultare competitivo rispetto all'acciaio.

La prima edizione delle raccomandazioni europee CECM, per il calcolo e l'esecuzione delle strutture in lega di alluminio, è stata coordinata dal professor Mazzolani nel 1979, ed è stata pubblicata in versione italiana nel 1980.

Le prime importanti strutture di ingegneria civile in lega di alluminio risalgono al 1950. L'hangar della De Havilland realizzato in Inghilterra nel 1955 è costituito da 12 portali reticolari a due cerniere aventi luce di 66 m, disposti ad interasse di 9.15 m. I collegamenti sono in parte rivettati e in parte bullonati. Da allora si sono avute notevoli applicazioni strutturali, soprattutto nel campo delle grandi coperture.

Significative cupole reticolari vennero realizzate a Londra nel 1951 con diametro di 110 m, a Parigi nel 1959 con diametro di 61 m e negli Stati Uniti. Piloni telescopici per la riparazione di linee elettriche sono adottati, per la leggerezza del trasporto, in Italia dal 1967. Notevoli applicazioni si sono avute per la costruzione di coperture piane ad ossatura reticolare spaziale, per la quale le leghe leggere costituiscono spesso il materiale più idoneo.

Recentemente sono state realizzate nella centrale elettrica ENEL di Civitavecchia due cupole geodetiche con diametro di 144 m e altezza di 50 m, aventi schema reticolare a doppio strato con aste in alluminio e nodi sferici in acciaio inox.

Si sono anche realizzati impalcati in sistema misto alluminio-calcestruzzo, nonostante le perplessità connesse con i differenti valori dei coefficienti di dilatazione termica dei due materiali.

Anche nel campo dei ponti pedonali, stradali e ferroviari sono state sviluppate significative realizzazioni. Ulteriori affermazioni sono da attendere legate anche alle possibilità offerte dalla lavorazione per estrusione, la quale consente di creare direttamente gli irrigidimenti, i profili dei cianfrini per le saldature ed eventuali bulbi.

Tabella. 1.1. Proprietà dei materiali metallici

Proprietà	Alluminio	Acciaio	Acciaio inox (304 L)
Peso di volume (kN/m^3)	27.00	78.50	79.00
Modulo elastico E (MPa)	68.500	206.000	200.000
Coefficiente di dilatazione termica ($^{\circ}\text{C}^{-1}$)	$24 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$	$17,3 \cdot 10^{-6}$
Conducibilità termica [$\text{cal}/(\text{cm sec } ^{\circ}\text{C})$]	0.52	0.062	0.035

zione ripetuta ($R = 0$) di un'unione saldata soggetta a σ_{\perp} senza molatura del sovrappessore.

Avendo a disposizione i diagrammi di Wohler per un sufficiente numero di valori di R , si può tracciare per dato N il diagramma σ_{\max} - R (Jasper) (figura 3.18).

Numerosi sono gli studi sperimentali tuttora in corso sul fenomeno della fatica.

Ai fini applicativi può farsi riferimento a quanto indicato nella Circolare n. 617/2009, che di seguito si richiama succintamente.

I particolari strutturali vengono divisi in sei gruppi fondamentali:

- il primo gruppo è relativo ai profili laminati;
- il secondo gruppo è relativo alle sezioni composte saldate;
- il terzo gruppo è relativo alle saldatura di testa a piena penetrazione;
- il quarto gruppo è relativo ad attacchi e irrigiditori saldati non direttamente caricati;
- il quinto gruppo è relativo alle connessioni saldate direttamente sollecitate;
- il sesto gruppo riguarda le vie di corsa dei carri ponte.

La resistenza a fatica di un particolare strutturale è individuata da una curva $\Delta\sigma$ - N rappresentata su un piano bilogarithmico, caratterizzata dalla classe di resistenza a fatica $\Delta\sigma_C$ o $\Delta\tau_C$ per $N = 2 \cdot 10^6$, per la quale i particolari strutturali vengono suddivisi in sottogruppi, e le classi di resistenza a fatica per tensioni normali sono riportate dalle tabelle C 4.2.XIII.a alla C 4.2.XVII.b della suddetta circolare.

Le curve $\Delta\sigma$ - N per tensioni normali sono caratterizzate, oltre che dalla classe $\Delta\sigma_C$, dal limite di fatica ad ampiezza costante $\Delta\sigma_D$ e dal limite per i calcoli di fatica $\Delta\sigma_L$, corrispondenti rispettivamente ad un numero di cicli $N = 5 \cdot 10^6$ ed $N = 10^8$ ($\Delta\sigma_C = 0.737 \Delta\sigma_C$, $\Delta\sigma_L = 0.549 \Delta\sigma_C$).

Le curve $\Delta\tau$ - N per tensioni tangenziali sono caratterizzate dalla classe $\Delta\tau_C$ e dal limite per i calcoli di fatica $\Delta\tau_L$, che corrisponde al numero di cicli $N = 10^8$ ($\Delta\tau_L = 0.457 \Delta\tau_C$).

Le norme CNR suddividono i particolari strutturali in quattro gruppi fondamentali, indicando per ciascun particolare il $\Delta\sigma_A$ dopo $2 \cdot 10^6$ cicli:

- gruppo I: per i particolari non saldati soggetti a trazione-compressione, $\Delta\sigma_A$ è variabile tra 125 e 160 N/mm²;
- gruppo II: per i particolari saldati soggetti a trazione-compressione, $\Delta\sigma_A$ è variabile tra 36 e 125 N/mm²;
- gruppo III: per i particolari sollecitati a sforzi tangenziali $\Delta\sigma_A = 80$ N/mm²;
- gruppo IV: per i particolari di strutture tubolari $\Delta\sigma_A$ è variabile tra 36 a 160 N/mm².

I valori più bassi si riferiscono ai particolari saldati sui quali è necessario concentrare la massima attenzione progettuale.

Le limitazioni imposte dalle norme CNR possono ridurre sensibilmente per alcuni particolari la tensione massima raggiungibile e, pertanto, possono suggerire l'uso di acciai più dolci, in quanto le notevoli doti di resistenza di quelli legati non potrebbero essere raggiunte.

Per spessori delle lamiere $> 25 \text{ mm}$ è necessario ridurre ulteriormente i valori di $\Delta\sigma_A$, moltiplicandoli per il valore $\sqrt[4]{25/t}$.

Nessuna verifica a fatica è richiesta se i $\Delta\sigma$ e i $\Delta\tau$ sono minori di 26 e 35 N/mm² o se il numero di cicli è inferiore a 10⁴.

Negli altri casi la verifica sarà effettuata considerando coefficienti parziali delle azioni γ_F pari ad 1 e delle resistenze $\gamma_m = 1.15 \cdot 1.09 = 1.25$.

La Circolare n. 617 individua due metodi di verifica:

- verifica a vita illimitata;
- verifica a danneggiamento.

Nei particolari strutturali con limite di fatica ad ampiezza costante, si adotta la verifica a vita illimitata, secondo cui deve risultare $\Delta\sigma_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\sigma_{\max} \leq \Delta\sigma_D$, oppure che $\Delta\tau_{\max,d} = \gamma_{Mf} \Delta\tau_{\max} \leq \Delta\tau_D = \Delta\tau_L$, dove $\Delta\sigma_{\max,d}$ e $\Delta\tau_{\max,d}$ sono, rispettivamente, i valori di progetto delle massime escursioni di tensioni normali e di tensioni tangenziali indotte nel dettaglio considerato dallo spettro di carico per le verifiche a vita illimitata, talvolta denominato spettro frequente, e $\Delta\sigma_D$ e $\Delta\tau_D$ i limiti di fatica ad ampiezza costante.

Per cicli di ampiezza variabile, CNR UNI 10011 e D.M. 14/01/08 fanno riferimento alla regola di Miner o del danneggiamento cumulativo, la quale consta dei seguenti passi:

- si suddivide la storia di carico in n_i cicli, ciascuno caratterizzato da una stessa variazione di tensione $(\Delta\sigma)_i$ e da uno stesso rapporto R_i ;
- si determina attraverso diagrammi di Wohler il numero N_i di cicli che porterebbero a rottura l'elemento, nel caso fosse sottoposto ad una sollecitazione ciclica di ampiezza costante caratterizzata dagli stessi $(\Delta\sigma)_i$ ed R_i ;
- si cumula il danno applicando la seguente regola:

$$D = \sum_i \frac{n_i}{N_i} < 1 \quad (3.55)$$

Nel caso di edifici, la verifica a fatica non è di regola necessaria, salvo i casi di membrane su cui sono applicati dispositivi di sollevamento o sottoposti a forti oscillazioni dall'azione del vento o della folla.

Secondo il D.M. 14/01/2008 la resistenza a fatica per le strutture soggette a carichi ciclici è verificata quando l'escursione di tensione $\Delta\sigma$ (effettiva o equivalente allo spettro di tensione) prodotta dalle azioni cicliche di progetto che inducono fenomeni di fatica con coefficienti parziali $\gamma_f = 1$, risulta minore o uguale alla resistenza a fatica per la relativa categoria dei dettagli costruttivi, come desumibile dalle curve $S-N$ di resistenza a fatica, per il numero totale di cicli di sollecitazione N applicati durante la vita di progetto richiesta, ridotta del coefficiente parziale γ_{Mf} definito nella tabella 3.28.

Due sono i criteri di valutazione della resistenza a fatica, che normalmente si applicano rispettivamente alle strutture poco sensibili (*damage tolerant*) alla rottura per fatica e alle strutture sensibili (*safe life*) alla rottura per fatica.

Il primo è il cosiddetto *criterio del danneggiamento accettabile*, relativo alle strutture poco sensibili alla rottura per fatica, per il quale si devono adottare:

- dettagli costruttivi, materiali e livelli di tensione tali che le eventuali lesioni presentino bassa velocità di propagazione e significativa lunghezza critica;
- disposizioni costruttive che permettano la redistribuzione degli sforzi;
- dettagli idonei ad arrestare la propagazione delle lesioni;
- dettagli facilmente ispezionabili;
- prestabilite procedure di ispezione e di manutenzione atte a rilevare e correggere le eventuali lesioni.

Il secondo è il cosiddetto *criterio della vita utile a fatica*, relativo alle strutture sensibili alla rottura per fatica, per il quale si devono adottare dettagli costruttivi e livelli di sforzo tali da garantire, per la vita a fatica prevista della costruzione, gli stessi livelli di sicurezza adottati per le altre verifiche agli stati limite ultimi, indipendentemente da procedure di ispezione e manutenzione durante la vita di esercizio.

Si può fare riferimento alle norme UNI EN 1993-1-9 per le indicazioni riguardanti le modalità di realizzazione dei dettagli costruttivi e la loro classificazione, con le rispettive curve $S-N$, riferite ai valori nominali delle tensioni.

Tabella 3.28. Coefficienti di sicurezza γ_{Mf} da assumere nelle verifiche a fatica

Criteri di valutazione	Conseguenze della rottura	
	Moderate	Significative
Danneggiamento accettabile (strutture poco sensibili)	$\gamma_{Mf} = 1.00$	$\gamma_{Mf} = 1.15$
Vita utile a fatica (strutture sensibili)	$\gamma_{Mf} = 1.15$	$\gamma_{Mf} = 1.35$

3.8. LE IMPERFEZIONI

Nelle strutture in acciaio possono assumere notevole importanza gli effetti delle imperfezioni meccaniche (tensioni residue) e geometriche, quali la mancanza di verticalità delle colonne dei telai, la curvatura e le eccentricità accidentali.

A tal fine, l'EC3 contiene specifiche indicazioni di calcolo. Le imperfezioni dei telai vengono rappresentate assumendo una configurazione iniziale sbandata di un angolo ϕ (figura 3.19) definito dalla relazione seguente:

$$\phi = \frac{1}{200} R_c R_s \quad (3.56)$$

dove

$$R_c = (0.5 + 1/n_c)^{1/2} \leq 1$$

$$R_s = (0.2 + 1/n_s)^{1/2} \leq 1$$

dove n_c è il numero di colonne per piano ed n_s è il numero dei piani.

Nel computo di n_c dovranno essere incluse solo le colonne soggette ad un carico verticale pari ad almeno il 50 % del carico medio del piano e che si estendono per tutti gli n_s piani.

La suddetta imperfezione può essere sostituita da un sistema di forze orizzontali pari a $\phi \Sigma N$.

Con riferimento ai telai si sottolinea che l'EC3 adotta una classificazione diversa da quella canonica in nodi fissi e nodi spostabili.

Infatti, secondo l'EC3, un telaio multipiano a maglie regolari (numero di nodi spostabili uguali al numero dei piani) può essere considerato a nodi fissi se la sua risposta alle forze orizzontali è sufficientemente rigida da poter trascurare gli effetti del II ordine.

Pertanto, la definizione di nodi fissi è anche legata alla condizione di carico.

In particolare i telai possono considerarsi a nodi fissi se, per effetto delle azioni di progetto, comprensive delle imperfezioni, la distribuzione di piano δ/h rispetta la limitazione:

$$\frac{\delta}{h} \leq 0.1 \frac{\Sigma h}{\Sigma N} \quad (3.57)$$

ovvero, se gli effetti del II ordine (momenti delle forze verticali ΣN indotti dagli spostamenti orizzontali) non superano il 10% di quelli calcolati con l'analisi del I ordine. Per i telai a nodi spostabili deve essere valutata correttamente la rigidezza dei nodi trave-colonna e devono essere tenuti in conto gli effetti del II ordine.

Nella figura 3.20 sono riportate alcune imperfezioni tollerabili secondo l'EC3.

Secondo il D.M. 2008 gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura e una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti. L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano (taglio di piano) H_{Ed} , considerato per effetto dei carichi orizzontali, risulta maggiore o uguale al carico verticale Q_{Ed} complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (sforzi assiali nelle colonne) moltiplicato per il fattore riduttivo 0.15.

Nel caso di telai non sensibili agli effetti del secondo ordine, nell'effettuazione dell'analisi globale per il calcolo delle sollecitazioni da introdurre nelle verifiche di stabilità degli elementi strutturali, la curvatura iniziale degli elementi strutturali può essere trascurata.

Nell'analisi dei sistemi di controvento che devono garantire la stabilità laterale di travi inflesse o elementi compressi, gli effetti delle imperfezioni globali devono essere riprodotti introducendo, sotto forma di errore di rettilineità iniziale, un'imperfezione geometrica equivalente dell'elemento da vincolare.

Nella verifica di singoli elementi strutturali, quando non occorra tenere conto degli effetti del secondo ordine, gli effetti delle imperfezioni locali sono da considerarsi inclusi implicitamente nelle formule di verifica di stabilità.

$$\phi = R_c R_s / 200$$

$$R_c = [0.5 + 1 / n. \text{ colonne}]^{1/2} \leq 1$$

$$R_s = [0.2 + 1 / n. \text{ piani}]^{1-2} \leq 1$$

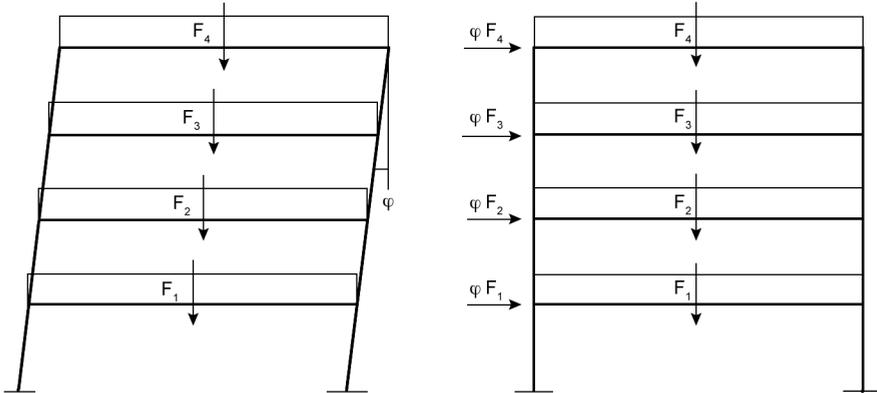


Figura 3.19
Configurazione sbandata rappresentativa delle imperfezioni dei telai e forze orizzontali equivalenti (Ec3)

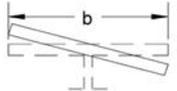
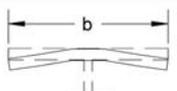
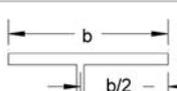
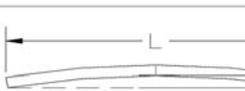
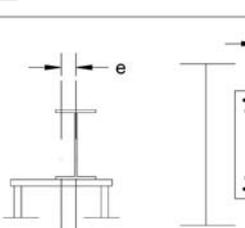
	Difetto di ortogonalità	$\Delta \leq b/100$ $\Delta \leq 5 \text{ mm}$
	Difetto di planarità	$\Delta \leq b/150$ $\Delta \leq 3 \text{ mm}$
	Difetto di eccentricità dell'anima	$\Delta \leq 5 \text{ mm}$
	Difetto di rettilineità	$\Delta \leq L/1000$ $\Delta \geq 3 \text{ mm}$
	Difetto di orizzontalità	$\Delta h \leq 5 \text{ mm}$
	Difetto di eccentricità nei collegamenti trave-colonna	$e \leq 5 \text{ mm}$

Figura 3.20
Imperfezioni consentite nelle travi (Ec3)

3.9. STATO LIMITE DI VIBRAZIONI

Il D.M. 2008 include tra gli stati limite di servizio anche quello di vibrazioni, adottando la combinazione frequente dei carichi variabili, corrispondente al coefficiente di combinazione Ψ_1 . La frequenza naturale più bassa non deve essere inferiore a 3 Hz, ma, in presenza di eccitazioni cicliche, tale valore non deve essere inferiore a 5 Hz. Come è noto, la frequenza f è espressa dalla relazione seguente:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (3.58)$$

dove

K = rigidezza

M = massa del sistema.

La determinazione di f nei casi in cui sia nota la freccia δ può essere ottenuta se si esprime la rigidezza con la seguente espressione approssimata:

$$K = \frac{Mg}{3/4\delta} \quad (3.59)$$

in cui M è espressa in kg, g è l'accelerazione di gravità in m/s^2 e $3/4\delta$ è la freccia media in mm.

La frequenza naturale approssimata in Hz è, dunque:

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4g}{3\delta}} = \frac{18}{\sqrt{\delta}} \quad (3.60)$$

Per le travi ad una campata di luce l la frequenza vale:

$$f = \frac{r}{\pi} \sqrt{\frac{3EI}{s\mu l^4}} \quad (3.61)$$

dove

μ = massa distribuita in kg/m

EI = rigidezza flessionale in Nm^2

r ed s = coefficienti dipendenti dal tipo di vincolo.

Per travi appoggiate agli estremi si ha $r = 2$ e $s = 0.49$; per travi incastrate agli estremi, invece, risulta $r = 4$ e $s = 0.37$.

Per piastre rettangolari aventi dimensioni dei lati a (lato maggiore) e b (lato minore), spessore uniforme t , massa uniformemente ripartita m , la frequenza è data dalla seguente espressione:

$$f = \frac{\alpha}{a^2} \sqrt{\frac{Et^3}{12m(1-\nu^2)}} \quad (3.62)$$

valida per t espresso in m, E in N/m² e m in kg/m².

Il coefficiente α dipende dalle condizioni di vincolo. Se la piastra è semplicemente appoggiata al contorno si pone:

$$\alpha = 1.57 \left[1 + \left(\frac{a}{b} \right)^2 \right] \quad (3.63)$$

Se la piastra è incastrata sui 4 lati, invece, si ha:

$$\alpha = 1.57 \sqrt{5.14 + 3.13 \left(\frac{a}{b} \right)^2 + 5.14 \left(\frac{a}{b} \right)^4} \quad (3.64)$$

Negli impalcati aventi struttura ortotropa, quali quelli composti da travi in acciaio orientate in direzione longitudinale e piastra di acciaio o di calcestruzzo ordita nella direzione trasversale, la prima frequenza naturale nel caso di travi semplicemente appoggiate sulla luce l può essere determinata con l'espressione seguente:

$$f = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{E_y I_y}{m l^4}} \cdot \sqrt{1 + \left[2 \left(\frac{b}{l} \right)^2 + \left(\frac{b}{l} \right)^4 \right] \frac{E_x I_x}{E_y I_y}} \quad (3.65)$$

dove

m = massa del solaio in kg/m²

l = lunghezza in direzione x in metri

b = interasse tra le travi in metri

E_x ed E_y = moduli elastici in N/m²

I_x e I_y = momenti di inerzia rispetto agli assi x e y in m⁴.

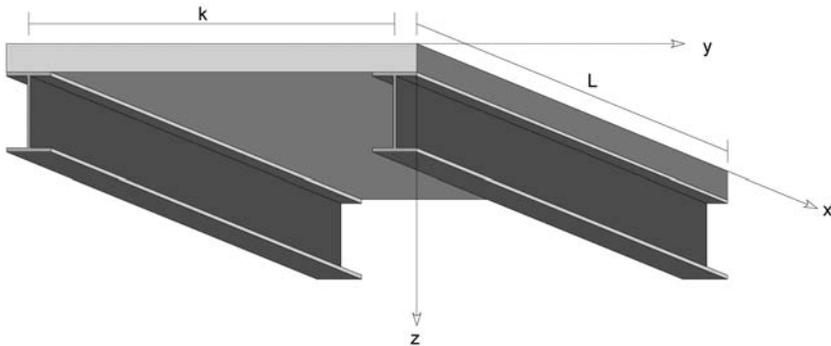


Figura 3.21
Impalcato
con struttura
ortotropa

Nel caso in cui la piastra non sia collegata alle travi da dispositivi di connessione, la frequenza delle travi e quella della piastra si calcolano separatamente.

A titolo di esempio, si prende in esame una passerella pedonale avente luce teorica l di 15 m e larghezza b di 4 m, formata da una piastra in calcestruzzo (C25/30) spessa 140 mm sostenuta da due travi IPE 600.

Si calcola dapprima la frequenza supponendo la soletta appoggiata alle travi in assenza di connettori; successivamente, si ipotizza la piastra collegata alle travi tramite opportuni elementi di connessione eseguendo, quindi, la verifica come impalcato ortotropo.

Per la singola trave la (3.61) (con $r = 2$, $s = 0.49$, $E = 2.06 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$, $I = 9.208 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, $\mu = 1862 \text{ kg/m}$) fornisce una frequenza di 2.23 Hz, e la verifica non risulta superata.

Se sono presenti adeguati sistemi di connessione tra le travi e la piastra, applicando la (3.65) (con $E_a = 2.06 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$, $E_c = 3.148 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2$, $I_x = 3.43 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$, $I_y = 9.208 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$, $m = 931 \text{ kg/m}^2$), la frequenza è di 3.25 Hz e la verifica allo stato limite di vibrazione risulta superata.