

PROGETTAZIONE DI GIUNZIONI E STRUTTURE TUBOLARI IN ACCIAIO

secondo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per le Costruzioni

Oreste S. Bursi – Raffaele Pucinotti – Gabriele Zanon



In allegato CD contenente:
sagomario dei profili
e tavole progettuali

Fondazione
Promozione Acciaio

Scheda sul sito >

DF DARIO
FLACCOVIO
EDITORE



Collana Acciaio

serie Monografie

7

**PROGETTAZIONE DI GIUNZIONI
E STRUTTURE TUBOLARI
IN ACCIAIO**
secondo gli Eurocodici
e le Norme Tecniche per le Costruzioni
Oreste S. Bursi, Raffaele Pucinotti, Gabriele Zanon

Oreste S. Bursi, Raffaele Pucinotti, Gabriele Zanon
PROGETTAZIONE DI GIUNZIONI E STRUTTURE TUBOLARI IN ACCIAIO
SECONDO GLI EUROCODICI E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

ISBN 978-88-579-0158-9

© 2012 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686
www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: settembre 2012

Bursi, Oreste S.

Progettazione di giunzioni e strutture tubolari in acciaio secondo gli Eurocodici e le
Norme Tecniche per le Costruzioni / Oreste S. Bursi, Raffaele Pucinotti, Gabriele Zanon. -
Palermo : D. Flaccovio, 2012.

ISBN 978-88-579-0158-9

1. Strutture in acciaio. I. Pucinotti, Raffaele. II. Zanon, Gabriele.
624.1821 CDD-22 SBN PAL0246529

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, settembre 2012

Una pubblicazione di:



Fondazione Promozione Acciaio
Via Vivaio, 11
20122 Milano – Italia
Tel. 02.86313020
info@promozioneacciaio.it
www.promozioneacciaio.it

In copertina

Foto principale: Ospedale dell'Angelo, Mestre (VE)

Committente concedente: Azienda U.L.L.S. 12 Veneziana

Progetto Architettonico: ATI: Astaldi S.p.A., Gemmo S.p.A., Ing. E. Mantovani S.p.A., Mattioli S.p.A.,
Cofathec Progetti S.p.A., APS Sinergia, Studo Altieri Sp.A., Emilio Ambasz

Foto secondarie – dall'alto al basso

© Fima Cosma Silos Srl

© Stahlbau Pichler Srl

© Ocam Srl



INDICE GENERALE

<i>Prefazione a cura di Fondazione Promozione Acciaio</i>	»	XI
<i>Premessa</i>	»	XII
<i>Simbologia</i>	»	XVII

1. Impieghi e vantaggi degli elementi e delle giunzioni tubolari

1.1. Introduzione.....	»	1
1.2. L'Ospedale dell'Angelo di Mestre.....	»	1
1.3. Il Venusio Shopping Center	»	5
1.4. Il ponte ciclopedonale sull'autostrada A13 a Dozza.....	»	8
1.5. Bibliografia	»	13

2. Acciaio strutturale

2.1. Introduzione.....	»	15
2.2. Proprietà meccaniche degli acciai	»	15
2.2.1. La relazione tensione-deformazione	»	15
2.2.2. Effetto della velocità di deformazione	»	18
2.2.3. La fatica oligociclica e la fatica ad alto numero di cicli.....	»	20
2.2.4. La modellazione del materiale	»	22
2.3. Effetti della produzione di tubi strutturali.....	»	23
2.3.1. Tensioni residue e variazioni della tensione di snervamento	»	24
2.4. La normativa per gli acciai strutturali.....	»	26
2.4.1. Classificazione e denominazione.....	»	26
2.4.2. La marcatura CE	»	28
2.4.3. Acciai ad alta resistenza	»	28
2.5. Bibliografia	»	29

3. Analisi e progetto di strutture tubolari

3.1. Introduzione.....	»	33
3.2. Progettazione basata sulle moderne normative.....	»	34
3.3. Proprietà strutturali di membrature e giunti con sezioni cave	»	39
3.4. Metodi di analisi globale	»	44
3.5. Struttura intelaiata in acciaio: applicazione.....	»	47
3.5.1. Valutazione delle caratteristiche di rigidezza e resistenza di un giunto trave-colonna.....	»	52
3.5.1.1. Componenti attive nel caso di momento flettente positivo	»	53
3.5.2. Analisi statica non lineare o pushover.....	»	58
3.5.3. Analisi dinamica non lineare o IDA	»	65
3.6. Bibliografia	»	68

4. Verifiche di resistenza di elementi tubolari in acciaio

4.1. Introduzione.....	»	71
4.2. Classificazione delle sezioni.....	»	71
4.3. Resistenze di progetto.....	»	74
4.4. Elementi tesi.....	»	75
4.5. Elementi compressi.....	»	76
4.6. Elementi soggetti a torsione.....	»	84
4.7. Elementi soggetti a taglio.....	»	86
4.8. Elementi inflessi.....	»	87
4.9. Elementi presso-tenso-inflessi.....	»	90
4.10. Metodo generale di verifica per instabilità.....	»	94
4.11. Esempi applicativi.....	»	94
4.11.1. Esempio n. 1: travatura reticolare di una copertura.....	»	96
4.11.2. Esempio n. 2: ponte ciclopedonale con travi reticolari tubolari.....	»	100
4.11.3. Esempio n. 3: membratura composta calastrellata.....	»	108
4.12. Bibliografia.....	»	114

5. Unioni e giunti saldati

5.1. Introduzione.....	»	117
5.2. Unioni saldate.....	»	118
5.3. Collegamenti e giunti saldati.....	»	124
5.3.1. Procedure di verifica di giunti saldati.....	»	126
5.3.1.1. Modalità di collasso.....	»	127
5.3.1.2. Verifiche.....	»	131
5.3.1.2.1. Giunti tra elementi con sezione circolare.....	»	132
5.3.1.2.2. Giunti tra elementi con corrente di sezione rettangolare e diagonali con sezioni circolare o rettangolare.....	»	137
5.3.1.2.3. Giunti tra elementi con corrente di sezione ad I o ad H e diagonali con sezioni circolare o rettangolare.....	»	146
5.3.1.2.4. Giunti tra elementi con corrente di sezione a C o a U e diagonali con sezione circolare o rettangolare.....	»	150
5.3.2. Altre tipologie di giunti saldati.....	»	153
5.3.2.1. Giunti formati da elementi tubolari con piastre di estremità.....	»	154
5.3.2.2. Giunti formati da elementi tubolari con piastre di estremità a T.....	»	155
5.3.2.3. Giunti formati da elementi appiattiti alle estremità.....	»	156
5.3.2.4. Giunti di strutture reticolari con corrente doppio.....	»	157
5.3.3. Esempi applicativi.....	»	158
5.3.3.1. Giunti saldati tra elementi con sezione circolare cava.....	»	158
5.3.3.2. Giunti saldati tra elementi con sezione rettangolare cava.....	»	163
5.3.3.3. Giunti saldati tra elementi con sezione circolare cava e sezione aperta.....	»	166
5.4. Bibliografia.....	»	168

6. Unioni e giunti bullonati

6.1. Introduzione.....	» 171
6.2. Unioni bullonate.....	» 171
6.3. Giunti bullonati.....	» 176
6.3.1. Procedure di verifica di giunti bullonati.....	» 176
6.3.1.1. Giunti flangiati tra elementi tubolari a sezione circolare cava.....	» 177
6.3.1.2. Giunti flangiati tra elementi tubolari a sezione rettangolare cava.....	» 183
6.3.2. Esempi applicativi.....	» 185
6.3.2.1. Verifica di un giunto bullonato tra elementi con sezione circolare cava.....	» 185
6.3.2.2. Verifica di un giunto bullonato tra elementi con sezione rettangolare cava.....	» 188
6.3.2.3. Verifica di un giunto bullonato tra elementi con sezione circolare cava e sezione aperta.....	» 190
6.4. Bibliografia.....	» 191

7. Unioni e giunti soggetti a fatica

7.1. Introduzione.....	» 193
7.2. Aspetti generali e normativi.....	» 193
7.3. Verifiche a fatica.....	» 201
7.3.1. Escursioni ad ampiezza costante.....	» 204
7.3.1.1. Verifica a vita limitata.....	» 205
7.3.1.2. Verifica a vita illimitata.....	» 205
7.3.2. Escursioni ad ampiezza variabile.....	» 205
7.3.2.1. Verifica a vita limitata.....	» 206
7.3.2.2. Verifica a vita illimitata.....	» 207
7.3.2.3. Verifica a danneggiamento.....	» 207
7.3.3. Verifica per effetto di escursioni di tensioni combinate.....	» 209
7.4. Esempi applicativi.....	» 209
7.4.1. Esempio 1: verifica a fatica di una giunzione flangiata di una turbina eolica.....	» 209
7.4.2. Esempio 2: verifica a fatica di una passerella pedonale nei confronti dell'azione eolica e dell'azione pedonale.....	» 217
7.4.2.1. Verifica con riferimento all'azione eolica.....	» 218
7.4.2.2. Verifica con riferimento all'azione pedonale.....	» 223
7.5. Bibliografia.....	» 229

8. Analisi e verifica di strutture tubolari composte acciaio-calcestruzzo a nodi mobili

8.1. Introduzione.....	» 231
8.2. Il Millennium Center.....	» 231
8.3. Progetto e verifica di una struttura a telaio composta acciaio-calcestruzzo a nodi mobili.....	» 235
8.3.1. Descrizione generale della struttura.....	» 235
8.3.2. Azioni e combinazione delle azioni.....	» 236

X

8.3.3.	Analisi sismica	» 238
8.3.4.	Verifiche statiche	» 241
8.3.4.1.	Trave secondaria HEB 200 di grado S275.....	» 241
8.3.4.2.	Trave principale HEB 280 con soletta collaborante	» 241
8.3.4.3.	Trave principale HEB 650 con soletta collaborante	» 242
8.3.4.4.	Colonna composta B2 di grado S590	» 243
8.3.4.5.	Colonna composta C2.....	» 246
8.3.5.	Verifiche sismiche.....	» 249
8.3.5.1.	Verifica della struttura per lo stato limite di danno.....	» 251
8.3.5.2.	Effetti del secondo ordine.....	» 252
8.3.5.3.	Trave principale HEB 280 composta.....	» 252
8.3.5.4.	Colonne.....	» 253
8.3.5.5.	Colonna composta B2 di grado S590	» 254
8.3.5.6.	Colonna composta C2 di grado S590	» 256
8.3.6.	Valutazione delle caratteristiche di rigidezza e resistenza di un giunto trave-colonna composto	» 258
8.3.6.1.	Componenti attive nel caso di momento flettente positivo	» 259
8.3.6.2.	Componenti attive nel caso di momento flettente negativo	» 263
8.4.	Analisi statica non lineare e analisi dinamica non lineare di una struttura composta acciaio-calcestruzzo.....	» 265
8.5.	Bibliografia	» 269

PREFAZIONE

A CURA DI FONDAZIONE PROMOZIONE ACCIAIO

Il volume *Progettazione di giunzioni e strutture tubolari in acciaio secondo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per le Costruzioni* è parte di una collana di manuali dedicata alla progettazione e costruzione in acciaio, realizzata da Fondazione Promozione Acciaio a partire dall'anno 2008.

Attraverso la redazione di questi manuali la Fondazione intende fornire al professionista dei supporti tecnici utili e soprattutto pratici per l'approccio e l'approfondimento della progettazione in acciaio.

Il nostro auspicio è che la collana "Acciaio" possa contribuire a una maggiore conoscenza delle opere in acciaio, capaci di distinguersi per gli elevati standard qualitativi offerti e altri importanti vantaggi quali la sostenibilità ambientale, la rispondenza ai requisiti di antisismicità, la funzionalità, le potenzialità architettoniche, la rapidità costruttiva e la semplicità di messa in opera.

La conoscenza dei prodotti in acciaio da parte degli utilizzatori ha un'indiscussa importanza nel processo decisionale sui materiali costruttivi da impiegare. In Italia abbiamo delle quote di mercato delle costruzioni metalliche molto inferiori alla media europea, principalmente proprio per la limitata conoscenza dell'acciaio da parte degli utilizzatori. È questo un chiaro segnale delle potenzialità di sviluppo che vengono offerte all'acciaio dal segmento utilizzatore dell'edilizia.

Questi presupposti sono alla base della missione della Fondazione di promuovere costantemente la cultura dell'acciaio presso il proprio target di riferimento, costituito da professionisti e studi di progettazione, imprese di costruzione, committenti pubblici e privati. Senza dimenticare di rivolgere uno sguardo al futuro, dedicando molta attenzione all'insegnamento nelle scuole e nelle università.

Sono già state pubblicate, all'interno della collana "Acciaio", le monografie tecniche: *Acciai strutturali, prodotti e sistemi di unione, Analisi di una soluzione monopiano con il metodo plastico, Edifici monopiano in acciaio ad uso industriale, Progettazione di strutture in acciaio secondo le NTC e gli Eurocodici – basi concettuali ed esempi di calcolo, Progettazione di strutture composte acciaio-calcestruzzo secondo gli Eurocodici e le Norme Tecniche per le Costruzioni e Collegamenti in acciaio in edifici monopiano e multipiano – Eurocodice 3.*

Il presente volume, settimo della collana, è dedicato interamente alla progettazione strutturale con l'utilizzo di profili cavi a sezione circolare, rettangolare e

quadrata secondo le più recenti normative tecniche di settore, attraverso approfondimenti teorici ed esempi pratici riferiti a casi studio reali.

A corredo del presente testo sono presenti inoltre tavole progettuali e un sagomario dei profili tubolari.

Fondazione Promozione Acciaio è sostenuta dai maggiori produttori d'acciaio italiani ed europei e da altri importanti rappresentanti della filiera tra cui trasformatori, centri di servizio, costruttori metallici, associazioni di categoria, nonché progettisti, uniti dallo scopo di promuovere l'impiego dell'acciaio nelle costruzioni e nelle infrastrutture.

Il progetto della Fondazione è quello di mettere al servizio degli operatori del settore delle costruzioni italiano gli investimenti dei propri Soci, sviluppando un'azione costante di comunicazione e informazione a supporto dei professionisti, degli studenti universitari e dei committenti pubblici e privati, sulle possibilità e i vantaggi offerti dalle soluzioni in acciaio.

Fondazione Promozione Acciaio è attiva, oltre che nel presente progetto editoriale, nel settore delle costruzioni e infrastrutture in acciaio attraverso quattro commissioni tecniche: *Commissione Sismica per le Costruzioni in Acciaio*, *Commissione per la Sicurezza delle Costruzioni in Acciaio in caso d'Incendio* e *Commissione per le Costruzioni in Acciaio Ecosostenibili*, che toccano temi prioritari per le costruzioni metalliche: l'efficienza dell'acciaio in zona sismica, la sicurezza di fronte all'incendio e l'eco-compatibilità del materiale; a queste si aggiunge il *Gruppo di lavoro "Normative"*, creato alla luce delle nuove responsabilità introdotte dalla normativa di settore.

Le commissioni hanno un ruolo di primo piano nell'insegnamento e nella promozione delle soluzioni costruttive in acciaio, curando la realizzazione dei manuali tecnici e l'organizzazione di qualificati corsi di formazione oltre al costante aggiornamento del portale **www.promozioneacciaio.it**.

I ringraziamenti da parte di Fondazione Promozione Acciaio per questo volume vanno agli autori: prof. Oreste Bursi dell'Università degli Studi di Trento, prof. Raffaele Pucinotti dell'Università Mediterranea di Reggio Calabria, dott. ing. Gabriele Zanon dell'Università degli Studi di Trento.

Si ringraziano inoltre gli studi di progettazione che hanno fornito materiale relativo agli esempi pratici riportati all'interno del volume e le aziende che hanno fornito documentazione e contributi che hanno permesso di realizzare la presente monografia.

Simona Maura Martelli
Direttore Generale
Fondazione Promozione Acciaio
www.promozioneacciaio.it

PREMESSA

Sono molti gli esempi di strutture realizzate con profili tubolari con sezioni cave che si sono dimostrate economicamente più convenienti rispetto a quelle eseguite impiegando sezioni aperte.

I profili cavi fabbricati a caldo o a freddo sono conosciuti tramite una varietà di acronimi spesso confusi. In Italia si usa il vecchio termine tubolare o tubo strutturale, mentre nel modo anglosassone i profili cavi sono denominati sezioni cave strutturali (*Structural Hollow Sections*, SHS), con due sottoclassificazioni note come sezioni cave rettangolari (*Rectangular Hollow Sections*, RHS) e sezioni cave circolari (*Circular Hollow Sections*, CHS). A dispetto della terminologia, il prodotto, che è uno dei più recenti nella famiglia delle sezioni in acciaio strutturale, ne è anche divenuto uno dei più popolari grazie al suo esteso impiego soprattutto da parte degli architetti che ne hanno apprezzato l'estetica e la versatilità.

Sono molti gli esempi delle eccellenti proprietà degli elementi strutturali costituiti da sezioni cave di forma circolare ai fini della resistenza alle sollecitazioni di compressione, trazione, flessione e torsione.

La sezione circolare cava ha inoltre dimostrato di essere la forma ottimale per gli elementi soggetti alle azioni eoliche, atmosferiche e marine grazie al basso coefficiente di *drag*. Per tali motivi gli elementi con CHS sono stati quasi esclusivamente impiegati nelle strutture *offshore*. Al contrario gli elementi con RHS, caratterizzati da una geometria più semplice, sono stati più frequentemente impiegati nelle strutture *onshore* in modo che i giunti tra gli elementi potessero consentire una progettazione più economica rispetto a quelli con elementi caratterizzati da CHS.

Le strutture costituite da elementi con CHS presentano una superficie esposta più piccola se confrontate con le strutture costituite da sezioni aperte che, in combinazione con l'assenza di spigoli vivi, comportano anche una migliore prestazione nei confronti della protezione dalla corrosione e dal fuoco.

Queste eccellenti proprietà conducono a progettazioni strutturali ottimali contraddistinte da un più piccolo numero di giunti meno complicati, tipicamente saldati, nei quali i fazzoletti ovvero i piatti di irrigidimento possono essere spesso eliminati.

Atteso che la resistenza dei giunti risulta spesso influenzata dalle proprietà geometriche delle membrature, una progettazione ottimale può essere ottenuta sol-

tanto se il progettista comprende a pieno il comportamento del giunto e dei collegamenti e ne tiene conto durante la concezione strutturale.

Sebbene al momento il costo unitario del materiale delle sezioni chiuse sia maggiore rispetto a quello delle sezioni aperte, ciò viene generalmente compensato da un costo inferiore della costruzione nella sua globalità; ciò deriva da una più piccola area di verniciatura sia ai fini della protezione dalla corrosione che dalla protezione nei confronti del carico d'incendio.

Il testo, che si propone come guida aggiornata all'interpretazione e all'impiego delle più recenti normative nazionali ed europee per il progetto e la verifica di elementi e giunti di strutture tubolari in acciaio, si compone di 8 capitoli.

Nel capitolo 1 sono presentate alcune strutture realizzate in Italia impiegando profili cavi. Oltre alla presentazione delle singole opere, sono evidenziati la concezione progettuale, i vantaggi dell'utilizzo di elementi tubolari e le problematiche inerenti alle fasi di assemblaggio e varo. Il capitolo 2 si concentra sull'acciaio strutturale e sui prodotti. In particolare, sono trattati le proprietà meccaniche degli acciai tenendo anche conto di quelli ad alta resistenza, gli effetti della produzione dei tubi strutturali e i principali aspetti normativi. L'analisi e il progetto delle strutture tubolari, con i relativi riferimenti normativi, sono invece affrontati nel capitolo 3. In esso sono sintetizzati i metodi di analisi elastica e plastica nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze (*Capacity Design*), e sono applicate sia l'analisi statica non lineare o *pushover* che l'analisi dinamica non lineare. In particolare, tali analisi sono applicate alla valutazione dello spostamento obiettivo, del fattore di struttura e dei coefficienti di sovrarresistenza di edifici in acciaio e acciaio ad alta resistenza ad uso commerciale.

Il capitolo 4 riporta la classificazione delle sezioni e le verifiche degli elementi strutturali cavi sia di forma circolare che rettangolare. Ancora, esso contiene esempi applicativi relativi alle verifiche di resistenza e di stabilità degli elementi di una travatura reticolare a sostegno di una copertura e di quelli di un ponte pedonale con impalcato a travatura reticolare tubolare. È inoltre verificata una membratura composta in acciaio.

I capitoli 5 e 6 presentano le procedure di verifica di giunti rispettivamente saldati e bullonati, soggetti sia ad azioni statiche che dinamiche. Forniscono inoltre aspetti pratici di progettazione tramite esempi esplicativi di verifiche di giunti tra profili cavi circolari e rettangolari e tra profili cavi e sezioni aperte. Il capitolo 7 presenta le procedure di verifica di giunzioni soggette a fatica ad alto numero di cicli. Anche in questo caso i due esempi contenuti nel testo – il primo relativo alla verifica di una struttura di supporto di una turbina eolica e il secondo legato alla verifica di una passerella pedonale nei confronti dell'azione eolica e dei pedoni – hanno l'obiettivo di rendere agevole la comprensione delle verifiche da effettuare nel caso di fatica ad alto numero di cicli.

Per ultimo, il capitolo 8 riporta la progettazione, l'analisi statica e dinamica non

lineare di una struttura composta acciaio-calcestruzzo ad alta resistenza a nodi mobili e presenta infine un'applicazione relativa alla verifica di un giunto trave-colonna composto acciaio-calcestruzzo tramite il metodo per componenti.

Gli Autori ringraziano la Fondazione Promozione Acciaio che ha stimolato la stesura di questo volume e ha fornito il prezioso materiale relativo alle realizzazioni presentate nei capitoli 1 e 8. Si ringrazia anche l'Unione Europea e i partner per alcuni risultati sperimentali ottenuti nei progetti HITUBES-RFSR-CT-2008-00035 e ATTEL-RFSR-CT-2008-00037. Un ringraziamento anche alle industrie Tenaris Dalmine e Stahlbau Pichler che hanno fornito supporto tecnico ai progetti di ricerca europei, dai quali sono stati tratti alcuni esempi applicativi. Un particolare ringraziamento agli ingg. Natale Alati, Alessio Bonelli, Filippo Briani, Thomas Dusatti, Fabio Ferrario e Adriano Fruet, che hanno contribuito, a diverso titolo, ad alcune parti del volume. Un grazie va anche al personale tecnico dell'Università degli Studi di Trento per il supporto sperimentale e, in particolare, a Enrico Ceolan per gli elaborati grafici. Un grazie sincero alle famiglie per la loro pazienza, cura, supporto e amore durante il corso di questo progetto.

Dr. ing. Oreste S. Bursi, PhD
Prof. di Ingegneria Sismica e Progettazione Strutturale
Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale
Università degli Studi di Trento, Trento, Italia

Dr. ing. Raffaele Pucinotti, PhD
Prof. di Tecnica delle Costruzioni
Dipartimento Patrimonio Architettonico ed Urbanistico
Università Mediterranea di Reggio Calabria, Reggio Calabria, Italia

Dr. ing. Gabriele Zanon
Dottorando presso il Dipartimento di Ingegneria Meccanica e Strutturale
Università degli Studi di Trento, Trento, Italia

1. IMPIEGHI E VANTAGGI DEGLI ELEMENTI E DELLE GIUNZIONI TUBOLARI

1.1. Introduzione

L'utilizzo dei profili cavi nel mondo delle costruzioni è molto vasto grazie sia all'ampio numero di soluzioni strutturali e tecnologiche possibili sia alla notevole ricchezza formale ed espressività architettonica. Tra gli impieghi dei prodotti cavi sono senz'altro da menzionare le realizzazioni di strutture reticolari destinate a coprire ampi spazi di aree ricettive e sportive.

Nel presente capitolo sono illustrati alcuni progetti di strutture tubolari realizzate in Italia sottolineando gli aspetti positivi e anche le problematiche affrontate in fase di montaggio e di messa in opera delle varie componenti strutturali. Solo a titolo di esempio delle ampie possibilità di impiego dei profili cavi, si descrivono e commentano le seguenti realizzazioni:

1. L'Ospedale dell'Angelo di Mestre (VE) come connubio tra funzionalità e architettura;
2. il Venusio Shopping Center di Borgo Venusio (MT) come sintesi tra struttura e architettura;
3. il ponte ciclopedonale sulla autostrada A13 a Dozza (BO) come connubio tra ingegneria e architettura.

Un ulteriore esempio di struttura tubolare composta acciaio-calcestruzzo, il Millennium Center di Rovereto (TN), è presentato invece nel capitolo 8.

1.2. L'Ospedale dell'Angelo di Mestre

Inserito all'interno del parco situato nella zona nord occidentale di Mestre, il nuovo ospedale è uno degli esempi di connubio tra funzionalità e architettura. L'ospedale fa parte di un più ampio complesso strutturale, che rappresenta un polo di attrazione per il bacino veneziano, il quale comprende anche una struttura esterna ad anfiteatro e un padiglione che accoglie i laboratori di ricerca per una superficie totale di circa 85000 m², 680 posti letto di degenza ospedaliera, oltre 25 posti per dializzati e 20 culle (figura 1.1).

L'intento del progettista arch. A. Altieri, coadiuvato dalla consulenza artistica



Figura 1.1. Ospedale dell'Angelo: struttura in vetro e acciaio (© Ocam S.r.l.)

dell'arch. E. Ambasz, è stato quello di realizzare una struttura che valorizzasse il territorio nel rispetto delle infrastrutture esistenti, minimizzando l'impatto visivo dell'opera.

L'ospedale si compone principalmente di due elementi: la *Piastra tecnologica* rinverditata, costituita da due livelli fuori terra e uno interrato, e l'edificio delle degenze di sei piani. L'elemento che mette in relazione le parti è una grande vetrata a tutt'altezza che si sviluppa sull'intera lunghezza dell'edificio dando vita a un ampio e luminoso atrio, che accoglie i servizi e gli spazi di relazione, il quale ha il ruolo di migliorare il comfort ambientale riducendo gli effetti acustici prodotti dalla vicina linea ferroviaria. La facciata nord risulta caratterizzata da una serie di gradoni adibiti a giardini pensili con una vegetazione bassa, e quella sud da una struttura a vetro e acciaio che si affaccia su un giardino interno come mostrato nella figura 1.2. La struttura che sostiene gli 8000 m² di superficie vetrata, denominata *vela*, è in acciaio del tipo S355 J2H ed è stata realizzata impiegando tubi a sezione ellittica per gli elementi principali verticali e sezioni tubolari a sezione circolare per quelli secondari. Completano la struttura principale puntoni di copertura leggermente inclinati, di 5 m di lunghezza, incernierati alle colonne e ancorati alla struttura in c.a. – Si veda a tal proposito la figura 1.3.

La scelta della sezione ellittica è scaturita dalla necessità di conferire adeguata



Figura 1.2. Vista interna della struttura in vetro e acciaio (© Fondazione Promozione Acciaio)



Figura 1.3. Fasi di montaggio: a) impiego contemporaneo di due gru (© Ocam S.r.l.); b) sollevamento di un elemento principale (© TenarisDalmine)

resistenza e rigidezza alle colonne, oltre che a conseguire un miglior risultato estetico finale. L'alternativa era rappresentata dall'impiego di tubi a sezione circolare di spessore non inferiore a 25 mm. Dopo una serie di confronti tra il costruttore metallico Ocam S.r.l. e TenarisDalmine, fornitrice dei profili tubolari in acciaio S355 J2H, si è optato per la soluzione ellittica. Il risultato è stato quello di ottenere, tramite la sagomatura a freddo di profili chiusi circolari del diametro di

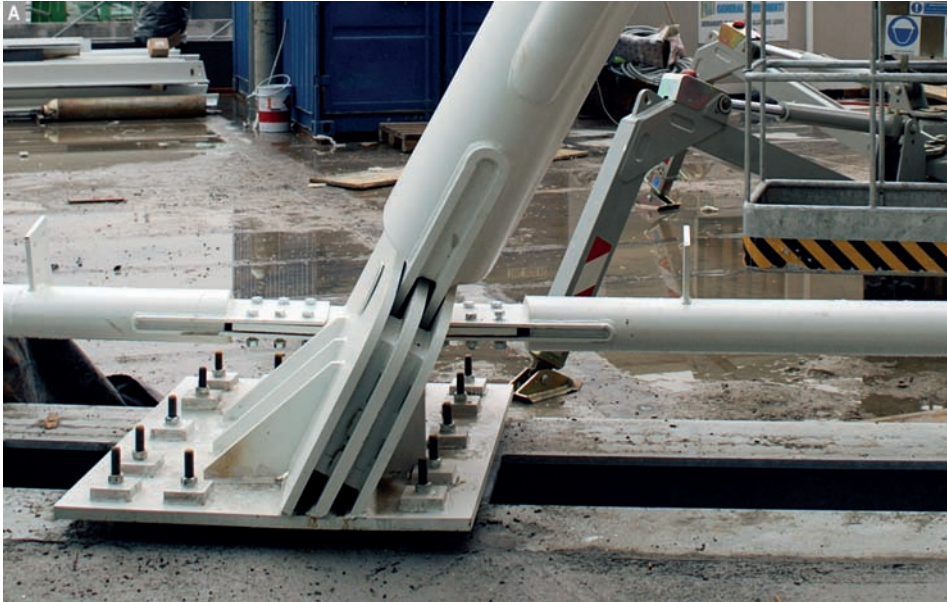


Figura 1.4. Particolare delle cerniere cilindriche: a) attacco degli elementi principali (© Fondazione Promozione Acciaio); b) attacco dei puntoni di copertura (© Ocam S.r.l.)

406 mm, colonne inclinate con sezione ellittica di lunghezza massima di 26 m e spessori variabili dal basso verso l'alto da 25 fino a 10 mm.

La struttura portante della vela è stata realizzata interamente in stabilimento. Il montaggio delle colonne e dei puntoni di copertura ha richiesto l'impiego contemporaneo di due gru. Infatti il sistema strutturale è vincolato agli estremi con due cerniere cilindriche, visibili in figura 1.4 e ancorate agli elementi in c.a. mediante una serie di tirafondi. Una cerniera interna collega la colonna con il puntone di copertura.

Un sistema di controventi composto da trefoli ad alta resistenza, così come riportato in figura 1.2, completa il sistema strutturale della vetrata.

La tabella 1.1 riporta la scheda sintetica del progetto.

Tabella 1.1. Scheda sintetica del progetto – Ospedale dell'Angelo di Mestre

Committente	Azienda U.L.L.S. 12 Veneziana (concedente)
Concessionaria	Veneta Sanitaria Finanza di Progetto S.p.A.
Progetto	ATI: Astaldi S.p.A., Gemmo S.p.A., Ing. E. Mantovani S.p.A., Mattioli S.p.A., Cofathec Progetti S.p.A., APS Sinergia, Studio Altieri S.p.A., Emilio Ambasz (consulenza artistica)
Carpenteria metallica	Cordioli S.p.A., Ocam S.r.l.
Impresa	C.o.mes. scarl (Astaldi S.p.A. mandataria, Ing. E. Mantovani S.p.A., Mattioli S.p.A.), Cofathec S.p.A., Gemmo Impianti S.p.A.

Tabella 1.2. Scheda sintetica della struttura – Ospedale dell'Angelo di Mestre

Tipologia strutturale	Arco a tre cerniere
Elementi strutturali principali	Tubi a sezione ellittica variabile
Elementi strutturali secondari	Tubi circolari
Tipologia collegamenti	Cerniere cilindriche /giunti bullonati
Materiali	Acciaio S355 J2H

1.3. Il Venusio Shopping Center

Un corretto approccio alla progettazione è quello di saper trovare la giusta commistione tra funzionalità, struttura e architettura. In tal senso, il centro commerciale Venusio Shopping Center situato a Borgo Venusio (Matera), con una superficie coperta di 11097 m² e un volume di 66600 m³ ne è un esempio.

Il progettista, arch. M. Saito, nel concepire l'opera ha voluto richiamare quelli che sono gli elementi fondamentali e connotativi dell'ambiente circostante, quali la cava, l'albero, le torri e i muri di cinta delle masserie fortificate. Materiali come il calcestruzzo e l'acciaio lasciati a vista gli hanno consentito di realizzarlo come si vede dalla figura 1.5. Nel dettaglio sono riportate due immagini dell'interno e dell'esterno del centro.

È quindi questo uno dei motivi, oltre alle ottime proprietà geometriche e meccaniche, per il quale l'uso di elementi tubolari in acciaio consente di realizzare strutture resistenti, ma allo stesso tempo con un aspetto estetico gradevole.



Figura 1.5. Venusio Shopping Center: a) vista interna (© S. Rosselli); b) vista esterna (© A. Muciaccia)

Nelle volontà di richiamare la natura, le coperture interne della galleria e le pensiline esterne sono idealizzate con degli “alberi” la cui chioma fa da copertura. Il tronco degli “alberi” è in conglomerato cementizio armato rivestito con un tubo in lamiera, mentre i “rami” a sostegno della copertura sono realizzati con elementi tubolari in acciaio di grado Fe430 (equivalente al grado S275) a sezione circolare di diametro 320 mm; a essi è affidato il compito di sostenere la copertura realizzata con UPN 240 accoppiate e arcarecci HEA 180. Un giunto flangiato realizza il collegamento tra il fascio di rami (tubi a sezione circolare) e il tronco, elemento in conglomerato cementizio armato a sezione ellittica, rivestito di un lamierino metallico. La sua armatura è costituita da 14 \varnothing 16 sul bordo esterno e da 14 \varnothing 10 disposti su circonferenza interna.

Il dettaglio dell'intero sistema strutturale è riportato in figura 1.6. Ulteriori informazioni possono essere reperite in Francesco et al. (2003).

Tabella 1.3. Scheda sintetica del progetto – Venusio Shopping Center

Committente	Cogem S.p.A., Futura 3000 S.r.l.
Progetto architettonico	Mauro Saito
Progetto strutturale	V. Amato, V. Creanza, V. Mongelli
Impresa	Cogem S.p.A.

Tabella 1.4. Scheda sintetica della struttura – Venusio Shopping Center

Tipologia strutturale	Reticolare spaziale iperstatica
Elementi strutturali principali	Tubi circolari/Travi ad asse curvilineo upn
Elementi strutturali secondari	Arcarecci ipe e upn
Tipologia collegamenti	Giunti flangiati e giunti saldati e bullonati
Materiali	Acciaio Fe 430 (S275 secondo la recente denominazione) Acciaio FeB44k Calcestruzzo C20/25

1.4. Il ponte ciclopeditonale sull'autostrada A13 a Dozza

Il ponte descritto nel presente paragrafo è un ponte strallato ciclopeditonale di circa 100 m di luce libera. Il ponte, che scavalca il traffico automobilistico dell'auto-



strada A13 in provincia di Bologna collegando la via Tuscolano con il comparto R5 del quartiere Dozza, è rappresentato nella figura 1.7.

L'intradosso dell'impalcato è posizionato a 6 m dal piano viario dell'autostrada sottostante.

La progettazione architettonica e strutturale è di M. Majowiecki (Majowiecki, 2008). Questa ha consentito di raggiungere un effetto sinergico tra architettura e ingegneria anche grazie all'impiego di profili cavi formati a caldo. Il sistema portante principale è costituito da due cavalletti ad A aperti di circa 10 m in



Figura 1.7

Ponte ciclopeditonale sull'autostrada A13 a Dozza:

a) vista laterale (© Fondazione Promozione Acciaio);

b) vista del cavalletto ad A (© Fondazione Promozione Acciaio)

corrispondenza delle imposte, inclinati e collegati in mezzeria. Le sezioni scato-lari dei profili sono variabili e ottimizzate secondo l'andamento delle sollecitazioni. La spinta generata dai due cavalletti è equilibrata dalle funi spiroidali con fili ad alta resistenza poste all'intradosso dell'impalcato come si evince osservando la figura 1.8.

Le quattro funi per parti, stabilizzanti, di 42 mm di diametro, dotate di pretensione iniziale di 4×305 kN, sono a curvatura contrapposta e seguono l'andamento variabile del perimetro esterno dell'impalcato curvo, che ha una larghezza minima centrale di 2.5 m, fino a raggiungere 10 m alle estremità come può essere osservato dalla figura 1.8.

Il sostegno di quest'ultimo è formato da un sistema di stralli convergenti in chiave ai cavalletti e aperti a ventaglio fino raggiungere i punti di sospensione posizionati lungo lo sviluppo longitudinale dell'impalcato come indicato in figura 1.9a. Le funi di strallo sono di tipo spiroidale, con fili elementari ad alta resistenza di diametro nominale $\varnothing = 40$ mm e $\varnothing = 28$ mm, protette contro la corrosione mediante zincatura di classe B. Gli stralli si ancorano alla confluenza delle funi stabilizzanti e dei trasversi, orditi a interassi costanti di 5 m secondo quanto mostrato nella figura 1.9. I profili tubolari di intradosso costituiscono le travi trasversali che reggono l'impalcato; sono composti da due mezzi tubi con anima centrale. Essi compongono una trave a cassone con una certa torsiorigidità e si adattano visivamente alla geometria dell'impalcato secondo la figura 1.9b.



Figura 1.8. Vista delle funi spiroidali che eliminano la spinta dei cavalletti (© Fondazione Promozione Acciaio)



Figura 1.9. Dettagli: a) sistema di stralli convergenti (© Fondazione Promozione Acciaio); b) giunto bullonato tra i cavalletti (© Fondazione Promozione Acciaio)

Il ponte è stato completamente assemblato in un cantiere appositamente allestito a fianco dell'autostrada secondo quanto indicato nella figura 1.10. Successivamente è stato collocato nella sua posizione definitiva interrompendo il traffico autostradale durante la notte e facendolo traslare utilizzando un "sistema gommato" appositamente predisposto come mostrato in figura 1.10.



Figura 1.10. Ponte ciclopeditoneo: fasi a) della realizzazione (© Studio Majowiecki); b) del varo (© Studio Majowiecki)

Il grado d'acciaio impiegato (S355J2), i sistemi protettivi utilizzati, quali l'uso dell'acciaio zincato, fino alle modalità e velocità di montaggio, hanno consentito di coniugare in maniera efficace qualità, estetica ed economicità.

Nei ponti pedonali la risposta dinamica è caratterizzata da frequenze naturali di vibrazione che possono essere prossime alle frequenze tipiche delle eccitazioni eoliche, $f = 0.1-1$ Hz (Dyrbye e Hansen, 1999) o dei pedoni $f = 1.4-2.5$ Hz (Setra, 2006). Di conseguenza risulta spesso necessario intervenire appositamente per modificare le caratteristiche dinamiche della struttura, per esempio mediante l'installazione di smorzatori fluido-viscosi o sistemi a massa accordata (*Tuned Mass Dampers*). Spesso, infatti, l'eccessiva deformabilità e leggerezza di queste strutture che perseguono sempre di più il soddisfacimento di canoni estetici hanno messo in evidenza fenomeni di vibrazioni laterali non accettabili al passaggio della folla.

Uno dei casi più eclatanti di eccessive vibrazioni laterali è stato osservato nel Millennium Bridge di Londra che ha portato alla chiusura della passerella appena solo due giorni dopo l'inaugurazione del 10 giugno 2000. Le inattese vibrazioni laterali erano dovute al fenomeno della sincronizzazione occorso tra la folla e il movimento laterale della struttura (Pizzimenti, 2004). Successivamente furono condotte indagini sperimentali sulla passerella che dimostrarono come la folla eccitava sia il primo modo di vibrazione laterale, a frequenza 0.475 Hz, che il secondo modo con frequenza 1.0 Hz (Dallard et al., 2001a, 2001b). Il problema fu risolto, a posteriori, con l'installazione di smorzatori fluido-viscosi.

Nel caso specifico del ponte ciclopedonale sull'autostrada A13, le frequenze, identificate tramite analisi dinamica, si attestano su valori compresi tra 2.52 e 8.33 Hz. Pertanto non si temono fenomeni di eccessive vibrazioni laterali e non è stato necessario installare alcun dispositivo di smorzamento.

Tabella 1.5. Scheda sintetica del progetto – Ponte ciclopedonale sull'autostrada A13 a Dozza (80)

Committente	Comune di Bologna
Progetto architettonico e strutturale	Studio Majowiecki (M. Majowiecki)
Collaboratore al progetto	S. Pinardi
Carpenteria metallica	M.B.M. S.p.A.
Impresa	S.I.P.A.L. S.r.l., Fagioli S.p.A. (movimentazione e montaggio in opera)

Tabella 1.6. Scheda sintetica della struttura – Ponte ciclopedonale sull'autostrada A13 a Dozza

Tipologia strutturale	Arco a spinta eliminata con stralli
Elementi struttura principale: cavalletti	Sezioni scatolari ottimizzate secondo l'andamento delle sollecitazioni; funi di strallo di tipo spiroidale
Elementi strutturali secondari	Tubi circolari
Tipologia collegamenti	Bullonati
Materiali	Acciaio S355J2

1.5. Bibliografia

- Dallard P., Fitzpatrick T., Flint A., Low A., Ridsdill Smith R., Willford M. and Roche M., *London Millennium Bridge: pedestrian-induced lateral vibration*, Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol.6 (6), pp. 412-417, 2001a.
- Dallard P., Fitzpatrick T., Flint A., Le Bourva S., Low A., Ridsdill Smith R., Willford M., *The London Millennium Footbridge*, The Structural Engineer Vol. 79 (22), pp. 17-33, 2001b.
- Dyrbye C., Hansen S.O., *Wind Loads on Structures*, Wiley, 1999.
- Francesco G., Molinari L., Saito M., *Venusio Shopping Center*, Editore Motta Federico, 2003.
- Majowiecki M., *Un ponte ciclopedonale sulla autostrada A-13*, Costruzioni Metalliche, 2008, 2, pp. 28-38.
- Pizzimenti A.D., *Analisi sperimentale dei meccanismi di eccitazione laterale delle passerelle ad opera dei pedoni*, Tesi di Dottorato, Università di Catania, 2004.
- Setra, *Footbridges, Assessment of vibrational behaviour of footbridges under pedestrian loading*, Technical guide SETRA, Paris, 2006.

2. ACCIAIO STRUTTURALE

2.1. Introduzione

I recenti sviluppi normativi che spingono i tecnici verso un approccio progettuale di tipo prestazionale, unitamente allo sviluppo tecnologico e all'introduzione di nuovi processi produttivi, hanno favorito la diffusione di un'ampia varietà di acciai distinti per resistenza, tenacità, resilienza, durezza, saldabilità, la cui completa classificazione richiederebbe un volume specifico. Comunque, con riferimento agli aspetti strettamente legati alla progettazione strutturale, i parametri che il progettista deve definire ai fini di un corretto approccio prestazionale sono in realtà pochi.

Quando ci si riferisce all'acciaio strutturale, due aspetti vanno tenuti in conto: da un lato lo sviluppo di tecnologie di produzione che hanno portato sia a prodotti caratterizzati da nuovi gradi (quali l'acciaio S460 e quelli ad alta resistenza) sia a nuovi processi produttivi (quali quello termo-meccanico), dall'altro l'introduzione di nuove normative sia strutturali che di prodotto che hanno richiesto la qualificazione degli stessi. In tale contesto il presente capitolo intende sintetizzare le caratteristiche principali degli acciai strutturali e richiamare i requisiti minimi delle caratteristiche meccaniche considerando anche gli acciai ad alta resistenza. Con riferimento alle norme di prodotto, lo stesso richiama i requisiti geometrici nonché gli aspetti salienti della marcatura CE.

2.2. Proprietà meccaniche degli acciai

2.2.1. La relazione tensione-deformazione

I materiali per le costruzioni in acciaio sono scelti in base alle loro caratteristiche fisiche, chimiche, meccaniche e tecnologiche. Tra le proprietà, che sono determinate mediante apposite prove unificate, si ricordano:

- la tensione di trazione e compressione f_t ;
- la tensione di snervamento f_y ;
- l'allungamento percentuale a rottura A_{gt} ;

- la durezza;
- la resilienza.

La figura 2.1 riporta i diagrammi tensione-deformazione per campioni sottoposti a prova di trazione uniassiale a temperatura ambiente, relativi sia ad acciai dolci che ad acciai ad alta resistenza.

In ascissa e in ordinata sono riportate le cosiddette *grandezze ingegneristiche*, cioè i valori di tensione e di deformazione ottenuti da prove di trazione condotte seguendo le specifiche delle norme UNI EN ISO 6892-1 (UNI, 2009).

La tensione ingegneristica σ^e è valutata come il rapporto tra la forza applicata al provino e l'area della sezione trasversale; mentre la deformazione ε^e è pari al rapporto tra l'allungamento ΔL del provino valutato su una lunghezza specifica L_o e la stessa L_o . È evidente dalla figura 2.1 come i trattamenti termici che consentono di raggiungere valori superiori di f_y generalmente riducano A_{gt} . Comunque, si può notare che A_{gt} presenta valori soddisfacenti, che superano il 10%, anche per gli acciai ad alta resistenza.

A fini ingegneristici, la relazione tensione-deformazione può essere schematizzata come in figura 2.2 in cui è possibile notare il campo elastico fino alla deformazione ε_y^e , seguito da un plateau plastico fino alla deformazione ε_h^e .

A questo segue un campo di incrudimento tra la deformazione ε_h^e e quella ε_p^e , dove ε_y^e , ε_h^e e ε_t^e rappresentano rispettivamente le deformazioni a plasticizzazione, incrudimento e incipiente strizione. A seconda dell'acciaio impiegato, ε_h^e varia tra $5\varepsilon_y^e$ e $15\varepsilon_y^e$. Il modulo di elasticità E_e può essere assunto pari a 210.000 MPa. Il modulo tangente, a incipiente incrudimento E_h^e è circa pari a $0.3 E_e$.

La forma della curva tensione-deformazione varia notevolmente con la temperatura; f_y e f_t così come E_e si riducono in modo significativo oltre i 450 °C (Nigro et al., 2010; Buchanan, 2002; CEN, 2005b).

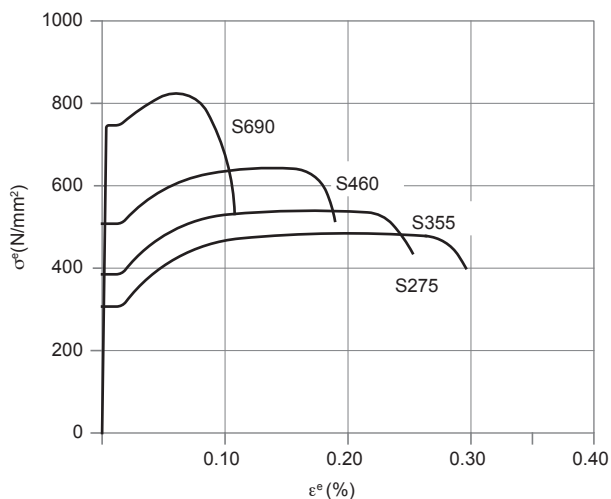


Figura 2.1
Curva tensione-deformazione
ingegneristica

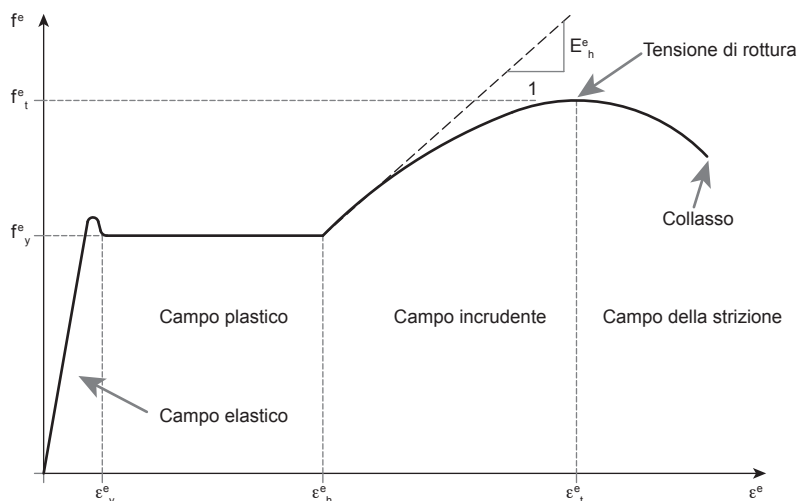


Figura 2.2. Rappresentazione schematica della curva tensione-deformazione

La durezza rappresenta la resistenza di un materiale a lasciarsi penetrare da un oggetto duro (penetratore) in grado di imprimere una deformazione permanente sulla sua superficie (di lasciare un'impronta). Per la misura della durezza sono state unificate varie tecniche che differiscono tra loro sia per la forma, la dimensione e il materiale del penetratore, sia per l'entità dei carichi applicati e per il modo di tradurre numericamente il risultato. Nella tabella 2.1 sono riportati i tre metodi più usati, ovvero i metodi Brinell, Vickers e Rockwell con i relativi caratteri distintivi. Dall'osservazione della tabella appare evidente come il campo di impiego dei metodi è limitato dalla durezza del penetratore.

Tabella 2.1. Tecniche per misure di durezza e campo di impiego

Metodo	Sigla	Normativa UNI EN ISO	Penetratore	Durezza	Carichi applicabili
Brinell	HBW	6506-1: 2005 6506-2: 2005 6506-4	Sfera in acciaio temprato Ø 10, 5, 2.5, 1 mm	Carico applicato/ Superficie impronta	9.807 N ÷ 29420 N
Vickers	HV	6507-1: 2005 6507-2: 2005 6507-4	Piramide quadrata in diamante con apertura di 136°	Carico applicato/ Superficie impronta	0.09807 N ÷ 980.7 N
Rockwell Scala (A, C, D, N)	HR	6508-1: 2005 6508-2: 2005	Cono in diamante con apertura di 120° e raggio di curvatura della punta di 0.2 mm	Profondità permanente di penetrazione	147.1 N ÷ 1471 N
Rockwell Scala (B, E, F, G, H, K, T)			Sfera in acciaio temprato Ø 3.175, 1.5875 mm		

La resilienza invece è la proprietà che ha un materiale di resistere a sollecitazioni impulsive. Questa è più propriamente definita come l'energia per unità di super-

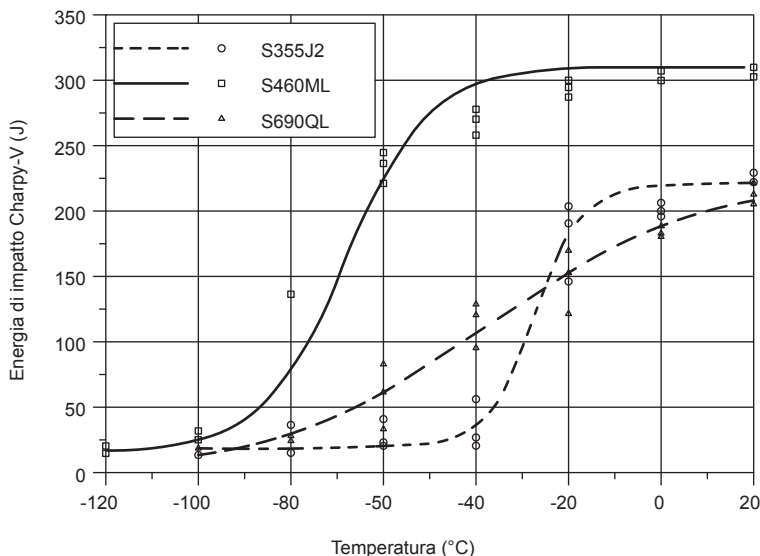


Figura 2.3. Curve di transizione Charpy-V per gli acciai S355J2, S460ML e S690QL (da Samuelsson e Schroter, 2005)

ficie spesa per deformare e portare a rottura un provino (Barsom e Rolfe, 1987). Hanno bassi valori di resilienza i materiali fragili, ad esempio le ghise, e alti valori quelli tenaci come per esempio gli acciai dolci.

La misura della resilienza viene eseguita generalmente a diverse temperature utilizzando il pendolo di Charpy che produce la rottura di una provetta metallica, provvista di un intaglio in corrispondenza della mezzeria quando viene colpita da una massa battente.

Mentre le temperature negative non influenzano le tensioni f_y e f_r , esse possono avere un effetto significativo sulla resilienza e quindi sulla duttilità del materiale. La figura 2.3 mostra come esista una temperatura di transizione che trasforma progressivamente il comportamento dell'acciaio da duttile a fragile. Infatti, l'energia assorbita da un campione di Charpy si riduce rapidamente quando la temperatura scende al di sotto dei -20 °C per gli acciai ordinari, mentre per gli acciai ad alta resistenza generalmente le riduzioni più marcate si registrano al di sotto dei -40 °C (Samuelsson e Schroter, 2005).

Le norme UNI EN 10027 (UNI, 2006a) fissano i valori minimi di resilienza a specifiche temperature. Sarà compito del progettista scegliere adeguatamente il prodotto più adatto alle condizioni climatiche del sito di realizzazione dell'opera.

2.2.2. Effetto della velocità di deformazione

La velocità di deformazione $\dot{\epsilon}$ costituisce un altro fattore che modifica la relazione tensione-deformazione dell'acciaio strutturale. Tipicamente, le tensioni di

snervamento f_y e di rottura f_t aumentano all'aumentare di $\dot{\epsilon}$ mentre l'allungamento a rottura A_g diminuisce.

Con riferimento a f_y l'incremento di tensione risulta più marcato a causa di un *softening* termico e può essere espresso come in Wakabayashi (Wakabayashi et al., 1984):

$$\frac{f_{y,d}}{f_y} = 1 + 0.043 \log\left(\frac{\dot{\epsilon}}{50E - 6}\right) \quad (2.1)$$

Nella (2.1) $f_{y,d}$ definisce la tensione di snervamento dinamica in funzione della velocità di deformazione $\dot{\epsilon}$ espressa in s^{-1} . Nel caso di impatto o esplosioni tale fenomeno deve necessariamente essere considerato. Nel caso di azioni sismiche, a livello di membratura, $\dot{\epsilon}$ può raggiungere valori di 0.1 a cui corrispondono incrementi di $f_{y,d}$ che possono raggiungere il 14% (Lamarche, 2009). Comunque, in generale, considerando l'incertezza dell'input sismico, gli effetti delle singole membrature sul comportamento globale della struttura risultano attenuati e tali da diventare trascurabili. Al contrario, l'effetto di $\dot{\epsilon}$ sulla resilienza è molto più significativo come hanno dimostrato le numerose rotture fragili verificatesi negli

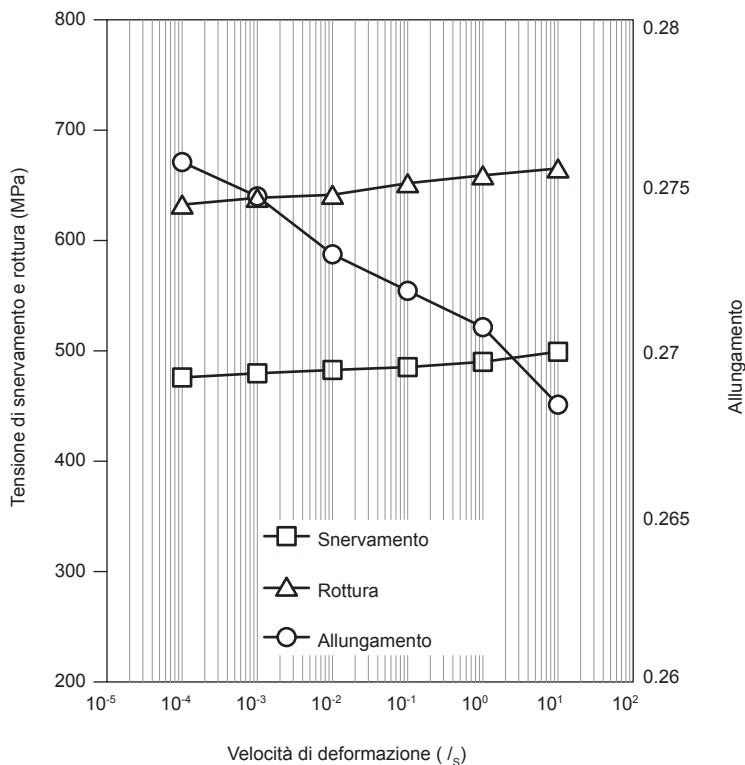


Figura 2.4. Proprietà meccaniche in funzione della velocità di deformazione (da Chang et al., 2009)

elementi strutturali e nelle saldature di strutture metalliche durante i terremoti di Northridge del 1994 e di Kobe del 1995.

Differente risulta invece il comportamento degli acciai ad alta resistenza. Infatti, se a titolo d'esempio si considera l'acciaio ad alta resistenza SM570-TMC esaminato da Chang et al. (Chang ed al. 2009), caratterizzato da una tensione di snervamento $f_y = 476.9$ MPa per valori trascurabili della velocità di deformazione ($\dot{\epsilon} = 10^{-4}$ /s deformazioni quasi statiche), è facile osservare dalla figura 2.4 (che mostra la distribuzione di f_y , di f_t e di A_{gt}), come la $f_{y,d}$ aumenta di circa il 5% passando da 476.9 MPa a 499.6 MPa, subendo un incremento di molto inferiore rispetto a quanto registrato dagli acciai normali; la tensione ultima f_{td} passa da 633.7 MPa a 667.1 MPa mentre A_{gt} passa dal 27.6% al 26.8% per valori della velocità di deformazione $\dot{\epsilon}$ che passano da 10^{-4} /s a 10^1 /s.

2.2.3. La fatica oligociclica e la fatica ad alto numero di cicli

Un materiale sottoposto ad azioni cicliche, può raggiungere la rottura fragile per valori di tensione molto minori di quelli corrispondenti allo snervamento in condizioni statiche.

La ragione di questo è dovuta alle concentrazioni di tensione che si verificano in prossimità di difetti “microscopici” o “macroscopici” del materiale. Le variazioni cicliche dello stato tensionale inducono plasticizzazioni locali che portano alla formazione di cricche e quindi alla rottura fragile del materiale pur essendo le tensioni nella restante parte ancora in campo elastico. Si verifica allora il fenomeno della fatica ad alto numero di cicli. In genere il numero di cicli che porta al collasso il materiale, numero di cicli a rottura, N_f , è maggiore di 10^4 .

La fatica può essere pertanto definita come un processo caratterizzato dall'accumulo del danno, causato da fluttuazioni di carico ripetuto (Barsom e Rolfe, 1987). La capacità dei metalli soggetti a carichi ripetuti di resistere a un numero di cicli di deformazione al di sopra di f_y è denominato invece *resistenza a fatica oligociclica*. Essa è caratterizzata da meccanismi di iniziazione e di propogazione della cricca che coinvolgono il comportamento plastico del materiale. Nel diagramma $[\log(2N_f) - \log(D_e/2)]$ di figura 2.5 ripreso da Barsom e Rolfe (Barsom e Rolfe, 1987), la relazione che caratterizza tale fenomeno può essere rappresentata come segue:

$$\frac{\Delta \epsilon_p}{2} = \epsilon'_f (2N_f)^c \quad (2.2)$$

dove $\Delta \epsilon_p$ è l'ampiezza della deformazione plastica relativa ad un ciclo completo; ϵ'_f è un coefficiente a fatica; c definisce il relativo esponente; N_f rappresenta il numero di cicli a rottura mentre $2N_f$ definisce il numero di inversioni.

Notare che se si considera il comportamento di provini soggetti a fatica oligociclica, questi possono raggiungere valori N_f dell'ordine delle centinaia (Bursi e

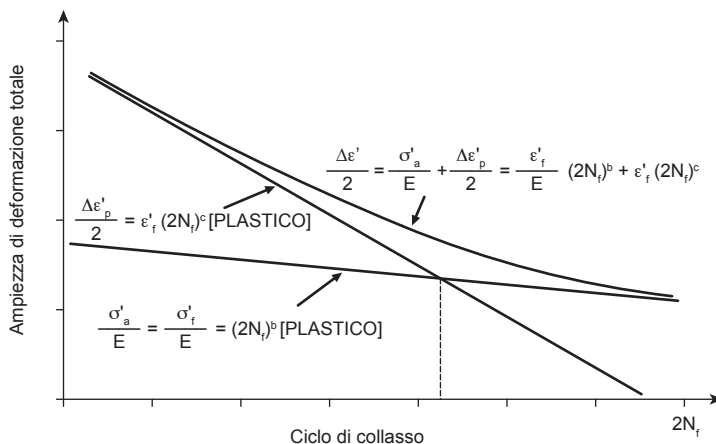


Figura 2.5. Vita a fatica (da Barsom e Rolfe, 1987)

Jaspart, 1998). Al contrario nel caso di prove su travi, giunti trave-colonna, ecc., imperfezioni e fenomeni di instabilità locale riducono N_f a valori di decine.

Diverse campagne di prove sono state condotte di recente al fine di caratterizzare il comportamento di componenti e strutture soggette ad azione sismica (Calado e Pucinotti, 1996; Calado et al., 2000; Castiglioni e Pucinotti, 2009; Bursi et al., 2008). Comunque vista la notevole incertezza dell'azione sismica e il fatto che N_f è dell'ordine delle decine, relazioni del tipo della (2.2) non sono considerate esplicitamente sia nella normativa nazionale che in quella europea.

È noto che parti di ponti, di turbine eoliche e di strutture off-shore sono soggette a milioni di cicli durante la loro vita nominale V_N . Tali componenti devono essere esplicitamente progettate per offrire un'adeguata *resistenza a fatica ad alto numero di cicli*. In tal caso il danno per fatica, di componenti che sono soggetti a fluttuazioni di tensione elastica $\Delta\sigma$, avviene nelle zone di concentrazione della tensione, dove la tensione localizzata eccede f_y . Dopo un certo numero di fluttuazioni di carico, il danno accumulato causa l'iniziazione e la successiva propagazione di una cricca o più cricche in regioni danneggiate plasticamente. In tal caso, il fenomeno può essere descritto come segue:

$$\frac{\Delta\sigma}{2} = \sigma'_f (2N_f)^b \tag{2.3}$$

dove $\Delta\sigma/2$ definisce la semiampiezza della tensione relativa a un ciclo completo; σ'_f è un coefficiente di fatica; b definisce il relativo esponente.

Tale relazione è mostrata in scala bi-logaritmica nella figura 2.5. In questo caso N_f è dell'ordine dei milioni di cicli e le relative procedure di verifica sono riportate sia nella normativa nazionale che in quella europea (CEN, 2005c). Nelle relazioni precedenti dovrebbero essere usate la tensione σ' vera e la deformazione ε' vera definite nel paragrafo 2.2.4. Comunque, poiché i valori di deformazione ingegner-

ristica coinvolta nei cicli di isteresi sono piccoli, dell'ordine dell'1%, si possono confondere le grandezze ingegneristiche con quelle vere.

2.2.4. La modellazione del materiale

Una volta che sia stato scelto il materiale compatibile con le applicazioni, bisogna adottare opportune relazioni tensione-deformazione a livello del materiale, o relazioni momento-rotazione a livello della componente strutturale ai fini della modellazione stessa. Per entrambe le tipologie di relazioni, alcuni dei modelli sono descritti nel seguito.

La relazione $\sigma^e - \varepsilon^e$ descritta nella figura 2.2 è adatta per programmi di calcolo che operano in piccole deformazioni e piccoli spostamenti. Al giorno d'oggi molti programmi di calcolo strutturale operano in regime di grandi deformazioni; di conseguenza, se si intende simulare a livello locale comportamenti anelastici significativi, è necessario impiegare le relazioni tensioni *vere* σ^t -deformazione *vere* ε^t (Bathe, 1982). Queste quantità che sono rispettivamente definite rispetto al valore corrente della lunghezza L (e non della lunghezza specifica L_0) e dell'area della sezione trasversale, possono essere ottenute dalle seguenti equazioni:

$$\varepsilon^t = \ln(1 + \varepsilon^e), \quad \sigma^t = \sigma^e(1 + \varepsilon^e) \quad (2.4)$$

per le quali si assume che le deformazioni plastiche avvengano a volume costante (Malvern, 1969). L'applicazione della relazione (2.4) è mostrata nella figura 2.6.

Sia per azioni monotone, ma soprattutto per quelle cicliche, come nel caso dell'ingegneria sismica, funzioni di Bouc-Wen o similari (Wen, 1976) sono impiegate per descrivere analiticamente il comportamento isteretico dei materiali duttili o di vari componenti strutturali. Il modello di Bouc-Wen, rappresentato nella figura 2.7, consente una rappresentazione compatta e continua dell'isteresi.

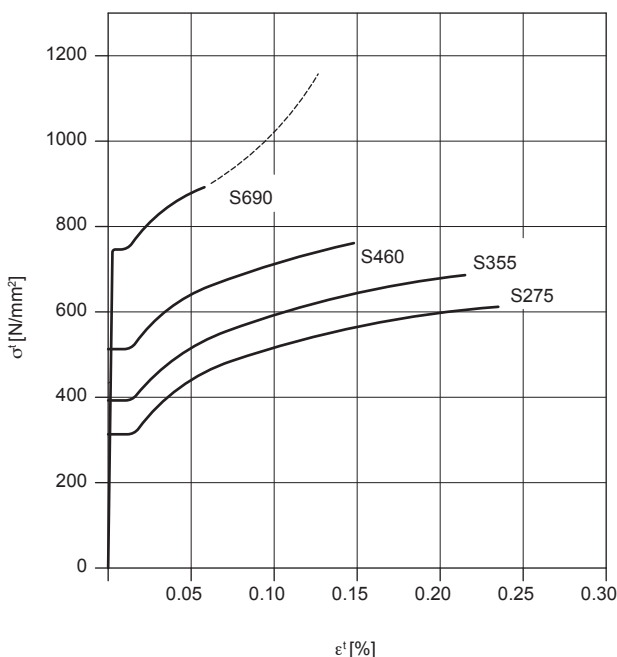


Figura 2.6. Curva *true stress-true strain*

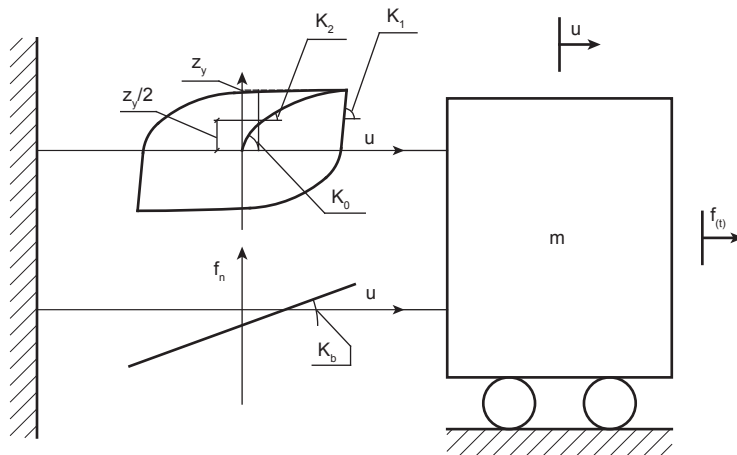


Figura 2.7. Sistema a un grado di libertà con forza di reazione isteretica secondo il modello di Bouc-Wen

In particolare, la forza di reazione $r(t)$ vale:

$$r(t) = K_h u(t) + z(t) \quad (2.5)$$

$$\dot{z}(t) = K_0 \dot{u}(t) - |z(t)|^n \left[\beta \operatorname{sgn}(z(t) \dot{u}(t)) + \gamma \right] \dot{u}(t) \quad (2.6)$$

dove $\operatorname{sgn}(\cdot)$ definisce la funzione segno. Una scelta opportuna dei parametri K_0 , β , γ ed n consente di ottenere non linearità di tipo incedente o indebolente. Questo è implementato all'interno di numerosi software strutturali che ne consentono un facile utilizzo. Ulteriori approfondimenti del modello isteretico possono essere trovati in Bonelli e Bursi (2004).

2.3. Effetti della produzione di tubi strutturali

Le tecniche di produzione dei profilati cavi sono molteplici e si differenziano per la tipologia dell'impianto di produzione e per il paese in cui essi vengono prodotti. Nonostante ciò possono essere suddivisi in due grossi filoni:

- i profilati cavi senza saldatura, ottenuti partendo da un prodotto iniziale grezzo, realizzato per colata centrifugata o foratura di un elemento pieno, finito successivamente attraverso un processo di laminazione o di trafilatura che può essere effettuata sia a caldo che a freddo;
- i profilati cavi con saldatura longitudinale o elicoidale ottenuti partendo da un prodotto piano che può essere preformato a freddo o a caldo.

Una suddivisione dei profilati cavi molto più utile ai fini strutturali è quella proposta dalle norme di prodotto, UNI EN 10219-1 (UNI, 2006D) e UNI EN 10210-1 (UNI, 2006B), e richiamata anche dalle Norme tecniche (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) in cui si suddividono i profilati cavi in:

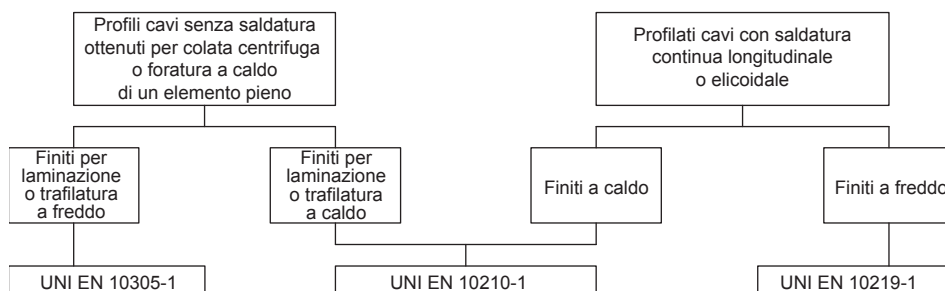


Figura 2.8. Classificazione dei profilati cavi

- profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali – UNI EN 10210-1 (UNI, 2006B);
- profilati cavi saldati formati a freddo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali – UNI EN 10219-1 (UNI, 2006D).

Deve far riflettere il termine “finiti a caldo”, infatti tale norma copre sia i profilati cavi formati a caldo con e senza trattamento termico che i profilati formati a freddo con adeguato trattamento termico successivo.

Nelle Norme tecniche per le costruzioni (Ministero delle infrastrutture e dei trasporti, 2008) si indicano i profilati cavi finiti a caldo e normati dalla UNI EN 12010-1 (UNI, 2006B) come tubi senza saldatura e i profilati cavi formati a freddo normati dalla UNI EN 12019-1 (UNI, 2006D) come tubi saldati. Una sintesi della classificazione e riportata nella figura 2.8.

I profilati cavi sia finiti a caldo che formati a freddo devono sottostare a dei requisiti minimi sia per quanto riguarda la composizione chimica, UNI EN 10210-1 (UNI, 2006B) e UNI EN 10219-1 (UNI, 2006D), che per la geometria del prodotto finale, UNI EN 10210-2 (UNI, 2006C) e UNI EN 10219-2 (UNI, 2006E).

Infine si mette in evidenza che attualmente le norme di prodotto comprendono fino agli acciai non legati di grado S355 e fino a quelli a grano fine di grado S460.

2.3.1. Tensioni residue e variazioni della tensione di snervamento

Nei profilati formati a freddo la tecnologia di produzione induce sia un incremento della tensione di snervamento sia una distribuzione delle tensioni residue non trascurabili e molto più elevate di quelle riscontrabili nei profilati finiti a caldo. Questo si ripercuote sull'utilizzo delle curve di instabilità che sono più severe nel caso di profilati formati a freddo (CEN, 2005a).

L'incremento della tensione di snervamento così come i valori delle tensioni residue risultano maggiormente elevati nelle sezioni rettangolari cave rispetto a quelle circolari.

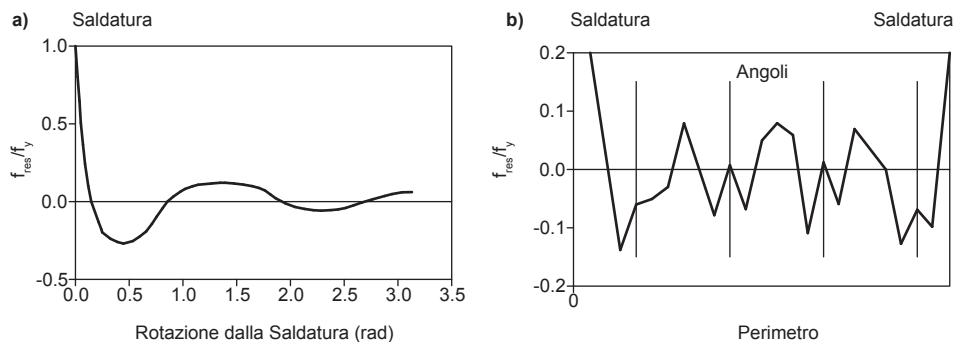


Figura 2.9. Tensioni residue lungo il perimetro di a) sezioni circolari cave b) sezioni generiche cave (da Sherman, 1992)

Le tensioni residue sono principalmente di due tipi:

- tensioni residue lungo il perimetro del tubo. Queste rappresentano il valore medio sullo spessore dell'elemento. Come si evince dalla figura 2.9, riprodotta da Sherman (Sherman, 1992), nel caso di sezione circolare cava le tensioni residue lungo il perimetro sono di modesta entità a eccezione delle zone in prossimità della saldatura; mentre per sezioni cave generiche si registrano variazioni marcate anche in punti lontani dalla saldatura;
- tensioni residue che variano linearmente lungo lo spessore della parete del profilato. Va precisato che la distribuzione lineare assunta per le sezioni è in realtà un valore mediato di una distribuzione più complessa. In figura 2.10 sono rappresentate tali variazioni lungo lo spessore sia per profilati cavi circolari che per profilati cavi a sezione di forma generica.

Come accennato in precedenza, di tali tensioni le norme ne tengono conto nelle curve di instabilità che, per i profilati formati a freddo, risultano più penalizzanti (figura 2.11). Ciò risulterà più chiaro nel capitolo 4 quando saranno affrontate le verifiche di stabilità. Si vedrà infatti che per le sezioni cave finite “a caldo” si adotteranno le curve di instabilità (a) oppure (a_0), mentre per quelle formate “a freddo” si dovrà adottare la curva (c). Bisognerebbe tener conto di ciò anche nei processi di saldatura, ma le norme al momento non lo prevedono.

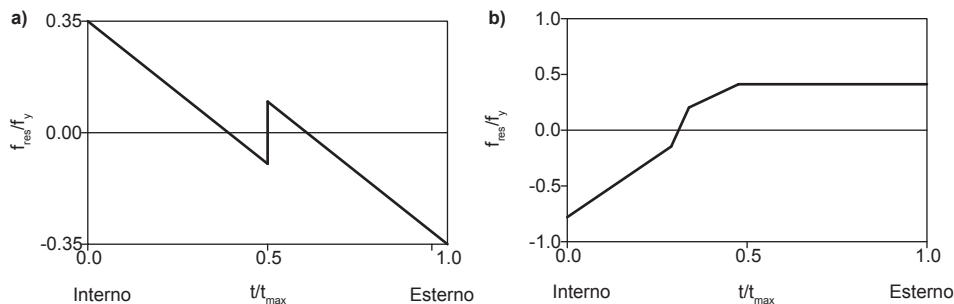


Figura 2.10. Tensioni residue lungo lo spessore di a) sezioni circolari cave b) sezioni generiche cave (da Sherman, 1992)