

DOMENICO LEONE – ADRIANO CASTAGNONE

COMPONENTI STRUTTURALI IN ALLUMINIO

PROGETTAZIONE DI ELEMENTI LINEARI E COLLEGAMENTI
SECONDO EUROCODICI E NTC



In omaggio i programmi versione light
Giunto flangiato - Giunto bullonato
Pressoflessione deviata

Compatibili Windows 8 - 7 (32 e 64 bit) - Vista - XP

[Scheda sul sito >](#)

Domenico Leone Adriano Castagnone

Componenti strutturali in alluminio

**Progettazione di elementi lineari
e collegamenti secondo Eurocodici e NTC**



Dario Flaccovio Editore

D. Leone - A. Castagnone

COMPONENTI STRUTTURALI IN ALLUMINIO

ISBN 9788857902067

© 2013 by Dario Flaccovio Editore s.r.l. - tel. 0916700686

www.darioflaccovio.it info@darioflaccovio.it

Prima edizione: settembre 2013

Castagnone, Adriano <1953->

Componenti strutturali in alluminio : progettazione di elementi lineari e collegamenti secondo Eurocodici e NTC / Adriano Castagnone, Domenico Leone. - Palermo : D. Flaccovio, 2013.

ISBN 978-88-579-0206-7

I. Strutture in alluminio.

624.1826 CDD-22

I. Leone, Domenico <1947->.

SBN PAL0261507

CIP - Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Stampa: Tipografia Priulla, Palermo, settembre 2013

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.

INDICE

Premessa

1. Cenni introduttivi	pag. 11
2. Materiali	
2.1. Generalità sulle leghe di alluminio per le costruzioni.....	» 21
2.1.1. Alluminio strutturale	» 21
2.1.1.1. Proprietà dei materiali laminati ed estrusi	» 23
2.1.1.2. Alluminio per getti.....	» 27
2.1.2. Durabilità delle strutture in alluminio	» 27
2.2. Elementi composti saldati.....	» 29
2.2.1. Unioni saldate.....	» 29
2.2.2. Zone termicamente alterate (HAZ) adiacenti alle saldature	» 30
2.3. Bulloni per giunti di componenti in alluminio.....	» 31
3. Progettazione delle strutture in alluminio	
3.1. Azioni sulle costruzioni	» 33
3.1.1. Generalità	» 33
3.1.2. Azioni permanenti o carichi permanenti (G).....	» 34
3.1.3. Azioni variabili o carichi variabili (Q).....	» 34
3.1.3.1. Carichi di impianto	» 34
3.1.3.2. Carichi di esercizio	» 35
3.1.3.2.1. Carichi sulle coperture.....	» 35
3.1.3.2.2. Carichi su impalcati, scale e solai di copertura praticabili	» 36
3.1.3.3. Azioni della neve	» 36
3.1.3.4. Azioni dei carriponte	» 37
3.1.3.4.1. Dati di progetto	» 37
3.1.3.5. Azione del vento	» 38
3.1.3.6. Azioni sismiche	» 40
3.1.3.7. Azioni indirette dovute a variazione di temperatura.....	» 41
3.1.3.8. Azioni impresse da cedimenti delle fondazioni.....	» 41
3.2. Metodi di calcolo e combinazione dei carichi	» 42
3.2.1. Generalità	» 42
3.2.2. Metodo di calcolo agli stati limite.....	» 42
3.2.3. Combinazione dei carichi per lo SLU	» 43
3.2.4. Combinazione dei carichi per lo SLE.....	» 44
3.2.4.1. Limiti di deformazione	» 45
3.2.5. Progettazione antisismica.....	» 47
3.2.5.1. Analisi lineare e non lineare	» 51
3.2.5.2. Analisi statica o dinamica	» 52

3.2.5.3.	Caratteristiche dei materiali	»	53
3.2.5.4.	Fattori di struttura q	»	53
3.3.	Verifiche di resistenza delle membrature	»	54
3.3.1.	Generalità	»	54
3.3.2.	Classificazione delle sezioni	»	54
3.3.3.	Sezione efficace di elementi di classe 4	»	58
3.3.4.	Sezioni tese	»	63
3.3.5.	Sezioni compresse	»	63
3.3.6.	Sezioni flesse	»	64
3.3.7.	Sezioni presso-flesse	»	65
3.3.8.	Effetti del taglio	»	67
3.3.9.	Interazione tra forza di taglio, momento flettente e forza assiale ..	»	73
3.4.	Verifiche di stabilità	»	73
3.4.1.	Generalità	»	73
3.4.2.	Instabilità di elementi compressi	»	73
3.4.3.	Instabilità di elementi flessi	»	78
3.4.4.	Instabilità di elementi presso-flessi	»	84
3.4.4.1.	Instabilità flessionale	»	84
3.4.4.2.	Instabilità flessio-torsionale	»	86
3.4.4.3.	Momenti di estremità disuguali e/o carichi trasversali ...	»	87
3.4.5.	Stabilità a taglio delle anime	»	88
3.4.6.	Stabilità degli involucri	»	90
3.5.	Verifiche a fatica	»	92
3.5.1.	Generalità	»	92
3.5.1.1.	Criterio di verifica in base alla vita di progetto della struttura	»	93
3.6.	Verifica di resistenza dei collegamenti	»	96
3.6.1.	Collegamenti saldati	»	96
3.6.1.1.	Saldature di testa	»	97
3.6.1.2.	Saldature d'angolo	»	99
3.6.1.3.	Resistenza di progetto nelle zone HAZ	»	101
3.6.1.4.	Giunti con saldature combinate	»	102
3.6.2.	Collegamenti bullonati	»	103
3.6.2.1.	Unione a taglio (con squadrette o piatti collegati alle anime) (§ 8.5.3.1 EN 1999-1-1)	»	106
3.6.2.2.	Unione ad attrito (§ 8.5.9, EN 1999-1-1 [1])	»	109
3.6.2.3.	Unione a flangia	»	110
3.6.2.4.	Unioni di continuità	»	118
3.6.2.5.	Unioni con perni	»	119
3.7.	Ancoraggio di base	»	121
3.7.1.	Generalità	»	121
3.7.2.	Criteri di calcolo	»	122
3.7.3.	Regole pratiche	»	125

4. Progettazione dei rivestimenti e delle opere complementari

4.1. Elementi di rivestimento	» 127
4.1.1. Generalità	» 127
4.1.2. Elementi in lamiera grecata	» 128
4.1.3. Pannelli monolitici coibentati	» 132
4.1.4. Regole pratiche di progettazione ed esecuzione	» 135

5. Esempi di calcolo di elementi presso-flessi

5.1. Sezione complessa parzialmente chiusa	» 137
5.2. Sezione aperta di classe 4 con input agevolato	» 152
5.2.1. Calcolo di verifica per profilo composto saldato col metodo iterativo semplificato	» 160
5.3. Sezione aperta di classe 4 con geometria definita dalle coordinate nodali	» 162
5.4. Sezione chiusa estrusa complessa con parti sporgenti esterne	» 169

6. Verifica di un giunto a flangia bullonata trave-colonna

6.1. Condizioni iniziali di progetto	» 185
6.2. Verifica della saldatura trave-flangia e degli irrigidimenti	» 186
6.3. Verifica della flangia e dei bulloni di giunto a parziale resistenza	» 188
6.4. Verifica globale del nodo a parziale resistenza (resistenza delle componenti nodali)	» 196
6.5. Verifica globale del nodo a piena resistenza	» 205
6.6. Verifica globale del nodo in condizioni sismiche	» 210
6.7. Verifica delle componenti del nodo in condizioni sismiche	» 213
6.8. Conclusioni	» 215

7. Verifica di un giunto con squadrette bullonato

7.1. Generalità	» 217
7.2. Calcolo elastico di un giunto bullonato con singolo piatto	» 219
7.3. Considerazioni e analisi critica della norma	» 224
7.4. Calcolo plastico	» 227
7.4.1. Considerazioni critiche sul calcolo plastico	» 230
7.5. Calcolo del giunto resistente ad attrito (categoria B e C)	» 231

Bibliografia	» 235
--------------------	-------

Premessa

Il presente volume vuole essere una guida sintetica e pratica all'uso degli Eurocodici e della normativa tecnica nazionale per il calcolo di componenti strutturali in lega di alluminio intendendo qui per componenti sia gli elementi lineari che compongono la struttura (travi, colonne e controventi) sia gli elementi di giunzione tra gli stessi (collegamenti bullonati e saldati e ancoraggi di base di colonne) sia gli elementi di completamento e finitura come le lamiere grecate ed i pannelli sandwich coibentati.

La trattazione si sviluppa in due fasi: la prima riguarda una descrizione generale delle caratteristiche delle leghe di alluminio utilizzabili per le costruzioni e un condensato delle norme di progettazione e realizzazione dei manufatti sotto forma di "Specifiche Tecniche Generali"; la seconda affronta in modo diretto la progettazione di componenti strutturali con esempi di calcolo di elementi pressoflessi e di giunzioni tipiche.

In particolare sarà dettagliatamente esposto il calcolo di progetto di un nodo trave-colonna con giunto a flangia bullonato solo parzialmente descritto dalla norma EN 1999-1-1 [1] ma qui eseguito in modo completo con l'uso di un programma automatico elaborato da chi scrive e denominato *Giunto flangiato* tenendo conto anche della interazione tra le componenti nodali secondo le indicazioni della norma EN 1993-1-8 [2] per i giunti in acciaio con particolare attenzione alle richieste di duttilità e sovraresistenza previste dalla normativa antisismica che non tratta ad oggi le strutture in alluminio sismo-resistenti.

Per quanto riguarda il calcolo di elementi pressoflessi saranno eseguite verifiche "passo passo" sia per sezioni scatolari sia per sezioni aperte di forma semplice e complessa con l'uso di un programma automatico elaborato da chi scrive e denominato *Pressoflessione deviata*.

Al volume è allegato un software in versione light che consente il calcolo completo di elementi lineari pressoflessi e di unioni bullonate semplici.

Il programma *Pressoflessione deviata* esegue la verifica di resistenza e stabilità per pressoflessione deviata di elementi in alluminio estrusi o saldati di sezione qualunque ma mono-simmetrica rispetto al piano di flessione. Il calcolo è eseguito in conformità alla norma EN 1999-1-1 nonché alla norma EN 1998-1 per solle-

citazioni sismiche. La versione light limita il calcolo a sezioni semplici descritte con input agevolato e non attraverso le coordinate nodali.

Il programma *Giunto bullonato* esegue il calcolo di un giunto trave-trave o trave-colonna con squadrette o piatti bullonati sia con bulloni in acciaio che con bulloni in lega di alluminio in base alla norma EN 1999-1-1 [1]. Il calcolo può essere eseguito sia per unioni di categoria A (resistenza a taglio) che per unioni di categoria B o C (resistenza ad attrito) con distribuzione elastica o plastica delle forze ove possibile.

Il programma *Giunto flangiato* esegue il calcolo di un giunto trave-trave o trave-colonna con flange bullonate in base alla norma EN 1999-1-1 [1]. Il calcolo è eseguito in base al T-stub method. La versione light limita la verifica alla flangia e ai bulloni senza il controllo delle altre componenti nodali (piattabanda e anima della trave e della colonna) come d'altronde proposto dalla stessa norma.

1. Cenni introduttivi

Il riferimento fondamentale per la progettazione e realizzazione di opere in alluminio strutturale è la norma europea EN 1999-1-1 [1].

Nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) [4] e relative Istruzioni (nel seguito NTC) non viene fatto alcun riferimento a strutture realizzate con elementi in lega di alluminio ma solo il seguente paragrafo 4.6, estratto dalla norma italiana, ne cita il possibile utilizzo previa “necessarie autorizzazioni”.

4.6. COSTRUZIONI DI ALTRI MATERIALI

I sistemi costruttivi o gli elementi strutturali non trattati nelle presenti norme tecniche, che prioritariamente assicurano e/o contribuiscono alla sicurezza strutturale e/o geotecnica delle opere, possono essere utilizzati nel rispetto delle seguenti condizioni:

- i materiali o prodotti strutturali utilizzati devono essere conformi ai requisiti di cui al **Cap.11** delle presenti norme;
- le regole di progettazione ed esecuzione devono essere tali da garantire un livello di sicurezza compatibile con le presenti norme tecniche per le costruzioni e devono essere ad esse riconducibili, ovvero, quando disponibili e/o applicabili, con i riferimenti tecnici ed i documenti di comprovata validità di cui al **Capitolo 12** delle presenti Norme Tecniche.

Nel caso in cui anche una delle condizioni di cui sopra non sia rispettata, si applicano le procedure di cui al punto 11.1, caso C).

Per singoli casi specifici e qualora lo ritengano necessario, le amministrazioni territorialmente competenti alla verifica dell'applicazione delle presenti norme tecniche ai sensi del **DPR 380/2001**, al fine di verificare una o entrambe le condizioni sopra indicati, potranno avvalersi dell'attività consultiva, di carattere facoltativo ai sensi dell'articolo 2, comma 1, lettera b), del **D.P.R. 204/2006**, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che si esprime previa istruttoria del Servizio Tecnico Centrale.

Cap. 11 – NTC [4]

Si definiscono materiali e prodotti per uso strutturale, utilizzati nelle opere soggette alle presenti norme, quelli che prioritariamente assicurano e/o contribuiscono alla sicurezza strutturale e/o geotecnica delle opere stesse, e che consentono ad un'Opera ove questi sono incorporati permanentemente di soddisfare in maniera prioritaria il requisito base delle opere n. 1 “Resistenza meccanica e stabilità” di cui al Regolamento UE n. 305/2011 ovvero il requisito essenziale n.1 della Direttiva 89/106/CEE e s.m.i.

I materiali ed i prodotti per uso strutturale devono rispondere ai requisiti indicati nel seguito. I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- **identificati** univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- **qualificati** sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- **accettati** dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di identificazione e qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

In particolare, per quanto attiene l'identificazione e la qualificazione, possono configurarsi i seguenti casi:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata il cui riferimento sia pubblicato su GUUE. Al termine del periodo di coesistenza, il loro impiego nelle opere è possibile soltanto se in possesso della Marcatura CE, prevista dalla Direttiva 89/106/CEE "Prodotti da costruzione" (CPD), recepita in Italia dal DPR 21/04/1993, n. 246, così come modificato dal DPR 10/12/1997, n. 499 ovvero dal Regolamento UE n. 305/2011 (omissis)

Sembra quindi obbligatorio il riferimento alle norme europee sulla materia là dove la norma nazionale è carente, come esplicitamente riportato nel Cap. 12 (*Riferimenti*) delle NTC [4]:

Cap. 12 – NTC [4]

Per quanto non diversamente specificato nella presente norma, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- **Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o desumibili dalle presenti norme;**
(omissis)

D'altra parte in testa agli Eurocodici viene riportata la seguente premessa:

Premessa nazionale

*La presente norma costituisce il recepimento, in lingua inglese, della norma europea EN 1999-1-1 che assume così lo status di **norma nazionale italiana**.*

*La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI **Ingegneria strutturale**.*

*La presente norma è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del **corpo normativo nazionale** il*

Di seguito sono elencate le norme europee utilizzate nella progettazione e realizzazione di strutture in alluminio citate in questo volume

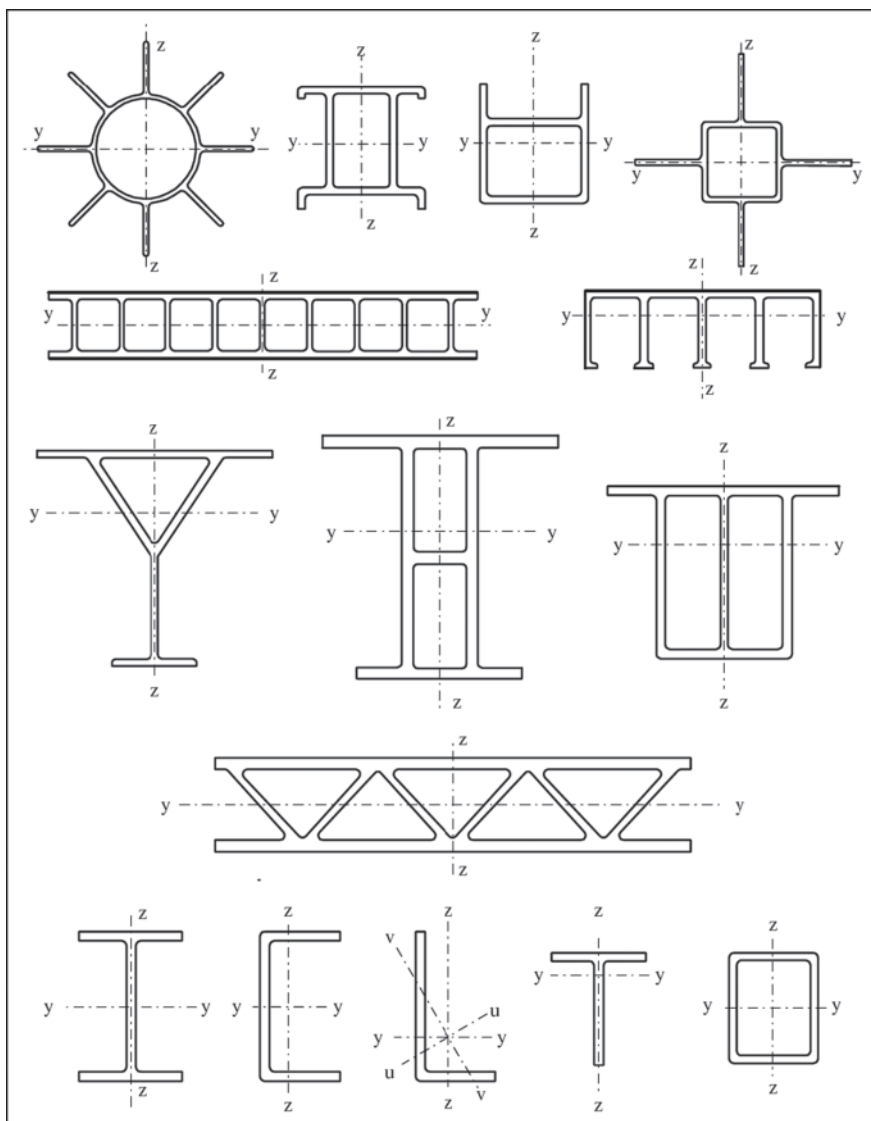
- EN 1990: *Criteri generali di progettazione strutturale;*
- EN 1991: *Azioni sulle strutture;*
- EN 1090-1: *Execution of steel structures and aluminium structures – Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components;*
- EN 1090-3: *Execution of steel structures and aluminium structures – Part 3: Technical requirements for aluminium structures.*

Viene anche fatto riferimento alle seguenti norme valide per le strutture in acciaio o generali per quanto non esplicitamente espresso nelle norme dedicate:

- EN 1993-1-1: *Progetto di strutture in acciaio – Parte 1-1: regole generali e regole per edifici;*
- EN 1993-1-3: *Norme per il progetto delle strutture in acciaio; regole supplementari per profili piegati a freddo e rivestimenti;*
- EN 1993-1-8: *Norme per il progetto delle strutture in acciaio; progetto di giunti;*
- EN 1998-1: *Azioni sismiche e regole per edifici.*

Una precisazione va fatta sull'applicabilità della norma EN 1999-1-1 [1] per **elementi trave o colonna** (beams) soggetti a flessione o presso-flessione relativamente alla **tipologia di sezioni** che possono essere verificate secondo i **criteri analitici** contenuti nella norma stessa.

Innanzitutto le sezioni devono essere **mono o bi-simmetriche o centralmente simmetriche per l'applicabilità del paragrafo 6.2.9, Elementi presso-flessi, e del paragrafo 6.3.3.1, Instabilità flessionale**, come rappresentato dalla seguente figura estratta dalla norma (a meno del profilo a L con lati disuguali).



Il paragrafo 6.2.9 contiene le seguenti precisazioni sull'applicabilità dei criteri di **verifica di resistenza di sezioni presso-flesse**:

(1) For doubly symmetric cross-sections (except solid sections, see 6.2.9.2) the following two criterions should be satisfied:

(omissis)

(2) Criterion (6.41) may also be used for mono-symmetrical cross-sections with $\eta_0 = \alpha_y^2$ (but $1 \leq \eta_0 \leq 2,0$)

(omissis)

Il paragrafo 6.3.3.1 contiene le seguenti precisazioni sull'applicabilità dei criteri di **verifica della stabilità flessionale**:

6.3.3.1 Flexural buckling

(1) For a member with open doubly symmetric cross-section (solid sections, see (2)), one of the following criterions should be satisfied:

(omissis)

(4) For other open monosymmetrical cross sections, bending about either axis, expression (6.59) may be used with $\xi_{yc}, M_{y,Ed}, M_{y,Rd}$ and χ_y replaced by $\xi_{zc}, M_{z,Ed}, M_{z,Rd}$ and χ_z

(omissis)

Il paragrafo 6.3.3.2 contiene le seguenti precisazioni sull'applicabilità dei criteri di **verifica della stabilità flessio-torsionale**:

6.3.3.2 Lateral-torsional buckling

(1) Members with open cross-section symmetrical about major axis, centrally symmetric or doubly symmetric cross-section, the following criterion should satisfy:

(omissis)

Inoltre le sezioni dovrebbero essere dotate di **flange** (intendendo per flangia la parte orizzontale più esterna della sezione perpendicolare al piano di flessione) e **anime** (intendendo per anima la parte verticale o inclinata che collega le flange) poiché è ricorrente il riferimento a queste due parti della sezione sia nel criterio di classificazione sia in alcune verifiche come di seguito testualmente riportato.

Il paragrafo 6.2.6 (verifica a taglio) riporta quanto segue:

a) For sections containing shear webs

$$A_v = \sum_{i=1}^n [(h_w - \sum d)(t_w)_i - (1 - \rho_{o,haz})b_{haz}(t_w)_i]$$

where:

h_w is the depth of the web between flanges.

Il fattore di riduzione per l'instabilità χ_z contenuto nelle espressioni per il calcolo di verifica della stabilità flessione-torsionale è così definito:

χ_z is the reduction factor for buckling when one or both flanges deflects laterally (buckling in the x-y plane or lateral-torsional buckling) based on (6.68a) in section with localized weld

Il paragrafo 6.7.6.1 (*Interazione tra forza di taglio, momento e forza assiale*) introduce il momento resistente di progetto delle sole flange nell'espressione di verifica della resistenza:

6.7.6.1 Interaction between shear force, bending moment and axial force

(1) Provided that the flanges can resist the whole of the design value of the bending moment and axial force in the member, the design shear resistance of the web need not be reduced to allow for the moment and axial force in the member, except as given in 6.7.4.2(10).

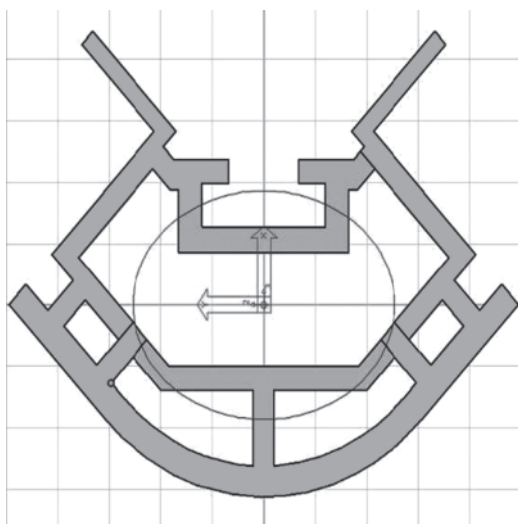
(omissis)

$M_{f,Rd}$ is the design bending moment resistance of the flanges only, see 6.7.5(9).

Risulta spesso difficile individuare in forme estruse complesse le parti definibili *flange* e le parti definibili *anime* cui attribuire, nel caso di interazione momento-forza assiale-taglio, rispettivamente il momento resistente e la resistenza a taglio. A titolo di esempio si riportano di seguito alcune forme estruse complesse ridotte a forme semplici di uguali caratteristiche geometriche ma che consentono

L'applicazione di un metodo di calcolo analitico (a favore di sicurezza) come previsto dalla norma. L'alternativa a questo tipo di approccio è un'analisi FEM il cui modello, per quanto preciso, può fornire un quadro tensionale della sezione senza poter definire né la classe né le possibili instabilità locali. L'approccio FEM dovrebbe essere di tipo non lineare con grande complicazione del calcolo oppure bisognerebbe ricorrere a test di laboratorio comunque da interpretare e trasformare in algoritmi di verifica. Per noi semplici progettisti è il tempo di risposta rapido che condiziona la nostra attività per cui la ricerca di soluzioni semplificate ed a favore di sicurezza è certamente la strada più veloce ed economica da seguire tenendo conto anche del notevole numero di componenti e connessioni presenti in una struttura completa.

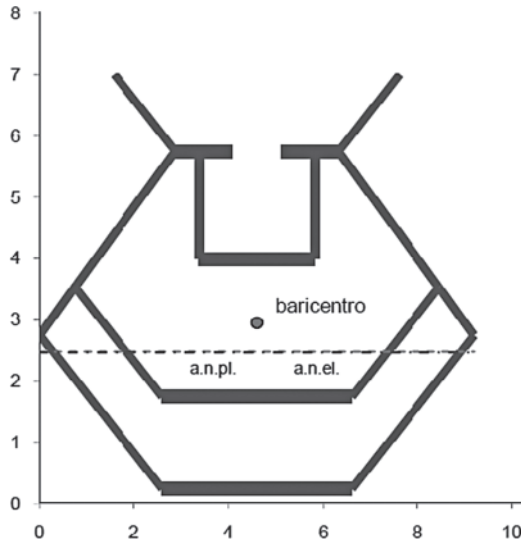
La sezione di seguito rappresentata appartiene ad una colonna di un telaio mono-piano che supporta un carico permanente di pannelli solari. Il profilo è in lega di alluminio estrusa di sezione mono-simmetrica complessa parzialmente chiusa di dimensioni 92×70 mm.



La sezione è stata ridotta a forma semplice equivalente ed esaminata con l'uso del programma *Pressoflessione deviata* come di seguito riportato.

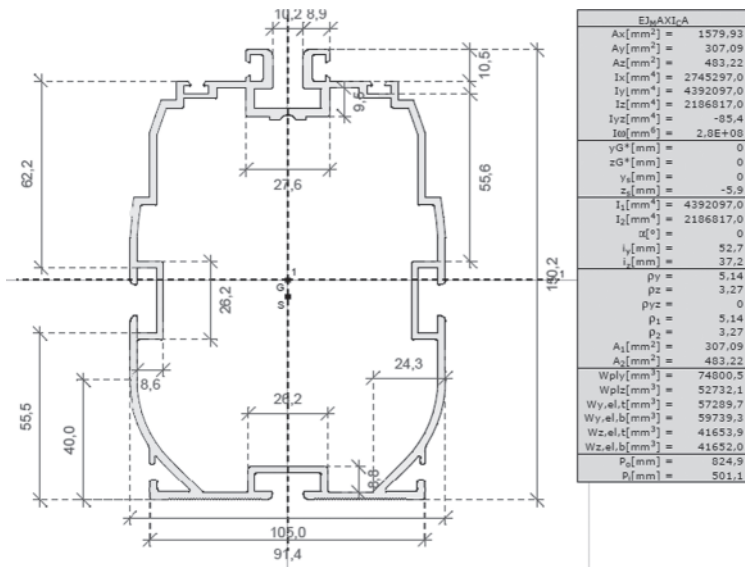
Nella sezione (che sarà oggetto di calcolo dettagliato nel seguito di questo volume) si individuano le seguenti parti:

- flangia superiore: elementi orizzontali superiori più esterni;
- flangia inferiore: elementi orizzontali inferiori più esterni;
- flange interne: elementi orizzontali interni;
- anime: elementi verticali e inclinati che collegano le flange o le anime tra loro.

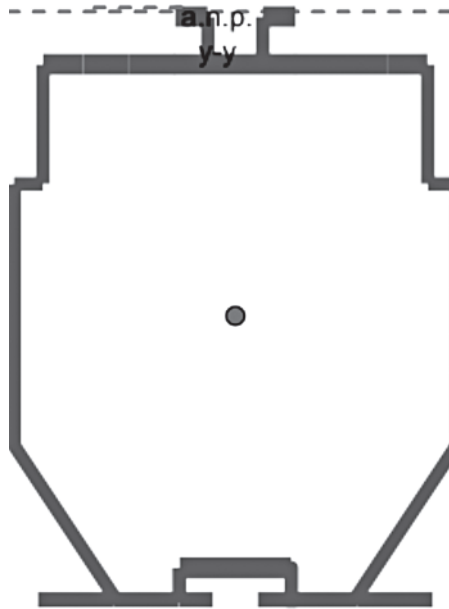


Le parti di anima mancanti incrementano lo spessore di quelle parallele presenti nella sezione.

La sezione chiusa di seguito rappresentata è stata elaborata in Autocad e ne sono state definite le caratteristiche geometriche.

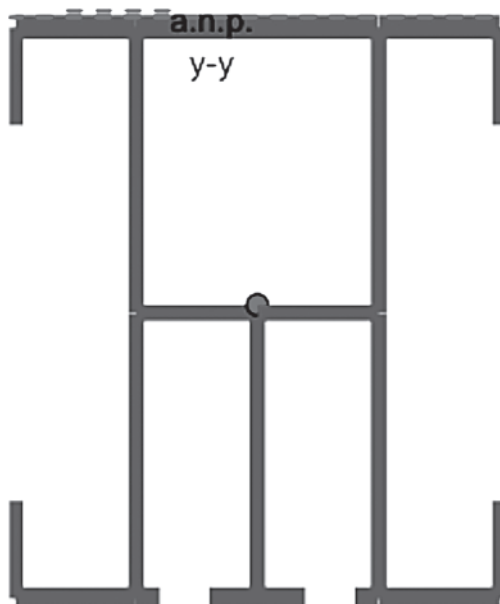


La sezione semplificata equivalente esaminata col programma *Pressflessione deviata* consente il calcolo analitico individuando le parti orizzontali esterne come flange e quelle verticali o inclinate interne come anime.

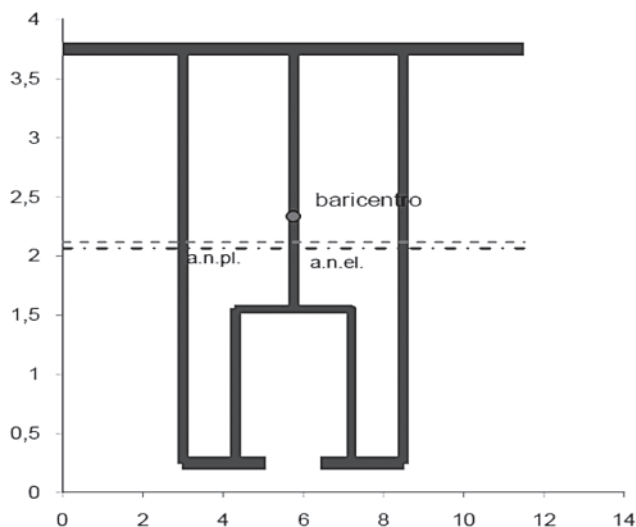


Altre forme particolari semplificate che sono state oggetto di validazione del programma *Pressoflessione deviata* sono di seguito riportate:

- sezione parzialmente chiusa con flangia interna:



- sezione parzialmente chiusa con flangia interna:

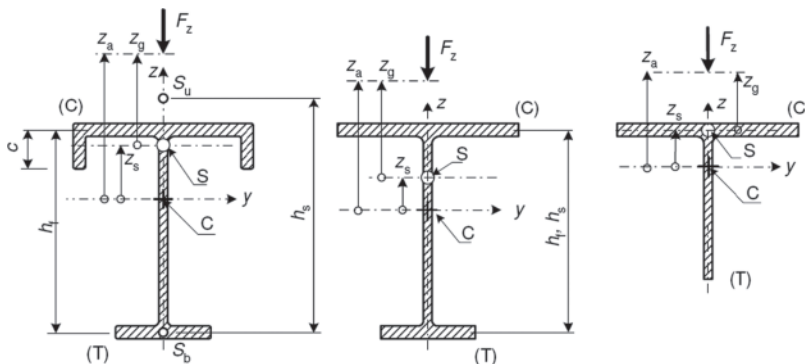


Si precisa inoltre che, per il calcolo di verifica della stabilità flessio-torsionale di travi o colonne (*lateral-torsional buckling*), l'espressione del **momento critico** (M_{cr}) e le tabelle dei coefficienti riportate nell'allegato I della norma EN 1999-1-1 [1] si riferiscono a **sezioni mono o bi-simmetriche** o centralmente simmetriche (profili a Z) del tipo rappresentato nelle seguenti figure:

1.1.2 General formula for beams with uniform cross-sections symmetrical about the minor or major axis

(1) In the case of a beam of uniform cross-section which is symmetrical about the minor axis, for bending about the major axis the elastic critical moment for lateral-torsional buckling is given by the general formula:

(omissis)



(C) Compression side, (T) tension side, S shear centre, G gravity centre
 S_u, S_b is shear centre of upper and bottom flange

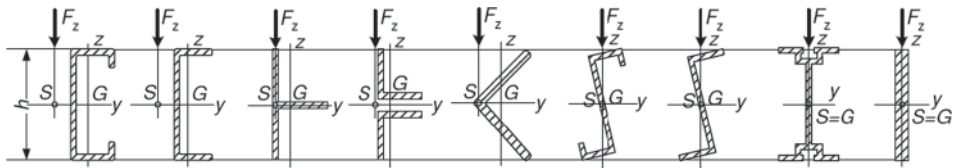


Figure I.2 - Beams with uniform cross-sections symmetrical about major axis, centrally symmetric and doubly symmetric cross-sections

Sezioni di forma qualunque, aperta o chiusa (senza assi di simmetria) soggette a compressione assiale e flessione mono o bi-assiale (*bending-compression*) non sono analiticamente trattate dalla norma EN 1999-1-1 [1] mentre la presenza o meno di flange limita la fattibilità di alcune verifiche o perlomeno richiede approssimazioni di calcolo come per le sezioni 3, 4, 5 e 9 della precedente figura.

2. Materiali

2.1. Generalità sulle leghe di alluminio per le costruzioni

I materiali e prodotti per uso strutturale devono essere:

- **identificati** univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- **qualificati** sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- **accettati** dal direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Il riferimento nazionale per l'impiego strutturale delle leghe in alluminio è il Cap. 11 delle NTC.

2.1.1. Alluminio strutturale

La designazione delle leghe di alluminio strutturale è riportata nella tabella 3.1a della norma EN 1999-1-1 [1] di seguito riprodotta in cui viene indicato anche lo stato di fornitura del prodotto e la classe di durabilità.

La classe di durabilità definisce il grado di protezione in funzione delle condizioni di esposizione e dello spessore.

I possibili attacchi corrosivi e la protezione delle superfici sono definiti nell'allegato D della norma EN 1999-1-1 [1].

Table 3.1a - Wrought aluminium alloys for structures

Alloy designation		Form of product	Durability rating ³⁾
Numerical	Chemical symbols		
EN AW-3004	EN AW-AlMn1Mg1	SH, ST, PL	A
EN AW-3005	EN AW-AlMn1Mg0,5	SH, ST, PL	A
EN AW-3103	EN AW-Al Mn1	SH, ST, PL, ET, EP, ER/B	A
EN AW-5005 / 5005A	EN AW-AlMg1(B) / (C)	SH, ST, PL	A
EN AW-5049	EN AW-AlMg2Mn0,8	SH, ST, PL	A
EN AW-5052	EN AW-Al Mg2,5	SH, ST, PL, ET ²⁾ , EP ²⁾ , ER/B, DT	A
EN AW-5083	EN AW-Al Mg4,5Mn0,7	SH, ST, PL, ET ²⁾ , EP ²⁾ , ER/B, DT, FO	A ¹⁾
EN AW-5454	EN AW-Al Mg3Mn	SH, ST, PL, ET ²⁾ , EP ²⁾ , ER/B	A
EN AW-5754	EN AW-Al Mg3	SH, ST, PL, ET ²⁾ , EP ²⁾ , ER/B, DT, FO	A
EN AW-6060	EN AW-Al MgSi	ET,EP,ER/B,DT	B
EN AW-6061	EN AW-Al Mg1 SiCu	SH, ST,PL,ET,EP,ER/B,DT	B
EN AW-6063	EN AW-Al Mg0,7Si	ET, EP, ER/B,DT	B
EN AW-6005A	EN AW-Al SiMg(A)	ET, EP, ER/B	B
EN AW-6082	EN AW-Al Si1MgMn	SH, ST, PL, ET, EP, ER/B, DT, FO	B
EN AW-6106	EN AW-AlMgSiMn	EP	B
EN AW-7020	EN AW-Al Zn4,5Mg1	SH, ST, PL, ET, EP, ER/B, DT	C
EN AW-8011A	EN AW-AlFeSi	SH, ST, PL	B
Key:		ER/B - Extruded Rod and Bar (EN 755)	
SH - Sheet (EN 485)		DT - Drawn Tube (EN 754)	
ST - Strip (EN 485)		FO - Forgings (EN 586)	
PL - Plate (EN 485)		¹⁾ See Annex C: C.2.2.2(2)	
ET - Extruded Tube (EN 755)		²⁾ Only simple, solid (open) extruded sections or thick-walled tubes over a mandrel (seamless)	
EP - Extruded Profiles (EN 755)		³⁾ See 4, Annex C and Annex D	

Table D.1 - Recommendations for corrosion protection for various exposure conditions and durability ratings

Alloy durability rating	Material thickness mm	Protection according to the exposure							
		Atmospheric						Immersed	
		Rural	Industrial/urban		Marine			Fresh-water	Sea water
			Mode-rate	Severe	Non-industrial	Mode-rate	Se-vere		
A	All	0	0	(Pr)	0	0	(Pr)	0	(Pr)
B	< 3	0	0	(Pr)	(Pr)	(Pr)	(Pr)	Pr	Pr
	≥ 3	0	0	0	0	0	(Pr)	(Pr)	Pr
C	All	0	0 ²⁾	(Pr) ²⁾	0 ²⁾	0 ²⁾	(Pr) ²⁾	(Pr) ¹⁾	NR
0 Normally no protection necessary Pr Protection normally required except in special cases, see D.3.2 (Pr) The need for protection depends on if there are special conditions for the structure, see D.3.2. In case there is a need it should be stated in the specification for the structure NR Immersion in sea water is not recommended 1) For 7020, protection only required in Heat Affected Zone (HAZ) if heat treatment not applied after welding 2) If heat treatment of 7020 after welding is not applied, the need to protect the HAZ should be checked with respect to conditions, see D.3.2.									
NOTE For the protection of sheet used in roofing and siding see prEN 508-2:1996.									

2.1.1.1. Proprietà dei materiali laminati ed estrusi

La tabella 3.2a della norma EN 1999-1-1 [1] di seguito riprodotta definisce le caratteristiche meccaniche per leghe di alluminio fornite in nastri, lamiere e piatti riferite sia alla sezione grezza che alla zona termicamente alterata (nel seguito HAZ) per sezioni composte saldate. I valori riportati sono validi fino ad una temperatura di 80 °C. Per impieghi a temperature comprese tra 80 e 100 °C le caratteristiche meccaniche devono essere ridotte in base alla seguente espressione:

$$X_{kT} = [1 - k_{100}(T - 80)/20] X_k$$

in cui

X_{kT} è il valore della resistenza caratteristica del materiale a temperatura compresa tra 80 e 100 °C

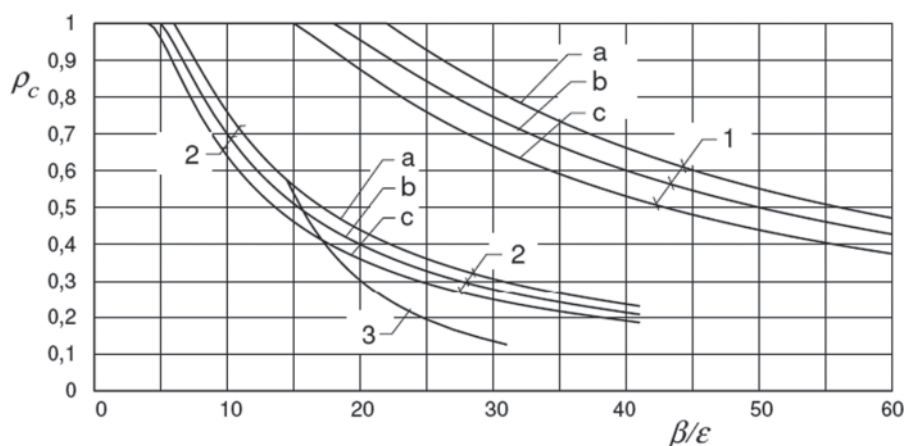
$X_{kT} = f_{o'} f_u f_{o, haz} o f_{u, haz}$ riferiti alla temperatura T

$k_{100} = 0,1$ per leghe della classe 3xxx, 5xxx e EN AW-8011A

$k_{100} = 0,1$ per leghe della classe 6xxx e EN AW-7020

X_k = valore caratteristico della proprietà del materiale.

Nella tabella 3.2.a, BC rappresenta la classe di instabilità (*Buckling Class*) che misura la suscettibilità alla instabilità locale delle parti compresse della sezione e condiziona la classificazione e il calcolo della sezione efficace. La relazione che lega il fattore di riduzione delle parti compresse ρ_c al rapporto $\beta = \eta \cdot d/t$ è funzione delle curve di instabilità (BC) come rappresentato nella seguente figura.



1 Internal parts and round tubes, 2 Symmetrical outstands, 3 Un-symmetrical outstands

a) class A, without welds,

b) class A, with welds or class B, without welds

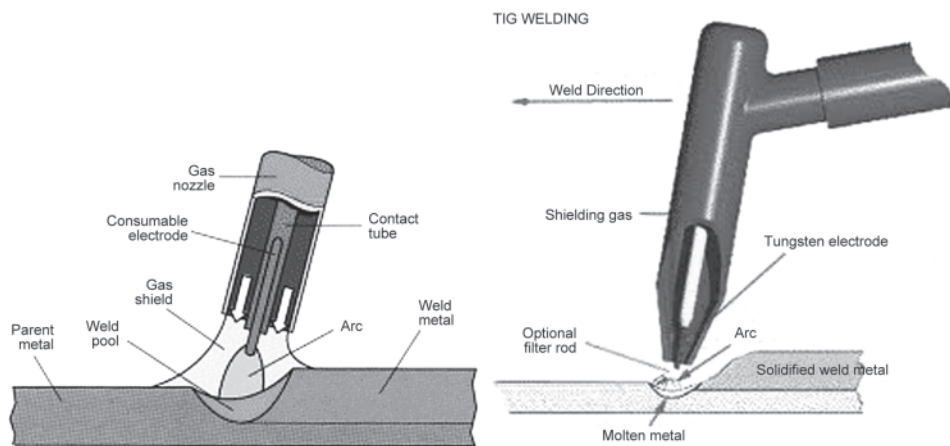
c) class B, with welds

La tabella 3.2b della norma EN 1999-1-1 [1] di seguito riprodotta definisce le caratteristiche meccaniche per leghe di alluminio fornite come profili estrusi in cui:

- i valori in grassetto indicano che le caratteristiche possono essere maggiori di quelle indicate per alcuni tipi di fornitura o spessori;
- nel caso di sezioni composte da parti di diverso spessore che ricadono in più di una categoria di valori di proprietà specificate, il minor valore specificato della proprietà deve essere assunto come valido per l'intera sezione;
- i valori HAZ sono validi per saldature MIG (Metal Inert Gas) e spessori fino a 15 mm. Per saldature TIG (Tungsten Inert Gas) e leghe della serie 3xxx, 5xxx e 8011A con spessori fino a 6 mm si applicano i valori HAZ tabellati. Per saldature TIG e leghe della serie 6xxx e 7xxx con spessori fino a 6 mm i valori HAZ tabellati devono essere moltiplicati dal fattore 0,8. Per spessori maggiori di 6 mm e per leghe della serie 6xxx, 7xxx i valori HAZ devono essere ulteriormente ridotti da un fattore 0,8 mentre per leghe della serie 3xxx, 5xxx e 8011A devono essere ridotti dal fattore 0,9.

Tali riduzioni non si applicano per tempere di tipo O.

Di seguito si riportano le rappresentazioni delle saldature MIG e TIG.



Si noti come per ciascun materiale delle tabelle sia chiaramente definito lo spessore massimo di impiego. Lo spessore minimo è definito al paragrafo 1.1.2 (1) della EN 1999-1-1 di seguito riportato:

1.1.2 (1) Nota: gli spessori minimi del materiale raccomandati sono i seguenti:

- componenti non saldate (lamine o estruse) $sp. \geq 0,6 \text{ mm}$
- componenti saldate $sp. \geq 1,5 \text{ mm}$

Table 3.2a - Characteristic values of 0,2% proof strength f_o , ultimate tensile strength f_u (unwelded and for HAZ), min elongation A , reduction factors $\rho_{o,haz}$ and $\rho_{u,haz}$ in HAZ, buckling class and exponent n_p for wrought aluminium alloys - Sheet, strip and plate

Alloy EN-AW	Temper ¹⁾	Thickness mm ¹⁾	f_o ¹⁾	f_u	A_{50} ¹⁾⁶⁾	$f_{o,haz}$ ²⁾	$f_{u,haz}$ ²⁾	HAZ-factor ²⁾		BC ⁴⁾	n_p ^{1), 5)}
			N/mm ²	%	N/mm ²	N/mm ²	$\rho_{o,haz}$ ¹⁾	$\rho_{u,haz}$			
3004	H14 H24/H34	≤ 6 3	180 170	220	1 3	75	155	0,42 0,44	0,70	B	23 18
	H16 H26/H36	≤ 4 3	200 190	240	1 3			0,38 0,39	0,65	B	25 20
3005	H14 H24	≤ 6 3	150 130	170	1 4	56	115	0,37 0,43	0,68	B	38 18
	H16 H26	≤ 4 3	175 160	195	1 3			0,32 0,35	0,59	B	43 24
3103	H14 H24	≤ 25 12,5	120 110	140	2 4	44	90	0,37 0,40	0,64	B	31 20
	H16 H26	≤ 4	145 135	160	1 2			0,30 0,33	0,56	B	48 28
5005/5005A	O/H111	≤ 50	35	100	15	35	100	1	1	B	5
	H12 H22/H32	≤ 12,5	95 80	125	2 4	44	100	0,46 0,55	0,80	B	18 11
	H14 H24/H34	≤ 12,5	120 110	145	2 3			0,37 0,40	0,69	B	25 17
5052	H12 H22/H32	≤ 40	160 130	210	4 5	80	170	0,50 0,62	0,81	B	17 10
	H14 H24/H34	≤ 25	180 150	230	3 4			0,44 0,53	0,74	B	19 11
5049	O / H111	≤ 100	80	190	12	80	190	1	1	B	6
	H14 H24/H34	≤ 25	190 160	240	3 6	100	190	0,53 0,63	0,79	B	20 12
5454	O/H111	≤ 80	85	215	12	85	215	1	1	B	5
	H14 H24/H34	≤ 25	220 200	270	2 4	105	215	0,48 0,53	0,80	B	22 15
5754	O/H111	≤ 100	80	190	12	80	190	1	1	B	6
	H14 H24/H34	≤ 25	190 160	240	3 6	100	190	0,53 0,63	0,79	B	20 12
5083	O/H111	≤ 50	125	275	11	125	275	1	1	B	6
		50 < t ≤ 80	115	270	14 ³⁾	115	270			B	
	H12 H22/H32	≤ 40	250 215	305	3 5	155	275	0,62 0,72	0,90	B	22 14
H14 H24/H34	≤ 25	280 250	340	2 4	0,55 0,62			0,81	A	22 14	
6061	T4 / T451	≤ 12,5	110	205	12	95	150	0,86	0,73	B	8
	T6 / T651	≤ 12,5	240	290	6	115	175	0,48	0,60	A	23
	T651	12,5 < t ≤ 80	240	290	6 ³⁾						
6082	T4 / T451	≤ 12,5	110	205	12	100	160	0,91	0,78	B	8
	T61/T6151	≤ 12,5	205	280	10	125	185	0,61	0,66	A	15
	T6151	12,5 < t ≤ 100	200	275	12 ³⁾			0,63	0,67	A	14
	T6/T651	≤ 6	260	310	6			0,48	0,60	A	25
		6 < t ≤ 12,5	255	300	9			0,49	0,62	A	27
T651	12,5 < t ≤ 100	240	295	7 ³⁾	0,52			0,63	A	21	
7020	T6	≤ 12,5	280	350	7	205	280	0,73	0,80	A	19
	T651	≤ 40			9 ³⁾						
8011A	H14 H24	≤ 12,5	110 100	125	2 3	37	85	0,34 0,37	0,68	B	37 22
	H16 H26	≤ 4	130 120	145	1 2			0,28 0,31	0,59		33 33

1) If two (three) tempers are specified in one line, tempers separated by “|” have different technological values but separated by “/” have same values. (The tempers show differences for f_o , A and n_p).

2) The HAZ-values are valid for MIG welding and thickness up to 15mm. For TIG welding strain hardening alloys (3xxx, 5xxx and 8011A) up to 6 mm the same values apply, but for TIG welding precipitation hardening alloys (6xxx and 7xxx) and thickness up to 6 mm the HAZ values have to be multiplied by a factor 0,8 and so the ρ -factors. For higher thickness – unless other data are available – the HAZ values and ρ -factors have to be further reduced by a factor 0,8 for the precipitation hardening alloys (6xxx and 7xxx) and by a factor 0,9 for the strain hardening alloys (3xxx, 5xxx and 8011A). These reductions do not apply in temper O.

3) Based on A ($= A_{5,65\sqrt{A_0}}$), not A_{50} .

4) BC = buckling class, see 6.1.4.4, 6.1.5 and 6.3.1.

5) n -value in Ramberg-Osgood expression for plastic analysis. It applies only in connection with the listed f_o -value.

6) The minimum elongation values indicated do not apply across the whole range of thickness given, but mostly to the thinner materials. In detail see EN 485-2.

Table 3.2b - Characteristic values of 0,2% proof strength f_0 and ultimate tensile strength f_u (unwelded and for HAZ), min elongation A , reduction factors $\rho_{0,haz}$ and $\rho_{u,haz}$ in HAZ, buckling class and exponent n_p for wrought aluminium alloys - Extruded profiles, extruded tube, extruded rod/bar and drawn tube

Alloy EN-AW	Product form	Temper	Thick-ness t mm 1) 3)	f_0 1)	f_u 1)	A 5) 2)	$f_{0,haz}$ 4),	$f_{u,haz}$ 4)	HAZ-factor 4)		BC 6)	n_p 7)
				N/mm ²	%	N/mm ²		$\rho_{0,haz}$	$\rho_{u,haz}$			
5083	ET, EP,ER/B	O / H111, F, H112	$t \leq 200$	110	270	12	110	270	1	1	B	5
	DT	H12/22/32	$t \leq 10$	200	280	6	135	270	0,68	0,96	B	14
		H14/24/34	$t \leq 5$	235	300	4			0,57	0,90	A	18
6060	EP,ET,ER/B	T5	$t \leq 5$	120	160	8	50	80	0,42	0,50	B	17
	EP		$5 < t \leq 25$	100	140	8			0,50	0,57	B	14
	ET,EP,ER/B	T6	$t \leq 15$	140	170	8	60	100	0,43	0,59	A	24
	DT		$t \leq 20$	160	215	12			0,38	0,47	A	16
	EP,ET,ER/B	T64	$t \leq 15$	120	180	12	60	100	0,50	0,56	A	12
	EP,ET,ER/B	T66	$t \leq 3$	160	215	8	65	110	0,41	0,51	A	16
EP	$3 < t \leq 25$		150	195	8	0,43			0,56	A	18	
6061	EP,ET,ER/B,DT	T4	$t < 25$	110	180	50	95	150	0,86	0,83	B	8
	EP,ET,ER/B,DT	T6	$t \leq 20$	240	260	8	115	175	0,48	0,67	A	55
6063	EP,ET,ER/B	T5	$t \leq 3$	130	175	8	60	100	0,46	0,57	B	16
	EP		$3 < t \leq 25$	110	160	7			0,55	0,63	B	13
	EP,ET,ER/B	T6	$t \leq 25$	160	195	8	65	110	0,41	0,56	A	24
	DT		$t \leq 20$	190	220	10			0,34	0,50	A	31
	EP,ET,ER/B	T66	$t \leq 10$	200	245	8	75	130	0,38	0,53	A	22
	EP		$10 < t \leq 25$	180	225	8			0,42	0,58	A	21
DT	$t \leq 20$		195	230	10	0,38			0,57	A	28	
6005A	EP/O, ER/B	T6	$t \leq 5$	225	270	8	115	165	0,51	0,61	A	25
			$5 < t \leq 10$	215	260	8			0,53	0,63	A	24
			$10 < t \leq 25$	200	250	8			0,58	0,66	A	20
	EP/H, ET	T6	$t \leq 5$	215	255	8			0,53	0,65	A	26
$5 < t \leq 10$	200		250	8	0,58	0,66	A	20				
6106	EP	T6	$t \leq 10$	200	250	8	95	160	0,48	0,64	A	20
6082	EP,ET,ER/B	T4	$t \leq 25$	110	205	14	100	160	0,91	0,78	B	8
	EP/O, EP/H	T5	$t \leq 5$	230	270	8	125	185	0,54	0,69	B	28
	EP/O,EP/H ET	T6	$t \leq 5$	250	290	8	125	185	0,50	0,64	A	32
			$5 < t \leq 15$	260	310	10			0,48	0,60	A	25
	ER/B	T6	$t \leq 20$	250	295	8			0,50	0,63	A	27
			$20 < t \leq 150$	260	310	8			0,48	0,60	A	25
DT	T6	$t \leq 5$	255	310	8	0,49			0,60	A	22	
		$5 < t \leq 20$	240	310	10	0,52			0,60	A	17	
7020	EP,ET,ER/B	T6	$t \leq 15$	290	350	10	205	280	0,71	0,80	A	23
	EP,ET,ER/B	T6	$15 < t < 40$	275	350	10			0,75	0,80	A	19
	DT	T6	$t \leq 20$	280	350	10			0,73	0,80	A	18

Nel caso di sezioni costituite da parti di diverso spessore si farà riferimento alla nota (3) in calce alla tabella 3.2b che dice testualmente:

in accordo con la EN 755-2 si applica la seguente regola: se una sezione è composta da diversi spessori che ricadono in più di un set di valori di proprietà meccaniche specificate, il valore MINORE specificato (e.o. snervamento) dovrebbe essere considerato valido per l'intera sezione

In generale la caratteristica di resistenza minore è quella in corrispondenza dello spessore maggiore.

2.1.1.2. Alluminio per getti

Le regole di progetto della norma EN 1999-1-1 [1] si applicano anche ai prodotti in lega di alluminio ottenuti per getto gravitazionale purché siano rispettate le regole addizionali e speciali riportate nell'allegato C item C.3.4 della stessa norma. Le caratteristiche di queste leghe sono riportate nella tabella 3.3 di seguito riprodotta.

Table 3.3 - Characteristic values of 0,2% proof strength f_o and ultimate tensile strength f_u for cast aluminium alloys – Gravity castings

Alloy	Casting process	Temper	f_o (f_{oc}) N/mm ²	f_u (f_{uc}) N/mm ²	A_{50} % ¹⁾
EN AC-42100	Permanent mould	T6	147	203	2,0
	Permanent mould	T64	126	175	4
EN AC-42200	Permanent mould	T6	168	224	1,5
	Permanent mould	T64	147	203	3
EN AC-43000	Permanent mould	F	63	126	1,25
EN AC-43300	Permanent mould	T6	147	203	2,0
	Sand cast	T6	133	161	1,0
	Permanent mould	T64	126	175	3
EN AC-44200	Permanent mould	F	56	119	3
	Sand cast	F	49	105	2,5
EN AC-51300	Permanent mould	F	70	126	2,0
	Sand cast	F	63	112	1,5

1) For elongation requirements for the design of cast components, see C.3.4.2(1).

2.1.2. Durabilità delle strutture in alluminio

Le azioni anticorrosive devono cominciare già in fase pre-progettuale.

I requisiti base di durabilità sono dati dalla norma EN 1990; in particolare:

- in condizioni atmosferiche normali, le strutture di alluminio costituite da leghe elencate nelle tabelle 3.1a e 3.1b della norma EN 1999-1-1 possono essere usate senza protezione delle superfici. L'allegato D della norma EN 1999-1-1

[1] fornisce informazioni sulla resistenza alla corrosione dell'alluminio e linee guida per la protezione delle superfici insieme a informazioni e condizioni per le quali una protezione alla corrosione è raccomandata;

- componenti suscettibili di corrosione e soggette a esposizioni aggressive, usura meccanica o fatica dovrebbero essere progettate in modo tale che l'ispezione, la manutenzione e le riparazioni possano essere agevolmente eseguite durante la vita di progetto;
- la specifica di esecuzione della protezione dovrebbe descrivere l'estensione, il tipo e la procedura di esecuzione per un dato trattamento protettivo.

Progettare un sistema protettivo vuol dire proteggere adeguatamente l'alluminio al prezzo minimo ovvero mantenere le prestazioni di un sistema protettivo entro limiti economici.

Il grado di qualunque deterioramento può essere stimato sulla base di calcoli, indagini sperimentali, esperienza dalle costruzioni vicine o da una combinazione delle suddette considerazioni (EN 1990).

Dopo aver determinato i tipi e l'intensità degli effetti corrosivi è possibile scegliere tra i metodi di protezione contro la corrosione.

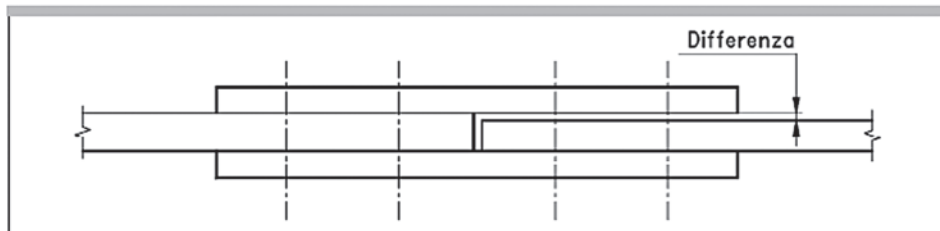
I requisiti e i principi di esecuzione dei trattamenti protettivi delle strutture in alluminio sono forniti dalla norma EN 1090-3.

Nel caso di parti inaccessibili, o profili a sezione chiusa non sigillati alle estremità, potranno essere previsti adeguati sovrassessori oppure protezioni con ossidazione anodica (EN 12373-1) o con vernici organiche.

Si riportano di seguito alcune situazioni in cui le componenti in alluminio richiedono accorgimenti protettivi particolari:

- alluminio in contatto con alluminio o altri metalli: tale situazione può causare attacchi elettrochimici dell'alluminio. Il contatto tra superfici di giunti bullonati resistenti a taglio o ad attrito richiede trattamenti protettivi aggiuntivi come definito dalla tabella D.2 della EN 1991-1-1. Per componenti pre-verniciate o protette assemblate deve essere prevista una sigillatura delle superfici di contatto tenendo conto della vita attesa della struttura, dell'esposizione e della qualità della protezione delle componenti;

Differenza di spessore fra componenti di un giunto comune



- superfici di alluminio in contatto con calcestruzzi, malte e murature di mattoni: la superficie di alluminio in contatto deve essere protetta con vernice bituminosa o equivalente estesa ad almeno due mani per esposizione in ambiente industriale o marino. Anche la superficie del materiale in contatto deve subire un trattamento analogo. Particolari considerazioni e scelte di trattamenti protettivi devono essere fatte per alluminio in contatto con calcestruzzi alleggeriti o prodotti simili poiché in presenza di acqua possono liberare sostanze alcaline aggressive;
- elementi di alluminio inseriti nel calcestruzzo: le superfici degli elementi devono essere protette con almeno due mani di vernice bituminosa o bitume caldo e la protezione deve estendersi per almeno 75 mm sopra la superficie del calcestruzzo. Particolare attenzione deve essere posta nel caso in cui gli inserti di alluminio possano entrare in contatto con le barre di acciaio di rinforzo del calcestruzzo;
- elementi di alluminio in contatto col terreno: le superfici degli elementi devono essere protette con almeno due mani di vernice bituminosa o bitume caldo. Devono essere usate fasciature con nastri idonei per evitare danneggiamenti meccanici della protezione;
- elementi di alluminio immersi in acqua: per parti in alluminio immerse in acqua dolce o marina o in acqua contaminata la classe di durabilità deve essere A con fissaggi di alluminio o in acciaio resistente alla corrosione o saldatura. Le tabelle D.1 e D.2 della norma EN 1999-1-1 forniscono i requisiti della protezione per immersione in acqua dolce o marina;
- elementi in alluminio in contatto con materiali isolanti: tale situazione è tipica dei pannelli sandwich coibentati in cui prodotti come fibre di vetro e poliuretani possono contenere agenti corrosivi per le lamiere di alluminio in contatto. I materiali isolanti devono essere sottoposti a test di compatibilità con l'alluminio e, se necessario, deve essere predisposto materiale sigillante tra le superfici di alluminio accoppiate.

2.2. Elementi composti saldati

2.2.1. Unioni saldate

La saldatura delle leghe di alluminio può essere eseguita con uno dei procedimenti all'arco elettrico (MIG o TIG). Per le modalità di esecuzione dei controlli e i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della norma EN 288-4, *Specification and approval of welding procedures for metallic materials – Part 4. Welding procedure tests for the arc welding of aluminium and its alloys*. Le prove non distruttive saranno eseguite in base alle indicazioni della norma EN 970, *Non destructive examination of welds – Visual examination*.

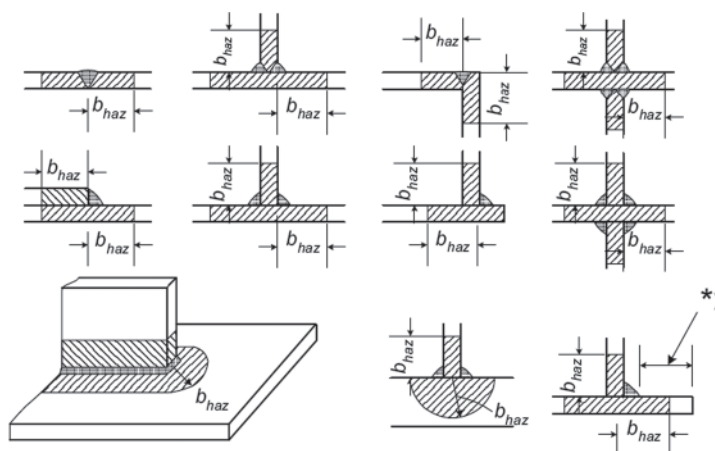
Nel progetto dei giunti saldati devono essere prese in considerazione sia la resistenza della saldatura che la resistenza della zona termicamente alterata (nel seguito HAZ). In particolare devono essere tenute in conto le zone HAZ per le seguenti classi di leghe:

- leghe trattabili termicamente in tempera T4 e superiore (serie 6xxx e 7xxx);
- leghe non trattabili termicamente in qualunque condizione di tempera (serie 3xxx, 5xxx e 8xxx).

Le dimensioni delle zone HAZ dipendono dal processo di saldatura MIG o TIG. La resistenza caratteristica ultima $f_{u, haz}$ del materiale nelle zone HAZ è data nelle tabelle 3.2 della norma EN 1999-1-1.

2.2.2. Zone termicamente alterate (HAZ) adiacenti alle saldature

La seguente figura riporta schematicamente le dimensioni delle zone HAZ per diverse tipologie di giunti saldati. L'indicazione b_{haz} rappresenta l'estensione della zona HAZ nelle parti adiacenti alla saldatura.



*) If this distance is less than $3b_{haz}$ assume that the HAZ extends to the full width of outstand, see 6.1.6.3(7)

Figure 6.6 - The extent of heat-affected zones (HAZ)

Modeste saldature che collegano piccoli elementi a elementi principali possono ridurre considerevolmente la resistenza di questi ultimi per la presenza di zone HAZ. Nel progetto di travi o colonne è consigliabile eseguire le saldature in zone poco sollecitate, prossime all'asse neutro o lontane dalle zone di massimo momento flettente.

I valori delle resistenze caratteristiche delle tabelle 3.2 della norma EN 1999-1-1

sono validi a partire da un certo tempo dalla esecuzione della saldatura purché il materiale sia stato tenuto a temperatura non minore di 10 °C:

- serie 6xxx; 3 giorni
- serie 7xxx; 30 giorni.

Per saldature MIG con preriscaldamento ≤ 60 °C, possono essere assunti i seguenti valori dell'estensione HAZ in funzione dello spessore t del materiale:

$0 < t \leq 6$ mm	$b_{haz} = 20$ mm
$6 < t \leq 12$ mm	$b_{haz} = 30$ mm
$12 < t \leq 25$ mm	$b_{haz} = 35$ mm
$t > 25$ mm	$b_{haz} = 40$ mm

Per saldatura TIG l'estensione delle zone HAZ è maggiore a causa del maggior apporto termico rispetto alla saldatura MIG.

Per saldature TIG in leghe della serie 6xxx e 7xxx o della serie indurita 5xxx l'estensione delle zone HAZ può essere assunta come segue:

$$0 < t \leq 6 \text{ mm} \quad b_{haz} = 30 \text{ mm}$$

Altre prescrizioni sulle zone HAZ sono date nell'item 6.1.6.3 della norma EN 1999-1-1.

2.3. Bulloni per giunti di componenti in alluminio

In generale si può fare riferimento, oltre che al Capitolo 8 (§ 8.5.5) della norma EN 1999-1-1 [1], alle prescrizioni delle norme europee EN 1090-3 e, per bulloni in alluminio, ai requisiti aggiuntivi dell'allegato C (§ C.4.1) della EN 1999-1-1 con le seguenti precisazioni:

- nelle unioni tra componenti in alluminio possono essere usati sia bulloni in acciaio normale o inossidabile sia bulloni in alluminio;
- la resistenza al rifollamento per bulloni in fori maggiorati, in accordo alla norma EN 1090-3, deve essere presa pari a 0,8 volte la resistenza calcolata per bulloni in fori normali;
- la resistenza al rifollamento per bulloni in fori con corta asolatura il cui asse longitudinale è perpendicolare alla forza trasmessa dai bulloni e la lunghezza dell'asola è minore di 1,5 volte il diametro della parte circolare del foro, deve essere presa pari a 0,8 volte la resistenza calcolata per bulloni in fori normali;
- la resistenza al rifollamento per bulloni in fori con lunga asolatura il cui asse longitudinale è perpendicolare alla forza trasmessa dai bulloni e la lunghezza dell'asola è compresa tra 1,5 e 2,5 volte il diametro della parte circolare del

foro, deve essere presa pari a 0,65 volte la resistenza calcolata per bulloni in fori normali;

- bulloni in alluminio non devono essere usati in fori asolati.

Nel paragrafo 3.6.2 di questo volume sono riportati i criteri di calcolo delle unioni bullonate mentre nei capitoli 6 e 7 sono riportati esempi di calcolo di giunti bullonati tipici.

3. Progettazione delle strutture in alluminio

3.1. Azioni sulle costruzioni

3.1.1. Generalità

Le azioni per il progetto delle strutture in alluminio saranno conformi alla norma EN 1991. Per le combinazioni delle azioni e per i coefficienti parziali di sicurezza si può fare riferimento all'allegato A della norma EN 1990. I carichi ciclici per le verifiche a fatica non definiti nella norma EN 1991 potranno essere determinati in accordo con la norma EN 1999-1-3. Di seguito si riporta un condensato delle norme di riferimento relativamente alle azioni di progetto valide per qualunque tipo di costruzione ma con alcune precisazioni per il calcolo di strutture industriali.

Le azioni sulle costruzioni si esplicano sotto forma di:

- forze concentrate o distribuite (azioni dirette) nominali e convenzionali;
- deformazioni imposte (azioni indirette).

Con riferimento alle norme EN 1990 (sez. 4) e NTC [4] le azioni sono classificate in base alla variazione della loro intensità nel tempo come:

- azioni permanenti o carichi permanenti;
- azioni variabili o carichi variabili.

L'intensità delle azioni può essere definita attraverso indagini statistiche oppure può essere fornita direttamente da regolamenti, normative, capitolati di appalto risultando così definita da valori prescritti.

La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le norme europea EN 1991-1-1 (sez. 6) ed italiana NTC [4] (punto 3.1.4) forniscono indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

Oltre alla situazione definitiva di uso, dovrebbero essere tenute in conto anche le azioni agenti **in tutte le fasi esecutive della costruzione**.

In fase di progetto, la robustezza dell'opera può essere verificata imponendo azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (escluso vento e sisma) applicate secondo due direzioni ortogonali e consistenti in **una frazione dei carichi pari all'1%** al fine di verificare il comportamento complessivo.

3.1.2. Azioni permanenti o carichi permanenti (G)

Sono considerati carichi permanenti tutti i carichi che agiscono durante la vita di progetto della struttura con trascurabili variazioni di intensità.

Essi comprendono in linea di massima:

- il peso proprio delle strutture;
- il peso proprio dei rivestimenti di copertura e di parete;
- le forze indotte dalla pressione del terreno;
- le deformazioni imposte previste in fase di progetto;
- eventuali carichi inamovibili prescritti dal capitolato di appalto o definiti in sede di ordine;
- il ritiro del calcestruzzo e le distorsioni dovute alle saldature.

3.1.3. Azioni variabili o carichi variabili (Q)

Sono considerate azioni variabili tutte le azioni la cui intensità varia sensibilmente durante la vita di progetto della struttura. Sono divise in azioni variabili di lunga durata e di breve durata.

Esse comprendono:

- carichi di impianto
- carichi di esercizio
- azioni della neve
- azione dei carroponte
- azione del vento
- azioni sismiche¹
- azioni indirette dovute a variazioni di temperatura
- azioni impresse da cedimenti delle fondazioni².

Poiché l'entità dei cedimenti differenziali non è nota a priori in fase progettuale, ma la loro determinazione è conseguente a ipotesi che possono o no verificarsi, le azioni conseguenti possono essere classificate come azioni variabili di lunga durata.

3.1.3.1. Carichi di impianto

I carichi di impianto sono da considerarsi come azioni variabili di lunga durata. Comprendono:

¹ Le azioni sismiche (E) sono trattate separatamente dalle altre azioni variabili poiché generano analisi complementari.

² Le azioni impresse da cedimenti delle fondazioni sono in genere classificate come azioni permanenti agenti dopo una fase transitoria iniziale di vita della struttura.

- carichi dovuti ad apparecchi, macchinari e tubazioni non permanentemente legati alla struttura;
- carichi dovuti a supporti di linee elettriche;
- azioni indirette trasmesse dalle tubazioni per effetto di dilatazioni termiche o di pressione dei fluidi interni;
- effetti dinamici dei carichi di macchine vibranti (vibrovagli, ventilatori, compressori ecc.);
- carichi dovuti a materiali insilati.

3.1.3.2. Carichi di esercizio

I carichi di esercizio sono azioni di breve durata o di lunga durata che possono essere generate dall'esercizio della struttura e che risultano comunque ad esso legate. Comprendono i carichi di seguito riportati.

3.1.3.2.1. Carichi sulle coperture

Per edifici industriali possono essere presi in considerazione i seguenti carichi sulle coperture:

- carico per accumulo polveri: viene considerato come azione di lunga durata. È dovuto all'accumulo di polvere prodotta dall'esercizio e non captata da impianti di depolverazione. Nella progettazione delle strutture di copertura particolare attenzione deve essere posta alla possibilità di eventuali distribuzioni non uniformi del carico;
- carico concentrato nei nodi delle travi principali reticolari della copertura: è un'azione di breve durata che simula applicazioni casuali attuate durante l'esercizio;
- carico concentrato sugli elementi secondari della copertura: è un'azione di breve durata di intensità non inferiore a 1,2 kN che simula applicazioni casuali attuate durante l'esercizio sui tetti praticabili. In generale, tale carico va considerato agente contemporaneamente a quello della polvere ma in alternativa al carico della neve;
- carichi mobili dovuti ad apparecchiature di servizio (paranchi di manutenzione): sono azioni di breve durata i cui valori sono definiti nel capitolato di appalto;
- sovraccarico di esercizio sul rivestimento del tetto: solo per il calcolo del rivestimento del tetto (lamiera piana, lamiera grecata, pannelli monolitici coibentati) può essere prevista l'applicazione in un punto qualsiasi di un carico concentrato non inferiore a 1,2 kN. In generale, tale carico va considerato agente contemporaneamente a quello della polvere ma in alternativa al carico della neve.

3.1.3.2.2. Carichi su impalcati, scale e solai di copertura praticabili

I carichi su impalcati, scale e solai di copertura praticabili sono azioni di breve durata. I valori dei carichi di esercizio uniformemente distribuiti e degli eventuali carichi mobili dovuti a mezzi operanti sono riportati nel capitolato di appalto. Le azioni dovute ai carichi mobili devono essere moltiplicate per un adeguato coefficiente dinamico.

Nella progettazione delle strutture verticali principali e delle fondazioni di edifici multipiano è ammessa una riduzione dei carichi di esercizio uniformemente distribuiti.

In generale non è ammessa la riduzione per carichi di intensità minore o uguale a 5 kN/m^2 .

Per i valori dei carichi di esercizio sugli impalcati di edifici civili o a questi assimilabili (uffici, sale mensa, spogliatoi e locali di servizio) si può fare riferimento ai valori indicati dalle NTC [4] o dalla norma EN 1991-1.

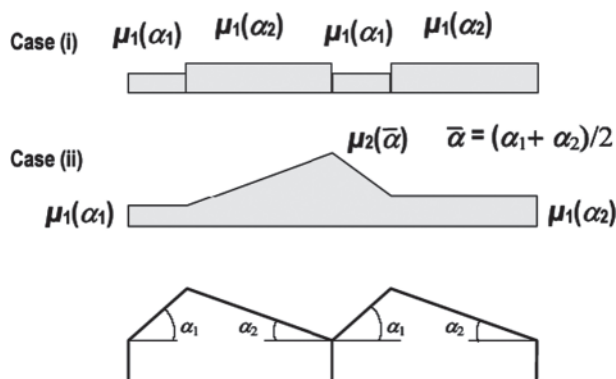
Per i solai di copertura praticabili (equiparabili ad impalcati di servizio) il carico di esercizio uniformemente distribuito può essere assunto non inferiore a 2 kN/m^2 .

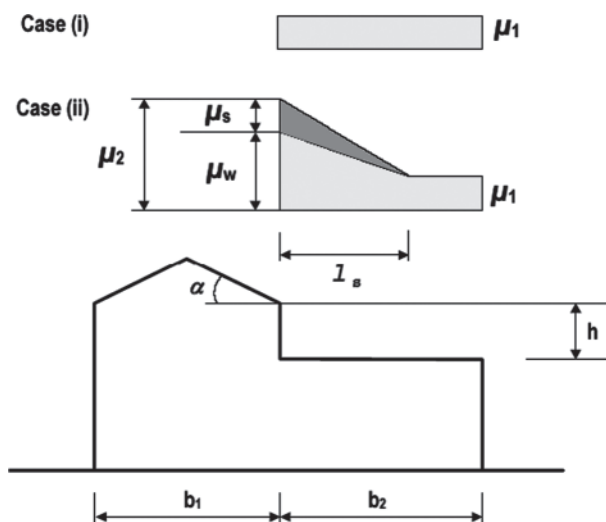
3.1.3.3. Azioni della neve

Le azioni della neve sono azioni di breve durata. Per progetti in Italia sono da valutare secondo quanto stabilito dalle NTC [4] (paragrafo 3.4) e dalle relative Istruzioni.

Nota

Nella progettazione delle strutture di copertura, particolare attenzione deve essere posta alla possibilità di eventuali distribuzioni non uniformi del carico, di accumulo contro barriere strutturali, di caduta del manto nevoso e di formazione di ghiaccio.





3.1.3.4. Azioni dei carriponte

3.1.3.4.1. Dati di progetto

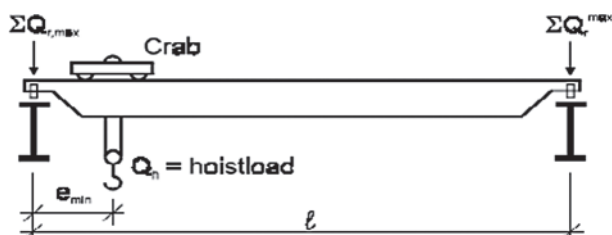
Le azioni dei carriponte possono essere ricavate dalla norma EN 1991-3 in base alla classe riferita al gancio (Hoist class HC).

Per le azioni di fatica si può fare riferimento alle norme EN 1999-1-3.

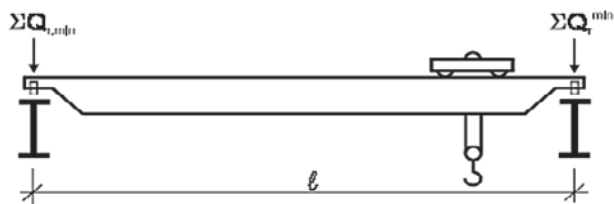
I seguenti parametri dovrebbero essere univocamente individuati:

- classe di sollevamento del paranco (Hoist Class HC);
- numero totale dei passaggi effettuati dal carro ponte sulla via di corsa (“cicli carro ponte” N_c) durante la vita di progetto;
- “spettro del carro ponte” ovvero il regime di carico dell’apparecchio (per carro ponte con numero totale di passaggi superiore a 104) che mette in relazione il valore $Q_{h,i}$ del carico al gancio (porzione del carico $Q_{h,max}$ con il quale viene effettuato ciascun passaggio) con le corrispondenti frequenze relative n_i/N_c .

Le azioni verticali sono definite dalla posizione del carrello come di seguito rappresentato.

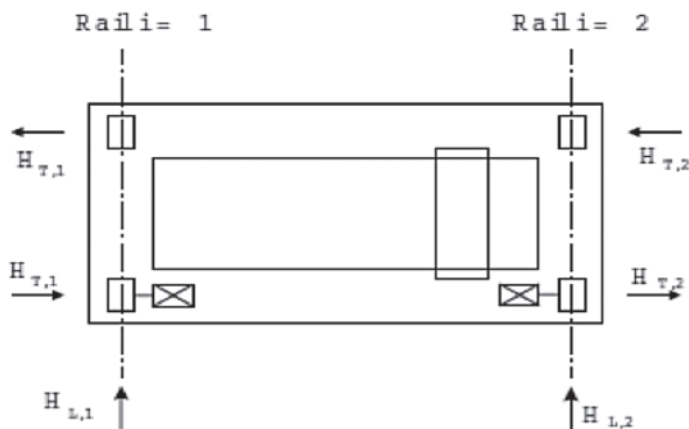


Posizione del carrello per il massimo carico sulle vie di corsa



Posizione del carrello per il minimo carico sulle vie di corsa

Le azioni orizzontali trasversali e longitudinali sono dovute alla dinamica del moto del carro ponte (accelerazione, frenatura, scarrocciamento).

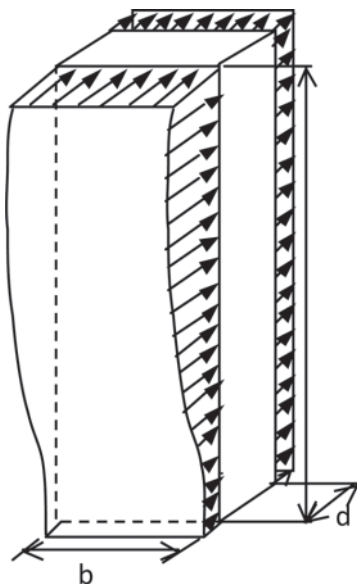


3.1.3.5. Azione del vento

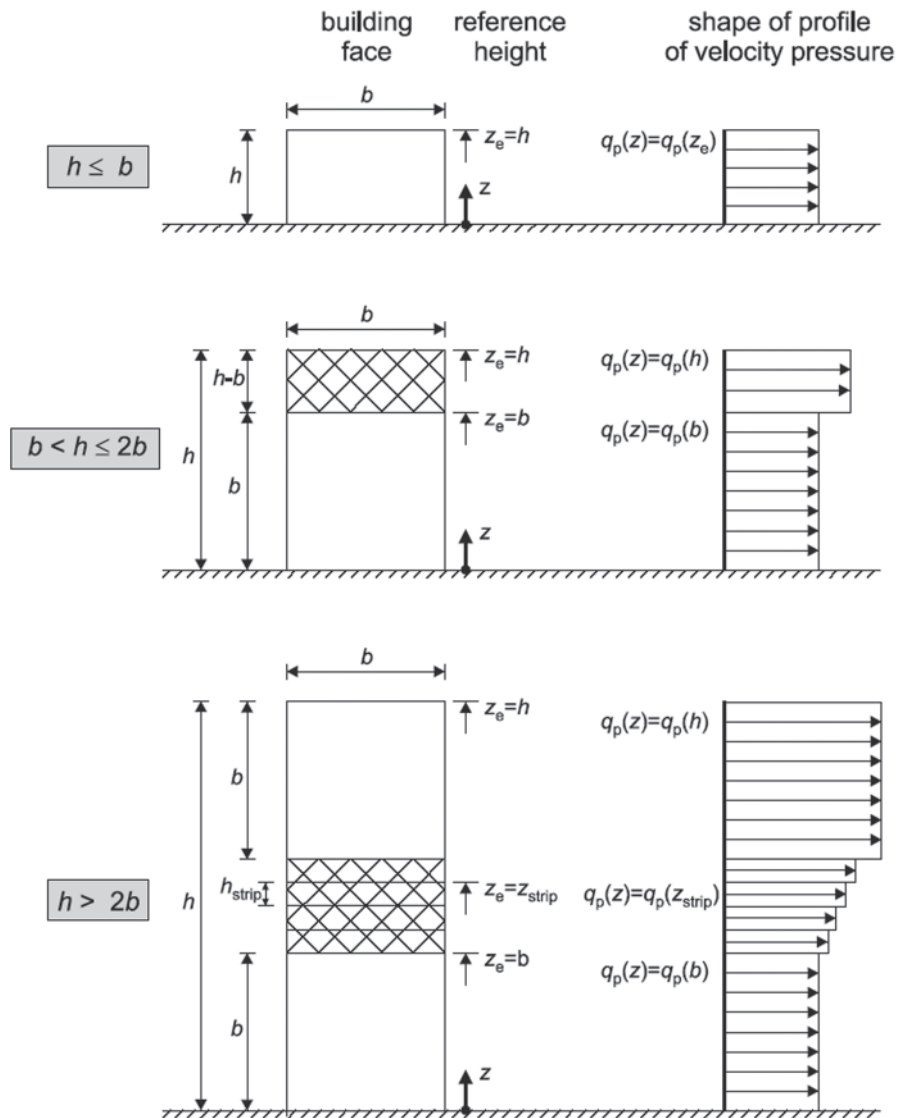
L'azione del vento è un'azione di breve durata. Per il territorio italiano è da valutarsi in accordo con le NTC [4] e relative Istruzioni.

Un utile riferimento per varie tipologie costruttive sono le norme CNR DT 207 – 2008.

Nel caso di edifici di forma prismatica può essere utilizzato il criterio delle "forze globali" (*global forces method*) proposto dalla EN 1991-1-4 che considera la faccia esposta al vento soggetta ad una pressione variabile a tratti lineari con l'altezza ed in base al rapporto h/b mentre sulla faccia opposta una depressione uniforme pari al valore che questa assume alla sommità dell'edificio.



prEN 1991-1-4:2004



NOTE The velocity pressure should be assumed to be uniform over each horizontal strip considered.

Figure 7.4 — Reference height, z_e , depending on h and b , and corresponding velocity pressure profile

Per torri a base quadrata o rettangolare si deve considerare anche l'ipotesi di vento spirante secondo la direzione di una delle diagonali.

Nel caso di elementi o costruzioni di grande estensione si deve tener conto delle azioni tangenti esercitate dal vento.

Strutture particolarmente deformabili, quali antenne, pali di illuminazione, ciminiere, devono essere verificate anche rispetto ai fenomeni di interazione vento-struttura, i quali possono indurre vibrazioni strutturali, degrado della sicurezza o fatica nei collegamenti.

3.1.3.6. Azioni sismiche

La norma EN 1999-1-1 [1] non fa esplicito riferimento ad una progettazione antisismica delle strutture in alluminio anche se viene citata tra le norme di riferimento la norma EN 1991 applicabile in generale a tutte le strutture e che include, tra le varie azioni di progetto, anche l'azione sismica. Parrebbe logico quindi applicare anche per le strutture in alluminio la norma EN 1998-1 per una corretta progettazione antisismica ma in questa norma non è trattata la risposta comportamentale (fattore di struttura q) per tali strutture. Le caratteristiche di duttilità dell'alluminio, simili a quelle dell'acciaio, porterebbero a utilizzare gli stessi fattori di struttura e gli stessi criteri progettuali (gerarchia delle resistenze) previsti dalla norma per le strutture in acciaio. L'unico dubbio (in attesa della norma specifica o dei DAN) è la definizione dei fattori di sovrarresistenza per le parti non dissipative di strutture dissipative. I criteri applicabili per le strutture in acciaio sono stati adottati da chi scrive anche per l'alluminio e sono presentati negli esempi di calcolo contenuti in questo volume.

Le azioni sismiche sono azioni di breve durata. Per il territorio italiano sono da valutarsi in accordo con le NTC e relative Istruzioni.

Per strutture di rilevante importanza strategica dovrà essere eseguita la verifica sia per gli stati limite ultimi (SLU) di salvaguardia della vita (SLV) e di prevenzione del collasso (SLC) che per gli stati limite di esercizio (SLE) di operatività (SLO) e di danno (SLD) in base alle definizioni date dalle NTC [4] al punto 3.2.1 con riferimento alla classe d'uso di cui al punto 2.4.2 delle stesse norme.

In mancanza di specifiche indicazioni il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio siano rispettate le verifiche relative al solo stato limite di danno (SLD);
- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nelle NTC [4] e siano soddisfatte le verifiche relative al solo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Per le costruzioni con classe d'uso III e IV in cui sono presenti impianti pericolosi per le persone e per l'ambiente e se espressamente indicato dalla Specifica di contratto, è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo stato limite di operatività (SLO).

In questo caso si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

Le verifiche sismiche possono essere effettuate con riferimento agli spettri di progetto per lo SLU e per lo SLE o con l'uso di accelerogrammi specifici.

Metodi di analisi e criteri di verifica saranno conformi a quanto riportato nel capitolo 7.1 delle NTC [4].

In base alle NTC [4] i quattro stati limite precedentemente definiti consentono di individuare quattro situazioni diverse alle quali, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), corrisponde una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali e impianti, per individuare così univocamente e in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

3.1.3.7. Azioni indirette dovute a variazione di temperatura

Le azioni indirette dovute a variazione di temperatura si distinguono in:

- variazioni termiche climatiche: sono azioni di breve durata; per applicazioni sul territorio italiano sono da valutarsi in accordo con le NTC [4] e relative Istruzioni;
- variazioni termiche per cause tecnologiche: sono azioni di breve durata dovute all'esposizione della struttura o di parte di essa a temperature elevate dovute alla caratteristica funzionalità dell'impianto o ad azioni termiche generate da cause esterne come, ad esempio, gli effetti di irraggiamento e convezione causati dal transito e dallo stazionamento di contenitori di metallo fuso nell'industria siderurgica.

3.1.3.8. Azioni impresse da cedimenti delle fondazioni

Le azioni impresse da cedimenti delle fondazioni sono da considerarsi azioni variabili di lunga durata. Per l'entità dei cedimenti differenziali si deve fare riferimento al capitolato di appalto.

Nel caso in cui tali azioni debbano essere previste, occorre adottare nel progetto schemi statici idonei e predisporre la struttura per l'eventuale applicazione di apparecchiature atte a riportare in quota e in assetto l'opera metallica.

3.2. Metodi di calcolo e combinazione dei carichi

3.2.1. Generalità

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) si effettua col metodo dei coefficienti parziali espresso dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove

R_d è la resistenza di progetto

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica di sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio (SLE) si effettua controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

3.2.2. Metodo di calcolo agli stati limite

Le azioni agenti sulla struttura dovranno essere cumulate tra loro nel modo più sfavorevole in base a combinazioni per la verifica dello stato limite ultimo (SLU) e per la verifica dello stato limite di esercizio (SLE) altrimenti definito dalle norme EN come stato limite di servizio (SLS).

Per lo SLU si dovranno verificare:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità della struttura nel suo insieme;
- rottura di membrane e collegamenti per fatica o per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme;
- in presenza di azioni sismiche si dovrà inoltre verificare lo SLC (stato limite di collasso) e lo SLV (stato limite di salvaguardia della vita).

Per lo SLE (o SLS) si dovranno verificare:

- danneggiamenti locali che possano ridurre la durabilità o l'efficienza della struttura;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione o la sua efficienza;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza di elementi non-strutturali, impianti, macchinari;

- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione o eccessivo degrado dei materiali in relazione all'ambiente di esposizione;
- in presenza di azioni sismiche si dovrà inoltre verificare lo SLD (stato limite di danno) e lo SLO (stato limite di operatività)

3.2.3. Combinazione dei carichi per lo SLU

Per costruzioni **civili o industriali** di tipo corrente, le azioni di calcolo F_d si ottengono combinando le azioni caratteristiche secondo la seguente espressione:

combinazione non sismica:

$$F_d = \sum(\gamma_{Gi} \cdot G_{ki}) + \sum(\gamma_{Pi} \cdot P_{ki}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum[\gamma_{Qi} \cdot (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})]$$

combinazione sismica:

$$F_d = E + G_K + P_K + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Col seguente significato dei simboli:

G_{ki} = valore caratteristico della i -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati o non strutturali ecc.)

P_{ki} = valore caratteristico della i -esima deformazione impressa (effetto della temperatura, deformazione del terreno, ecc.)

Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione

Q_{ki} = valore caratteristico della i -esima azione variabile

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche

E = azione sismica per lo stato limite ultimo e per la classe di importanza in esame con riferimento alle masse associate ai carichi gravitazionali dati dall'espressione seguente:

$$G_K + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

G_K = valore caratteristico del carico permanente

P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute

ψ_{2i} = coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{ki} .

Per il territorio italiano, in accordo con le NTC [4] possono essere utilizzati i coefficienti di combinazione riportati di seguito.

Carico o azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A; B; G – abitazioni e uffici; rimesse e parcheggi per veicoli pesanti	0,7	0,5	0,3
Categoria C; D; F – ambienti affollati e ad uso commerciale; rimesse per auto	0,7	0,7	0,6
Categoria E – magazzini; depositi e ambienti industriali	1	0,9	0,8
Variazioni termiche	0,6	0,5	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve a $Q < 1000$ m	0,5	0,2	0
Neve a $Q > 1000$ m	0,7	0,5	0,2

Per i coefficienti di sicurezza γ_G e γ_Q si devono assumere, per lo stato limite di resistenza della struttura (STR), i valori riportati di seguito.

Carichi	Tipo di azione	Coefficiente γ_F	A1 STR
Carichi permanenti	favorevole	γ_{G1}	1
	sfavorevole		1,3
Carichi permanenti non strutturali (*)	favorevole	γ_{G2}	0
	sfavorevole		1,5
Carichi variabili	favorevole	γ_{Qi}	0
	sfavorevole		1,5

(*) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

3.2.4. Combinazione dei carichi per lo SLE

Le combinazioni delle azioni per lo SLE sono definite simbolicamente dalle seguenti espressioni nelle quali i fattori parziali di sicurezza sono uguali a 1:

per le combinazioni caratteristiche (rare):

$$F_d = \sum G_{ki} + \sum P_{ki} + \psi_{01} \cdot Q_{k1} + \sum [\psi_{0i} \cdot Q_{ki}]$$

per le combinazioni frequenti:

$$F_d = \sum G_{ki} + \sum P_{ki} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum [\psi_{2i} \cdot Q_{ki}]$$

per le combinazioni quasi permanenti:

$$F_d = \sum G_{ki} + \sum P_{ki} + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum [\psi_{2i} \cdot Q_{ki}]$$

per le combinazioni sismiche:

$$F_d = E + G_K + P_K + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

Col seguente significato dei simboli:

- G_{ki} = valore caratteristico della i -esima azione permanente (peso proprio, carichi permanenti portati o non strutturali, ecc.)
 P_{ki} = valore caratteristico della i -esima deformazione impressa (effetto della temperatura, deformazione del terreno, ecc.)
 Q_{k1} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione
 Q_{ki} = valore caratteristico della i -esima azione variabile
 $\psi_{0i}; \psi_{1i}$ = coefficienti di combinazione da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche
 E = azione sismica per lo stato limite di esercizio e per la classe di importanza in esame con riferimento alle masse associate ai carichi gravitazionali dati dall'espressione seguente:

$$G_K + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- G_K = valore caratteristico del carico permanente
 P_K = valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute
 ψ_{2i} = coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_{ki} .

Per il territorio italiano, in accordo con le NTC [4] possono essere utilizzati i coefficienti di combinazione riportati di seguito.

Carico o azione	ψ_{0i}	ψ_{1i}	ψ_{2i}
Categoria A; B; G – abitazioni e uffici; rimesse e parcheggi per veicoli pesanti	0,7	0,5	0,3
Categoria C; D; F – ambienti affollati e ad uso commerciale; rimesse per auto	0,7	0,7	0,6
Categoria E – magazzini; depositi e ambienti industriali	1	0,9	0,8
Variazioni termiche	0,6	0,5	0
Vento	0,6	0,2	0
Neve a $Q < 1000$ m	0,5	0,2	0
Neve a $Q > 1000$ m	0,7	0,5	0,2

3.2.4.1. Limiti di deformazione

Nel progetto delle strutture metalliche si deve tener conto dei limiti di deformazione anche in relazione alle esigenze di funzionalità dell'opera. In particolare, in