Questo lavoro affronta il calcolo e il predimensionamento degli elementi strutturali che più frequentemente si incontrano nell'edilizia e nella pratica tecnica. Le procedure di progetto e verifica presentate in questa pubblicazione rispettano quanto riportato nelle seguenti normative:

- Norme Tecniche per le Costruzioni(*);
- Eurocodice 1 Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio;
- Eurocodice 5 Progettazione delle strutture in legno;
- Eurocodice 6 Progettazione delle strutture in muratura.

L'argomento è stato pensato per tutti i Colleghi Architetti, Geometri e Ingegneri che si occupano di strutture o per gli studenti di Architettura & Ingegneria. Vengono infatti presentati numerosi esempi di calcolo e verifica completamente svolti agli stati limite di strutture, più o meno complesse, che più frequentemente si incontrano nella pratica tecnica. Sono stati anche accostati semplici esempi "guida" per condurre velocemente la verifica e il calcolo degli elementi strutturali sottoposti all'incendio, come ormai imposto dalle NTC in tutte le verifiche strutturali.

(*) Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e relativa bozza di revisione di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014).



EUROCODES Spreadsheets Structural Design

2014 © Carlo Sigmund

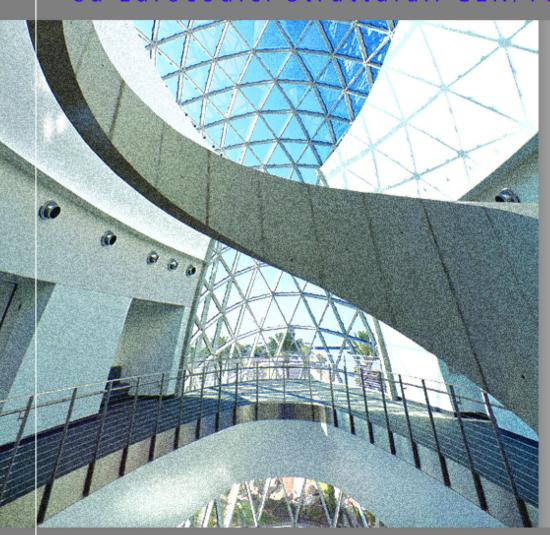
http://eurocodespreadsheets.jimdo.com/



ID: 18413208 www.lulu.com

制 ti volutorione Predimensionamento elementi strutturali in c.a., acciaio, muratura e legno

Dimensionamento strutture secondo nuove Norme Tecniche ed Eurocodici Strutturali CEN/TC 250



Architettura & Ingegneria

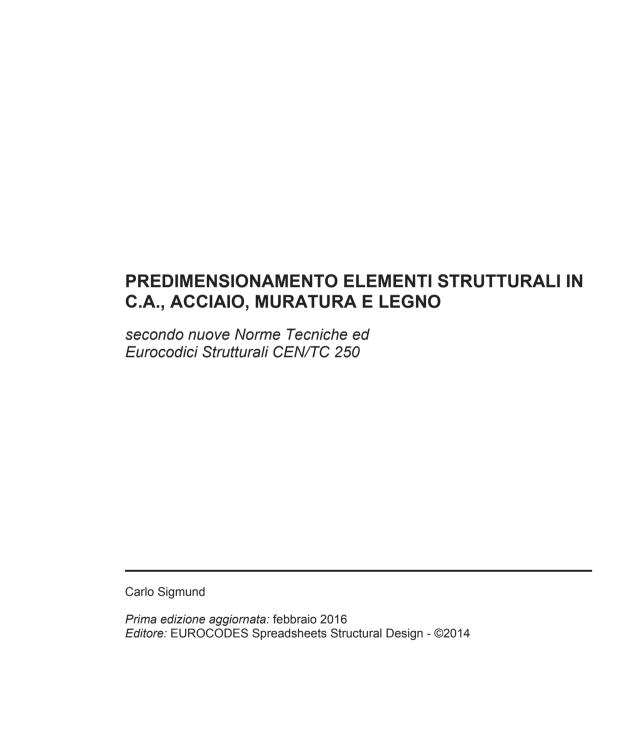
Strutture

DEMOarlo Sigmund

Link per acquisto @lulu.com

Prima edizione

• Stampato •



Cover Art:

https://mkarcgrad.files.wordpress.com/2011/09/dali-museum4-bearbeitet.jpg

(illustrazione elaborate elettronicamente).

INDICE

Nota sulle unità di misura impiegate e sulla simbologia utilizzata nel testo Note al Lettore Normative utilizzate Struttura e articolazione del testo

Parte 1 - Considerazioni di carattere generale

- 1.1 Introduzione alla "filosofia" e al calcolo agli stati limite
- 1.2 Stati limite secondo Norme Tecniche ed Eurocodici
 - 1.2.1 Concetto di "stato limite" secondo gli Eurocodici
 - 1.2.2 Classi fondamentali di stati limite
- 1.3 Stati limite in condizioni sismiche (NTC)
- 1.4 Dati sismici fondamentali secondo NTC
- 1.5 Applicazioni pratiche di Scienza e Tecnica delle Costruzioni
 - 1.5.1 Introduzione
 - 1.5.2 Resistenza dei materiali: calcolo delle tensioni
 - 1.5.3 Calcolo secondo normativa delle azioni sugli elementi strutturali: azioni di calcolo
 - 1.5.4 Calcolo secondo normativa delle resistenze dei materiali: resistenze di calcolo
 - 1.5.5 Fondamenti di calcolo per elementi strutturali soggetti a flessione e taglio
 - 1.5.6 Fondamenti di calcolo per elementi strutturali soggetti a compressione, presso flessione, instabilità
 - 1.5.7 Verifiche di deformabilità degli elementi strutturali
- 1.6 Modalità di calcolo delle azioni sulle strutture secondo le nuove Norme
 - 1.6.1 Premessa
 - 1.6.2 Pesi propri dei materiali strutturali
 - 1.6.3 Carichi permanenti non strutturali: permanenti portati
 - 1.6.4 Carichi (sovraccarichi) variabili
 - 1.6.5 Modalità di combinazione delle azioni per le verifiche sulle strutture
- 1.7 Azioni del vento sulle strutture secondo NTC
- 1.8 Azioni della neve sulle strutture secondo NTC
- 1.9 Azioni delle variazioni termiche sulle strutture secondo NTC
- 1.10 Azioni eccezionali: incendio (secondo NTC)

Parte 2 - CEMENTO ARMATO

- 2 Elementi strutturali in cemento armato
- 2.1 Considerazioni introduttive
 - 2.1.1 Il calcestruzzo: caratteristiche e peculiarità
 - 2.1.2 Resistenza contro gli incendi
 - 2.1.3 Influenza chimiche ed elettriche del calcestruzzo
- 2.2 I materiali nel calcestruzzo armato
 - 2.2.1 Premessa
 - 2.2.2 Il cemento
 - 2.2.3 La sabbia
 - 2.2.4 L'acqua d'impasto
 - 2.2.5 Gli inerti
 - 2.2.6 L'armatura

- 2.3 Classificazione dei calcestruzzi e degli acciai da armatura secondo NTC ed EC2
 - 2.3.1 Resistenze del calcestruzzo
 - 2.3.2 Resistenze dell'acciaio da armatura lenta
- 2.4 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in calcestruzzo armato
 - 2.4.1 Elementi sollecitati a flessione o a pressoflessione deviata
 - 2.4.2 Elementi sollecitati a taglio e a torsione

Parte 3 - ACCIAIO

- 3 Elementi strutturali in acciaio
- 3.1 Considerazioni introduttive
 - 3.1.1 Acciaio: principali caratteristiche e peculiarità
 - 3.1.2 Le materie prime
 - 3.1.3 La fabbricazione
 - 3.1.4 La colatura
 - 3.1.5 La laminazione
 - 3.1.6 La fucinatura
 - 3.1.7 La bonifica
- 3.2 Le proprietà dell'acciaio
 - 3.2.1 Comportamento meccanico
 - 3.2.2 Resilienza
 - 3.2.3 Saldabilità
 - 3.2.4 Resistenza alla corrosione
- 3.3 Gli acciai strutturali
 - 3.3.1 Qualità e classificazioni principali
 - 3.3.2 Caratteristiche meccaniche fondamentali
 - 3.3.3 Caratteristiche geometriche e d'inerzia dei profili
- 3.4 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in acciaio
 3.4.1 Elementi sollecitati a flessione, pressoflessione deviata o instabilità
 - 3.4.2 Elementi sollecitati al taglio e torsione
 - 3.4.3 Elementi sollecitati essenzialmente da trazione: tiranti
 - 3.4.4 Verifiche di classificazione delle sezioni

Parte 4 - LEGNO

- 4 Elementi strutturali in legno
- 4.1 Considerazioni introduttive
 - 4.1.1 Legno: principali caratteristiche e peculiarità
 - 4.1.2 Principali classificazioni dei legnami
 - 4.1.3 Comportamento del legno con l'umidità
 - 4.1.4 Caratteristiche meccaniche del legno
- 4.2 II legno lamellare
 - 4.2.1 Generalità
 - 4.2.2 Classificazione, moduli elastici e resistenze caratteristiche
 - 4.2.3 Aspetti tecnologici del legno lamellare e dimensioni di produzione
- 4.3 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in legno
 - 4.3.1 Elementi sollecitati prevalentemente a trazione o a compressione
 - 4.3.2 Elementi sollecitati a flessione, pressoflessione deviata o instabilità

Parte 5 - MURATURA

- 5 Elementi strutturali in muratura
- 5.1 Considerazioni generali
 - 5.1.1 Muratura: principali caratteristiche e peculiarità
 - 5.1.2 Principali classificazioni e caratteristiche meccaniche delle murature

- 5.1.3 Atre caratteristiche medie delle murature
- 5.2 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in muratura
 - 5.2.1 Calcolo delle resistenze caratteristiche e di calcolo di una muratura
 - 5.2.2 Calcolo della snellezza di una parete verticale muraria
 - 5.2.3 Calcolo dello stato limite di pareti verticali murarie tramite domini di resistenza

Riferimenti bibliografici

Nota sulle unità di misura impiegate e sulla simbologia utilizzata nel testo

In adeguamento alle direttive C.E.E. anche in Italia è stato ormai da lungo tempo adottato il Sistema Internazionale di unità di misura (S.I.) in sostituzione del Sistema Tecnico (M.K.S.). Si approfitta per ricordare al Lettore che il fattore di conversione dal vecchio sistema al nuovo è dato dal numero 9,80665. Infatti 1 kgf = 9,80665 N. In particolare, nel settore delle costruzioni, specialmente per il calcestruzzo armato e la muratura, tenuto conto che le ipotesi di calcolo già di per sé ammettono delle approssimazioni e visto che arrotondando a 10 il numero 9,80665 l'errore che si commette è dell'ordine del 2%, è consentito assumere 1 kgf = 10 N = 1 daN. In questa pubblicazione, oltre al fatto di proporre delle procedure di calcolo e verifica semplificate in sicurezza, si è deciso di mantenere ovunque il concetto fisico e dimensionale di forza derivane dal vecchio Sistema Tecnico.

In questa pubblicazione, coerentemente con la ISO 1000, si sono applicate le unità di misura del S.I. utilizzando in linea generale le seguenti unità:

massa specifica: kg/m³;
 peso specifico: kN/m³;
 forze e carichi: kN; kN/m²;
 momenti: kNm:

• tensioni: $MPa = N/mm^2$.

In tutte le applicazioni numeriche proposte, i valori sono stati approssimati alla prima o alla seconda cifra decimale in relazione all'unità di misura adottata nel singolo esempio proposto. Il carattere tipografico utilizzato in questa pubblicazione come separatore decimale è la virgola.

Nel presente testo vengono sviluppati e trattati argomenti presentati in differenti normative. Pertanto, per non voler appesantire inutilmente la trattazione – che si vuole il più semplice e lineare possibile – e anche per evidenti ragioni di spazio, si è deciso di semplificare il più possibile le notazioni e la simbologia: alcuni simboli utilizzati non risulteranno identici a quelli presenti all'interno delle varie norme qui trattate.

Note al Lettore

Tutti gli esempi di calcolo in questa pubblicazione sono proposti, per ragioni di spazio, come caso-studio e rappresentativi delle situazioni progettuali che più frequentemente si verificano nella pratica tecnica.

In tutti gli esempi riportati nella presente pubblicazione, le indicazioni sulle analisi dei carichi e le ipotesi sull'entità delle sollecitazioni di progetto sono da intendersi come orientative e quindi devono essere controllate dall'utilizzatore.

L'Autore è cosciente che il testo e le illustrazioni possano presentare qualche imprecisione o qualche refuso, sebbene ogni sforzo sia stato fatto per ridurre al minimo tali inconvenienti. Sarà quindi cosa gradita poter ricevere correzioni e suggerimenti dai Lettori affinché si possa migliorare nel futuro questo lavoro.

Normative utilizzate

Questo lavoro affronta il calcolo e il predimensionamento degli elementi strutturali che più frequentemente si incontrano nell'edilizia e nella pratica tecnica. Le procedure di progetto e verifica presentate in questa pubblicazione rispettano quanto riportato nelle seguenti normative (vedere maggiori dettagli in bibliografia):

- Norme Tecniche delle Costruzioni (D.M. 14.01.2008 e relativa bozza di revisione di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014);
- Eurocodice 1 Basi di calcolo ed azioni sulle strutture;
- Eurocodice 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo;
- Eurocodice 3 Progettazione delle strutture in acciaio;
- Eurocodice 5 Progettazione delle strutture in legno;
- Eurocodice 6 Progettazione delle strutture in muratura.

NOTA: lungo tutto il corpo del testo, quando si farà riferimento alle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni, si indicherà brevemente con "NTC". Mentre, quando si farà riferimento agli Eurocodici Strutturali si indicherà brevemente "EC".

Struttura e articolazione del testo

Il testo, dopo una prima parte introduttiva di carattere generale, si presenta composto essenzialmente da 4 sezioni, del tutto distinte e separate. Una per ognuna delle tipologie strutturali affrontate:

- cemento armato;
- acciaio;
- legno;
- muratura.

Il presente lavoro è stato pensato non solo per tutti quei professionisti che si occupano quotidianamente di strutture, ma soprattutto per coloro i quali si avvicinano per la prima volta all'argomento o che, nella pratica corrente delle costruzioni, non hanno il tempo o la possibilità di dedicarsi con intensità a studi specialistici. Vengono infatti presentati numerosi esempi di calcolo e verifica completamente svolti agli stati limite di strutture, più o meno complesse, che più frequentemente si incontrano nella pratica tecnica. Sono stati anche accostati semplici esempi "guida" per condurre velocemente la verifica e il calcolo degli elementi strutturali sottoposti all'incendio, come ormai imposto dalle NTC in tutte le verifiche strutturali. In particolare, gli esempi sono stati presentanti e strutturati in modo tale da essere già "esecutivi", quindi immediatamente riutilizzabili e adattabili in funzione dei dati di progetto in possesso del professionista, senza che questi debba entrare forzatamente in merito ai numerosi dettagli e prescrizioni presenti nei vari corpi normativi. Purtroppo, infatti, le nuove norme sono molto corpose e dettagliate, e obbligano così il professionista ad uno studio molto accurato delle stesse.

Tutte le procedure di calcolo e verifica presentate per ciascun materiale, infatti, sono state condotte secondo il moderno metodo degli stati limite, proponendo e utilizzando però delle formulazioni semplificate in sicurezza, qui pensate per poter essere facilmente e velocemente sfruttate per un concreto utilizzo. In particolare, si è ritenuto utile raccogliere all'attenzione del Lettore una serie di formulazioni semplificate "ad hoc" – dedotte direttamente dalle rigorose formulazioni presenti nelle normative citate

– in modo da snellire i tempi del calcolo manuale in tutta sicurezza⁽¹⁾. Viene infatti proposta, per ciascuna tipologia strutturale, una vasta gamma di esempi svolti, utili per uno spedito predimensionamento e per agevolare il "cross check", per la valutazione complessiva dell'affidabilità di eventuali risultati ottenuti con l'analisi automatica. In virtù del suo carattere eminentemente applicativo, e data la vastità della materia trattata, si è deciso di adottare un'esposizione sintetica, riducendo al minimo indispensabile la parte descrittiva, che risulti subito comprensibile anche a coloro i quali non abbiano conseguito studi specialistici. In questa stessa ottica, si è preferito presentare molte formulazioni giustificandole direttamente con semplici ragionamenti intuitivi, evitando di dedurle da complicate (se pur necessarie) trattazioni analitiche.

Come anticipato, alle quattro sezioni si è ritenuto necessario premettere una parte introduttiva riguardante i concetti fondamentali di Scienza e Tecnica delle Costruzioni su cui si basa l'intera trattazione, anticipando al contempo alcuni esempi di procedure di calcolo condotte secondo le NTC. In ogni caso, si è deciso di presentare tali argomenti introduttivi in una forma e veste estremamente semplificate, depauperandole di quell'aspetto giustamente aulico che caratterizza invece i testi scolastici o universitari.

Per facilitare l'apprendimento e l'eventuale approfondimento degli argomenti trattati, ciascun capitolo è stato corredato di illustrazioni e di un cospicuo numero di grafici ed esempi completamente svolti, con un metodo di ragionamento che consente al Lettore di approdare per gradi al risultato finale. Inoltre, per una lettura più agevole del testo è stata molto semplificata la numerazione dei paragrafi, delle figure e dei riferimenti interni.

Infine, si è ritenuto utile curare alla fine del presente lavoro una dettagliata bibliografia per permettere, a tutti coloro che lo desiderino, di documentarsi ulteriormente in merito agli argomenti trattati, con sicuramente migliori e più consistenti approfondimenti e argomentazioni.

Tarcento, 2016

Carlo Sigmund

¹ È ovvio, quindi, che quanto riportato nella presente pubblicazione non deve intendersi come un mero riassunto dell'ultima versione del corpo normativo, né tantomeno a guisa di una sua libera interpretazione. Risulta implicito e ovvio inoltre che tutti i documenti ufficiali di calcolo redatti dal Progettista dovranno rispettare quanto riportato nella Norma di calcolo utilizzata, mantenendo la relativa simbologia e nomenclatura.

1 Considerazioni di carattere generale

1.1 Introduzione alla "filosofia" e al calcolo agli stati limite

Il calcolo agli stati limite, introdotto e descritto dalle attuali normative, può essere interpretato come una necessaria "evoluzione" del classico metodo alle "tensioni ammissibili". Vengono infatti considerati ora in maniera diretta i fenomeni di rottura, fessurazione e duttilità di una sezione di un elemento strutturale. Dal punto di vista dell'orientamento delle moderne normative, essenzialmente prestazionali, i concetti di duttilità e di rispetto della "gerarchia delle resistenze", ad esempio, rivestono ormai importanza fondamentale nelle analisi sismiche degli edifici: in un Territorio Italiano ormai considerato totalmente sismico. Parimenti, la capacità di dissipazione di una struttura alle sollecitazioni sismiche impone ora al nuovo Progettista di indagare e studiare anche il comportamento dei materiali oltre il limite elastico, fino alla rottura. È ora necessario prevedere correttamente le modalità di raggiungimento di uno stato limite in un elemento portante; ad esempio, le modalità di raggiungimento del collasso di un pilastro: rottura duttile (equilibrio dissipatorio per elevate deformazioni con espulsione del copriferro e snervamento ciclico delle armature) oppure rottura fragile (crollo improvviso per schiacciamento ed espulsione di tutto il calcestruzzo e consequente sbandamento pauroso delle armature). Il Progettista deve ora essere in grado di controllare e giustificare il tipo di rottura (duttile o fragile) nelle varie sezioni maggiormente cimentate della struttura, al fine di poter dissipare al meglio gli effetti trasmessi dal suolo fondale alla struttura durante il transitorio sismico. Il concetto di stato limite in senso lato assume un'importanza dominante allorché - in linea con lo spirito delle più moderne normative antisismiche - gli effetti del fenomeno sismico debbano essere attenuati mediante dissipazione energetica piuttosto che con la semplice contrapposizione di elementi strutturali di elevata resistenza e quindi di elevata rigidezza. A tal proposito, torna suggestiva una citazione riportata da Frank Lloyd Wright nel suo scritto "An American Architecture":

"...la rigidità non era la risposta giusta, ma lo erano la flessibilità e la resilienza...Perché lottare contro il terremoto? Perché non simpatizzare con esso e superarlo in astuzia?"

Nasce, quindi, con gli stati limite un diverso concetto del grado di sicurezza che viene ad identificarsi non più con la sola semplice verifica di sicurezza nei riquardi della crisi puntuale dei materiali (non superamento dei relativi valori ammissibili) ma nei riguardi della crisi di parte/i o addirittura dell'intera struttura stessa. Si assiste, in sostanza, ad un'evoluzione del concetto di sicurezza dovuta, forse, ad una visione più realistica e precisa del comportamento della struttura; vista quest'ultima come un insieme di elementi strutturali cimentati e connessi opportunamente tra loro nel rispetto di una intelligente gerarchia delle resistenze che renda possibile un minimo equilibrio anche una volta raggiunta la condizione estrema. Si configura ora l'esigenza di definire in senso statistico codesta "condizione estrema" e, di conseguenza, si deduce come necessaria un'analisi statistica dei carichi agenti e quindi delle resistenze dei materiali cimentati. La trattazione agli stati limite, dunque, si va orientando verso una valutazione probabilistica del grado di sicurezza delle strutture: metodo semiprobabilistico agli stati limite. Secondo il moderno spirito delle nuove normative. lo scopo del progetto è che tutte le strutture e tutti gli elementi strutturali devono essere definiti e dimensionati dal Progettista (sia Architetto che Geometra o Ingegnere) in modo da poter sopportare con sicurezza tutte le forze applicate e le deformazioni imposte durante la costruzione e l'esercizio, mantenendo al tempo stesso una conveniente durabilità per l'intera vita prevista per la struttura nel suo insieme e per i suoi singoli elementi. In altri termini, il metodo di progetto deve garantire alla struttura

e ai suoi elementi una sicurezza adeguata, tenendo ora presente che la durabilità è altrettanto importante della resistenza.

1.2 Stati limite secondo Norme Tecniche ed Eurocodici

1.2.1 Concetto di "stato limite" secondo gli Eurocodici

Le grandezze che entrano in gioco in un progetto di una struttura (azioni, dimensioni, geometria, condizioni di vincolo, materiali impiegati, ecc.), la valutazione stessa dell'affidabilità strutturale non possono essere impostate in soli termini deterministici; ma richiedono un'analisi più completa e di tipo probabilistico. L'obiettivo della verifica della sicurezza di una struttura è pertanto quello di mantenere ciascuna parte della struttura sufficientemente al di sotto di un valore prefissato di raggiungimento di un'assegnata condizione pericolosa. Una tale condizione viene fissata dalle Norme in funzione del tipo di costruzione, dell'influenza sull'incolumità di persone e danni alle cose. Ogni situazione ritenuta pericolosa per una costruzione viene chiamata con la dizione generale di "stato limite". Essa rappresenta una condizione raggiunta la quale la costruzione viene ritenuta non più in grado di assolvere le funzioni per le quali è stata progettata. In linea generale, gli stati limite vengono distinti in due fondamentali categorie:

- stati limite ultimi: associati al collasso di tutta o di una parte della struttura;
- stati limite di esercizio: associati a danni limitati che però rendono inutilizzabile la struttura rispetto alle esigenze fissate nel progetto.

A loro volta, gli stati limite di esercizio possono essere distinti essenzialmente in reversibili e irreversibili: i primi sono quelli per i quali non rimane nessun effetto, quando vengono rimosse le azioni che ne hanno causato il superamento; mentre per i secondi rimangono alcune conseguenze. Ad esempio, lo stato limite di apertura delle fessure caratterizzato da un valore limitato della loro ampiezza è considerato uno stato limite reversibile; mentre quello con valore elevato della loro ampiezza è considerato irreversibile: se l'ampiezza delle fessure è troppo elevata, una vita rimosse le azioni, le fessure non possono completamente richiudersi.

Infine c'è da notare che, in particolari casi, le verifiche agli stati limite di esercizio possono essere più limitative rispetto alle relative verifiche di resistenza (agli stati limite ultimi): si pensi ad esempio, ad una vasca in calcestruzzo armato che debba contenere dei liquidi o dei fanghi di un depuratore. In questi casi, il non rispetto della verifica a fessurazione, in condizioni di liquidi filtranti in pressione, renderebbe completamente inutilizzabile la struttura e ostacolato il corretto esercizio dell'impianto. Il metodo agli stati limite (semiprobabilistico) non implica alcuna particolare conoscenza di statistica o calcolo delle probabilità da parte del Progettista, perché gli aspetti probabilistici del problema della sicurezza sono già implicitamente considerati nel processo di calibrazione del metodo, ossia nella scelta dei cosiddetti valori caratteristici, dei coefficienti parziali di sicurezza, ecc. stabiliti dalle Norme. Esso è basato essenzialmente sulle seguenti ipotesi:

- la resistenza e la sollecitazione sono variabili probabilistiche indipendenti;
- si introducono i "valori caratteristici" (o nominali) in funzione di un'analisi probabilistica di valori ritenuti ragionevolmente probabili appunto;
- si mettono in conto forfetariamente le incertezze sempre esistenti trasformando i valori caratteristici in "valori di progetto",mediante l'applicazione di opportuni "coefficienti parziali di sicurezza":
- la misura della sicurezza su una struttura o su un parte di un elemento strutturale è ritenuta positiva se le sollecitazioni di progetto non superano le resistenze di progetto dei materiali.

1.2.2 Classi fondamentali di stati limite

Secondo le nuove normative (Norme Tecniche ed Eurocodici) è possibile individuare due classi fondamentali di stati limite:

- stati limite ultimi: corrispondenti al valore estremo della capacità portante della struttura o di una sua parte fondamentale o comunque legati al raggiungimento di condizioni definite estreme per la struttura;
- stati limite di esercizio: legati alle esigenze d'impiego ordinario e di durata della struttura.

Nei casi usuali (edifici civili), si devono prendere in considerazione i seguenti stati limite:

Stati Limite Ultimi (SLU), derivanti da:
 perdita di equilibrio della struttura (o di una sua parte);
 rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per azioni statiche;
 rottura localizzata della struttura (o di una sua parte) per fatica;

collasso per trasformazione della struttura (o di una sua parte) in un meccanismo:

instabilità per deformazione

deformazioni pastiche e per fessurazione, per spostamento di vincoli (scorrimento appoggi) che conducano alla modifica della geometria tale da rendere necessaria la sostituzione della struttura o di sue parti fondamentali situazioni estreme per effetto del fuoco, esplosioni, urti, ecc.

Stati Limite di Esercizio (SLE), derivanti da:

deformazioni eccessive (per un utilizzo normale della struttura);

fessurazioni premature o eccessive;

degrado o corrosione;

spostamenti eccessivi (senza perdita di equilibrio);

vibrazioni eccessive;

situazioni estreme di carattere di esercizio, previste nei particolari caso per caso.

In condizioni di esercizio, le esigenze funzionali riguardano in particolare la limitazione delle deformazioni e delle fessurazioni negli elementi strutturali (ad esempio, travi e pilastri in c.a.). In generale, le deformazioni devono essere limitate al fine di non alterare la funzionalità delle opere stesse (si pensi ad un ponte in acciaio o in legno) e per rispettare le esigenze concernenti il comportamento degli elementi adiacenti, strutturali e non;nonché per garantire il funzionamento delle unioni (si pensi, ad esempio, agli accoppiamenti di pezzi metallici con elementi in calcestruzzo). L'aggressività dell'ambiente di esposizione, la sensibilità delle armature alla corrosione e il rispetto di altre condizioni specifiche, quali l'impermeabilità, determinano il grado di severità delle verifiche a fessurazione (stato limite di esercizio).

1.3 Stati limite in condizioni sismiche (NTC)

Nei confronti delle azioni sismiche invece, secondo quanto riportato dalle Norme Tecniche gli stati limite (sia di esercizio che ultimi) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. Sotto azione sismica le NTC distinguono gli stati limite di esercizio in:

 Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi. Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto, la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali,mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

In condizioni sismiche, gli stati limite ultimi sono distinti dalle NTC in:

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto, la
 costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed
 impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una
 perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la
 costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni
 verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni
 sismiche orizzontali:
- Stato Limite di Prevenzione del Collasso (SLC): a seguito di un terremoto, la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

1.4 Dati sismici fondamentali secondo NTC

La nuove Norme Tecniche contengono numerose novità rispetto al D.M. 16.01.96. Innanzitutto, per poter definire le azioni sismiche e la loro entità (per il calcolo delle strutture) sono necessari i seguenti parametri sismici:

- tipo di costruzione:
- vita nominale:
- classe d'uso:
- periodo di riferimento;
- · probabilità di superamento;
- località di ubicazione;
- zona sismica (1, 2, 3 o 4)
- categoria suolo;
- classe di duttilità.

Il tipo di costruzione stabilisce la tipologia strutturale in funzione di un periodo temporale (indicato come V_N "vita nominale"), inteso come numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è stata destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella 1.1 e deve essere precisata nei documenti di progetto.

Vita nominale V _N [anni]	Tipo di costruzione
≤ 10	Tipo 1: strutture provvisorie – strutture in fase costruttiva ^(*)
≤ 50	Tipo 2: opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di dimensioni contenute, o di importanza normale.
≥ 100	Tipo 3: opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe, di grandi dimensioni, o di rilevante importanza.

Tabella 1.1 – Vita nominale e tipo di costruzione secondo NTC.

Classe d'uso

Secondo le nuove direttive italiane, le costruzioni vengono suddivise in quattro *Classi d'uso* così distinte:

- Classe I: costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi consequenze rilevanti;
- Classe III: costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le consequenze di un loro eventuale collasso;
- Classe IV: costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di energia elettrica

Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun *Tipo di costruzione*, moltiplicando il valore della vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$
.

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della *Classe d'uso*, secondo il prospetto sottostante:

Classe d'uso	I	II	III	IV
Coefficiente C _U	0,7	1,0	1,5	2,0

In particolare quando $V_R \leq 35$ anni, si pone $V_R = 35$ anni.

Probabilità di superamento e tempo di ritorno

Le Norme Tecniche poi introducono il valore della cosiddetta *probabilità di superamento* P_{VR} di un evento sismico (ogni volta funzione del tipo di stato limite considerato) a cui è necessario riferirsi per individuare correttamente la relativa azione sismica agente. In un certo senso, il valore della probabilità di superamento (espressa in funzione del valore del periodo di riferimento calcolato V_R) può essere correlata al grado di pericolosità dell'evento sismico ipotizzato. Il prospetto sottostante illustra quanto detto:

Stati limite		Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento
Stati limite	SLO	81%
esercizio	SLD	63%
Stati limite	SLV	10%
ultimi	SLC	5%

Tabella 1.2 – Probabilità di superamento nel periodo di riferimento (NTC).

È possibile dimostrare che i due parametri V_R e P_{VR} sono legati al cosiddetto tempo di ritorno T_R dell'evento sismico dalla seguente relazione operativa:

$$T_{R}[anni] = -\frac{V_{R}[anni]}{\ln(1-0.01 \cdot P_{VR}[\%])}.$$

Per tempo di ritorno T_R si può intendere, intuitivamente, l'intervallo temporale (inteso in senso statistico) entro il quale un fenomeno di medesima intensità si ripresenta. Ad esempio, un terremoto con tempo di ritorno $T_R = 475$ anni può essere pensato come un terremoto i cui effetti siano maggiormente distruttivi rispetto ad un terremoto con tempo di ritorno T_R = 50 anni. Il valore assegnato al periodo di ritorno è infatti direttamente imputabile agli effetti distruttivi del sisma e, in un certo senso, inversamente proporzionale alla distanza temporale entro cui si ripresenta: non riesce difficile pensare che terremoti estremamente distruttivi si possano ripetere su intervalli temporali alquanto maggiori rispetto a quelli relativi a terremoti di intensità talmente lieve da manifestarsi come impercettibili all'uomo. È assolutamente fondamentale tenere presente che il tempo di ritorno T_R non è a priori il tempo che bisogna cronometrare, all'indomani di un dato terremoto, perché lo stesso fenomeno si ripeta proprio dopo T_R anni e con la medesima intensità. Infatti, essendo il fenomeno dello scuotimento della terra un evento puramente aleatorio, non è da escludere (almeno in termini probabilistici) che un terremoto con tempo di ritorno di 475 anni, ad esempio, registrato nell'anno 1976 possa ripresentarsi anche a 20 o 30 anni di distanza prossimo allo stesso epicentro e con la medesima forza distruttiva.

Località di ubicazione e parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale

La località di ubicazione permette di individuare le coordinate di longitudine, latitudine e altitudine dove è ubicata la zona geografica interessata dalla costruzione. Sulla base di tali coordinate, utilizzando la tabella dei parametri spettrali allegate alle NTC si potranno dedurre per ciascuna delle quattro condizioni di stato limite:(1)

- la probabilità di superamento P_{VR} (espressa in termini %);
- Il relativo tempo di ritorno T_R , espresso in anni;
- l'accelerazione al suolo a_q [m/s²], valutata direttamente su una tipologia di suolo classificato come molto rigido e compatto (suolo di Tipo A:onde elastiche con velocità media di propagazione al suo interno di almeno 800 m/s entro i primi 30 m di profondità dal p.c.);
- il valore del periodo di oscillazione T_{C}^{\star} (nell'unità di tempo secondi) in cui si registra il tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale, (misurato per un suolo di Tipo A);
- il fattore F_0 che quantifica l'amplificazione massima dello spettro in accelerazione orizzontale su suolo di riferimento di Tipo A (con valore minimo di 2,2).

Zona sismica

L'attuale zonizzazione sismica del Territorio permette di risalire immediatamente al valore dell'accelerazione orizzontale di picco (su suolo di categoria A), rapportato all'accelerazione di gravità: a_q/g .

Tipologia suolo e propagazione onde elastiche

Al fine della definizione completa dell'azione sismica di progetto, si rende necessario individuare anche la tipologia del suolo di riferimento. In particolare, le Norme

¹ I valori numerici dei suddetti parametri (relativi agli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC) devono essere semplicemente letti dalla tabella allegata in calce al corpo normativo e immessi tal quali come input nei normali software di calcolo attualmente in commercio, in modo da definire correttamente i parametri sismici necessari per le calcolazioni automatiche.

Tecniche catalogano i suoli interessati dal sisma in funzione della loro compattezza, determinandola indicando, per ciascun tipologia di terreno, una particolare velocità di propagazione delle onde elastiche al loro interno ($V_{s,30}$).

Vengono definite 5 tipologie fondamentali di terreni (categorie), indicate con le lettere:A, B, C, D, ed E, che vengono successivamente completate da due ulteriori categorie, dette *aggiuntive di sottosuolo* (S1 ed S2). Il prospetto che segue – sintetizzando l'analogo riportato nella norma – illustra quanto detto:

Categoria	Descrizione
А	Ammassi rocciosi affioranti o terreni moto rigidi caratterizzati da valori di $V_{\rm s,30}$ maggiori di 800 m/s, eventualmente comprendenti un primo strato superficiale di alterazione dello spessore max di 3 m.
В	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con $360 \text{ m/s} \leq V \text{s}, 30 \leq 800 \text{ m/s}.$
С	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con 180 m/s $\leq V_{s,30} < 360$ m/s.
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e con $V_{s,30}$ < 180 m/s.
E	Terreni dei sottosuoli di Tipo C e D per spessore non superiore a 20 m , posti sul substrato di riferimento (con $V_{s,30} > 800 \ m/s$)

Tabella 1.3 . – Categorie di sottosuolo (NTC).

Categoria	Descrizione
S 1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30} < 100 \ m/s$, che includono uno strato $8 \ m$ di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno $3 \ m$ di torba o di argille altamente organiche
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 1.4. – Categorie aggiuntive di sottosuolo (NTC).

Classe di duttilità

La Classe di duttilità della struttura deve essere definita dal Progettista fra le tre tipologie ammesse dalla Norma:

- non dissipativa: si ipotizza che l'intera struttura, in condizioni sismiche, reagisca senza offrire alcun comportamento dissipativo dell'energia trasmessa ad essa dallo scuotimento del terreno;
- "A" alta capacità: la struttura in condizioni sismiche è stata ipotizzata essere in grado di offrire un comportamento altamente dissipativo dell'energia sismica trasmessa ad essa dal suolo:
- "B" bassa capacità: la struttura in condizioni sismiche è stata ipotizzata essere in grado di offrire un comportamento scarsamente dissipativo dell'energia sismica trasmessa ad essa dal suolo.

Capacità dissipativa

Come riportato dettagliatamente nella Norma, la capacità dissipativa della struttura viene forfetariamente messa in conto attraverso un'opportuna riduzione delle forze sismiche elastiche (spettri di risposta elastici in accelerazione orizzontale e verticale), ovvero definendo a priori la tipologia di struttura resistente, il suo grado di iperstaticità e il criterio di progettazione adottato (classe di duttilità scelta). Tramite codesta riduzione, si computano l'entità delle forze sismiche equivalenti di progetto che tengono forfetariamente già conto delle reali capacità dissipative delle strutture nel transitorio (spettri di progetto orizzontale e verticale per gli stati limite di esercizio e ultimi). Suddette forze fanno ovviamente riferimento al valore calcolato per la probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento $V_R = V_N C_U$ stabilito. In particolare, il passaggio da spettro elastico a spettro di progetto allo stato limite ultimo avviene penalizzando i valori degli spettri elastici orizzontale e verticale tramite un coefficiente caratteristico detto "fattore di struttura" q (vedere NTC al par. 3.2.3.5).

Fattore di struttura

Generalmente la procedura di calcolo maggiormente usata nelle normali strutture è l'analisi lineare. Quando si impiega l'analisi lineare nei sistemi dissipativi (strutture reali) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati utilizzando lo spettro di progetto (orizzontale e verticale) ottenuto assumendo un fattore di struttura q maggiore dell'unità (NTC par. 3.2.3.5). Come anticipato, il valore del fattore di struttura q da utilizzare per ciascuna direzione dell'azione sismica, dipende:

- dalla regolarità o meno in altezza e in pianta della struttura;
- dalla tipologia strutturale e
- dal valore del rapporto $\alpha_{\text{u}}/\alpha_{\text{l}}$, indice della capacità di duttilità della struttura: fattore di sovraresistenza.

In particolare, valori relativamente alti del rapporto α_u/α_l indicano che la struttura può assumersi nel suo complesso relativamente più duttile.

Come riportato al par. 7.3.1 delle Norme tecniche, il fattore di struttura si calcola come prodotto di due fattori:

 $q = q_0 \cdot K_R$;

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dal valore del rapporto α_0/α_0 :
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione: pari a 1,0 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Per costruzioni non regolari in pianta, la Norma fornisce le necessarie indicazioni utilizzando valori opportunamente mediati del rapporto α_u/α_l . La scelta del valore del

fattore di struttura q deve essere adeguatamente giustificata e quindi ben definita dal Progettista, in quanto tale valore definisce la capacità dissipativa ipotizzata per la struttura e determina l'entità delle azioni sismiche da applicare alla struttura per la sua verifica. Per la componente verticale dell'azione sismica, il valore di "q" da utilizzare, per qualunque tipologia strutturale e di materiale è 1,5. Fanno eccezione i ponti, per i quali va invece assunto q = 1. Come risulta da quanto finora detto, relativamente minori valori del fattore di struttura q portano (in fase di progettazione) verso una relativamente maggiore sicurezza della struttura. Viceversa, relativamente maggiori valori del coefficiente di struttura "q" portano la struttura verso minori coefficienti di sicurezza.

ESEMPIO. Si abbia una struttura di *Tipo 2* (opera ordinaria: $V_N = 50$ anni) e Classe d'uso II (normali affollamenti, senza funzioni pubbliche e sociali essenziali). Essa sia ubicata in Zona sismica 1 (Tarcento, in provincia di Udine). Individuare i parametri sismici principali e il valore del tempo di ritorno T_R per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV con P_{VR} = 10%) per una classe d'uso II. Infine, valutare il tempo di ritorno relativo alla medesima struttura per una classe d'uso IV (costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti: ad esempio. Caserma dei Vigili del Fuoco) e i relativi parametri sismici fondamentali.

SOLUZIONE. Utilizzando la tabella dei parametri spettrali allegata alle NTC, risultano per la città di Tarcento (Latitudine = 46,215200°; Longitudine = 13,214900°), in corrispondenza dello SLV, i seguenti valori dei parametri sismici ($V_N = 50$ anni):

$$a_q = 2,478 \text{ m/s}^2$$
;

$$T_C^* = 0.330 \text{ sec};$$

$$F_0 = 2,409$$
,

letti in corrispondenza della riga ID 9431 con i valori alla colonna T_R = 475. Infatti, in base ai dati di partenza, si ha:

$$V_R = V_N \cdot C_U = (50 \text{ anni}) \cdot 1,0 = 50 \text{ anni} \text{ con } C_U = 1,0 \text{ per classe d'uso II};$$

$$V_R = V_N \cdot C_U = (50 \text{ anni}) \cdot 2,0 = 100 \text{ anni} \text{ con } C_U = 2,0 \text{ per classe d'uso IV}.$$

Pertanto, risulta (per SLV, quindi con $P_{VR} = 10\%$):

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - 0.01 \cdot P_{VR})} = -\frac{50}{\ln(1 - 0.01 \cdot 10\%)} = 475 \text{ anni per } V_R = 50 \text{ anni;}$$

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - 0.01 \cdot P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.01 \cdot 10\%)} = 949 \text{ anni per } V_R = 100 \text{ anni;}$$

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - 0.01 \cdot P_{VR})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.01 \cdot 10\%)} = 949 \text{ anni per } V_R = 100 \text{ anni};$$

In quest'ultimo caso di T_R = 949 anni, interpolando linearmente tra i valori alle colonne T_R = 475 e T_R = 975 (sempre in corrispondenza della riga ID 9431: zona Tarcento), si ottengono i nuovi parametri di progetto sismici. Caso di Classe d'uso IV per SLV con:

$$P_{VR}$$
 = 10%; a_g = 3,317 m/s²; T_C * = 0,349 sec; F_0 = 2,411.

NOTA. Analoga procedura va seguita se si stabilisce un differente "Tipo di struttura"; stabilendo quindi un diverso valore della vita nominale V_N (vedere tabella 1.1). Fissato ad esempio $V_N = 100$ anni (struttura di Tipo 3: ponte), si calcola $V_R = V_{N'}C_U$. Infine, calcolato T_R in funzione del tipo di stato limite ricercato (quindi in funzione del valore di P_{VR}: vedere tabella 1.2) si estrapolano allo stesso modo dalla tabella allegata alla norma i valori di a_a , T_c * e F_o .

1.5 Applicazioni pratiche di Scienza e Tecnica delle Costruzioni

1.5.1 Introduzione

Il progetto e l'esecuzione delle strutture poggiano le loro basi su una sequenza logica di operazioni che partono dalla descrizione dei componenti che definiscono la struttura da edificare, fino ad arrivare alla costruzione vera e propria, nei suoi minimi dettagli. Il legame indissolubile tra l'idea, la sua fattibilità e l'opera compiuta in se stessa è costituito da tutto quel lavoro intellettuale di progettazione che, in un certo senso, anticipa e riproduce, secondo una logica sequenza, tutte le fasi operative che risulteranno poi indispensabili per compiere l'opera in tempi ragionevoli e con un costo ammortizzabile. Questa fase intermedia di previsione, predimensionamento, calcolo e verifica può essere semplicemente indicata con il termine di "progetto". Sebbene esistano diverse fasi e aspetti della progettazione (progetto architettonico, progetto strutturale, ecc.), esiste sempre una caratteristica costante e presente in ogni fase: il calcolo. In generale esso permette al Progettista, in ogni fase del suo lavoro, di tenere conto delle proporzioni dell'opera, di operare costantemente delle stime e di valutare la fattibilità delle sue scelte. In particolare, in guesta pubblicazione, si è scelto di parlare di quell'aspetto della progettazione che interessa il proporzionamento e la verifica degli elementi strutturali, sottolineando che tale fase non si esaurisce in una mera forma di matematica applicata. La costruzione di un'opera civile è indiscutibilmente un lavoro di squadra che richiede da parte di tutti i Progettisti coinvolti un forte impegno, sia in termini di professionalità che, soprattutto, di cooperazione. In tal senso, ad esempio, la progettazione architettonica non può pensarsi disgiunta dalla progettazione strutturale e viceversa. Il Progettista delle strutture, infatti, deve essere in grado di comprendere bene l'orizzonte dell'idea architettonica, le sue forme e i suoi dettagli e, a sua volta, il Progettista che esegue il progetto architettonico, nel perseguire la sua idea, deve prestarsi costantemente sensibile agli aspetti salienti che coinvolgono principalmente la sicurezza della struttura. La non riuscita compenetrazione e commistione tra la fase di progettazione architettonica e la fase di progettazione strutturale avrà come effetto quello di penalizzare fortemente l'utilità e la vita dell'opera, facendola risultare in alcuni suoi aspetti incompleta e quindi differente dall'idea iniziale di progetto. Le Normative aiutano Progettista architettonico e Progettista strutturale ad arrivare alla fine di questa logica seguenza in armonia, partendo dall'idea e arrivando fino alla costruzione. In questa sede, è stato scelto di porre attenzione all'impostazione prestazionale delle Norme Tecniche e degli Eurocodici, in virtù del loro carattere moderno e guindi del loro differente approccio rispetto alle vecchie normative. Questo differente approccio è giustificabile dal continuo miglioramento delle tecniche di calcolo, dallo sviluppo della tecnologia dei materiali e dall'esperienza desunta da ciò che è stato già costruito. In quest'ottica, il Professionista viene costantemente forzato a stare al passo con i tempi: nuovi materiali vengono introdotti e perfezionati, nuove tecnologie vengono immesse sul mercato che richiedono nuove metodologie di calcolo. Differenti modalità di prove su modelli e sui materiali, ecc. Tutto questo impone, quindi, un aggiornamento anche degli strumenti di calcolo, necessari per impiegare le giuste soluzioni compatibilmente con le moderne tecnologie. Tutti concorderanno che un semplice muro di sostegno sarà sempre un muro di sostegno, come 100 anni fa; ma i materiali impiegati per costruirlo e le tecniche di esecuzione saranno sicuramente diverse nei prossimi 100 anni, si capiranno rispetto al passato difetti, sbagli di progettazione ed esecuzione: saranno quindi necessariamente differenti le procedure di calcolo e di verifica per la sua ottimizzazione. Avverrà semplicemente quello che si chiama progresso!

In questa sede, per poter utilizzare al meglio le procedure di calcolo e verifica riportate nelle moderne normative, si è deciso di dedicare un'intera sezione a tutti quegli argomenti che stanno alla base delle tecniche di calcolo degli elementi strutturali. Verrà anche illustrata una parte molto dettagliata relativa alle prescrizioni delle norme,

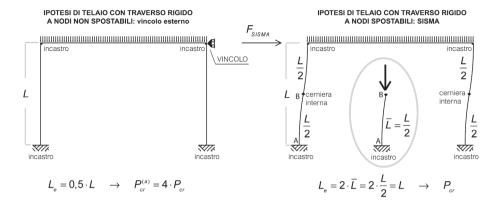


Figura 1.12 – Errata valutazione della lunghezza libera d'inflessione su un generico telaio piano, con traverso supposto infinitamente rigido.

Dall'esempio in figura 1.12 si vede chiaramente che un'errata valutazione del comportamento della struttura sotto i carichi esterni (oppure la valutazione erronea sull'efficienza di un vincolo esterno), soprattutto per le strutture deformabili come l'acciaio e il legno, possono far credere erroneamente che le colonne siano da considerare comunque incastrate in testa e al piede magari per il fatto che ci possano essere delle rigide connessioni in testa alla colonna con gli estremi del traverso. La conseguenza potrebbe essere disastrosa perché il carico critico reale potrebbe essere sottostimato di ben 4 volte⁽¹⁾.

Come ultima osservazione sul carico critico di Eulero rimane il fatto che il suo valore:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ_{\min}}{L_{e}^2}$$

non dipende affatto dalla resistenza del materiale (f_y) . Questo significa che, per aste relativamente molto snelle (dove i problemi sono legati maggiormente all'instabilità che non alla mera resistenza), è assolutamente inutile impiegare materiali con maggiore resistenza per limitarne l'instabilità. Sarà sicuramente più opportuno dotare la sezione dell'elemento strutturale di un'idonea resistenza geometrica (cercando di aumentare J_{min}).

ESEMPIO. Si dia una valutazione approssimata in sicurezza in merito all'instabilità la diagonale compressa di un controvento di una struttura metallica, realizzata con profilato HEA160 di lunghezza netta L=5 m circa, e sottoposta ad un carico assiale (inviluppo massimo allo stato limite ultimo) pari a $N_{Sd}=300$ kN. Si supponga un acciaio del tipo S235 (modulo elastico: $E=2,06\cdot10^7$ N/cm^2).

Infine, in condizioni di stato limite ultimo, si assicuri sempre un coefficiente di sicurezza minimo di F1 = 1,5 sul carico critico di Eulero.

¹ È opportuno notare che, per valutare esattamente la lunghezza libera di inflessione dei pilastri in un telaio generico anche a più piani, esistono opportuni grafici (detti "nomogrammi" che permettono di risalire ai moltiplicatori effettivi della lunghezza efficace in funzione di opportuni rapporti dipendenti dalle rigidezze flessionali delle colonne e delle travi e in funzione del tipo stesso di telaio (a nodi spostabili o nodi fissi). Pertanto, la configurazione nella fig. 1.12 deve essere interpretata come esempio particolare di come un'errata valutazione dei vincoli sulla struttura potrebbe portare ad un'errata valutazione del carico critico.

ESEMPIO. Un tubolare cavo in acciaio S235 a sezione circolare di diametro 219 mm e spessore 6.3 mm è sollecitato da una forza (massimo inviluppo allo stato limite ultimo) di compressione N_{Sd} = 100 kN. Verificare l'asta all'instabilità e alla resistenza sapendo che l'asta è alta L = 7.50 m e che, essendo isolata, presenti comportamento a mensola. In condizioni di stato limite ultimo, si assicuri un coefficiente di sicurezza minimo di F1 = 1.5 sul carico critico di Eulero.

SOLUZIONE. Intanto, da un qualsiasi profilario, per un *OC219x6.3* si legge:

spessore delle lamiere:

area della sezione trasversale:

momento di inerzia:

 $A = 42,10 \text{ cm}^2;$ $J_{min} = 2382,8 \text{ cm}^4;$

raggio di inerzia:

$$i_{\min} = \sqrt{J_{\min} / A} = 7,52 \text{ cm}^2$$
.

Si calcola il carico critico (caso di mensola: $L_e = 2 \cdot L$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J_{min}}{L_e^2} = \frac{\pi^2 \cdot (2,06 \cdot 10^7 \text{ N/cm}^2) \cdot (2382,8 \text{ cm}^4)}{[2 \cdot (750 \text{ cm})]^2} = 215200 \text{ N} = 215 \text{ kN}.$$

Risulta subito che l'asta non presenta problemi di instabilità essendo:

$$N_{Sd} = 100 \ kN < P_{cr} = 287 \ kN \ .$$

con grado di sicurezza sul carico critico pari a (287 kN/100 kN) = 2,87 > F1 = 1,5. Si calcola (caso di mensola: $L_e = 2 \cdot L$) la snellezza dell'asta⁽³⁾:

$$\lambda = \frac{L_{\rm e}}{i_{\rm min}} = \frac{2 \cdot L}{i_{\rm min}} = \frac{2 \cdot (750 \text{ cm})}{(7,52 \text{ cm}^2)} = 199.$$

In base ai prospetti 7 della CNR 10011/85, per profili tubolari cavi con s < 40 mm, per snellezze pari a $\lambda = 173$ e per acciaio $f_v = 235 \text{ N/mm}^2$, si legge $\omega = C.S. = 4,99$. Si esegue, quindi, la verifica allo stato limite ultimo sulle tensioni:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} = \frac{(100 \text{ kN})}{(42.10 \text{ cm}^2)} = 2,37 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yd}}{C.S.} = \frac{(23.5 \text{ kN/cm}^2)}{4.99} = 4,7 \text{ kN/cm}^2,$$

è confermata la verifica anche in termini di resistenza, con un rapporto di sicurezza effettivo pari a: $(4.7 \text{ kN/cm}^2)/(2.37 \text{ kN/cm}^2) = 1.98 > 1$.

OSSERVAZIONE. È opportuno fa notare che l'impiego dei valori tabellati nei prospetti 7 della CNR 10011/85 per il coefficiente ω = C.S. equivale sostanzialmente, in un calcolo agli stati limite (quindi con le sollecitazioni di progetto N_{Sd}), ad applicare implicitamente un coefficiente di sicurezza pari a 1,5 sul carico critico. Pertanto, esequendo una verifica agli stati limite utilizzando il classico metodo "omega" sarebbe superfluo calcolare il carico critico di Eulero e verificarne poi il valore con N_{Sd} . Infatti, se in questo esempio avessimo adottato al limite proprio $N_{Sdc} = P_{cr}/1,5$ avremmo

$$\sigma_c = \frac{N_{Sdc}}{A} = \frac{(287 \text{ kN})/1,5}{(42,10 \text{ cm}^2)} = 4,5 \text{ kN/cm}^2 \simeq \frac{f_{yd}}{C.S.} = \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{4,99} = 4,7 \text{ kN/cm}^2$$

Ovvero, a meno degli errori di troncamento, (con C.S. = ω):

Notare che le norme (EC3 ed NTC) di fatto consigliano come opportuno per l'acciaio di dimensionare le sezioni limitando i valori della snellezza a non oltre λ = 200 per le membrature principali e non oltre λ = 250 per le membrature secondarie.

$$\sigma_{\rm c} = \frac{f_{\rm yd}}{\omega}$$
.

Pertanto, eseguire un calcolo verificando che risulti:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} < \frac{f_{yd}}{\omega} = \sigma_c$$
;

significa eseguire il calcolo verificando che risulti:

$$\frac{P_{cr}}{N_{Sd}} > 1.5 .$$

In ogni caso lo scrivente ritiene che il parallelo controllo delle due verifiche, anche nei casi in cui siano del tutto equivalenti, sia un modo di procedere maggiormente intuitivo e che consente di abbassare al minimo eventuali errori di calcolo o d'interpolazione lineare dei valori ω letti da tabella.

Si approfitta per sottolineare che, nelle più usuali applicazioni λ < 140, quando interessi abbozzare un predimensionamento o una veloce verifica all'instabilità, in assenza di valori tabellati, è possibile utilizzare le seguenti linee orientative:

- profilati tubolari cavi, IPE, HE con rapporto altezza/larghezza piattabanda h/b < 1,2 e con spessori delle lamine s < 40 mm, $f_y = 235$ N/mm², può impiegarsi in sicurezza un valore $C.S. = \omega = 3$ in tutti i casi in cui: $100 \le \lambda < 140$ e $\omega = 2$ per valori di $\lambda < 100$:
- profilati tubolari cavi, IPE, HE con rapporto altezza/larghezza piattabanda h/b < 1,2 e con spessori delle lamine s < 40 mm, $f_y = 275$ N/mm², può impiegarsi in sicurezza un valore C.S. = $\omega = 3,5$ in tutti i casi in cui: $100 \le \lambda < 140$ e $\omega = 2,5$ per valori di $\lambda < 100$;
- profilati tubolari cavi, IPE, HE con rapporto altezza/larghezza piattabanda h/b < 1,2 e con spessori delle lamine s < 40 mm, $f_y = 355$ N/mm², può impiegarsi in sicurezza un valore *C.S.* = $\omega = 4,3$ in tutti i casi in cui: $100 \le \lambda < 140$ e $\omega = 3,3$ per valori di $\lambda < 100$.

In ogni caso, si consiglia di eseguire parallelamente sia la verifica sul carico critico con F1 = 1,5 e sia la verifica di resistenza con C.S. secondo le indicazioni precedenti.

ESEMPIO. Il portale per un argano di sollevamento del piazzale di un cantiere ha la traversa formata da una travatura reticolare spaziale e le colonne montanti costituite da profilati HE in acciaio S235 ($f_y = 235 \ N/mm^2$). Il valore della sollecitazione assiale (come inviluppo massimo di tutte le combinazioni di carico allo stato limite ultimo) trasmessa alla testa di ciascun montante, dovuto quindi all'effetto del carico sollevato e alla sua movimentazione, al peso dell'argano e quello della traversa stessa, siano stimate attorno a $N_{Sd} = 38 \ t$. L'altezza del montante sia di $4,20 \ m$.

Progettare in maniera più spedita possibile la sezione delle colonne, in modo da verificare in sicurezza l'argano.

SOLUZIONE. Vista la natura importante della struttura e degli eventuali carichi movimentati, si ipotizza che, comunque sia effettivamente collegata la traversa ai montanti, ciascun montante possa comportarsi nelle peggiori combinazioni di carico come una mensola incastrata al piede e libera in sommità, dove la reazione della traversa è vista come un semplice carico gravante assialmente in compressione.

Come prima approssimazione, per una prima stima dell'area della sezione del profilato, si decurti la tensione di snervamento dell'acciaio con un coefficiente di penalizzazione pari a 0.25:

$$A_{\rm l} = \frac{N_{\rm Sd}}{0.25 \cdot f_{\rm yk}} = \frac{380000 \, N}{0.25 \cdot (235 \, N \, / \, mm^2)} = 6468 \, mm^2 = 65 \, cm^2 \, .$$

Si prova quindi con un profilato HE220B che da profilarlo presenta:

spessore delle lamiere: s < 40 mm;

• area della sezione trasversale: $A = 91.0 \text{ cm}^2$;

• momento di inerzia: $J_{min} = 2843,6 \text{ cm}^4$;

• raggio di inerzia: $i_{\min} = \sqrt{J_{\min} / A} = 5,59 \text{ cm}^2$

Si calcola (caso di mensola: $L_e = 2 \cdot L$) la snellezza dell'asta:

$$\lambda = \frac{L_e}{i_{\min}} = \frac{2 \cdot L}{i_{\min}} = \frac{2 \cdot (420 \text{ cm})}{(5,59 \text{ cm}^2)} = 150 \text{ .}$$

Dalle tabelle con s < 40 mm; $f_y = 235$ N/mm² e sezione HE con $\lambda = 150$, si legge: $C.S. = \omega = 3.46$.

Risultando:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} = \frac{(380 \text{ kN})}{(91,0 \text{ cm}^2)} = 4,17 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yd}}{C.S.} = \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{3,46} = 6,79 \text{ kN/cm}^2,$$

con un rapporto di sicurezza effettivo pari a: $(6,79 \text{ kN/cm}^2)/(4,17 \text{ kN/cm}^2) = 1,63 > 1$, la sezione potrebbe essere esuberante. Si prova quindi con un profilato HE200B:

· spessore delle lamiere:

s < 40 mm;

area della sezione trasversale:

 $A = 78,26 \text{ cm}^2$;

momento di inerzia:

 $J_{min} = 2003,7 \text{ cm}^4;$

raggio di inerzia:

 $i_{\min} = \sqrt{J_{\min} / A} = 5,06 \text{ cm}^2$.

Risulta:

$$\lambda = \frac{L_{\rm e}}{i_{\rm min}} = \frac{2 \cdot L}{i_{\rm min}} = \frac{2 \cdot (420 \ cm)}{(5,06 \ cm^2)} = 166 \ ;$$

 $C.S. = \omega = 4.10$

$$\sigma = \frac{N_{\text{Sd}}}{A} = \frac{(380 \text{ kN})}{(78,26 \text{ cm}^2)} = 4,86 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{\text{yd}}}{\text{C.S.}} = \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{4,10} = 5,73 \text{ kN/cm}^2 \,,$$

con un rapporto di sicurezza effettivo pari a: $(5,73 \text{ kN/cm}^2)/(4,86 \text{ kN/cm}^2) = 1,18 > 1$, la sezione potrebbe essere idonea.

In ogni caso, volendo scendere ad un profilato HE180B si otterrebbe:

$$\lambda = \frac{L_e}{i_{\min}} = \frac{2 \cdot L}{i_{\min}} = \frac{2 \cdot (420 \text{ cm})}{(4.57 \text{ cm}^2)} = 184 \text{ ;}$$

C.S. = ω = 4.86

$$\sigma = \frac{N_{\text{Sd}}}{A} = \frac{(380 \text{ kN})}{(65,38 \text{ cm}^2)} = 5,81 \text{ kN/cm}^2 > \frac{f_{\text{yd}}}{\text{C.S.}} = \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{4,86} = 4,83 \text{ kN/cm}^2 \; ,$$

la sezione non risulta verificata: si deve quindi adottare il profilato HE200B.

OSSERVAZIONI. Si crede di fondamentale importanza rimarcare che l'eventuale non verifica sulle tensioni che porti:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} > \frac{f_{yd}}{\omega},$$

con l'utilizzo del coefficiente $C.S. = \omega$ letto da tabella, non può essere portata a verifica positiva aumentando direttamente il valore di f_{vd} in modo che torni appunto:

$$\sigma = \frac{N_{Sd}}{A} < \frac{f_{yd}}{\omega}.$$

Ciò perché, pur avendo ricondotto la verifica all'instabilità ad una "camuffata" verifica alle tensioni, una volta scelto il tipo di acciaio e fissata la snellezza, il rapporto

$$\frac{f_{yd}}{\omega} = \cos t$$

si mantiene sempre constante, indipendentemente dalla resistenza del materiale. Pertanto, voler cambiare tipo di acciaio e lasciare inalterato l'attuale valore di ω per cambiare l'esito della verifica risulterebbe un errore.

Questa osservazione dimostra in altra maniera quello che era stato osservato già nelle pagine precedenti circa il fatto che il valore del carico critico di Eulero non dipende dalla resistenza del materiale impiegato.

ESEMPIO. Si debba verificare all'instabilità una colonna HE300A di un portale del tipo rappresentato in fig. 1.12, sapendo che l'altezza netta della colonna è di L=6,0~m e che l'acciaio da carpenteria utilizzato è del tipo S235 ($f_{yk}=235~N/mm^2$). Si esegua una verifica spedita in sicurezza che tenga conto di quanto prescritto dall'EC3. Si ammetta che le sollecitazioni allo stato limite ultimo abbiano considerato sul telaio anche l'effetto delle imperfezioni iniziali, studiando l'equilibrio nel piano del portale imponendo uno sbandamento laterale pari a $\Delta u = L/200 = (6000~mm)/200 = 30~mm$. Si ipotizzi, in particolare, che le colonne del telaio siano state orientate in modo che la sezione "forte" debba contrastare gli spostamenti del traverso (supposto non infinitamente rigido) nel solo piano che lo contiene, (come rappresentato in fig. 1,12), e che quindi si possa ritenere trascurabile la sollecitazione flettente agente fuori dal piano del portale. Si ipotizzi inoltre che sia stato possibile accertare che i fenomeni di instabilità flesso-torsionale sono in questo caso particolare sempre contrastati. Le sollecitazioni di progetto sono:

- carico assiale: N_{Sd} = 300 kN;
- sollecitazione flettente (lungo il lato "forte"): M_{Sd,v} = 150 kNm;
- sollecitazione flettente (lungo il lato "debole"): $M_{Sd,z}$ trascurabile.

SOLUZIONE. Da un comune profilarlo, per un HE300A, considerando l'asse z diretto parallelamente all'anima e l'asse y baricentrico e parallelo alle piattabande della sezione del profilato, si legge:

•	area sezione trasversale:	$A = 112,93 \text{ cm}^2$;
•	spessori lastre:	s < 40 mm;
•	larghezza piattabanda:	$b = 300 \ mm;$
•	altezza sezione:	$h = 290 \ mm;$
•	raggio di connessione anima-piattabande:	r = 27 mm;
•	spessore piattabanda:	$t_f = 14 mm;$
•	spessore anima:	$t_{\rm w}$ = 8,5 mm;
•	distanza asse anima da bordo piattabanda:	c = b/2 = 150 mm;
•	altezza anima a spessore costante:	
•	modulo di resistenza plastico secondo y:	$W_{pl,y} = 1388,14 \text{ cm}^3;$
•	momento d'inerzia lato secondo y:	$J_y = 18322,3 \text{ cm}^4;$
•	raggio d'inerzia lato secondo y:	$i_y = 12,74$ cm;
•	raggio d'inerzia lato secondo z:	$i_z = 7,48 \text{ cm}.$

Condizione di vincolo adottata: telaio a nodi spostabili; lunghezza efficace (teorica per traverso infinitamente rigido): $L_e = L = 600~cm$; incremento moltiplicatore lunghezza efficace teorica: + 35% (fissato); lunghezza efficace utilizzata nei calcoli (traverso deformabile): $L_e = 1,35\cdot L = 810~cm$; snellezza asta (sul raggio d'inerzia minimo)⁽⁴⁾: $\lambda = \frac{L_e}{i_z} = \frac{L}{i_z} = \frac{810~cm}{7,48~cm} = 109$; valore del coefficiente: $C.S. = \omega = 2,22$; Il fattore adimensionale di resistenza risulta per $f_{yk} = 235~N/mm^2$: $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}} = 1$.

In base ai rapporti tra gli spessori delle lastre:

• nelle piattabande (sezione di *Classe 2*): $\frac{c}{t_{\epsilon}} = \frac{150 \text{ mm}}{14 \text{ mm}} = 10,71 \rightarrow 10\varepsilon < \frac{c}{t_{\epsilon}} \le 11\varepsilon$;

• nell'anima (sezione di *Classe 1*): $\frac{d}{t_w} = \frac{h - 2 \cdot r}{t_w} = \frac{(290 - 2 \cdot 27) \ mm}{8,5 \ mm} = 27,76 \qquad \rightarrow \qquad \frac{d}{t_w} \le 72\varepsilon \ .$

Coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza caratteristica:

 $\gamma_{M1} = 1.05$

Volendo abbozzare una veloce verifica, si propone una variante in sicurezza di una delle prime formulazioni proposte dall'EC3, per sezioni laminate schematizzabili di Classe 1, 2 e sollecitate essenzialmente da presso flessione deviata:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{\text{Sd},y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{\text{Sd},z}}{W_{pl,z} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.$$
 [1.20]

In quest'ottica, per le sezioni laminate di Classe 3, sollecitate essenzialmente da presso flessione deviata, si può porre:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{Sd,y}}{W_{el,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{Sd,z}}{W_{el,z} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.$$
 [1.21]

In particolare, per le sezioni di classe 1 e 2 (nell'eq. 1.20) vanno considerati i valori dei moduli di resistenza plastici W_{pl} , mentre per le sezioni di Classe 3 (nell'eq. 1.21) vanno considerati i valori dei moduli di resistenza elastici W_{el} , entrambi letti dal profilarlo. In particolare, i coefficienti moltiplicatori k_y e k_z delle sollecitazioni flettenti (già in termini di stato limite ultimo) sono stati moltiplicati direttamente per il loro valore massimo consentito ($k_y = k_z = 1,5$), sia per rendere i calcoli meno lunghi e complessi e sia per compensare l'eventuale analisi dei carichi fatta in maniera sbrigativa per poter abbozzare subito un primo calcolo, anche in termini di resistenza (almeno per elementi non eccessivamente tozzi). Inoltre, ricalcando praticamente le Istruzioni CNR, si accetta sbrigativamente e per sicurezza la posizione:

$$\chi_{\min} \simeq \frac{1}{\omega}$$
,

con ω letto direttamente da tabella (prospetti 7 nelle CNR 10011/95) e valutato sempre considerando il valore minore i_{\min} del giratore di inerzia per il calcolo della snellezza $\lambda = L_{\text{e}}/i_{\min}$: C.S. = $\omega = 2,22$. Risulta, in questo particolare caso:

$$\chi_{\min} \simeq \frac{1}{2,22} = 0,45$$
.

-

⁴ Si impone di scegliere la snellezza sempre in funzione del raggio d'inerzia minimo, indipendentemente da quale sia il piano su cui si eseque la verifica di instabilità.

Utilizzando, quindi, direttamente l'espressione 1.20 si ha (con l'ipotesi di $M_{Sd,z}$ trascurabile):

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{\chi_{\text{min}} \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1.5 \cdot M_{\text{Sd},y}}{W_{pl,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.$$

Sostituendo i valori numerici:

$$\frac{300 \; kN}{0,45 \cdot (112,93 \; cm^2) \cdot \frac{(23,5 \; kN/cm^2)}{1.01}} + \frac{1,5 \cdot (15000 \; kNcm)}{(1388 \; cm^3) \cdot \frac{(23,5 \; kN/cm^2)}{1.01}} = 0,95 \leq 1 \; ,$$

la verifica è soddisfatta.

OSSERVAZIONI. Si vuole far notare che se si fosse eseguito il calcolo seguendo nel dettaglio tutte le indicazioni fornite già nelle prime versioni del corpo normativo dell'EC3 si sarebbe ottenuto un valore pari a circa 0,77 (con un rapporto attorno a 0,95/0,77 = 1,2). L'esempio sopraesposto ha utilizzato un formulazione in sicurezza sia per la verifica di instabilità che per la verifica locale di resistenza. In generale, però, analogamente a quanto fatto osservare nei precedenti esempi di aste semplicemente compresse, soprattutto quando si applichino nel dettaglio le formulazioni proposte dall'E.C.3, e nel caso di relativamente basse snellezze, potrebbe risultare (ovviamente in condizioni opportune di carichi e snellezza) più restrittiva la semplice verifica di resistenza, valutata in assenza di effetti instabilizzanti. Pertanto, anche nel caso più generale di presso flessione, è corretto eseguire anche la semplice verifica di resistenza.

A tal proposito, in aderenza alle prime formulazioni dell'EC3, per la verifica di resistenza di sezioni laminate di Classe 1 e 2, utilizzando i momenti di resistenza plastici (letti direttamente dal profilario), si può utilizzare la semplice relazione conservativa:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{\text{Sd},y}}{W_{pl,y}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} + \frac{M_{\text{Sd},z}}{W_{pl,z}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \le 1.$$

Analogamente, per le sezioni laminate di Classe 4, usando però i momenti di resistenza elastici (letti direttamente dal profilario) si può usare:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{\text{Sd},y}}{W_{\text{el},y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} + \frac{M_{\text{Sd},z}}{W_{\text{el},z} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}} \le 1.$$

È importante sottolineare che, per evidenti motivi di resistenza locale della sezione, queste due ultime relazioni semplificate sono valide solo se i profilati non sono dotati di fori maggiorati o asolati per i dispositivi di giunzione nella zona compressa; mentre sono altrettanto valide solo se risulta nella zona tesa:

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} \ge 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}};$$

avendo indicato con:

- A_{f,net} la sezione della piattabanda depurata dei fori
- A_f la sezione lorda della piattabanda (in assenza di fori);
- f_{vk} la resistenza caratteristica dell'acciaio;
- f_{tk} la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio.

In particolare quando $A_{f,net}/A_f$ non rispettasse la suddetta limitazione, si può ovviare riducendo l'area A_f della piattabanda in modo da rientrare nella limitazione.

Si vuole ribadire, comunque, che le formulazioni approssimate in sicurezza (eq. 1.20 e 1.21) dedotte dall'EC3 considerano, per velocizzare i calcoli, i valori massimi delle sollecitazioni di progetto N_{Sd} ; $M_{Sd,y}$ e $M_{Sd,z}$ (considerati quindi per semplicità costanti lungo l'elemento strutturale). A tal proposito, è stato oltremodo dimostrato da prove sperimentali che già le formule per la verifica dell'instabilità così come presentate nel corpo normativo dell'EC3 sono conservative anche per le verifiche di resistenza qualora si considerino per le sollecitazioni flettenti i valori massimi come costanti, e/o si verifichino sezioni "a doppio T" (HE, in particolare) dotate di elevato fattore di forma (quindi quando sollecitate lungo il loro lato "forte": fig. 1.10).

In generale, indipendentemente dal tipo di norma di calcolo utilizzata, tutte le verifiche all'instabilità che tengano conto dell'andamento delle sollecitazioni flettenti lungo l'asse dell'elemento, nel caso particolare di distribuzione lineare intrecciata (ad es. triangolare o bitriangolare) e per basse snellezze, potrebbero non essere conservative rispetto ad una normale verifica locale di resistenza.

1.5.7 Verifiche di deformabilità degli elementi strutturali

Molto spesso la verifica della deformabilità (verifica delle frecce di inflessione) viene trascurata. Soprattutto per materiali quali il legno e l'acciaio, le verifiche che riguardano l'entità delle deformate, connesse per lo più allo stato limite di esercizio, rivestono un ruolo di primaria importanza, in virtù della necessaria fruibilità delle strutture stesse. È noto dalla Scienza delle Costruzioni che, per una trave supposta per sicurezza semplicemente appoggiata a sezione costante (J = cost) su una campata lunga L, la massima freccia (elastica) di inflessione sotto un carico distribuito p[kN/m] a stesa uniforme è calcolabile mediante:

$$f_{el} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EJ} \,.$$

Mentre, per una medesima trave supposta caricata al centro da un carico concentrato di intensità *P[kN]*, risulta:

$$f_{el} = \frac{P \cdot L^2}{48 \cdot EJ}.$$

Per una mensola (trave incastrata e libera nell'altro estremo) lunga L (con J = cost) e caricata da un carico distribuito p[kN/m] a stesa uniforme:

$$f_{el} = \frac{p \cdot L^4}{8 \cdot EJ}$$

Infine, per una mensola (con J = cost) sottoposta ad una forza concentrata P[kN], applicata all'estremo libero e perpendicolarmente al suo asse (ad esempio, il caso dell'azione su un corrimano di una scala), lo spostamento elastico dell'estremo è:

$$f_{el} = \frac{P \cdot L^3}{3 \cdot EJ}$$
.

Ancora più in particolare, soprattutto in accordo con E.C.5, per le strutture in legno di travi a sezione costante, supposte appoggiate, si devono considerare anche gli effetti dovuti alla deformabilità per taglio. Detto quindi con G il "modulo elastico a taglio", con A l'area trasversale della sezione e con χ il "fattore di taglio della sezione", si ha in generale:

$$f_{el} = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{EJ} + \chi \cdot \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot GA} , \qquad [1.22]$$

dove, nel caso particolare del legno (sezioni generalmente rettangolari), si ha χ = 1,2. A tal proposito, si può dimostrare che il contributo sulla freccia della deformazione per taglio rispetto alla flessione (nell'ipotesi di trave a sezione costante, semplicemente appoggiata e uniformemente caricata) diventa non trascurabile per quegli elementi strutturali il cui rapporto altezza H della sezione e lunghezza L dell'elemento risulti

maggiore di 1/10 (travi classificabili come relativamente "corte"). Inoltre, almeno per sezioni resistenti al taglio di forma rettangolare sufficientemente "stretta" (quali potrebbero esser considerate le travi in acciaio HE, IPE, INP qualora si considerasse la sola anima effettivamente resistente al taglio) l'effetto delle azioni taglianti sulla deformata può trascurarsi⁽⁵⁾. In particolare, per modesti valori del rapporto E/G (come avviene per l'acciaio e il calcestruzzo armato) il contributo deformativo al taglio diventa trascurabile. Ed è proprio per questi motivi, ed in virtù delle luci effettivamente impiegate nelle costruzioni, che per gli elementi strutturali in acciaio (solitamente travi IPE o HE) è possibile trascurare l'effetto del taglio sulle deformate. Indicativamente, per quanto riguarda l'acciaio si devono prendere in considerazione i seguenti limiti di deformabilità, in funzione della luce L dell'elemento (tab. 1.8).

Elementi strutturali Limiti superiori pe spostamenti vertio		
	δ_{max} / L	δ_2 /L
Coperture in generale	1/200	1/250
Coperture praticabili	1/250	1/300
Solai in generale	1/250	1/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	1/250	1/350
Solai che supportano colonne	1/400	1/500
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	1/250	-

Nota: nel caso di specifiche esigenze tecniche/funzionali tali limiti vanno opportunamente ridotti.

Tabella 1.8 – Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie in acciaio (NTC).

In particolare, deve intendersi con:

- δ_2 lo spostamento (elastico) dovuto alla sola presenza dei sovraccarichi variabili;
- δ_{max} lo spostamento (elastico) nella configurazione finale (carichi permanenti e variabili) avendo cura però di decurtare l'aliquota dovuta all'eventuale "monta" iniziale;
- L è la luce effettiva nel caso di travi, mentre per le strutture a mensola corrisponde al doppio della lunghezza dello sbalzo.

Per le verifiche di deformabilità, da intendersi quindi come verifiche allo stato limite di esercizio, coerentemente con quanto dettato dalle Norme, devono considerarsi le *combinazioni rare*, *frequenti* e *quasi permanenti* considerate applicando alle azioni valori unitari dei coefficienti parziali di sicurezza: $\gamma_G = \gamma_Q = 1$ e contemporaneamente applicando ai valori caratteristici (nominali) delle azioni variabili adeguati valori per i coefficienti di combinazione ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 . A differenza dell'acciaio, le caratteristiche reologiche dei materiali lignei non possono trascurarsi nella valutazione della deformazione globale dell'elemento durante la sua vita. Infatti, le relative deformazioni sotto carico sono caratterizzate da un andamento solo inizialmente di tipo elastico che, con il passare del tempo della struttura, cambia acquistando sempre più carattere di tipo elastico-viscoso: incremento della deformazione nel tempo sotto carichi costanti. Inoltre, oltre una certa soglia tensionale pur rimuovendo i carichi variabili di esercizio il recupero elastico della deformazione non avviene completamente, rimanendo invece un accumulo di deformazioni irreversibili. Tutti questi aspetti sono

_

⁵ A patto,ovviamente, che la lunghezza della trave non sia "cortissima" relativamente all'altezza del profilato.

ulteriormente amplificati per i materiali lignei qualora l'ambiente circostante sia particolarmente umido o si verifichino frequenti sbalzi di umidità (diminuisce infatti il modulo elastico E). È per tutti questi motivi che, nella verifica alle deformazioni delle strutture in legno, le norme non limitano l'analisi alla sola freccia elastica, ma impongono anche di controllare quella "differita" $u_{\rm diff}$, ovvero dovuta ai carichi prolungati nel tempo, soprattutto in quei casi in cui le azioni che agiscono sull'elemento strutturale in modo permanente (pesi propri e permanenti portati) o quasi (neve in alta montagna) risultino percentualmente elevate rispetto al carico totale. In particolare, nelle strutture in legno, la deformazione istantanea u_{ist} , provocata da un'azione, può essere calcolata usando i valori medi dei moduli elastici ($E \in G$). Pertanto, la deformata finale u_{fin} , da calcolare in funzione delle combinazioni quasi permanenti, risulta dalla somma della deformata elastica con la deformata differita:

$$U_{fin} = U_{ist} + U_{dif}. ag{1.23}$$

Nei casi maggiormente significativi per un predimensionamento, nel caso in cui cioè si possa considerare che tutti gli elementi strutturali componenti siano caratterizzati da medesimi comportamenti reologici e da medesimo comportamento elastico, risulta sufficiente considerare i carichi permanenti e i sovraccarichi variabili. In tale ottica, le norme esprimono le componenti differite delle deformazioni come percentuali delle deformazioni elastiche tramite l'introduzione di un opportuno coefficiente k_{def} . Questo coefficiente tiene conto forfetariamente dell'aumento di deformazione con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità del materiale (quindi del tipo di materiale) e dell'umidità dell'ambiente (quindi della Classe di servizio assegnata alla struttura). In particolare, nella tabella 1.9 si riportano i valori da assegnare al coefficiente k_{def} per i prodotti strutturali a base di legno, (secondo la EN 1995-1-1).

Materiale	Rif.	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato	EN 14080	0,60	0,80	2,00
Microlamellare (LVL)	EN 14374, EN 14279	0,60	0,80	2,00

Tabella 1.9 – Valori del coefficiente k_{def} per i più comuni prodotti strutturali lignei.

Operativamente, considerando l'azione dei carichi permanenti G_k e dei sovraccarichi variabili Q_k , l'espressione da utilizzare per il calcolo della deformata finale (al netto delle eventuali controfrecce presenti), dedotta dall'eq. 1.23 è data dalla relazione:

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def}) ;$$
 [1.24]

dove:

- u_{1,ist} è il valore della freccia elastica valutata considerando presente il solo carico permanente G_k (valutato sull'equazione 1.22);
- u_{2,ist} è il valore della freccia elastica valutata considerando presente il solo sovraccarico variabile Q_k (valutato sull'equazione 1.22);
- k_{def} è appunto il coefficiente da dedurre dalle indicazioni della tabella 1.9;
- ψ_2 è il valore del coefficiente di combinazione delle azioni, così come indicato nella tabella 1.10, di seguito riportata (valida in generale per qualsiasi costruzione: D.M. 14.01.2008).

A tal proposito, in mancanza di informazioni adeguate si potranno attribuire ai coefficienti ψ_i i valori desunti dalla vigente normativa italiana, che qui si riporta:

Azione	Ψ 0,i	Ψ1,i	Ψ2,i
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B –Uffici	0.7	0.5	0.3

Categoria C –Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D –Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi,magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F − Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso > 30 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H - coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1.10 – Valori del coefficienti di combinazione delle azioni (NTC).

In merito alla relazione di verifica 1.24, come anticipato, si deve considerare:

• con i soli carichi permanenti G_k (con g_k carico unitario: [kN/m]):

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,medio}J} + \chi \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8 \cdot G_{medio}A};$$

• con i soli sovraccarichi variabili Q_k (con q_k carico unitario: [kN/m]):

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0 \text{ medio}} J} + \chi \cdot \frac{q_k \cdot L^2}{8 \cdot G_{\text{medio}} A};$$

avendo, in particolare, indicato con:

- $E_{0,medio}$ il modulo elastico medio parallelo alle fibre;
- G_{medio} il modulo di taglio medio;
- χ il "fattore di taglio" della sezione (pari a 1,2 per sezione rettangolare).

ESEMPIO. Si debba verificare l'entità delle deformazioni allo stato limite di esercizio di una trave di luce L = 5.0 m in legno lamellare del tipo GL24h (massa volumica $\rho = 380$ kg/m³). Si consideri che il tratto dell'elemento strutturale da verificare alle sole deformazioni, privo ovviamente di controfreccia, sia posto all'interno di un vano in ambiente condizionato. Si ipotizzi, in particolare, che l'entità dei carichi variabili siano pari all'azione della neve (150 kg/m² circa) e che la struttura sia ubicata in zona a quota inferiore ai 1000 m s.l.m. Si supponga, infine, che potendo ritenere assenti nei carichi statici eventuali fenomeni vibratori, si possano accettare come sufficientemente restrittivi i seguenti limiti:

• peri soli carichi permanenti G_k:

$$u_{2,ist} = \frac{L}{300};$$

per tutti i carichi (G_k e Q_k) a $t \to \infty$ (lungo termine):

$$u_{\text{net,fin}} = \frac{L}{200}$$
.

SOLUZIONE. In base ai dati ipotizzati, si ha:

elemento ligneo protetto in ambiente condizionato:

Classe servizio 1: lamellare incollato:

materiale ligneo utilizzato:

GL24h (ρ = 380 kg/m³);

tipo di materiale:

• modulo elastico medio (parallelo alle fibre):

 $E_{0 \text{ medio}} = 11600 \text{ N/mm}^2$;

 $G_{medio} = 720 \text{ N/mm}^2$; modulo di taglio medio: valore coeff. k_{def} (tabella 1.9): $k_{def} = 0.6$; tipologia carichi variabili considerati: civile abitazione: coefficiente ψ_2 per carichi variabili neve (tab. 1.10): $\psi_2 = 0;$ Luce di calcolo trave: L = 5.0 m = 5000 mm; interasse massimo (ipotizzabile) puntoni: $i_{int} = 0.9 m$; carico permanente (pesi propri + portati): $G_k = 1,1 \text{ kN/m}^2$; $Q_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$; variabili per neve:

Le grandezze calcolate per la verifica:

- carico lineare permanente (stato limite di esercizio con $\gamma_G = 1$): $g_k = i_{int} \cdot G_k = (0.90 \text{ m}) \cdot (1.1 \text{ kN/m}^2) = 0.99 \text{ kN/m}$;
- carico lineare variabile (stato limite di esercizio con $\gamma_Q = 1$): $q_k = i_{int} \cdot Q_k = (0.90 \text{ m}) \cdot (1.5 \text{ kN/m}^2) = 1.35 \text{ kN/m}$;

La disposizione dei carichi per il calcolo delle frecce elastiche è riportato nella figura 1.13, valida del tutto in generale per le strutture in legno:

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: DEFORMABILITA'

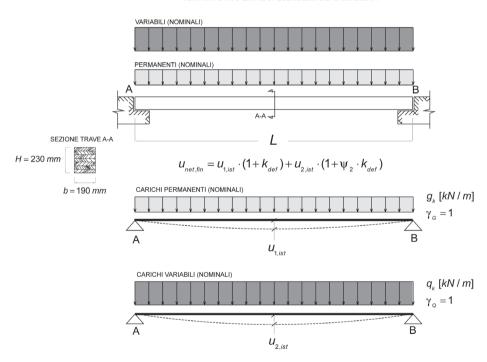


Figura 1.13 – Schemi di carico per la verifica allo stato limite di esercizio delle deformazioni di travi in legno.

Ipotizzando una sezione rettangolare per la trave pari a 19x23 cm, si ha:

• larghezza: b = 190 mm;

Momento d'inerzia (lato "forte" resistente della sezione):

$$J = \frac{b \cdot H^3}{12} = \frac{(190 \text{ mm}) \cdot (230 \text{ mm})^3}{12} = 192, 6 \cdot 10^6 \text{ mm}^4;$$

Valore della freccia istantanea (carichi permanenti):

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_k \cdot L^4}{E_{0,medio}J} + \chi \cdot \frac{g_k \cdot L^2}{8 \cdot G_{medio}A};$$

$$u_{1,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(0.99 \, \text{N/mm}) \cdot (5000 \, \text{mm})^4}{(11600 \, \text{N/mm}^2) \cdot (192.6 \cdot 10^6 \, \text{mm}^4)} + 1.2 \cdot \frac{(0.99 \, \text{N/mm}) \cdot (5000 \, \text{mm})^2}{8 \cdot (720 \, \text{N/mm}^2) \cdot (43700 \, \text{mm}^2)};$$

$$u_{1,ist} = 3,61 \, mm + 0,12 \, mm = 4 \, mm$$
;

Valore della freccia istantanea (carichi variabili):

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_k \cdot L^4}{E_{0 \text{ medio}} J} + \chi \cdot \frac{q_k \cdot L^2}{8 \cdot G_{\text{medio}} A};$$

$$u_{2,ist} = \frac{5}{384} \cdot \frac{\left(1{,}35\,N\,/\,mm\right) \cdot \left(5000\,mm\right)^4}{\left(11600\,N\,/\,mm^2\right) \cdot \left(192{,}6 \cdot 10^6\,mm^4\right)} + 1{,}2 \cdot \frac{\left(1{,}35\,N\,/\,mm\right) \cdot \left(5000\,mm\right)^2}{8 \cdot \left(720\,N\,/\,mm^2\right) \cdot \left(43700\,mm^2\right)};$$

$$u_{2.ist} = 4,92 \, mm + 1,60 \, mm = 5 \, mm$$

Deformata finale:
$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist} \cdot (1 + \psi_2 \cdot k_{def})$$
.

Essendo però per la verifica di elementi strutturali in copertura (con neve): $\psi_2 = 0$.

$$u_{net,fin} = u_{1,ist} \cdot (1 + k_{def}) + u_{2,ist}.$$

Sostituendo:

$$u_{net.fin} = (4 mm) \cdot (1+0,6) + (5 mm) = 12 mm$$
.

Entrambe le verifiche di deformabilità sono ampiamente soddisfatte:

• peri soli carichi permanenti G_k :

$$u_{2,ist} = 5 \text{ mm} < \frac{L}{300} = \frac{(5000 \text{ mm})}{300} = 16 \text{ mm};$$

• per tutti i carichi (G_k e Q_k) a $t \to \infty$ (lungo termine):

$$u_{net,fin} = 12 \text{ mm} < \frac{L}{200} = \frac{(5000 \text{ mm})}{200} = 25 \text{ mm}.$$

OSSERVAZIONI. In generale, nel caso la verifica delle frecce su elementi di solai si dovesse accompagnare anche ad una verifica di vibrazione, sarebbe opportuno restringere le limitazioni in modo che risulti almeno:

• peri soli carichi permanenti G_k:

$$u_{2,ist} = \frac{L}{400};$$

• per tutti i carichi (G_k e Q_k) a $t \to \infty$ (lungo termine):

$$u_{net,fin} = \frac{L}{500}$$
.

Infine, al di là delle prescrizioni della particolare norma di calcolo utilizzata, soprattutto quando si dovessero progettare elementi lignei di luce non trascurabile (e di conseguenza con frecce dell'ordine anche di alcuni centimetri) sarà sempre necessario eseguire una valutazione anche in merito all'eventuale interazione delle struttura lignea con gli altri elementi e materiali adiacenti nella costruzione. Si ritiene utile rimarcare che, in generale, in virtù della relativa maggiore deformabilità sia del legno che dell'acciaio, le verifiche allo stato limite di esercizio per il controllo della deformabilità sono il più delle volte maggiormente vincolanti delle verifiche allo stato limite ultimo (per resistenza).

ESEMPIO. Si debba verificare velocemente, in condizioni di stato limite di esercizio, la freccia elastica di una trave di solaio in acciaio con profilo HE240B su una luce netta di L = 5,0 m e cimentata con carico complessivo costante (nominale) a stesa uniforme pari a $g_k + q_k = 40kN/m = 400 N/cm$. Per semplicità si esegua la sola verifica con il carico complessivo, considerando sbrigativamente come limite alle deformazioni complessive δ_{max} il valore L/400.

SOLUZIONE. Dal profilarlo, per un profilo *HE240B* risulta:

momento d'inerzia (lato "forte"):

modulo elastico acciaio:

 $J = 11281 \text{ cm}^4$; $E = 2.06 \cdot 10^7 \text{ N/cm}^2$.

Lo schema di carico utilizzato è per sicurezza sempre quello di trave semplicemente appoggiata agli estremi, conteggiando sbrigativamente la lunghezza effettiva del profilato per determinarne la luce di calcolo (fig. 1.14).

VERIFICA STATO LIMITE DI ESERCIZIO: DEFORMABILITA' TOTALI (NOMINALI): PERMANENTI + VARIABILI SEZIONE TRAVE A-A $H = 240 \, mm$ TOTALI (NOMINALI): PERMANENTI + VARIABILI $(g_{k}+q_{k})[kN/m]$ $b = 240 \, mm$

Figura 1.14 – Schema di calcolo per la verifica della deformazione complessiva δ_{max} , allo stato limite di esercizio per travi in acciaio, depurata dell'eventuale monta iniziale.

Valore della freccia elastica (complessiva):

$$f_{e \text{ tot}} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(g_k + q_k) \cdot L^4}{EJ} = \frac{5}{384} \cdot \frac{(400 \text{ N/cm}) \cdot (500 \text{ cm})^4}{(2,06 \cdot 10^7 \text{ N/cm}) \cdot (11281 \text{ cm}^4)} = 1,40 \text{ cm},$$

Risultando già:

$$f_{e tot} = 1,40 \text{ cm} > \frac{L}{400} = \frac{(500 \text{ cm})}{400} = 1,25$$
,

stante l'ipotesi adottata per il limite $\delta_{\text{max}}/\text{L}$, la sezione non risulta verificata allo stato limite di deformazione.

1.6 Modalità di calcolo delle azioni sulle strutture secondo le nuove Norme

1.6.1 Premessa

Coerentemente anche con quanto riportato nell'EC1 – "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture", le NTC definiscono le tipologie dei carichi (nominali e/o caratteristici), relative alle costruzioni di tipo civile o industriale e che devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali. La Norma stabilisce che i carichi, salvo casi particolari di problemi di tipo dinamico, devono essere considerati come applicati staticamente sulle parti della struttura. In particolare nel par. 3.1.4 delle NTC, vengono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni, da considerare come valori nominali minimi.

1.6.2 Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali devono assumersi i valori riportati nella seguente tabella:

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0÷20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0÷50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiali lapidei	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	10.00
Conifere e pioppo	4,0÷6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0÷8,0
Sostanze varie	0.04
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

Per materiali non compresi nella tabella si potrà fare riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità, assumendo i valori nominali come caratteristici.

Tabella 1.11 – Pesi dell'unità di volume di materiali strutturali (NTC).

1.6.3 Carichi permanenti non strutturali: permanenti portati

La Norma definisce "carichi permanenti non strutturali" tutti quei carichi che siano considerabili non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Ad esempio:

- tamponature esterne;
- divisori interni:
- massetti:
- isolamenti;
- pavimentazioni e rivestimenti del piano di calpestio;
- intonaci:
- controsoffitti:
- impianti e simili.

Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume (tab. 1.11) dei materiali costituenti. In linea di massima, in presenza di solai con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati e i carchi variabili potranno assumersi, per la verifica globale, come uniformemente ripartiti. In caso contrario andranno valutate le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni e uffici possono assumersi come carichi equivalenti distribuiti per metro quadro, a patto che i solai abbiano effettivamente capacità di ripartire anche trasversalmente i carichi sostenuti.

Elementi divisori interni. Per i soli di edifici civili (abitazioni e uffici), il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere trasformato in un equivalente carico permanente portato uniformemente distribuito (per metro quadro), a patto che vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare che i carichi (di natura evidentemente concentrata) vengano adeguatamente ripartiti. Il carico uniformemente distribuito g_{2k} ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza G_{2k} delle partizioni nel modo seguente:

```
\begin{array}{lll} \bullet & \text{elementi divisori con} & G_2 \leq 1,00 \ kN/m: & g_2 = 0,40 \ kN/m^2; \\ \bullet & \text{elementi divisori con} & 1,00 < G_2 \leq 2,00 \ kN/m: & g_2 = 0,80 \ kN/m^2; \\ \bullet & \text{elementi divisori con} & 2,00 < G_2 < 3,00 \ kN/m: & g_2 = 1,20 \ kN/m^2; \\ \bullet & \text{elementi divisori con} & 3,00 < G_2 < 4,00 \ kN/m: & g_2 = 1,60 \ kN/m^2; \\ \bullet & \text{elementi divisori con} & 4,00 < G_2 < 5,00 \ kN/m: & g_2 = 2,00 \ kN/m^2; \end{array}
```

Ovviamente, elementi divisori interni con peso proprio maggiore devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento planimetrico sul solaio.

1.6.4 Carichi (sovraccarichi) variabili

La Norma definisce i carichi variabili come quelli legati direttamente alla destinazione d'uso dell'opera. Essi sono schematizzabili come:

- carichi verticali uniformemente distribuiti q_k [kN/m²];
- carichi verticali concentrati Q_k [kN];
- carichi orizzontali lineari H_k [kN/m];

I valori nominali (o caratteristici) dei carichi q_k , Q_k e H_k sono riassunti nella tabella 1.12, estratta integralmente dalle NTC (al par. 3.1.4 – Tab. 3.1.II). I valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, nell'ipotesi che non vi siano potenziali rischi di risonanza delle strutture.

I carichi verticali concentrati Q_k formano oggetto di verifiche locali distinte e non vanno sovrapposti ai corrispondenti carichi verticali ripartiti; essi devono essere applicati su

impronte di carico appropriate all'utilizzo e alla forma del tipo di solaio su cui agiscono. In particolare, in assenza di precise indicazioni, si può considerare:

- per rimesse e parcheggi: carichi concentrati applicati su due impronte di 20 cm x 20 cm distanti l'una dall'altra di 1,80 m;
- per tutti i rimanenti casi: impronte di carico quadrate di lato 50 cm x 50 cm.

Cat.		Ambienti	Q _k [kN/m²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
		Ambienti ad uso residenziale			
Α		Sono compresi in questa categoria i locali di			
^		abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad	2,00	2,00	1,00
		esclusione delle aree suscettibili di affollamento)			
_		Uffici			
В	Cat. B1	Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2	Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	0 1 01	Ambienti suscettibili di affollamento	0.00	0.00	4.00
	Cat. C1	Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole	3,00	2,00	1,00
	Cat. C2	Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni,	4,00	4,00	2,00
С	0-4-00	cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi			
C	Cat. C3	Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento			
		delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune	5.00	5.00	3.00
		libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto,	5,00	5,00	3,00
		palazzetti per lo sport e relative tribune			
		Ambienti ad uso commerciale			
_	Cat. D1	Negozi	4.00	4.00	2.00
D	Cat. D2	Centri commerciali,mercati, grandi magazzini,	,	,	
	00 22	librerie	5,00	5,00	2,00
		Biblioteche, archivi, magazzini, e ambienti ad			
		uso industriale			
Е	Cat. E1	Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori	> 6.00	6.00	1.00*
_		manifatturieri	<u>></u> 6,00	0,00	1,00
	Cat. E2	Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per	_	_	_
		caso			
		Rimesse e parcheggi			
	Cat. F	Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi a	2,50	2x10.00	1.00**
F-G		pieno carico fino a 30 kN.	_,00	_,,,,,,	.,
. •	Cat. G	Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di			
		peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi	_	_	_
		caso per caso.			
	Cat. H1	Coperture e sottotetti Coperture e sottotetti accessibili per sola			
	∪al. ∏ I	manutenzione	0,50	1,20	1,00
Н	Cat. H2	Coperture speciali	secondo o	ategoria appa	artenenza
	Cat. H3	Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da	Secondo C	αιούστια αμμά	ai CHCHZđ
	Jai. 113	valutarsi caso per caso.	-	-	-
		raidtaioi odoo poi odoo.			

^{*} non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

Tabella 1.12 – Valori caratteristici dei carichi di esercizio per le diverse categorie di edifici (NTC).

I valori dei carichi nominali (o caratteristici) nella tabella 1.12 sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie. In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi valori prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico. I carichi variabili orizzontali H_k [kN/m] indicati nella tabella 1.12 devono essere utilizzati per verifiche locali e non si sommano ai carichi utilizzati nelle verifiche dell'edificio nel

^{**} per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

suo insieme. I carichi orizzontali lineari H_k devono essere applicati a pareti (alla quota di 1,20~m dal rispettivo piano di calpestio) ed a parapetti o mancorrenti (alla quota del bordo superiore). In proposito, la Norma precisa che tali verifiche locali riguardano, in funzione alle condizioni d'uso, gli elementi verticali bidimensionali quali tramezzi, pareti, tamponamenti interni, con esclusione di divisori mobili (che comunque devono garantire sufficiente stabilità in esercizio).

Il soddisfacimento della prescrizione può essere documentato anche per via sperimentale, e comunque mettendo in conto che il manufatto possiede e tutte le risorse che il tipo costruttivo consente.

1.6.5 Modalità di combinazione delle azioni per le verifiche sulle strutture

Le nuove norme definiscono valori caratteristici delle azioni quei particolari valori dei carichi che presentano una fissata probabilità di essere superati dal punto di vista dei valori più sfavorevoli nei confronti della sicurezza della struttura. Tratta cioè i valori delle azioni in termini probabilistici, non potendo prevedere in maniera assoluta l'esatto valore assunto dalle azioni che agiranno su una struttura (si pensi, ad esempio, alla difficoltà di poter prevedere con estrema precisione l'entità di una nevicata o di una scossa sismica!).

La nuova Norma considera essenzialmente 4 tipologie di azioni potenzialmente agenti sulla struttura, in funzione della loro variazione di intensità nel tempo. Permette di schematizzare essenzialmente le azioni in:

- permanenti: tutte quelle azioni il cui effetto e intensità possono considerarsi praticamente costanti nel tempo (pesi elementi strutturali, pesi del terreno a contatto con la struttura, pressioni della falda);
- variabili: essenzialmente i sovraccarichi di servizio sulla struttura, azioni per vento e neve:
- sismiche: le azioni derivanti dallo scuotimento sismico dei terreni:
- eccezionali: azioni appunto eccezionali, quali possono essere incendi, esplosioni, urti e impatti in generale.

Sia le Norme Tecniche sia gli Eurocodici Strutturali definiscono essenzialmente quattro distinte tipologie di combinazioni di carico:

- stati limite ultimi
- stati limite di esercizio
- sismiche
- eccezionali.

ESEMPIO. Si debbano dimensionare le armature di un generico solaio (in laterocemento a singola campata) di una struttura per civile abitazione, classificata come di *categoria A* (tab. 1.12). Si assuma ad esempio che, da una precedente analisi dei carichi (rif. tab. 1.11), si siano computati i seguenti carichi nominali (caratteristici):

- $G_k = 5,40 \text{ kN/m}^2$ la somma di tutti i pesi propri e i permanenti portati del solaio;
- $Q_{k1} = 2,00 \text{ kN/m}^2$ il sovraccarico di esercizio sul generico solaio (aree destinate a civile abitazione).

Si calcolino le combinazioni di carico agli stati limite (ultimi e di esercizio) da utilizzare per i calcoli di progetto e verifica delle armature.

SOLUZIONE. In base ai dati della sottostante tabella 1.13, relativamente alla categoria fissata in questo particolare esempio, si sono evidenziati con colorazione

scura i valori dei coefficienti di combinazione da adottare per le combinazioni delle azioni, necessarie ai fini della verifica della struttura e dei conseguenti calcoli statici:

Azione	$\psi_{0,i}$	$\psi_{1,i}$	$\psi_{2,i}$
Categoria A – Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B –Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C – Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D –Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Biblioteche, archivi,magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F – Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso ≤ 30 kN	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse e parcheggi (autoveicoli di peso > 30 kN	0,7	0,5	0,3
Categoria H - coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 1.13 – Valori del coefficienti di combinazione delle azioni (NTC).

Le nuove norme (EC ed NTC) identificano essenzialmente tre tipologie di verifica agli stati limite ultimi:

- stati limite di equilibrio come corpo rigido:
 EQU;
- stato limite di resistenza (compreso strutture di fondazione): STR;
- stato limite di resistenza del terreno: GEO.

Inoltre, indicano con:

- γ_{G1} il coefficiente parziale di sicurezza dei pesi propri delle strutture;
- γ_{G2} il coefficiente parziale di sicurezza dei pesi degli elementi non strutturali (permanenti portati);
- γ_{Qi} il coefficiente parziale della generica azione variabile Q_i

I valori da adottare sono riportati nel prospetto seguente, in funzione del tipo di verifica agli stati limite ultimi (NTC – par. 2.6.1 – tab. 2.6.I).

		Coefficiente parziale	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli		0,9	1,0	1,0
Cancili permanenti	sfavorevoli	γG1	1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non	favorevoli	_	0,0	0,0	0,0
strutturali ⁽¹⁾	sfavorevoli	γ̃G2	1,5	1,5	1,3
Cariabi yariabili	favorevoli		0,0	0,0	0,0
Carichi variabili	sfavorevoli	γ_{Qi}	1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano completamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 1.14 – Valore dei coefficienti parziali per le azioni allo stato limite ultimo.

Dovendo eseguire una verifica statica e di deformazione (STR) del solaio, si devono stabilire i particolari coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni. In particolare, avendo attribuito per ipotesi al peso proprio e ai pesi permanenti portati un unico valore caratteristico $G_k = 5.40 \text{ kN/m}^2$ (a causa della loro piccola variabilità in una struttura ad uso abitativo), si applica un medesimo valore del coefficiente parziale di sicurezza. Coerentemente con le indicazioni in tabella 1.14 per lo stato limite STR, si fissa:

• per i carichi permanenti: $\gamma_G = 1,30;$ • per carichi variabili: $\gamma_Q = 1,50.$

Seguendo, poi, le indicazioni riportate al par. 2.5.3 delle NTC, si calcolano, per le due condizioni di carico ipotizzate, le seguenti combinazioni (in particolare, riferite per la verifica di $b = 1.0 \, m$ di larghezza di solaio):

- combinazione fondamentale agli stati limite ultimi (SLU): $\gamma_G \cdot G_k + \gamma_O \cdot Q_{k1} = 1,30 \cdot (5,40 \text{ kN/m}) + 1,50 \cdot (2,00 \text{ kN/m}) = 10 \text{ kN/m};$
- combinazioni agli stati limite di esercizio (SLE):
 - combinazione rara (SLE): $G_k + Q_{k1} = (5,40 \text{ kN/m}) + (2,00 \text{ kN/m}) = 7,40 \text{ kN/m};$
 - combinazione frequente (SLE): $G_k + \psi_{11} \cdot Q_{k1} = (5,40 \text{ kN/m}) + 0.5 \cdot (2,00 \text{ kN/m}) = 6,40 \text{ kN/m};$
 - combinazione quasi permanente (SLE): $G_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1} = (5,40 \text{ kN/m}) + 0.3 \cdot (2,00 \text{ kN/m}) = 6,00 \text{ kN/m}.$

Le suddette combinazioni di carico, forniscono l'assetto di carico per le verifiche agli stati limite (ultimi e di esercizio). Ovviamente, per ogni combinazione di carico andranno considerati solo quegli assetti delle azioni che portino ad un esito maggiormente sfavorevole per le verifiche. In generale, eventuali azioni variabili Q_{ki} che risultassero, in certe configurazioni, a favore di sicurezza andranno adeguatamente eliminate⁽¹⁾. Non a caso, le norme penalizzano anche i carichi permanenti qualora in certi assetti di carico portassero a favore di sicurezza (vedere tabella 1.14).

OSSERVAZIONI. Nel caso più generale di struttura spaziale sottoposta a sisma (o a carichi eccezionali), le precedenti combinazioni di carico (computate per semplicità utilizzando solo due azioni G_k e Q_{k1}) sono da accostarsi alle combinazioni di carico sismiche e (se necessario) alle combinazioni di carico eccezionali.

Per semplicità, supponendo sempre che siano agenti solo due generiche azioni caratteristiche (permanenti e variabili), si ha:

combinazione in presenza di sisma:

$$E_i$$
"+" $(G_k + \psi_{21} \cdot Q_{k1})$;

· combinazione eccezionale:

$$A_{d}$$
"+" $(G_{k} + \psi_{21} \cdot Q_{k1})$,

avendo indicato con E_j e A_d , rispettivamente, le forze statiche con cui sono state schematizzate l'azione sismica (lungo la direzione j-esima del tagliante sismico rispetto alla disposizione planimetrica della struttura) e l'azione eccezionale (effetto dell'incendio/esplosione/urto provocato in un punto della struttura). A tal proposito, l'indicazione "+" sta ad indicare che gli effetti sulle parti strutturali (sollecitazioni flettenti, normali, di taglio, ecc.) a causa delle azioni sismiche/eccezionali devono essere (opportunamente) sommate ai rimanenti effetti dovuti agli altri carichi agenti.

_

¹ Si pensi, ad esempio, alla disposizione alternata dei carichi variabili in una travata (o in un solaio) a più campate quando si volesse calcolarne i massimi momenti in campata.

1.7 Azioni del vento sulle strutture secondo NTC

Secondo le nuove Norme, le azioni dinamiche del vento che impattano in depressioni e pressioni agenti normalmente sulle superfici delle strutture vengono schematizzate da opportune forze statiche equivalenti, distribuite opportunamente sulle superfici della costruzione. L'azione del vento sulla struttura viene determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulla sua superficie esterna e delle pressioni agenti sulla relativa superficie interna. Nel caso di costruzioni o elementi di grande estensione, si deve inoltre tenere conto delle azioni tangenti esercitate dal vento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

In casi particolari come ad esempio le torri si deve considerare anche l'ipotesi di venti spiranti secondo differenti direzioni, in modo da selezionare la direzione più gravosa. Essenzialmente, vengono distinti due tipologie di effetti del vento:

- azioni tangenziali: azioni del vento in termini di attrito sulle superfici delle strutture, non trascurabili per strutture relativamente molto lunghe e in zone particolarmente ventose;
- azioni normali: pressioni o depressioni, agenti ovviamente normalmente alle superfici delle costruzioni, rilevanti per strutture sufficientemente alte o snelle.

Le azioni di attrito (tangenziali) dovute al vento vengono calcolate con la seguente formulazione:

$$P_f[N/m^2] = 0.625 \cdot c_e \cdot c_f \cdot v_b^2$$
 [1.25]

dove

- c_f è un semplice coefficiente numerico adimensionale (coefficiente di attrito)
 che si ricava direttamente dal tipo di materiale con cui è rivestita la costruzione
 (muratura, pannelli, vetro, legno, ecc.);
- c_e è un opportuno coefficiente adimensionale (coefficiente di esposizione) dipendente dalla quota "z" raggiunta dal punto più alto della costruzione (valutabile direttamente dal grafico 1.15);
- v_b [m/s] è la cosiddetta velocità di riferimento, valore caratteristico di una opportuna velocità media dei venti, determinabile in funzione della zona ove è ubicata o è prevista la costruzione.

Invece, le azioni di pressione o depressione (normali) dovute ai venti vengono calcolate secondo la formulazione:

$$P[N/m^2] = 0.625 \cdot c_e \cdot c_\rho \cdot c_d \cdot v_b^2$$
 [1.26]

dove

- c_p è un opportuno coefficiente adimensionale di forma, suggerito dalle Norme, in funzione del tipo di forma della struttura (ad una, due falde; tetti a padiglione, tetti a più campate, tetti a volta, ecc.);
- c_d è un coefficiente adimensionale che tiene conto sia degli eventuali effetti riduttivi o amplificativi dovute alle distribuzioni di pressione locali o alla risposta in oscillazione della struttura. Esso viene cautelativamente posto pari all'unità $(c_d = 1)$ per le costruzioni di tipologia corrente che non superino gli 80 m di altezza e per i capannoni industriali.

La velocità di riferimento v_b viene computata individuando i tre parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a legati alla particolare regione in cui sorge la costruzione. A tal proposito, si può fare riferimento alla mappatura delle zona ventose in cui è suddiviso il Territorio Italiano, riportata nella figura 1.15.

Zone per la determinazione dei parametri $v_{b,0}$; a_0 ; k_a



Figura 1.15 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il Territorio Italiano (NTC)

Una volta individuata la zona (compresa da 1 a 9) si determinano, in funzione dei dati riportati in tabella 1.15, i valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a .

Zona	Descrizione	v _{b,0} [m/s]	a₀ [m]	$k_a [s^{-1}]$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

Tabella 1.15 – Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a (NTC).

Noti i tre parametri $v_{b,0}$, a_0 e k_a e detta con a_s [m] l'altitudine sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione, si calcola v_b [m/s] secondo le due espressioni seguenti:

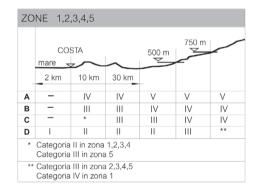
$$v_b = v_{b,0}$$
 per $a_s \le a_0$;
 $v_b = v_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s < 1500 \text{ m}$. [1.27]

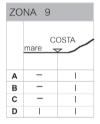
Una volta calcolata la velocità di riferimento v_b , si procede al calcolo del coefficiente di esposizione c_e . Prima, secondo i dati in tabella 1.16, si individua la "classe di rugosità del terreno" (A, B, C,D) poi, mediante gli schemi in figura 1.16, si valuta la "categoria" di esposizione (cat. I, II, III, IV) e infine, mediante il grafico in figura 1.17, il valore del coefficiente di esposizione c_e , funzione della categoria individuata e della quota z $[m]^{(2)}$.

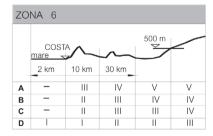
Classe di rugosità	Descrizione
Α	Aree urbane in cui almeno il 15% della superfici sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m.
В	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
С	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,), aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D.
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,).

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Tabella 1.16 - Classi di rugosità del terreno (NTC).







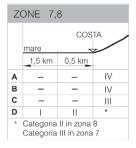


Figura 1.16 – Definizione delle categorie di esposizione (NTC).

² Praticamente, solo nel caso di strutture ordinarie (esclusi quindi grattacieli, torri molto alte o similari), nel grafico in figura 1.17 il valore dato alla *z* può coincidere con la quota del punto più alto della struttura, misurata dal suolo da cui spicca.

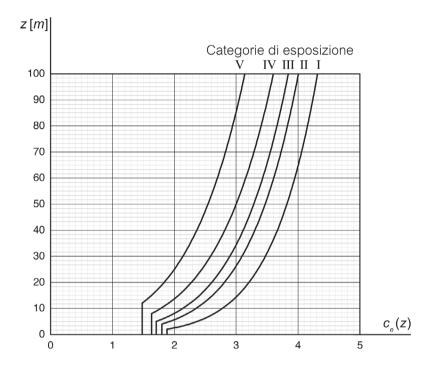


Figura 1.17 – Andamento del valore del coefficiente di esposizione c_e in funzione della categoria di esposizione e della quota del punto più alto della struttura (NTC).

Per quanto riguarda infine il coefficiente di topografia c_t esso è posto generalmente pari all'unità sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In particolare, l'andamento dei valori di c_e in funzione di z e della particolare categoria di esposizione sono da intendersi relativi a $c_t = 1$. Pertanto, nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal Progettista mediante analisi più approfondite.

ESEMPIO. Ammettendo di conoscere già il particolare valore del coefficiente di forma c_p (in funzione del tipo di struttura, della sua geometria, ecc.), si calcoli il valore della pressione del vento per una struttura civile (alta circa z = 15 m dal suolo) in area suburbana e ubicata in provincia di Udine.

SOLUZIONE. In base alla mappatura in fig. 1.15, la città di Udine ($a_s = 113 \text{ m} \text{ s.l.m.}$) e provincia si trova ubicata in zona 1. Pertanto, dai dati in tabella 1.15, relativamente alla zona 1 si legge:

- $v_{b,0} = 25 \text{ m/s};$
- $a_0 = 1000 m$;
- $k_a = 0.010 \text{ s}^{-1}$.

Risultando per Udine ($a_s = 113 \ m \ s.l.m.$): $a_s = 113 \ m \ < a_0 = 1000 \ m$, si pone immediatamente: $v_b = v_{b,0} = 25 \ m/s$. Dalla tabella 1.16, si deduce che la classe di rugosità del terreno è la B: aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive. Poi, in base agli schemi di fig. 1.16, essendo la città di Udine distante più di $30 \ km$ dalla costa, si può assegnare categoria di esposizione IV (terra oltre $30 \ km$ dalla costa e zona sotto i $500 \ m \ s.l.m$).

Infine, in base ai dati del grafico in figura 1.17, per categoria di esposizione IV e per un'altezza massima del fabbricato dal suolo pari a z = 12,50 m, si legge un valore del coefficiente di esposizione pari a $c_e = 2,1$ circa.

Pertanto, in base all'equazione 1.26, si ha:

$$P[N/m^2] = 0,625 \cdot c_p \cdot c_p \cdot c_d \cdot v_b^2 = 0,625 \cdot 2,1 \cdot c_p \cdot 1 \cdot (25 \ m/s)^2 = c_p \cdot (820 \ N/m^2)$$
, pari a circa:

$$P = c_p \cdot (820 \, N / m^2) \simeq c_p \cdot (84 \, kg_f / m^2)$$
.

Il valore appena calcolato dipende ora solo dal parametro adimensionale c_p che, come suggerito dalle norme stesse, va assegnato in funzione della geometria della struttura e in funzione del suo effetto come pressione o depressione.

1.8 Azioni della neve sulle strutture secondo NTC

Secondo le nuove Norme, il carico caratteristico (o nominale) dovuto all'azione della neve deve essere valutato secondo la relazione:

$$q_s = q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \cdot \mu_1$$
; [1.28]

dove:

- q_s è il carico della neve $[kN/m^2]$ agente in direzione verticale e riferito alla proiezione orizzontale della superficie (m^2) della copertura;
- q_{sk} è il valore atteso [kN/m²] di neve al suolo, stimato per un periodo di ritorno di 50 anni;
- C_E è il coefficiente (adimensionale) di esposizione, dipendente dalle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera (zona battuta dai venti, oppure riparata, ecc.);
- C_t è il coefficiente (adimensionale) termico, utilizzato per tenere conto dell'eventuale riduzione del carico di neve a causa del suo scioglimento per perdita di calore dalla costruzione;
- μ₁ è il coefficiente di forma della particolare copertura, dipendente dal numero di falde presenti e dalla loro pendenza.

Il valore del carico atteso q_{sk} della neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In particolare, indicata con a_s [m] la quota del suolo, rispetto al livello medio del mare, nel sito di realizzazione dell'edificio, si differenziano i valori attesi minimi in funzione di 4 zone fondamentali di suddivisione del Territorio Italiano (fig. 1.18):

- Zona I Alpina:
 Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Boxano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.
- Zona I Mediterranea:
 Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.
- Zona II:
 Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova,

Massa Carrara, Padova, Perugina, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.

Zona III:

Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanisetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.

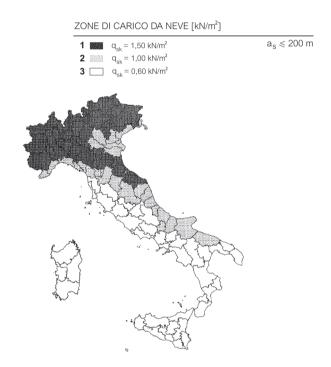


Figura 1.18 – Zone di carico da neve (NTC).

In particolare, si deve considerare (rif. fig. 1.18):

• Zona I – Alpina:
$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$
 per $a_s \le 200 \text{ m}$; $q_{sk} = 1,39 \cdot [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2$ per $a_s > 200 \text{ m}$. [1.29]
• Zona I – Mediterranea: $q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2$ per $a_s \le 200 \text{ m}$; $q_{sk} = 1,35 \cdot [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2$ per $a_s > 200 \text{ m}$. [1.30]
• Zona II: $q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$ per $a_s \le 200 \text{ m}$; $q_{sk} = 0,85 \cdot [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ per $a_s \ge 200 \text{ m}$. [1.31]

• Zona III:

$$q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$$
 per $a_s \le 200 \text{ m}$;
 $q_{sk} = 0.51 \cdot [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$ per $a_s > 200 \text{ m}$. [1.32]

Il coefficiente di esposizione C_E viene introdotto per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. La Norma consiglia i valori riportati nella tabella 1.17.

Topografia	Descrizione		
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9	
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0	
Riparata	Aree in cui la costruzione è considerata sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1,1	

Tabella 1.17 – Valori di C_E per diverse classi di topografia (NTC).

In particolare, se non diversamente indicato, la Norma impone di assumere direttamente $C_E = 1.0$.

Il valore del coefficiente termico C_t , per le strutture usuali, non richiedendo uno specifico e documentato studio, viene posto direttamente pari all'unità.

Infine il valore (base) del coefficiente di forma μ_1 viene fatto dipendere direttamente dall'angolo α (in gradi sessagesimali), formato dalla falda della copertura con l'orizzontale. I valori più significativi vengono dalla Norma riassunti nel prospetto seguente.

Pendenza falda α [°]	$0^{\circ} \le \alpha \le 30^{\circ}$	30° ≤ α ≤ 60°	α ≥ 60°
Coefficiente di forma μ_1	0,8	$0.8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Tabella 1.18 – Valori dei coefficienti di forma (NTC).

Le NTC riportano solamente due configurazioni (fig. 1.19: quelle più comuni nelle costruzioni civili):

- · copertura ad una falda;
- · copertura a due falde.

In particolare, per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture a edifici più alti o per accumulo di neve contro parapetti o più in generale per altre situazioni ritenute significative dal Progettista si deve fare riferimento a normative di comprovata validità (ad esempio, l'EC1 – parte 2-3 – Azioni sulle strutture – Carichi da neve, al par. 5).

Almeno per i tipi di copertura ad una o due falde, si può imporre che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera o simili, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0.8 indipendentemente dall'angolo α .

Secondo le nuove Norme, gli effetti del carico della neve sulle coperture devono essere considerati ipotizzando i due differenti assetti:

carico da neve in assenza degli effetti del vento;

carico da neve in presenza degli effetti del vento.

Negli schemi in figura 1.19 vengono illustrati i parametri e i dati geometrici necessari per utilizzare correttamente il valore base del coefficiente di forma μ_1 , dedotto dai dati in tabella 1.18. In particolare, nel caso semplice di tetto a singola falda devono essere presi in considerazione entrambi i casi di neve senza vento e neve con vento, utilizzando sempre l'unico valore calcolato μ_1 . Invece, nel caso di coperture a due falde, vanno considerati i casi I, II, e III, relativi ad opportune combinazioni di concomitanza o meno di neve e vento.

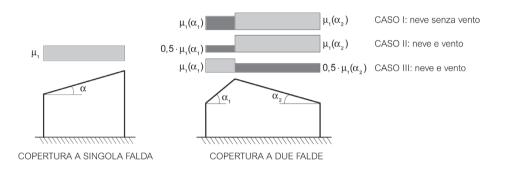


Figura 1.19 – Condizioni di carico per coperture ad una o due falde e relativi coefficienti di forma (NTC).

ESEMPIO. Calcolare il valore del carico caratteristico q_s dovuto all'azione della neve su una struttura ordinaria di civile abitazione, ubicata in un'area in cui non si possono ritenere presenti significative rimozioni di neve dovute ai venti o alla particolare topografia del terreno. Si ipotizzi infine che la struttura sia ubicata in *Zona di carico da neve I* e il sito si trovi ad una quota $a_s = 100 \text{ m} \text{ s.l.m.}$ circa.

SOLUZIONE. Direttamente dalla mappatura delle zone di carico da neve (fig. 1.18) si deduce (essendo in questo caso: $a_s < 200~m$ s.l.m.) il valore del carico atteso minimo: $q_{sk} = 1,50~kN/m^2$. Il valore del coefficiente di esposizione viene preso pari a $C_E = 1,0$ (topografia normale, tab. 1.17). Essendo una struttura ordinaria, si pone per sicurezza e brevità un coefficiente termico unitario $C_t = 1,0$. Risulta quindi, dall'eq. 1.28:

$$q_s = q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t \cdot \mu_1 = (1,50 \text{ kN/m}^2) \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot \mu_1 = (1,50 \text{ kN/m}^2) \cdot \mu_1$$
.

A questo punto non rimane che seguire le indicazioni sulle disposizioni delle varie configurazioni di carico, in funzione del tipo di copertura (schemi in fig. 1.19). Ad esempio, per una copertura ad una sola falda con inclinazione α = 30° circa, dalle indicazioni in tabella 1.18, si fisserà μ_1 = 0,8. Pertanto, il carico caratteristico (o nominale) per neve sarà pari a:

$$q_{_{S}} = q_{_{SK}} \cdot C_{_{E}} \cdot C_{_{t}} \cdot \mu_{_{1}} = (1,50 \; kN \, / \, m^{2}) \cdot \mu_{_{1}} = (1,50 \; kN \, / \, m^{2}) \cdot 0,8 = 1,20 \; kN \, / \, m^{2} \, .$$

Esso andrà considerato distribuito con stesa costante (ovviamente dall'alto verso il basso) e su una porzione di area pari alla proiezione orizzontale della copertura, come indicato nel primo schema di fig. 1.19 (singola falda).

OSSERVAZIONI. Trattandosi q_s [kN/m^2] di un'azione caratteristica, il suo valore calcolato tramite l'eq. 1.28 deve intendersi come valore nominale. Pertanto, in

generale, nel considerare tutte le possibili combinazioni di carico (allo stato limite, di eserczio, ecc.) andranno applicati opportunamente i vari coefficienti parziali sulle azioni. In particolare, sia l'azione del vento che l'azione della neve andranno considerati come carichi variabili e combinati con le altre azioni mediante gli opportuni coefficienti, a seconda del tipo di stato limite considerato.

1.9 Azioni delle variazioni termiche sulle strutture secondo NTC

In generale, variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e fenomeni convettivi dell'aria inducono variazioni della distribuzione di temperatura sui singoli elementi strutturali. L'entità, e quindi la severità, delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, l'estensione e la massa complessiva della struttura e l'eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

In generale, nel caso particolare di strutture civili il cui effetto della temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per l'efficienza funzionale della struttura, la nuove Norme consentono di tenere conto direttamente di una variazione di temperatura ΔT_u (rispetto ad un valore iniziale di riferimento T_0) deducibile dal prospetto riportato in tabella 1.19.

Tipo di struttura	ΔT_u
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	± 15 °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	± 10 °C
Strutture in acciaio esposte	<i>±</i> 25 °C
Strutture in acciaio protette	<i>±</i> 15 °C

Tabella 1.19 – Valori della variazione uniforme ΔT_u della temperatura (NTC).

In particolare, per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente α_T riportati nella tabella 1.20.

Materiale	α_T [10 ⁻⁵ /°C]
Alluminio	2,4
Acciaio da carpenteria	1,2
Calcestruzzo strutturale	1,0
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	1,2
Calcestruzzo alleggerito	0,7
Muratura	0,6 ÷ 1,0
Legno (parallelo alle fibre)	0,5
Legno (ortogonale alle fibre)	3,0 ÷ 7,0

Tabella 1.20 – Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente.

ESEMPIO. Si supponga che si renda necessario definire l'azione termica su una struttura scatolare in cemento armato adibita a sottopasso pedonale. Si supponga che risulti sufficiente analizzare l'azione termica imponendo un unico valore della temperatura su una generica sezione dell'elemento strutturale: in sostanza, si trascurino per il momento le variazioni di temperatura tra punti di una medesima

sezione. Dovendo combinare l'effetto della temperatura con altre azioni (ad es. spinta delle terre, sovraccarichi stradali, ecc.), si è scelto di calcolare le sollecitazioni sulla struttura mediante un modello piano 2D, utilizzando un codice automatico di tipo SAP. Si supponga che il codice di calcolo, nel definire il modello agli elementi finiti, utilizzi sempre un unico valore del modulo elastico E_c , messo come dato input per descrivere le caratteristiche elastiche del conglomerato usato per la struttura.

SOLUZIONE. Nel caso di un sottopasso pedonale, si considera per sicurezza la struttura in cemento armato esposta alle oscillazioni di temperatura. In particolare, in base ai dati della tabella 1.19, si legge:

$$\Delta T_{ii} = \pm 15 \,^{\circ}\text{C}$$
.

Trattandosi in particolare di una struttura in calcestruzzo armato, nella definizione dell'azione termica, è opportuno differenziare tra stato tensionale nel breve periodo (a relativamente poco tempo dalla maturazione) e stato tensionale nel lungo periodo (ad esempio, dopo almeno due o tre anni). In particolare, tenendo conto nel lungo periodo di una variazione del modulo elastico del calcestruzzo per fenomeni lenti e differiti, si deve considerare una variazione del modulo elastico:

$$E_c \rightarrow E_{c fin}$$
;

avendo indicato, infatti, con $E_{c\, fin}$ il valore del modulo elastico a distanza di anni dalla costruzione dell'opera. Notoriamente, è consuetudine considerare un valore convenzionale del modulo elastico:

$$E_{c \, fin} = \frac{E_c}{1+\varphi} \simeq \frac{E_c}{3}$$
.

Pertanto, avendo stabilito di considerare soltanto la variazione termica da sezione a sezione dell'elemento strutturale (e non variazioni in punti di una medesima sezione), si ha:

nel breve periodo:

$$\sigma_c = E_c \cdot \varepsilon_{ct} \rightarrow \sigma_c = E_c \cdot (\alpha_T \cdot \Delta T_u);$$

nel lungo periodo:

$$\sigma_{\text{c fin}} = E_{\text{c fin}} \cdot (\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T_{\text{u}}) \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{c fin}} = \frac{E_{\text{c}}}{3} \cdot (\alpha_{\text{T}} \cdot \Delta T_{\text{u}}) \quad \rightarrow \quad \sigma_{\text{c fin}} = E_{\text{c}} \cdot \left(\alpha_{\text{T}} \cdot \frac{\Delta T_{\text{u}}}{3}\right).$$

Generalmente, per considerare anche gli effetti termici (nel lungo periodo), utilizzando un codice di calcolo che imponga come input un unico valore costante del modulo elastico del calcestruzzo, si conviene di considerare (in input) una variazione "fittizia" di temperatura pari a:

$$(\Delta T_u)_{\text{fittizia}} = \frac{\Delta T_u}{3} = \frac{(\pm 15 \,^{\circ}\text{C})}{3} = \pm 5 \,^{\circ}\text{C}$$
.

In questo modo, lanciando la soluzione ed eseguendo le calcolazioni automatiche pur con un unico valore costante di E_c è possibile considerare indirettamente gli effetti termici sulla struttura.

OSSERVAZIONI. Questo "artificio", utilizzato per poter considerare variazioni della temperatura, viene impiegato in maniera del tutto analoga anche per quantificare l'azione del ritiro su strutture in cemento armato, relativamente grandi. Ad esempio, volendo considerare l'effetto del ritiro su un sottopasso pedonale lungo *20 m*, e ipotizzando che l'entità del ritiro venga posta pari a:

$$\varepsilon_{cs} = 0.31 \cdot 10^{-3} ,$$

si può assimilare l'effetto del ritiro ε_{cs} ad una variazione di temperatura ΔT_u (causa diversa me effetti sulle tensioni medesime). Si ha, infatti:

$$\varepsilon_{\rm cs} = \alpha_{\rm T} \cdot \Delta T_{\rm u} \quad \rightarrow \quad \Delta T_{\rm u} = \frac{\varepsilon_{\rm cs}}{\alpha_{\rm T}} = \frac{0.31 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 10^{-5}} = 31\,^{\circ}{\rm C} \ . \label{eq:epsilon}$$

Pertanto, analogamente a quanto fatto per la temperatura, nel lungo periodo:

$$\sigma_{c\, \mathit{fin}} = E_{c\, \mathit{fin}} \cdot (\alpha_{\mathit{T}} \cdot \Delta T_{\mathit{u}}) \quad \rightarrow \quad \sigma_{c\, \mathit{fin}} = \frac{E_{c}}{3} \cdot (\alpha_{\mathit{T}} \cdot \Delta T_{\mathit{u}}) \quad \rightarrow \quad \sigma_{c\, \mathit{fin}} = E_{c} \cdot \left(\alpha_{\mathit{T}} \cdot \frac{\Delta T_{\mathit{u}}}{3}\right),$$

si ottiene una variazione di temperatura fittizia:

$$(\Delta T_u)_{\text{fittizia}} = \frac{\Delta T_u}{3} = \frac{(-31^{\circ}C)}{3} \approx -10^{\circ}C$$
,

avendo, nel caso del ritiro, considerato solamente una diminuzione di temperatura (solo segno "meno"): durante il fenomeno del ritiro, generalmente, la struttura tende ad accorciarsi.

Riassumendo, per comodità di calcolo, al fine di valutare gli effetti del ritiro o della temperatura, si fissa il valore del modulo elastico E_c della classe di calcestruzzo usata per la struttura; poi, in base al prospetto in tabella 1.19, si legge il valore di ΔT_u . Infine, nel software di calcolo ipotizzato, si introduce come dato di input della variazione di temperatura direttamente il valore fittizio calcolato $(\Delta T_u)_{\text{fittizia}}$, con variazione del segno a seconda che si tratti di variazione di temperatura o di ritiro.

1.10 Azioni eccezionali: incendio (secondo NTC)

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi particolari quali esplosioni, urti, incendi. In questo paragrafo verrà trattato solamente l'azione eccezionale dovuta all'incendio in virtù della sua importanza per qualsiasi tipo di struttura civile.

Le nuove Norme definiscono con la dizione "incendio" il processo di combustione autoalimentata ed incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento di una costruzione.

Al fine di limitare i rischi derivanti dagli incendi, le strutture devono essere progettate e costruite in modo tale da garantire la resistenza e la stabilità degli elementi portanti e limitare la propagazione del fuoco e dei fumi secondo quanto previsto dalle normative antincendio. In particolare le NTC per dotare le costruzioni di prestazioni idonee agli incendi e ai loro effetti individuano essenzialmente 5 livelli di prestazione (tabella 1.21).

Livello I	Nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio di incendio sia trascurabile
Livello II	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo sufficiente a garantire l'evacuazione degli occupanti in luogo sicuro all'esterno della costruzione
Livello III	Mantenimento dei requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per un periodo congruo con la gestione dell'emergenza
Livello IV	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, un limitato danneggiamento delle strutture stesse.
Livello V	Requisiti di resistenza al fuoco delle strutture per garantire, dopo la fine dell'incendio, il mantenimento della totale funzionalità delle strutture stesse.

Tabella 1.21 – Livelli di prestazione in caso di incendi (NTC).

I livelli di prestazione comportano classi di resistenza al fuoco, stabilite per i differenti tipi di costruzioni. La Norma definisce essenzialmente 10 classi di resistenza al fuoco, riferite all'incendio convenzionale rappresentato da particolari curve di incendio dette

di progetto o nominali. Le classi di resistenza al fuoco sono espresse dal tempo, in minuti, durante il quale la resistenza la fuoco deve essere garantita: 15, 20, 30, 45, 60, 90, 120, 180, 240 e 360.

Secondo la procedura indicata dalla Norma, l'analisi della resistenza al fuoco per una struttura viene così articolata:

- individuazione dell'incendio di progetto appropriato alla costruzione in esame;
- analisi dell'evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali;
- analisi del comportamento meccanico delle strutture esposte al fuoco:
- verifiche di sicurezza in termini di resistenza.

Operativamente, viene definita un'opportuna "curva d'incendio" con cui si rappresenta l'andamento convenzionale, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione in prossimità della superficie degli elementi strutturali. In generale, per la classificazione delle costruzioni e per le verifiche di resistenza al fuoco di tipo convenzionale viene impiegata appunto una "curva di incendio di progetto" (o "nominale").

Considerando per le usuali strutture civili il caso di incendi imputabili essenzialmente alla combustione di materiali di natura cellulosica (carte, cartoni, ecc.), la curva di progetto di riferimento ("curva di incendio standard") è definita dalla legge (fig. 1.20):

$$\theta_a[{}^{\circ}C] = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1)$$
 [1.33]

essendo:

- θ_g la temperatura (in °C) dei gas dell'ambiente che trasmettono il calore alle strutture per irraggiamento, per moti di convezione dell'aria, per contatto, per effetto di tizzoni e scintille;
- *t* è il tempo, espresso in minuti, in cui agisce l'incendio.

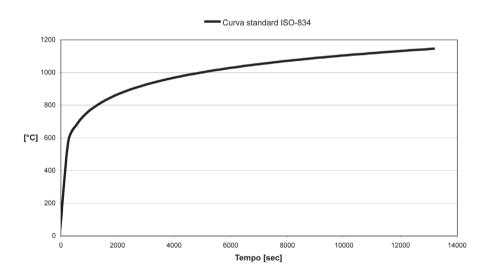


Figura 1.20 – Andamento della curva di incendio nominale (ISO-834).

Nella figura 1.20 è riportato l'andamento della temperatura dei gas di combustione in funzione del tempo (secondi), secondo la curva di incendio di progetto (o nominale) riportata nell'eq. 1.33. In particolare, facendo riferimento alle norme ISO-834, essa

rappresenta la forma standard della curva per gli incendi che si sviluppano all'interno di compartimenti privi di rilevante ventilazione. Una volta nota la curva di incendio di progetto, vengono disposti, all'interno della struttura e in punti esterni ad essa vicini, diversi scenari di innesco di incendio: si stabiliscono opportunamente, in funzione dei punti "deboli" della struttura, i focolai dell'incendio (incendio localizzato). In particolare, per incendio localizzato la Norma intende "un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio immediatamente adiacenti". In funzione dell'andamento nel tempo della curva d'incendio (eq. 1.33) è possibile, con opportuni codici di calcolo automatico, esequire l'analisi termica nel transitorio sul generico elemento strutturale sottoposto a verifica: analisi dell'evoluzione della temperatura all'interno degli elementi strutturali. Così, una volta noto il campo termico all'interno dell'elemento strutturale, in funzione della classe di resistenza al fuoco scelta (ovvero in funzione del tempo a cui si è sottoposto l'elemento strutturale alla curva d'incendio di progetto), si passa alla valutazione del decadimento della resistenza del materiale con cui è costituito l'elemento strutturale. Infine, si eseque una normale verifica di resistenza utilizzando un valore ridotto della resistenza di progetto a causa dell'aumento di temperatura.

ESEMPIO. Un controvento essenzialmente compresso, in acciaio da carpenteria S235, è stato realizzato impiegando un HEA220. L'asta è lunga complessivamente L = 7.0 m circa e sia schematizzabile come incernierata agli estremi. La sollecitazione di progetto assiale in condizione di stato limite ultimo, in combinazione di carico eccezionale per incendio, risulta pari a $N_{Sd} = 300 \text{ kN}$. Si voglia valutare speditamente la sicurezza all'instabilità dell'asta, supponendo che si debba garantire una classe di resistenza al fuoco pari a 90 (90 minuti).

SOLUZIONE. Per l'asta HEA220 si ha:

•	area della sezione trasversale:	$A = 64,52 \text{ cm}^2;$
•	raggio d'inerzia (lato "debole" sezione)(3):	$i_{\min} = 5,50 \ cm;$
•	luce libera d'inflessione:	$L_e = L = 700 cm;$
•	snellezza (massima):	$\lambda = L_{\text{e}}/i_{\text{min}} = 128;$
•	tensione di snervamento per S235 (a 20°C):	$f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2;$

Sbrigativamente, dai prospetti 7 delle CNR 10011/85 si legge il valore di $C.S. = \omega$ per un valore della snellezza pari a $\lambda = 128$. In particolare, per profili del tipo HE e con lamine s < 40 mm (acciaio $f_{vk} = 235 \text{ N/mm}^2$), si trova: $C.S. = \omega = 2,74$.

A questo punto, si applichi la curva dell'incendio di progetto al materiale e alla geometria dell'asta in questione, eseguendo un'analisi termica nel transitorio. Per fare ciò, si utilizzi un codice di calcolo che sia in grado di seguire l'evoluzione del campo termico in seno all'elemento. Ad esempio, nella figura 1.21 viene presentata la mappa della distribuzione delle temperature in una sezione del controvento, effettuata dopo 5400 secondi (90 minuti) di applicazione della curva di incendio (eq. 1.33 e fig. 1.20). Nel calcolo, come condizioni al contorno per la sezione, si è ipotizzato:

piattabanda superiore: sottoposta all'incendio di progetto;

³ Si sceglie cautelativamente il raggio d'inerzia minimo (lato "debole" della sezione) perché, trattandosi di un elemento controventante, non può stabilirsi a priori quale sarà il reale piano di sbandamento.

 resto del contorno del profilato in condizioni adiabatiche con l'ambiente esterno.

La mappatura delle temperature sulla sezione (senza alcuna protezione al fuoco), dopo *90 minuti* di esposizione alla curva d'incendio ISO-834, è la seguente:

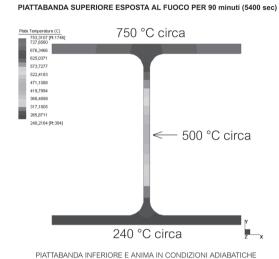


Figura 1.21 – Campo termico sulla sezione del profilato HEA220: risultato da un'analisi termica nel transitorio con un'esposizione di *90 minuti* della superficie della piattabanda superiore alla curva di incendio.

Il fattore di diminuzione della resistenza di snervamento di un acciaio è riportato nella figura seguente 1.22, in funzione del valore della temperatura media al suo interno.

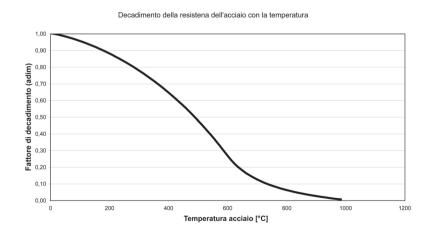


Figura 1.22 – Andamento del fattore (adimensionale) di diminuzione della resistenza di un acciaio in funzione della sua temperatura (°C).

Eseguendo sbrigativamente una media tra le due temperature estreme (fig. 1.21), si trova:

$$T_{\text{media}} = \frac{T_{\text{max}} + T_{\text{min}}}{2} = \frac{(750 + 240) \, ^{\circ}\text{C}}{2} = 495 \, ^{\circ}\text{C} \; .$$

Come si può notare dall'andamento del grafico 1.22, attorno ai 500 °C il fattore di diminuzione di resistenza cala fino allo 0,50 circa. Questo significa praticamente che la tensione di snervamento dell'acciaio è decaduta di almeno il 50 %.

Pertanto, nel caso dell'asta compressa, la tensione di progetto da assumere per la verifica all'instabilità (in condizioni di stato limite eccezionale per incendio) è penalizzata al valore:

$$f_{vk}^* = 0,50 \cdot (235 \text{ N/mm}^2) = 117 \text{ N/mm}^2 = 11,7 \text{ kN/cm}^2$$
.

La tensione di progetto dell'acciaio, ridotta per l'aumento di temperatura, si riduce a:

$$f_{yd}^* = \frac{f_{yk}^*}{\gamma_{M1}} = \frac{11,7 \text{ kN/cm}^2}{1,05} = 11,1 \text{ kN/cm}^2$$
.

Ma risultando già:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{A} = \frac{(300 \text{ kN})}{(64,52 \text{ cm}^2)} = 4,65 \text{ kN/cm}^2 > \frac{f_{\text{yd}}^*}{\omega} = \frac{(11,1 \text{ kN/cm}^2)}{2,74} = 4,07 \text{ kN/cm}^2,$$

l'asta risulta non verificata, pur avendo assunto rozzamente per i calcoli il valore medio delle temperature sulla sezione. In queste condizioni, quindi, non è possibile garantire una classe di resistenza al fuoco pari a 90 minuti.

OSSERVAZIONI. L'analisi termica nel transitorio è necessaria in virtù dell'espressione della curva d'incendio di progetto (eq. 1.33) che risulta dipendere dal tempo di esposizione. Una volta individuato il campo termico nell'elemento strutturale (ad esempio, nella sezione maggiormente sollecitata), le verifiche di sicurezza si svolgono utilizzando come valore della resistenza di snervamento il valore penalizzato in funzione del valore stabilito della classe di resistenza al fuoco: in sostanza, fissati i minuti di esposizione, dalla curva in fig. 1.22 si legge il coefficiente di penalizzazione con cui moltiplicare il valore $f_{\gamma k}$ dell'acciaio impiegato.



2 Elementi strutturali in cemento armato

2.1 Considerazioni introduttive

2.1.1 Il calcestruzzo: caratteristiche e peculiarità

Il conglomerato armato, impropriamente detto "cemento armato", è un composto di calcestruzzo e ferro (armature), disposti in modo tale che si inneschi la collaborazione a sostenere staticamente l'azione dei carichi. Il calcestruzzo è ottenuto miscelando un legante idraulico (calce, cemento, ecc.) con materiali inerti (sabbia, ghiaia, ecc.) e acqua. Il calcestruzzo risulta un materiale eterogeneo, le cui caratteristiche dipendono da molti fattori. Tra essi: la quantità di del legante (ad esempio, il rapporto acqua/cemento); la quantità e la granulometria degli inerti (ad esempio, la ghiaia). I requisiti richiesti ad un calcestruzzo sono la lavorabilità, quando ancora fresco, e la resistenza, una volta indurito. Il calcestruzzo appena impastato appare come un materiale sciolto che acquista una forma e dimensione dopo essere gettato e costipato nelle casseforme. Dopo il getto e il costipamento, il calcestruzzo si deve presentare come una massa compatta, senza vuoti o discontinuità al suo interno. Affinché si possano ottenere queste caratteristiche, è necessario che esso possieda una certa lavorabilità, termine con il quale si indica appunto l'attitudine di un calcestruzzo ad essere gettato e costipato in massa compatta ed uniforme entro le casseforme. In particolare, il calcestruzzo fresco presenterà una fluidità più o meno marcata in funzione di molti fattori: forma, dimensione e quantità reciproche degli inerti, quantità di cemento, ecc. Ma, a parità di ogni altra condizione, si sottolinea la funzione determinante dell'acqua nell'impasto. Infatti, all'aumentare della quantità di acqua, aumenta la fluidità e in definitiva anche la lavorabilità, e viceversa. Ma si è visto che la quantità di acqua (o meglio, il rapporto acqua/cemento) deve essere il più contenuto possibile poiché questo ha influenza importante sulle caratteristiche di resistenza. In sostanza, il calcestruzzo deve avere il minimo di fluidità richiesto dalle condizioni di getto e costipamento. Dopo il getto e il costipamento nelle casseforme, per effetto del progressivo fenomeno dell'idratazione del cemento, la massa del calcestruzzo indurisce. Dopo un certo periodo, detto di "stagionatura", il materiale deve possedere determinati requisiti. il primo dei quali è normalmente la resistenza meccanica. A questo requisito fondamentale a volte si accompagna o si sostituisce qualche altra esigenza, relativa ad esempio all'aspetto estetico.

Elevata resistenza del calcestruzzo significa anche e soprattutto elevata compattezza. E un calcestruzzo compatto può essere ottenuto solo con una composizione corretta dei materiali costituenti e con un'accurata esecuzione del getto e costipamento dell'impasto.

Il conglomerato, la cui resistenza a trazione risulta alquanto minore della resistenza a compressione, viene chiamato a sostenere essenzialmente gli sforzi di compressione; mentre l'acciaio delle armature, inglobato all'interno del conglomerato, assorbe principalmente gli sforzi di trazione in quei punti dove la resistenza a trazione del conglomerato viene meno. È per questo motivo che gli elementi strutturali soggetti a flessione vengono rinforzati mediante un'opportuna armatura metallica ("barre d'armatura"), distribuita nelle zone tese, che parallelamente collabora con le aree compresse di conglomerato all'equilibrio dell'elemento strutturale stesso. Questa intima collaborazione tra due materiali così diversi e con differenti resistenze sia a trazione che a compressione è resa possibile essenzialmente da tre proprietà:

- l'acciaio dei ferri ed il conglomerato aderiscono fortemente l'uno all'altro:
- i coefficienti di dilatazione dell'acciaio e del conglomerato sono pressoché uguali: anche durante le deformazioni, acciaio e conglomerato si comportano come un tutt'uno (struttura monolitica);

 l'acciaio, quando risulti completamente inglobato nel conglomerato, non è soggetto a fenomeni di arrugginimento.

2.1.2 Resistenza contro gli incendi

Il conglomerato presenta una discreta resistenza al fuoco rispetto ad altri materiali lapidei. In particolare, se si sottoponessero tre uguali cubi di granito, arenaria e calcestruzzo ad una temperatura esterna di circa 800°C per un'ora e successivamente si sottoponessero i tre provini al pieno getto di un idrante, si osserverebbe quanto seque:

- l'arenaria apparirebbe completamente fessurata;
- il granito risulterebbe sfaldato in vari punti;
- il calcestruzzo, rimanendo intatto, registrerebbe solo una diminuzione della resistenza a compressione di circa il 15%.

In generale, si è visto che, per ottenere la massima resistenza al fuoco, è necessario confezionare il cemento utilizzando molta acqua; viceversa, per ottenere la massima resistenza meccanica bisogna confezionare una miscela grassa, compatta e con relativamente poca acqua. In ogni caso, il calcestruzzo deve essere sufficientemente maturo, perché se troppo fresco tende a sgretolarsi sotto l'azione del fuoco.

Il calcestruzzo, i cui inerti siano di tipo calcareo, presenta la minima resistenza al calore; tuttavia, riesce a sopportare temperature dell'ordine dei 350°C. Più un calcestruzzo è duro e compatto e tanto meno risulta conduttore di calore: un prisma di calcestruzzo abbastanza compatto, sottoposto alla temperatura di 816°C, ha registrato un riscaldamento di 593°C alla profondità di 2,5 cm, solo dopo 5 ore di esposizione alle fiamme. L'esperienza ha dimostrato che già spessori di 10÷20 mm di ricoprimento del ferro nei solai in cemento armato, in virtù della contenuta conducibilità del calcestruzzo, sono sufficienti a proteggere il solaio stesso nell'eventualità di un incendio comune. Inoltre, la resistenza al fuoco delle pareti in cemento armato può ritenersi da due a quattro volte quella di una parete in mattoni di uguale spessore: a parità di condizioni al contorno, una parete in mattoni di circa 40 cm equivale, ad esempio, ad una parete di cemento armato di circa 15 cm di spessore. Ovviamente, quando una struttura deve essere garantita in modo speciale al fuoco, il ricoprimento delle armature sarà commisurato all'entità della classe di resistenza al fuoco imposta.

2.1.3 Influenza chimiche ed elettriche del calcestruzzo

Le sostanza che non presentano alcuna influenza sul conglomerato sono:

- · cloruri di sodio, ammonio e potassio;
- nitrato di potassio;
- le acque nere;
- acque ammoniacali;
- bitume;
- olii minerali.

Il solfato di sodio e di calcio, come anche il cloruro e il solfato di magnesio (acqua di mare) sono dannosi per il calcestruzzo, in quanto producono nel cemento una tendenza alla dilatabilità. I calcestruzzi più ricchi, compatti e stagionati resistono meglio all'azione delle acque marine ed anche alla corrosione meccanica dovuta all'azione delle onde. Il calcestruzzo risulta intaccato dalle acque contenenti forti acidi, dagli olii animali e vegetali. Anche l'acqua contenente acido carbonico intacca il calcestruzzo. L'esperienza ha, infine, dimostrato che rame, zinco e piombo sono intaccati dal cemento e vanno protetti se devono essere posti in contatto con il calcestruzzo.

In particolare, per gli elementi strutturali che richiedono particolari armature al taglio, si devono essenzialmente condurre due verifiche:

- verifica idoneità geometria della sezione e resistenza del conglomerato (verifica non schiacciamento dei puntoni compressi);
- dimensionamento e verifica armature al taglio.

Semplificando con opportune ipotesi in sicurezza, si può dimostrare che la verifica a non schiacciamento dei puntoni compressi (che garantiscono il meccanismo di resistenza al taglio) è positiva quando risulti:

$$V_{\rm Sd} < V_{\rm Rd\,max} = 0.30 \cdot \alpha_{\rm cw} \cdot v \cdot f_{\rm cd} \cdot h \cdot b$$
; [2.14] dove:

- *V*_{Sd} è il valore del taglio massimo di progetto;
- V_{Rdmax} è il taglio massimo che il conglomerato compresso può sostenere una volta in presenza di armature al taglio;
- α_{cw} è un opportuno coefficiente che tiene conto del fatto che in condizioni di pressoflessione la resistenza tende ad aumentare con $1 < \alpha_{\text{cw}} < 1.25$;
- v è un opportuno coefficiente correttivo sulla resistenza a compressione del conglomerato in presenza di sforzi taglianti:

$$v = 0.6 \cdot \left[1 - \frac{f_{ck}[N / mm^2]}{250} \right];$$

- f_{cd} è la resistenza di progetto a compressione del conglomerato;
- h è l'altezza utile della sezione;
- b la larghezza minima della sezione;

Ponendo per sicurezza, per qualsiasi elemento strutturale compresso o non compresso) il parametro $\alpha_{\rm cw}$ = 1, la formula per il calcolo della resistenza dei puntoni compressi risulta:

$$V_{Sd} \le V_{Rd \max} = 0.30 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b$$
; [2.14_b]

A questo punto, risulta agevole la verifica tramite la formula 2.14_b se si tengono presenti i seguenti valori in tabella 2.6.

Cn/m	R _{ck} [daN/cm ²]	f _{ck} [daN/cm²]	ν	0,30· v f _{cd} [daN/cm²]
C12/15	150	120	0,571	11,65
C16/20	200	160	0,562	<i>15,33</i>
C20/25	250	200	0,552	18,71
C25/30	300	250	0,540	23,00
C28/35	350	280	0,533	25,41
C35/45	450	350	0,516	30,65
C40/50	500	400	0,504	<i>34,32</i>
C45/55	550	450	0,492	37,64
C50/60	600	500	0,480	40,75

Tabella 2.6 – Valori di ν e di $0.30 \cdot \nu f_{cd}$.

Nel caso la verifica 2.14_b desse esito negativo ($V_{Sd} > V_{Rdmax}$) allora si rende necessario aumentare le dimensioni della sezione o/e aumentare la resistenza del conglomerato: sezione geometricamente insufficiente, per qualsiasi armatura al taglio. Viceversa, quando risultasse $V_{Sd} \le V_{Rdmax}$, si può procedere al dimensionamento delle armature di cucitura al taglio. In particolare, utilizzando solo staffe in zona sismica per l'inversione ciclico delle sollecitazioni taglianti sugli elementi strutturali, si può dimostrare che è valida (in sicurezza) la seguente relazione:

$$V_{Rfd} = \frac{f_{1s}}{t_s} \cdot 0.9 \cdot h \cdot f_{yd} \qquad \rightarrow \qquad \boxed{\frac{f_{1s}}{t_s} [cm^2 / m] = \frac{V_{Rfd} [kN]}{0.9 \cdot h [m] \cdot f_{yd} [kN / cm^2]}}, \qquad [2.15]$$

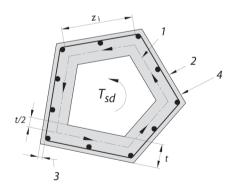
dove si è indicato con:

- f_{1s} è l'area complessiva dei bracci della staffatura presente nella sezione: ad esempio, per una staffa con $\phi 8$ (quindi 2 bracci/sezione), si deve porre $f_{1s} = 2 \cdot (0,50 \text{ cm}^2) = 1,0 \text{ cm}^2$. Mentre, per una staffatura doppia con $2\phi 8$ a sezione (quindi 4 bracci/sezione) si deve porre $f_{1s} = 4 \cdot (0,50 \text{ cm}^2) = 2,0 \text{ cm}^2$, e così via;
- t_s è l'interasse (utilizzato o da utilizzare) tra una sezione staffata e la successiva lungo l'asse dell'elemento strutturale. Ad esempio, se si pone t_s = 0,15~m si vuole indicare che ogni sezione staffata dista dall'altra di 15~cm lungo l'asse dell'elemento:
- V_{Rfd} è il valore del taglio massimo portato dalle sole armature di cucitura al taglio. Per il dimensionamento andrà imposto V_{Sd} = V_{Rfd} per calcolare il valore minimo di f_{1s}/t_s;
- f_{yd} è la resistenza di progetto degli acciai utilizzate per le armature al taglio (staffe). Ad esempio, per acciai B450C, f_{yd} = 39,10 kN/cm².

Per quanto riguarda, invece, le sollecitazioni di torsione è possibile trattarle in maniera analoga al taglio, almeno teoricamente; in quanto la torsione può considerarsi come un'azione tagliante applicata tutta a attorno ad una particolare sezione resistente dell'elemento strutturale che, per l'equilibrio, si riduce ad una forma cava. I dati geometrici della sezione per eseguire la progettazione sono riportati nella figura 2.22.

Legenda

- 1 Linea media di lunghezza u_k che racchiude l'area A_k
- 2 Perimetro esterno della sezione di sviluppo p_{est}
- 3 Ricoprimento armature (copriferro) di ampiezza C
- 4 Sezione trasversale elemento strutturale di area A_{tot}



Nota: A_{tot} è l'area totale della sezione trasversale interna al perimetro esterno p_{est} comprese le eventuali aree cave interne

Figura 2.22 – Generica sezione elemento strutturale sottoposto a trazione pura.

Analogamente a quanto fatto per il taglio, è possibile determinare il valore della massima compressione dei puntoni in condizioni di equilibrio alla torsione e, per

sicurezza, considerando assenti le forze di compressione α_{cw} = 1 e utilizzando solo staffe per la torsione, si può considerare:

$$T_{Sd} \le T_{Rd \max} = 0.67 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_{k}$$
[2.16]

dove

- v è il coefficiente correttivo sulla resistenza a compressione, già visto per il taglio;
- t, nel caso usuale di sezione rettangolare, è il rapporto tra l'area della sezione trasversale A_{tot} = b·H e il perimetro esterno p_{est} della sezione stessa;
- $A_k = (H t)(b t)$ è l'area della sezione cava equivalente che da sola reagisce alla torsione

A questo punto, analogamente a quanto visto per il taglio, risulta agevole la verifica tramite la formula 2.16 se si tengono presenti i seguenti valori in tabella 2.7.

Cn/m	R _{ck} [daN/cm ²]	f _{ck} [daN/cm ²]	ν	0,67· <i>vf_{cd}</i> [daN/cm²]
C12/15	150	120	0,571	26,02
C16/20	200	160	0,562	34,24
C20/25	250	200	0,552	41,79
C25/30	300	250	0,540	51,38
C28/35	350	280	0,533	56,76
C35/45	450	350	0,516	<i>68,45</i>
C40/50	500	400	0,504	76,65
C45/55	550	450	0,492	84,06
C50/60	600	500	0,480	91,01

Tabella 2.7 – Valori di ν e di $0.67 \cdot \nu f_{cd}$.

Il calcolo poi delle armature a torsione avviene mediante staffe e ferri longitudinali:

con le staffe:

$$\frac{F_{1s}}{t_s}[cm^2/m] = \frac{T_{Sd}}{2 \cdot A_k \cdot f_{vd}};$$

con i ferri longitudinali (da aggiungere ai ferri calcolati per la flessione):

$$A_{totlong} = u_k[m] \cdot \frac{F_{1s}}{t_s} [cm^2 / m],$$

avendo indicato con:

- F_{1s} la sezione di 1 solo braccio per staffa: la torsione si differenzia dal taglio per il fatto che in torsione reagisce solo 1 sola sezione di una staffa chiusa; contrariamente, per il taglio, ogni singola staffa chiusa reagisce con 2 sezioni resistenti. Pertanto, se si dispone 1 φ8 chiusa, deve calcolarsi F_{1s} = 0,50 cm²;
- t_s è l'interasse (utilizzato o da utilizzare) tra una sezione staffata e la successiva lungo l'asse dell'elemento strutturale. Ad esempio, analogamente al taglio, se si pone $t_s = 0.15 \, m$ si vuole indicare che ogni sezione staffata dista dall'altra di $15 \, cm$ lungo l'asse dell'elemento;
- T_{Sd} è il valore di calcolo della forza torcente (espressa, ad esempio in KNm);
- A_{totlong} la somma complessiva delle armature da disporre uniformemente attorno al perimetro della sezione accanto alle armature già presenti per la flessione;
- $u_k = 2 \cdot [(H t) + (b t)]$ è nel caso usuale di sezione rettangolare.

Infine, volendo considerare l'effetto concomitante di torsione e taglio, la verifica a non schiacciamento dei puntoni compressi si controlla tramite la:

$$\frac{V_{Sd}}{V_{Pdmax}} + \frac{T_{Sd}}{T_{Pdmax}} \le 1.0$$
 (2.17)

e le staffe complessive non sono altro che la somma di quelle calcolate per taglio e torsione, ciascuna separatamente.

ESEMPIO. Calcolare le armature di una rampa in soletta piena in c.a con i sequenti dati di progetto:

(rampa a larghezza variabile)

 $f_{cd} = 142 \text{ daN/cm}^2;$ $f_{vd} = 3910 \text{ daN/cm}^2;$ Conglomerato C25/30 acciai B450C:

sviluppo totale (in pianta) rampa: $L_{tot} = 7.0 m$; n = 2; numero di campate continue: int = 3.50 m: interasse (fissato) appoggi (luci): larghezza (media) sezione di verifica rampa: b = 1.00 m: larghezza (media) rampa: b = 1.20 m:

 $G_k = 600 \, daN/m^2$; permanenti e pesi propri rampa: $Q_k = 400 \, daN/m^2$; sovraccarico di esercizio (folla compatta):

incastro debole: condizioni di vincolo solette (monolitiche): $M_{cam} = (1/10)p_u \cdot L^2;$ $M_{inc} = (1/16)p_u \cdot L^2;$ momento flettente in campata: momento flettente sugli appoggi di estremità:

SOLUZIONE.

Calcolo e verifica sollecitazioni flettenti

$$P_u = [1,35\cdot(600 \text{ daN/m}^2) + 1,5\cdot(400 \text{ daN/m}^2)](1,10 \text{ m}) = 1584 \text{ daN/m}^2;$$

Sollecitazione di calcolo e armature tese in campata:

$$M_{Sd}^{(cam)} = \frac{1}{10} \cdot (1584 \, daN \, / \, m) \cdot (3,50 \, m)^2 = 1940 \, daNm;$$

$$E = \frac{M_{Sd}}{M_{Sd}} = \frac{(194000 \, daNcm)}{M_{Sd}} = \frac{5.25 \, daN}{M_{Sd}} = \frac{1}{10} \cdot (1584 \, daN \, / \, m) \cdot (3,50 \, m)^2 = 1940 \, daNm;$$

$$F_{f} = \frac{M_{Sd}}{0.9 \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{(194000 \ daNcm)}{0.9 \cdot (10.5 \ cm) \cdot (3910 \ daN / cm^{2})} = 5,25 \ cm^{2};$$

si adottano $5\varnothing 12 = 5.66 \text{ cm}^2$. Risultando:

$$m_{\rm Sd} = \frac{M_{\rm Sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{\rm cd}} = \frac{(194000 \; daNcm)}{(100 \; cm) \cdot (10,5 \; cm)^2 \cdot (142 \; daN \, / \; cm^2)} = 0,124 < 0,180$$

non risulta necessaria armatura in zona compressa.

Sollecitazione di calcolo e armature tese sugli appoggi di estremità:

$$M_{Sd}^{(inc)} = \frac{1}{16} \cdot (1584 \ daN/m) \cdot (3,50 \ m)^2 = 1213 \ daNm$$

$$F_f = \frac{M_{Sd}}{0,9 \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{(121300 \ daNcm)}{0,9 \cdot (10,5 \ cm) \cdot (3910 \ daN/cm^2)} = 3,28 \ cm^2;$$

si adottano spezzoni $4\varnothing 12 = 4.52 \text{ cm}^2$. Risultando:

$$m_{Sd} = \frac{M_{Sd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} < 0.180$$

non risulta necessaria armatura in zona compressa.

Calcolo e verifica sollecitazioni taglianti

$$V_{Sd} = \frac{1}{2} p_u \cdot L_{i/2} = 0.5 \cdot (1584 \, daN \, / \, m) \cdot (3.50 \, m) = 2772 \, daN$$

Resistenza al taglio in assenza di armatura (tab. 2.5: υ_{min} = 0,18):

$$V_{Rdc} = v_{min} \cdot b \cdot h = [0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{-1/2}] \cdot b \cdot h =$$

$$= 0.18 \cdot 2^{1.5} \cdot (1000 \text{ mm}) \cdot (105 \text{ mm}) = 53457 \text{ N} = 5346 \text{ daN}$$

avendo posto:
$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{h}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{(105 \ mm)}} = 2{,}38 \implies k = 2$$
.

Risultando $V_{Rdc} > V_{Sd}$ non risultano necessarie armature al taglio per la soletta.

ESEMPIO. Si vogliano determinare le armature necessarie al taglio per una trave a spessore solaio di sezione $120 \text{ cm} \times 24 \text{ cm}$, ammettendo un'altezza utile h = 19,5 cm. Le sollecitazioni taglianti allo stato limite ultimo siano:

- caso A: $V_{Sd} = 80 \text{ kN} = 8000 \text{ daN}$;
- caso B: $V_{Sd} = 145 \, kN = 14500 \, daN$.

Ipotizzando di utilizzare per le staffe barre di *8 mm* di diametro, calcolare la staffatura per le due condizioni di carico ipotizzate. Si ipotizzino per i materiali, C25/30 per il conglomerato e B450C per gli acciai.

SOLUZIONE. Viste le entità delle sollecitazioni taglianti, si esegue direttamente la verifica dei puntoni compressi (eq. 2.14_b). In base ai valori in tabella 2.6, per C25/30 si legge:

$$0.30 \cdot v \cdot f_{cd} = 23 \, daN / cm^2$$
.

Quindi, posto b = 120 cm e h = 19.5 cm, si ottiene verifica positiva per entrambi i casi:

caso A:

$$V_{Sd} = 8000 \, daN \le V_{Rd\,\text{max}} = 0.30 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b =$$

= $(23 \, daN / cm^2) \cdot (19.5 \, cm) \cdot (120 \, cm) = 53800 \, daN$

caso B:

$$V_{Sd} = 14500 \text{ daN} \le V_{Rdmax} = 0.30 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b = 53800 \text{ daN}$$

Ponendo $V_{Sd} = V_{rfd}$ per i due casi, si calcolano i cm^2/m di staffatura necessaria:

caso A:

$$\frac{f_{1s}}{t_s}[cm^2/m] = \frac{V_{Rfd}[kN]}{0.9 \cdot h[m] \cdot f_{vd}[kN/cm^2]} = \frac{8000}{0.9 \cdot (19.5) \cdot (39.10)} = 11,66 \text{ cm}^2/m;$$

caso B:

$$\frac{f_{1s}}{t_s}[cm^2/m] = \frac{V_{Rfd}[kN]}{0.9 \cdot h[m] \cdot f_{vd}[kN/cm^2]} = \frac{14500}{0.9 \cdot (19.5) \cdot (39.10)} = 21,13 \text{ cm}^2/m;$$

Si dispongono, quindi, le staffature resistenti effettive:

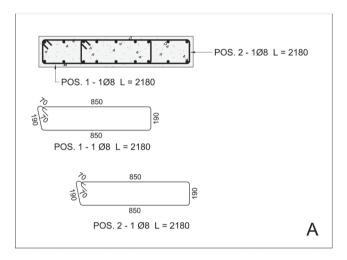
 caso A: si dispongono sulla stessa sezione 2 staffe φ8 accostate (4 bracci resistenti al taglio) con interasse t_s = 15 cm = 0,15 m:

$$\left(\frac{f_{1s}}{t_s}\right)_{cff} = \frac{4 \cdot (0,50 \text{ cm}^2)}{0,15 \text{ m}} = 13,33 \text{ cm}^2 / m > 11,66 \text{ cm}^2 / m;$$

• caso B: si dispongono sulla stessa sezione 2 staffe $\phi 8$ accostate (4 bracci resistenti al taglio) e 3 spille $\phi 8$ (3 bracci resistenti) con interasse $t_s = 15$ cm = 0,15 m;

$$\left(\frac{f_{1s}}{t_s}\right)_{\text{eff}} = \frac{4 \cdot (0,50 \text{ cm}^2) + 3 \cdot (0,50 \text{ cm}^2)}{0,15 \text{ m}} = 23,33 \text{ cm}^2 / \text{m} > 21,13 \text{ cm}^2 / \text{m}.$$

La figura 2.23 riporta le staffature che verificano i calcoli. In ogni caso, sarà necessario verificare quest'ultime in modo che siano anche soddisfatte le limitazioni geometriche in funzione della norma usata.



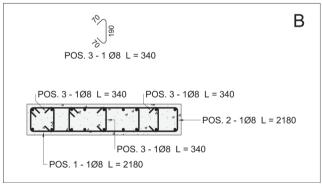


Figura 2.23 – Sezioni di travate a spessore diversamente armate al taglio.

ESEMPIO. Si progettino le armature al taglio e a torsione di una trave rettangolare di sezione $30~cm \times 60~cm$ in conglomerato armato di classe C20/25 e con acciai del tipo B450C. Si supponga un ricoprimento delle armature più esterne (staffe) di c = 25~mm e una staffatura chiusa a due bracci di diametro 10~mm. Le sollecitazioni ultime di taglio e torsione sono rispettivamente:

taglio massimo:

 $V_{Sd} = 7.0 t = 70 kN;$

torsione massima:

$$T_{Sd} = 3.0 \text{ tm} = 30 \text{ kNm}.$$

Si ammetta, infine, che le barre calcolate per la sola flessione siano tutte del diametro di 22 mm.

SOLUZIONE. In base ai valori in tabella 2.2 e 2.3, si ha:

conglomerato C20/25:

$$f_{cd} = 113 \text{ daN/cm}^2 = 1,13 \text{ kN/cm}^2;$$

 $f_{ctm} = 22 \text{ daN/cm}^2:$

acciaio B450C:

$$f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2;$$

 $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 3910 \text{ daN/cm}^2 = 39,10 \text{ kN/cm}^2.$

$$h' = h'' = c + \emptyset_{staffe} + \emptyset_{long}/2 = (2.5 \text{ cm}) + (1.0 \text{ cm}) + (2.2 \text{ cm})/2 = 4.6 \text{ cm};$$

 $h = H - h'' = (60 \text{ cm}) - (4.6 \text{ cm}) = 55.4 \text{ cm}.$

Calcolo area sezione trasversale:

 $A_{tot} = b \cdot H = (30 \text{ cm}) \cdot (60 \text{ cm}) = 1800 \text{ cm}^2$.

Calcolo perimetro sezione trasversale trave:

 $p_{est} = 2 \cdot (b + H) = 2 \cdot [(30 \text{ cm}) + (60 \text{ cm})] = 180 \text{ cm}.$

Calcolo spessore della parete cava equivalente:

$$t = \frac{A_{\text{tot}}}{p_{\text{est}}} = \frac{(1800 \text{ cm}^2)}{(180 \text{ cm})} = 10 \text{ cm} > 2 \cdot h' = 2 \cdot (4,6 \text{ cm}) = 9,2 \text{ cm}.$$

Calcolo parametri di progetto parete sottile equivalente:

$$A_k = (H - t) \cdot (b - t) = [(60 \text{ cm}) - (10 \text{ cm})] \cdot [(30 \text{ cm}) - (10 \text{ cm})] = 1000 \text{ cm}^2 = 0.1 \text{ m}^2;$$

$$u_k = 2 \cdot [(H - t) + (b - t)] = 2 \cdot [(60 \text{ cm}) - (10 \text{ cm}) + (30 \text{ cm}) - (10 \text{ cm})] = 140 \text{ cm} = 1,4 \text{ m}.$$

In base ai valori nelle tabelle 2.6 e 2.7, per C20/25, si legge:

$$V_{Rd\,\text{max}} = 0.30 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot h \cdot b \rightarrow 0.30 \cdot v \cdot f_{cd} = 18.71\,\text{daN/cm}^2$$
;

$$T_{Rd\, \mathrm{max}} = 0.67 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot t \cdot A_k \quad \rightarrow \quad 0.67 \cdot v \cdot f_{cd} = 41.79 \, \mathrm{daN/cm^2}$$

Considerando b = 30 cm e h = 55. 4 cm, si calcola:

$$V_{Rd \,\text{max}} = (18,71 \, daN \, / \, cm^2) \cdot (30 \, cm) \cdot (55,4 \, cm) = 31096 \, daN \approx 310 \, kN$$
;

torsione:

$$T_{Rd\,\text{max}} = (41,79\; daN\,/\,cm^2\,) \cdot (10\; cm) \cdot (1000\; cm^2\,) = 417900\; daNcm \simeq 41,79\; kNm \; .$$

Risultando:

$$\frac{V_{\text{Sd}}}{V_{\text{Rdmax}}} + \frac{T_{\text{Sd}}}{T_{\text{Rdmax}}} = \frac{(70 \text{ kN})}{(310 \text{ kN})} + \frac{(30 \text{ kNm})}{(41,79 \text{ kNm})} \approx 0,94 \leq 1,0 \; ,$$

la verifica a non schiacciamento del puntone compresso è positiva, si può procedere ad armare al taglio e a torsione: sezione geometricamente idonea.

Si calcolano, quindi, separatamente:

· taglio:

$$\left(\frac{f_{1s}}{t_{smax}}\right)_{TAGLIO} = \frac{V_{Sd}[kN]}{0.9 \cdot h[m] \cdot f_{yd}[kN/cm^2]} = \frac{(70)}{0.9 \cdot (0.554) \cdot (39.10)} = 3,60 \text{ cm}^2/m;$$

torsione:

$$\left(\frac{F_{1s}}{t_{\text{smax}}}\right)_{\text{TORSIONE}} = \frac{T_{Sd}[kN]}{2 \cdot A_k [m^2] \cdot f_{yd}[kN/cm^2]} = \frac{(30)}{2 \cdot (0,1) \cdot (39,10)} = 3,33 \text{ cm}^2/m.$$

3 Elementi strutturali in acciaio

3.1 Considerazioni introduttive

3.1.1 Acciaio: principali caratteristiche e peculiarità

L'acciaio è, in generale, un materiale che quando caricato presenta un primo comportamento elastico: togliendo il carico, il materiale tende a ritornare nel suo assetto precedente. Oltre un certo carico (ad esempio, applicando delle forze di trazione con intensità sempre crescente) l'acciaio presenta una fase cosiddetta di "snervamento" e poi di "incrudimento", fino a raggiungere la rottura. In sostanza, si possono descrivere così questi due ultimi comportamenti:

- snervamento: fase in cui si assiste ad una brusca diminuzione di resistenza del materiale sottoposto al carico, con evidenti deformazioni sotto tensioni praticamente costanti (deformazione in campo plastico);
- *incrudimento*: una volta entrato in snervamento, il materiale tende ad aumentare la sua durezza, la resistenza e l'elasticità, perdendo però al tempo stesso parte della sua duttilità.

Gli acciai impiegati nelle costruzioni civili si possono definire leghe al ferro e carbonio profilabili a caldo. Ogni acciaio contiene sempre, insieme al carbonio, anche altri componenti che possono derivare come conseguenza del particolare processo di produzione oppure possono venire aggiunti volutamente per modificare e adattare le caratteristiche di impiego.

Osservando dei provini di acciaio sottoposti a prova di rottura per trazione, si può notare che la conformazione assunta dalla provino nella zona di rottura (distacco), nonché l'aspetto della superficie fratturata forniscono delle indicazioni circa la natura della frattura stessa e permettono di stabilire se il comportamento del materiale è duttile (presentando elevate deformazioni prima di rompersi) o fragile (si rompe senza presentare delle sensibili deformazioni, similmente alla rottura di un vetro). Il materiale duttile presenta, infatti, evidenziato il cosiddetto fenomeno della "strizione": riduzione localizzata della sezione nell'intorno della rottura con valori che, nei normali materiali, si aggirano attorno al 50% dell'area iniziale del provino (ad esempio, della sezione trasversale della barra sottoposta a trazione). Anche l'aspetto della frattura ne indica il tipo: infatti una frattura fragile risulta di forma quasi piana, granulare e brillante in funzione del punto di vista e dell'illuminazione: la rottura può imputarsi ad una sorta di perdita di coesione del materiale (decoesione). Viceversa, la frattura duttile risulta opaca e fibrosa e la superficie di rottura non è piana.

L'utilizzo di elementi strutturali in acciaio, in virtù del fatto che possono essere conformati con grande libertà in appositi stabilimenti, ma non certo in cantiere, ha reso possibile lo sviluppo di una tecnologia che produce elementi base la cui unione in situ consente di realizzare strutture portanti in acciaio per edifici civili ed industriali, ponti ed altre costruzioni utili. Pertanto, in generale, nella progettazione di costruzioni in acciaio, si rende necessario prendere in considerazione sempre i seguenti aspetti: elementi costruttivi in acciaio (ovvero pezzi di un'ideale scatola di montaggio), mezzi e idoneità di unione degli elementi, tipologie costruttive, problemi di verifica. Come è noto, la gran parte della produzione di elementi costruttivi di acciaio proviene dalla laminazione, che produce le lamiere e i profilati; tali elementi, utilizzati direttamente, oppure collegati a costituire elementi costruttivi composti, consentono di realizzare strutture particolarmente poco ingombranti e di rapida messa in opera.

Percentuali di silicio fino allo 0,6% si riscontrano nei normali acciai da carpenteria e generalmente provocano un effetto positivo nei riguardi delle caratteristiche di resistenza, riducendo però le proprietà plastiche; l'ulteriore aumento dell'elemento silicio conferisce all'acciaio un elevato limite elastico che lo rende adatto, ad esempio, per la costruzione di molle o per gli acciai da precompressione. Si può infatti osservare che acciai con resistenze alte presentano un maggiore valore della tensione di snervamento ma una diminuzione del carattere di duttilità.

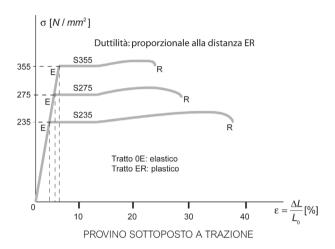


Figura 3.1 – Andamenti σ – ε qualitativi per acciai da carpenteria con diverse resistenze (materiali con spessori non maggiori di *16 mm*).

Come si può notare dalla figura 3.1, acciai con resistenza alta presentano alti valori delle resistenze di snervamento nel punto di limite elastico (punto E). Viceversa, al crescere della resistenza, le caratteristiche di duttilità del materiale, misurata dall'ampiezza $\Delta\varepsilon$ tra i punti E ed R (rottura), tende a ridursi. Aumentano, cioè le caratteristiche che avvicinano il materiale alla fragilità.

Il manganese agisce come disossidante associato talvolta all'alluminio (acciai calmati) ed è di regola presente negli acciai da carpenteria; oltre le normali percentuali derivanti dalla fabbricazione (circa l'1%) dà acciaio ad elevato limite elastico e notevole durezza. È di solito associato al silicio ed ha benefico effetto anche sulla saldabilità.

Il molibdeno conferisce all'acciaio resistenza all'usura anche per alte temperature ma è raramente presente nei normali acciai da carpenteria. Il rame, in percentuali fino a circa lo 0,5% migliora la resistenza alla corrosione atmosferica dell'acciaio e conferisce maggiori proprietà plastiche. Il cromo conferisce resistenza alla corrosione e all'ossidazione ed elevata durezza al materiale, specialmente se il contenuto di carbonio non è eccessivamente contenuto. Il nichel ha effetto positivo su tutte le prestazioni dell'acciaio, in particolar modo alla fragilità (anche alle basse temperature), resistenza a fatica (sollecitazioni di tipo ciclico e prolungate), resistenza alla corrosione, allungamento a rottura, piegamento.

L'ossigeno, l'idrogeno e l'azoto hanno svariati effetti negativi sulle caratteristiche d'impiego del materiale, fra cui in primo luogo l'aumento della tendenza alla rottura fragile (relativamente all'idrogeno) e la diminuzione della resistenza a fatica; inoltre l'azoto e l'ossigeno sono fondamentali nel conferire proprietà invecchianti all'acciaio, cioè accrescono nel tempo la fragilità laddove si sono verificate deformazioni permanenti. Il tenore di questi elementi si riduce attraverso il trattamento di

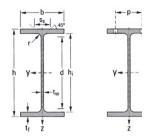
IPE, IPE-A,IPE-O TRAVI I EUROPEE - dati statici

Norme di riferimento:

Dimensioni: IPE 80-600 UNI 5398 (EU 19) IPE 750 fuori normalizzazion

IPE 750fuori normalizzazioneIPE-A 80-600fuori normalizzazioneIPE-O 180-600fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



		Dati statici													
Designazione nominale	l _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{yz} cm ²	l _z cm ⁴	W _{el.z}	W _{pl.z} cm ³	i _z cm	s _s mm	I _t cm ⁴	l _{w^{x10⁻³} cm⁶}	Flessione 922 322 460 4460 4460 4460 4460 4460 4460 446	Compression	
IPE A 80	64.38	16,51	18.98	3.18	3.07	6.85	2.98	4.69	1.04	17,6	0.42	0.09	11 -	11 -	
IPE 80	80.14	20.03	23.22	3.24	3.58	8.48	3.69	5.82	1.05	21.1	0.70	0.12	11 -	11 -	
IPE A 100	141,2	28.81	32,98	4.01	4.44	13,12	4.77	7.54	1,22	21,20	0.77	0,12	11 -	11.	
IPE 100	171.0	34.20	39,41	4.07	5.08	15,92	5.79	9,15	1.24	23.70	1.20	0,25	11 -	11.	
IPE A 120	257.4	43.77	49,87	4,83	5.41	22.39		10.98	1,42	22,20	1.04	0,71	11 -	11 -	
IPE 120	317.8	52,96	60.73	4,90	6.31	27.67		13,58	1,45	25,20	1,74	0,89	11 -	11 -	
IPE A 140	434.9	63.30	71.60	5.70	6.21	36.42		15.52	1.65	23.20	1.36	1,58	11 -	12 -	
IPE 140	541.2	77.32	88.34	5,74	7.64	44,92	.,	19.25	1,65	26,70	2.45	1.98	11 -	11.	
IPE A 160	689,3	87.81	99,09	6,53	7.80	54,43	_	20,70	1,83	26,34	1,96	3,09	11 -	13 -	
IPE 160	869,3	108.7	123.9	6.58	9.66	68,31		26.10	1.84	30.34	3.60	3.96	11 -	11 -	
IPE A 180	1 063	120.1	135,3	7.37	9.20	81,89	,	27.96	2.05	27.84	2.70	5.93	11 -	23 -	
IPE 180	1 317	146.3	166.4	7.42	11.25	100.9		34.60	2.05	31.84	4.79	7.43	11 -	12 -	
IPE O 180	1 505	165.4	189.1	7.45	12.70	117,3		39.91	2.08	34.54	6.76	8.74	11 -	11 -	
IPE A 200	1 591	161.6	181,7	8.23	11.47	117.2		36.54	2.23	32.56	4.11	10.53	11 -	2 4 -	
IPE 200	1 943	194.3	220.6	8.26	14.00	142.4		44.61	2.24	36.66	6.98	12.99	11 -	12 -	
IPE O 200	2 211	218.9	249.4	8.32	15.45	168.9		51.89	2.30	39.26	9.45	15,57	11 -	11 -	
IPE A 220	2 317	213,5	240,2	9,05	13,55	171.4		48,49	2,46	34,46	5,69	18,71	11 -	24 -	
IPE 220	2 772	252.0	285.4	9.11	15,88	204.9		58,11	2.48	38.36	9.07	22,67	11 -	12 -	
IPE O 220	3 134	282.3	321,1	9.16	17.66	239.8	42.83	66.91	2.53	41.06	12.27	26.79	11 -	12 -	
IPE A 240	3 290	277,7	311,6	9,94	16,31	240,1	40,02	62,40	2,68	39,37	8,35	31,26	11 -	24 -	
IPE 240	3 892	324,3	366,6	9,97	19,14	283,6	47,27	73,92	2,69	43,37	12,88	37,39	11 -	12 -	
IPE O 240	4 369	361,1	410,3	10,00	21,36	328,5	53,86	84,40	2,74	46,17	17,18	43,68	11 -	12 -	
IPE A 270	4 917	368,3	412,5	11,21	18,75	358,0	53,03	82,34	3,02	40,47	10,30	59,51	11 -	3 4 -	
IPE 270	5 790	428,9	484,0	11,23	22,14	419,9	62,20	96,95	3,02	44,57	15,94	70,58	11 -	23 -	
IPE O 270	6 947	507,1	574,6	11,36	25,23	513,5	75,51	117,7	3,09	49,47	24,90	87,64	11 -	12 -	
IPE A 300	7 173	483,1	541,8	12,42	22,25	519,0	69,20	107,3	3,34	42,07	13,43	107,2	12 -	3 4 -	
IPE 300	8 356	557,1	628,4	12,46	25,68	603,8	80,50	125,2	3,35	46,07	20,12	125,9	11 -	24 -	
IPE O 300	9 994	657,5	743,8	12,61	29,05	745,7	98,12	152,6	3,45	50,97	31,06	157,7	11 -	13 -	
IPE A 330	10 230	625,7	701,9	13,67	26,99	685,2	85,64	133,3	3,54	47,59	19,57	171,5	11 -	3 4 -	
IPE 330	11 770	713,1	804,3	13,71	30,81	788,1	98,52	153,7	3,55	51,59	28,15	199,1	11 -	24 -	
IPE O 330	13 910	833,0	942,8	13,84	34,88	960,4	118,6	185,0	3,64	56,59	42,15	245,7	11 -	13 -	

Figura 3.8 - Dati geometrici travi IPE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

IPE, IPE-A,IPE-O TRAVI I EUROPEE - dati geometrici

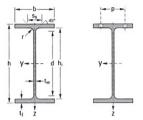
Norme di riferimento:

Dimensioni: IPE 80-600

UNI 5398 (EU 19) IPE 750 fuori normalizzazione IPE-A 80-600 fuori normalizzazione

IPE-O 180-600 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



	Massa		Di	mensio	ni		Area	Di	mensio	ni di co	struzior	ne	Superficie da	a verniciare
Designazione nominale	G	h	b	t_{W}	t_{f}	r	A	hį	d	Ø	P_{min}	P _{max}	AL	A_{G}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
IPE A 360	50,2	357,6	170	6,6	11,5	18	63,96	334,6	298,6	M22	86	88	1,351	26,91
IPE 360	57,1	360	170	8,0	12,7	18	72,73	334,6	298,6	M22	88	88	1,353	23,70
IPE O 360	66,0	364	172	9,2	14,7	18	84,13	334,6	298,6	M22	90	90	1,367	20,69
IPE A 400	57,4	397	180	7,0	12,0	21	73,10	373,0	331,0	M22	94	98	1,464	25,51
IPE 400	66,3	400	180	8,6	13,5	21	84,46	373,0	331,0	M22	96	98	1,467	22,12
IPE O 400	75,7	404	182	9,7	15,5	21	96,39	373,0	331,0	M22	96	100	1,481	19,57
IPE A 450	67,2	447	190	7,6	13,1	21	85,55	420,8	378,8	M24	100	102	1,603	23,87
IPE 450	77,6	450	190	9,4	14,6	21	98,82	420,8	378,8	M24	100	102	1,605	20,69
IPE O 450	92,4	456	192	11,0	17,6	21	117,7	420,8	378,8	M24	102	104	1,622	17,56
IPE A 500	79,4	497	200	8,4	14,5	21	101,1	468,0	426,0	M24	100	112	1,741	21,94
IPE 500	90,7	500	200	10,2	16,0	21	115,5	468,0	426,0	M24	102	112	1,744	19,23
IPE O 500	107	506	202	12,0	19,0	21	136,7	468,0	426,0	M24	104	114	1,760	16,40
IPE A 550	92,1	547	210	9,0	15,7	24	117,3	515,6	467,6	M24	106	122	1,875	20,36
IPE 550	106	550	210	11,1	17,2	24	134,4	515,6	467,6	M24	110	122	1,877	17,78
IPE O 550	123	556	212	12,7	20,2	24	156,1	515,6	467,6	M24	110	122	1,893	15,45
IPE A 600	108	597	220	9,8	17,5	24	137,0	562,0	514,0	M27	114	118	2,013	18,72
IPE 600	122	600	220	12,0	19,0	24	156,0	562,0	514,0	M27	116	118	2,015	16,45
IPE O 600	154	610	224	15,0	24,0	24	196,8	562,0	514,0	M27	118	122	2,045	13,24
IPE 750 x 147	147	753	265	13,2	17,0	17	187,5	719,0	685,0	M27	104	164	2,510	17,06
IPE 750 x 173	173	762	267	14,4	21,6	17	221,3	718,8	684,8	M27	104	166	2,534	14,58
IPE 750 x 196	196	770	268	15,6	25,4	17	250,8	719,2	685,2	M27	106	166	2,552	12,96

IPE, IPE-A,IPE-O TRAVI I EUROPEE - dati statici

				Da	ati stati	ici							Classif	icazione
Designazione nominale	l _y cm ⁴	W _{el.y}	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{yz} cm ²	l _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z}	i _z cm	s _S mm	l _t cm ⁴	$\frac{l_{W^{x10}}^{-3}}{cm^6}$		Compressione 322 232 490 490
IDE 4 000													11 -	W W W
IPE A 360	14 520	811,8	906,8	15,06	29,76	944,3	111,1	171,9	3,84	50,69	26,51	282,0		4 4 -
IPE 360	16 270	903,6	1 019	14,95	35,14	1043	122,8	191,1	3,79	54,49	37,32	313,6	11 -	2 4 -
IPE O 360	19 050	1 047	1 186	15,05	40,21	1251	145,5	226,9	3,86	59,69	55,76	380,3	11 -	1 3 -
IPE A 400	20 290	1 022	1 144	16,66	35,78	1171	130,1	202,1	4,00	55,60	34,79	432,2	11 -	44 -
IPE 400	23 130	1 156	1 307	16,55	42,69	1318	146,4	229,0	3,95	60,20	51,08	490,0	11 -	3 4 -
IPE O 400	26 750	1 324	1 502	16,66	47,98	1564	171,9	269,1	4,03	65,30	73,10	587,6	11 -	23 -
IPE A 450	29 760	1 331	1 494	18,65	42,26	1502	158,1	245,7	4,19	58,40	45,67	704,9	11 -	4 4 -
IPE 450	33 740	1 500	1 702	18,48	50,85	1676	176,4	276,4	4,12	63,20	66,87	791,0	11 -	3 4 -
IPE O 450	40 920	1 795	2 046	18,65	59,40	2085,0	217,2	341,0	4,21	70,80	109	997,6	11 -	24 -
IPE A 500	42 930	1 728	1 946	20,61	50,41	1939	193,9	301,6	4,38	62,00	62,78	1125	11 -	4 4 -
IPE 500	48 200	1 928	2 194	20,43	59,87	2142	214,2	335,9	4,31	66,80	89,29	1249	111	3 4 4
IPE O 500	57 780	2 284	2 613	20,56	70,21	2622	259,6	408,5	4,38	74,60	143,5	1548	111	2 4 4
IPE A 550	59 980	2 193	2 475	22,61	60,30	2432	231,6	361,5	4,55	68,52	86,53	1710	11 -	4 4 -
IPE 550	67 120	2 441	2 787	22,35	72,34	2668	254,1	400,5	4,45	73,62	123,2	1884	111	4 4 4
IPE O 550	79 160	2 847	3 263	22,52	82,69	3224	304,2	480,5	4,55	81,22	187,5	2302	111	2 4 4
IPE A 600	82 920	2 778	3 141	24,60	70,14	3116	283,3	442,1	4,77	72,92	118,8	2607	11 -	4 4 -
IPE 600	92 080	3 069	3 512	24,30	83,78	3387	307,9	485,6	4,66	78,12	165,4	2846	111	4 4 4
IPE O 600	118 300	3 879	4 471	24,52	104,40	4521	403,6	640,1	4,79	91,12	318,1	3860	111	2 4 4
IPE 750 x 147	166 100	4 411	5 110	29,76	105,40	5289	399,2	630,8	5,31	67,12	161,5	7141	11 -	4 4 -
IPE 750 x 173	205 800	5 402	6 218	30,49	116,40	6873	514,9	809,9	5,57	77,52	273,6	9391	111	4 4 4
IPE 750 x 196	240 300	6 241	7 174	30,95	127,30	8175	610,1	958,8	5,71	86,32	408,9	11290	1 1 1	4 4 4

Figura 3.9 – Dati geometrici travi IPE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

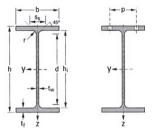
HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati geometrici

Norme di riferimento:

HE 100-1000 Dimensioni:

UNI 5397 (EU 53) HE 1100 fuori normalizzazione HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

EN 10034 Tolleranze:



	Massa		Di	mensio	ni		Area	Di	mensio	пе	Superficie da verniciare			
Designazione nominale	G	h	b	t_{W}	t _f	r	Α	hį	d	Ø	P_{min}	P _{max}	AL	A_{G}
Hominale	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 100 AA	12,2	91	100	4,2	5,5	12	15,60	80	56	M10	54	58	0,553	45,17
HE 100 A	16,7	96	100	5,0	8,0	12	21,24	80	56	M10	54	58	0,561	33,68
HE 100 B	20,4	100	100	6,0	10,0	12	26,04	80	56	M10	56	58	0,567	27,76
HE 100 M	41,8	120	106	12,0	20,0	12	53,24	80	56	M10	62	64	0,619	14,82
HE 120 AA	14,6	109	120	4,2	5,5	12	18,55	98	74	M12	58	68	0,669	45,94
HE 120 A	19,9	114	120	5,0	8,0	12	25,34	98	74	M12	58	68	0,677	34,06
HE 120 B	26,7	120	120	6,5	11,0	12	34,01	98	74	M12	60	68	0,686	25,71
HE 120 M	52,1	140	126	12,5	21,0	12	66,41	98	74	M12	66	74	0,738	14,16
HE 140 AA	18,1	128	140	4,3	6,0	12	23,02	116	92	M16	64	76	0,787	43,53
HE 140 A	24,7	133	140	5,5	8,5	12	31,42	116	92	M16	64	76	0,794	32,21
HE 140 B	33,7	140	140	7,0	12,0	12	42,96	116	92	M16	66	76	0,805	23,88
HE 140 M	63,2	160	146	13,0	22,0	12	80,56	116	92	M16	72	82	0,857	13,56
HE 160 AA	23,8	148	160	4,5	7,0	15	30,36	134	104	M20	76	84	0,901	37,81
HE 160 A	30,4	152	160	6,0	9,0	15	38,77	134	104	M20	78	84	0,906	29,78
HE 160 B	42,6	160	160	8,0	13,0	15	54,25	134	104	M20	80	84	0,918	21,56
HE 160 M	76,2	180	166	14,0	23,0	15	97,05	134	104	M20	86	90	0,970	12,74
HE 180 AA	28,7	167	180	5,0	7,5	15	36,53	152	122	M24	84	92	1,018	35,51
HE 180 A	35,5	171	180	6,0	9,5	15	45,25	152	122	M24	86	92	1,024	28,83
HE 180 B	51,2	180	180	8,5	14,0	15	65,25	152	122	M24	88	92	1,037	20,25
HE 180 M	88,9	200	186	14,5	24,0	15	113,30	152	122	M24	94	98	1,089	12,25
HE 200 AA	34,6	186	200	5,5	8,0	18	44,13	170	134	M27	96	100	1,130	32,62
HE 200 A	42,3	190	200	6,5	10,0	18	53,83	170	134	M27	98	100	1,136	26,89
HE 200 B	61,3	200	200	9,0	15,0	18	78,08	170	134	M27	100	100	1,151	18,78
HE 200 M	103	220	206	15,0	25,0	18	131,30	170	134	M27	106	106	1,203	11,67
HE 220 AA	40,4	205	220	6,0	8,5	18	51,46	188	152	M27	98	118	1,247	30,87
HE 220 A	50,5	210	220	7,0	11,0	18	64,34	188	152	M27	98	118	1,255	24,85
HE 220 B	71,5	220	220	9,5	16,0	18	91,04	188	152	M27	100	118	1,270	17,77
HE 220 M	117	240	226	15,5	26,0	18	149,40	188	152	M27	108	124	1,322	11,27
HE 240 AA	47,4	224	240	6,5	9,0	21	60,38	206	164	M27	104	138	1,359	28,67
HE 240 A	60,3	230	240	7,5	12,0	21	76,84	206	164	M27	104	138	1,369	22,70
HE 240 B	83,2	240	240	10,0	17,0	21	106,00	206	164	M27	108	138	1,384	16,63
HE 240 M	157	270	248	18,0	32,0	21	199,60	206	164	M27	116	146	1,460	9,318

Seguono dati statici

Figura 3.10 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

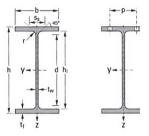
HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati statici

Norme di riferimento:

Dimensioni: HE 100-1000 UNI 5397 (EU 53) HE 1100 fuori normalizzazione

HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



				D	ati stati	ci							C	lass	ifica	ızione
Designazione	I _V	$W_{\text{el.y}}$	$W_{\text{pl.y}}$	i_V	A_{yz}	l _z	W _{el.z}	$W_{pl.z}$	iz	s _s	Ιt	l _w x10 ⁻³		ssione		ompress
nominale	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	cm ⁴	cm ⁶	\$ 235	2000	2 400	S 355
HE 100 AA	236,5	51,98	58,36	3,89	6,15	92,06	18,41	28,44	2,43	29,26	2,51	1,68		3 -		1 3
HE 100 A	349,2	72,76	83,01	4,06	7,56	133,8	26,76	41,14	2,51	35,06	5,24	2,58	1	1 -		1 1
HE 100 B	449,5	89,91	104,20	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	40,06	9,25	3,38	1	1 -		1 1
HE 100 M	1 143	190,4	235,80	4,63	18,04	399,2	75,31	116,30	2,74	66,06	68,21	9,93	1	1 -		1 1
HE 120 AA	413,4	75,85	84,12	4,72	6,90	158,8	26,47	40,62	2,93	29,26	2,78	4,24	2	3 -		2 3
HE 120 A	606,2	106,3	119,5	4,89	8,46	230,9	38,48	58,85	3,02	35,06	5,99	6,47	1	1 -		1 1
HE 120 B	864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	42,56	13,84	9,41	1	1 -		1 1
HE 120 M	2 018	288,2	350,6	5,51	21,15	702,8	111,6	171,60	3,25	68,56	91,66	24,79	1	1 -		1 1
HE 140 AA	719,5	112,4	123,8	5,59	7,92	274,8	39,26	59,93	3,45	30,36	3,54	10,21	3	3 -	. ;	3 3
HE 140 A	1 033	155,4	173,5	5,73	10,12	389,3	55,62	84,85	3,52	36,56	8,13	15,06	1	2 -		1 2
HE 140 B	1 509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,80	3,58	45,06	20,06	22,48	1	1 -		1 1
HE 140 M	3 291	411,4	493,8	6,39	24,46	1 144	156,8	240,50	3,77	71,06	120,0	54,33	1	1 -		1 1
HE 160 AA	1 283	173,4	190,4	6,50	10,38	478,7	59,84	91,36	3,97	36,07	6,33	23,75	3	3 -	;	3 3
HE 160 A	1 673	220,1	245,1	6,57	13,21	615,6	76,95	117,6	3,98	41,57	12,19	31,41	1	2 -		1 2
HE 160 B	2 492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	51,57	31,24	47,94	1	1 -		1 1
HE 160 M	5 098	566,5	674,6	7,25	30,81	1 759	211,9	325,5	4,26	77,57	162,4	108,1	1	1 -	, .	1 1
HE 180 AA	1 967	235,6	258,2	7,34	12,16	730,0	81,1	123,6	4,47	37,57	8,33	46,36	3	3 -	. :	3 3
HE 180 A	2 510	293,6	324,9	7,45	14,47	924,6	102,7	156,5	4,52	42,57	14,80	60,21	1	3 -		1 3
HE 180 B	3 831	425,7	481,4	7,66	20,24	1 363	151,4	231,0	4,57	54,07	42,16	93,75	1	1 -		1 1
HE 180 M	7 483	748,3	883,4	8,13	34,65	2 580	277,4	425,2	4,77	80,07	203,3	199,3	1	1 -		1 1
HE 200 AA	2 944	316,6	347,1	8,17	15,45	1 068	106,8	163,2	4,92	42,59	12,69	84,49	3	4 -	. ;	3 4
HE 200 A	3 692	388,6	429,5	8,28	18,08	1 336	133,6	203,8	4,98	47,59	20,98	108,0	1	3 -		1 3
HE 200 B	5 696	569,6	642,5	8,54	24,83	2 003	200,3	305,8	5,07	60,09	59,28	171,1	1	1 -		1 1
HE 200 M	10 640	967,4	1 135	9,00	41,03	3 651	354,5	543,2	5,27	86,09	259,4	346,3	1	1 -		1 1
HE 220 AA	4 170	406,9	445,5	9,00	17,63	1 510	137,3	209,3	5,42	44,09	15,93	145,6	3	4 -	. ;	3 4
HE 220 A	5 410	515,2	568,5	9,17	20,67	1 955	177,7	270,6	5,51	50,09	28,46	193,3	1	3 -		1 3
HE 220 B	8 091	735,5	827,0	9,43	27,92	2 843	258,5	393,9	5,59	62,59	76,57	295,4	1	1 -		1 1
HE 220 M	14 600	1 217	1 419	9,89	45,31	5 012	443,5	678,6	5,79	88,59	315,3	572,7	1	1 -		1 1
HE 240 AA	5 835	521,0	570,6	9,83	21,54	2 077	173,1	264,4	5,87	49,10	22,98	239,6	3	4 -	. 7	3 4
HE 240 A	7 763	675,1	744,6	10,05	25,18	2 769	230,7	351,7	6,00	56,10	41,55	328,5	1	3 -		1 3
HE 240 B	11 260	938,3	1 053	10,31	33,23	3 923	326,9	498,4	6,08	68,60	102,7	486,9	1	1 -		1 1
HE 240 M	24 290	1 799	2 117	11,03	60,07	8 153	657,5	1 006	6,39	106,60	627,9	1 152	1	1 -	, .	1 1

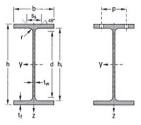
Figura 3.11 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati geometrici

Norme di riferimento:

Dimensioni: HE 100-1000 UNI 5397 (EU 53)
HE 1100 fuori normalizzazione
HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



	Massa		Di	mensio	ni		Area	Di	imensio	Superficie da verniciare				
Designazione nominale	G	h	b	t_{W}	t_{f}	r	A	hį	d	Ø	P_{min}	P _{max}		A_{G}
	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m^2/t
HE 260 AA	54,1	244	260	6,5	9,5	24	68,97	225	177	M27	110	158	1,474	27,22
HE 260 A	68,2	250	260	7,5	12,5	24	86,82	225	177	M27	110	158	1,484	21,77
HE 260 B	93,0	260	260	10,0	17,5	24	118,40	225	177	M27	114	158	1,499	16,12
HE 260 M	172	290	268	18,0	32,5	24	219,60	225	177	M27	122	166	1,575	9,133
HE 280 AA	61,2	264	280	7,0	10,0	24	78,02	244	196	M27	110	178	1,593	26,01
HE 280 A	76,4	270	280	8,0	13,0	24	97,26	244	196	M27	112	178	1,603	20,99
HE 280 B	103	280	280	10,5	18,0	24	131,40	244	196	M27	114	178	1,618	15,69
HE 280 M	189	310	288	18,5	33,0	24	240,20	244	196	M27	122	186	1,694	8,984
HE 300 AA	69,8	283	300	7,5	10,5	27	88,91	262	208	M27	116	198	1,705	24,42
HE 300 A	88,3	290	300	8,5	14,0	27	112,50	262	208	M27	118	198	1,717	19,43
HE 300 B	117	300	300	11,0	19,0	27	149,10	262	208	M27	120	198	1,732	14,80
HE 300 M	238	340	310	21,0	39,0	27	303,10	262	208	M27	132	208	1,832	7,699
HE 320 AA	74,2	301	300	8,0	11,0	27	94,58	279	225	M27	118	198	1,740	23,43
HE 320 A	97,6	310	300	9,0	15,5	27	124,40	279	225	M27	118	198	1,756	17,98
HE 320 B	127	320	300	11,5	20,5	27	161,30	279	225	M27	122	198	1,771	13,98
HE 320 M	245	359	309	21.0	40.0	27	312,00	279	225	M27	132	204	1,866	7,616
HE 340 AA	78,9	320	300	8,5	11,5	27	100,50	297	243	M27	118	198	1,777	22,52
HE 340 A	105	330	300	9,5	16.5	27	133,50	297	243	M27	118	198	1,795	17,13
HE 340 B	134	340	300	12.0	21,5	27	170.90	297	243	M27	122	198	1,810	13,49
HE 340 M	248	377	309	21.0	40.0	27	315,80	297	243	M27	132	204	1,902	7,670
HE 360 AA	83.7	339	300	9.0	12.0	27	106.60	315	261	M27	118	198	1.814	21,67
HE 360 A	112	350	300	10.0	17,5	27	142,80	315	261	M27	120	198	1.834	16,36
HE 360 B	142	360	300	12.5	22.5	27	180,60	315	261	M27	122	198	1,849	13,04
HE 360 M	250	395	308	21.0	40.0	27	318,80	315	261	M27	132	204	1,934	7,730
HE 400 AA	92,4	378	300	9.5	13,0	27	117,70	352	298	M27	118	198	1,891	20,46
HE 400 A	125	390	300	11.0	19.0	27	159.00	352	298	M27	120	198	1,912	15,32
HE 400 B	155	400	300	13.5	24.0	27	197.80	352	298	M27	124	198	1,927	12.41
HE 400 M	256	432	307	21.0	40.0	27	325,80	352	298	M27	132	202	2,004	7,835
HE 450 AA	99.7	425	300	10.0	13,5	27	127,10	398	344	M27	120	198	1,984	19.89
HE 450 A	140	440	300	11.5	21,0	27	178,00	398	344	M27	122	198	2,011	14,39
HE 450 B	171	450	300	14,0	26,0	27	218,00	398	344	M27	124	198	2,026	11,84
HE 450 M	263	478	307	21.0	40.0	27	335.40	398	344	M27	132	202	2,020	7.959
HE 500 AA	107	472	300	10,5	14,0	27	136,90	444	390	M27	120	198	2,077	19,33
HE 500 AA	155	490	300	12,0	23,0	27	197.50	444	390	M27	122	198	2,110	13,60
HE 500 A	187	500	300	14.5	28.0	27	238.60	444	390	M27	124	198	2,110	11,34
HE 500 M	270	524	306	21,0	40,0	27	344,30	444	390	M27	132	202	2,125	8,079
HE 550 AA	120	522	300	11.5	15,0	27	152,80	492	438	M27	122	198	2,104	18,13
	166	540	300	,		27		492		M27				
HE 550 A				12,5	24,0		211,80		438		122	198	2,209	13,29
HE 550 B	199	550	300	15,0	29,0	27	254,10	492	438	M27	124	198	2,224	11,15
HE 550 M	278	572	306	21,0	40,0	27	354,40	492	438	M27	132	202	2,280	8,195
HE 600 AA	129	571	300	12,0	15,5	27	164,10	540	486	M27	122	198	2,272	17,64
HE 600 A	178	590	300	13,0	25,0	27	226,50	540	486	M27	122	198	2,308	12,98

Seguono dati statici

Figura 3.12 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

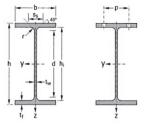
HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati statici

Norme di riferimento:

Dimensioni: HE 100-1000

UNI 5397 (EU 53) HE 1100 fuori normalizzazione HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



				D	ati stati	ici									Classificazione				
Designazione nominale	ly	W _{el.y}	$W_{pl,v}$	iy	A_{yz}	l _z	W _{el.z}	$W_{\text{pl.z}}$	iz	ss	It	I _w x10 ⁻³	Fless			mpressione			
Hominale	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	cm ⁴	cm ⁶	S 235	S 460	S 235	S 355 S 460			
HE 260 AA	7 981	654,1	714,5	10,76	24,75	2 788	214,5	327,7	6,36	53,62	30,31	382,6	3 4		3	4 -			
HE 260 A	10 450	836,4	919,8	10,97	28,76	3 668	282,1	430,2	6,50	60,62	52,37	516,4	2 3	3	2	3 3			
HE 260 B	14 920	1 148	1 283	11,22	37,59	5 135	395,0	602,2	6,58	73,12	123,8	753,7	1 1	2	1	1 2			
HE 260 M	31 310	2 159	2 524	11,94	66,89	10 450	779,7	1 192	6,90	111,10	719,0	1 728	1 1	1	1	1 1			
HE 280 AA	10 560	799,8	873,1	11,63	27,52	3 664	261,7	399,4	6,85	55,12	36,22	590,1	3 4	-	3	4 -			
HE 280 A	13 670	1 013	1 112	11,86	31,74	4 763	340,2	518,1	7,00	62,12	62,10	785,4	2 3	4	2	3 4			
HE 280 B	19 270	1 376	1 534	12,11	41,09	6 595	471,0	717,6	7,09	74,62	143,7	1 130	1 1	2	1	1 2			
HE 280 M	39 550	2 551	2 966	12,83	72,03	13 160	914,1	1 397	7,40	112,60	807,3	2 520	1 1	1	1	1 1			
HE 300 AA	13 800	975,6	1 065	12,46	32,37	4 734	315,6	482,3	7,30	60,13	49,35	877,2	3 4		3	4 -			
HE 300 A	18 260	1 260	1 383	12,74	37,28	6 310	420,6	641,2	7,49	68,13	85,17	1 200	2 3	3	2	3 3			
HE 300 B	25 170	1 678	1 869	12,99	47,43	8 563	570,9	870,1	7,58	80,63	185,0	1 688	1 1	3	1	1 3			
HE 300 M	59 200	3 482	4 078	13,98	90,53	19 400	1 252	1 913	8,00	130,60	1 408	4 386	1 1	1	1	1 1			
HE 320 AA	16 450	1 093	1 196	13,19	35,40	4 959	330,6	505,7	7,24	61,63	55,87	1 041	3 4		3	4 -			
HE 320 A	22 930	1 479	1 628	13,58	41,13	6 985	465,7	709,7	7,49	71,63	108,00	1 512	1 3	3	1	3 3			
HE 320 B	30 820	1 926	2 149	13.82	51,77	9 239	615.9	939.1	7.57	84.13	225.1	2 069	1 1	2	1	1 2			
HE 320 M	68 130	3 796	4 435	14,78	94.85	19 710	1 276	1 951	7,95	132.60	1 501	5 004	1 1	1	1	1 1			
HE 340 AA	19 550	1 222	1 341	13,95	38.69	5 185	345.6	529,3	7,18	63,13	63.07	1 231	3 4		3	4 -			
HE 340 A	27 690	1 678	1 850	14,40	44,95	7 436	495.7	755.9	7.46	74,13	127,20	1 824	1 3	3	1	3 3			
HE 340 B	36 660	2 156	2 408	14.65	56.09	9 690	646.0	985.7	7.53	86.63	257.20	2 454	1 1		1	1 1			
HE 340 M	76 370	4 052	4 718	15,55	98,63	19 710	1 276	1 953	7,90	132,60	1 506	5 584	1 1		1	1 1			
HE 360 AA	23 040	1 359	1 495	14,70	42,17	5 410	360,7	553,0	7,12	64.63	70,99	1 444	3 4		3	4 -			
HE 360 A	33 090	1 891	2 088	15,22	48,96	7 887	525,8	802,3	7.43	76.63	148,80	2 177	1 2		1				
HE 360 B	43 190	2 400	2 683	15,46	60,60	10 140	676.1	1 032	7,49	89.13	292,50	2 883	1 1		1	1 1			
HE 360 M	84 870	4 297	4 989	16,32	102.40	19 520	1 268	1 942	7,83	132,60	1507,00	6 137	1 1		1	1 1			
HE 400 AA	31 250	1 654	1 824	16,30	47,95	5 861	390.8	599,7	7,06	67,13	84,69	1 948	3 3	_	3	3 -			
HE 400 A	45 070	2 311	2 562	16,84	57,33	8 564	570,9	872,9	7.34	80.63	189,0	2 942	1 1		1	2 3			
HE 400 B	57 680	2 884	3 232	17,08	69.98	10 820	721.3	1 104	7.40	93.13	355,7	3 817	1 1		1	1 1			
HE 400 M	104 100	4 820	5 571	17.88	110.20	19 340	1 260	1 934	7.70	132.60	1 515	7 410	1 1		1	1 1			
HE 450 AA	41 890	1 971	2 183	18,16	54,70	6 088	405.8	624,4	6,92	68,63	95,61	2 572	3 3	_	3	4 -			
HE 450 A	63 720	2 896	3 216	18,92	65,78	9 465	631.0	965,5	7.29	85,13	243,8	4 148	1 1		1	2 3			
HE 450 B	79 890	3 551	3 982	19,14	79,66	11 720	781.4	1 198	7.33	97.63	440.5	5 258	1 1		1	1 2			
HE 450 M	131 500	5 501	6 331	19.80	119.80	19 340	1 260	1 939	7.59	132.60	1 529	9 251	1 1		1	1 1			
HE 500 AA	54 640	2 315	2 576	19,98	61.91	6 314	420.9	649.3	6,79	70.13	107.7	3 304	2 3	_	2	4 -			
HE 500 A	86 970	3 550	3 949	20,98	74,72	10 370	691.1	1 059	7.24	89.63	309,3	5 643	1 1		1	3 4			
HE 500 B	107 200	4 287	4 815	21,19	89.82	12 620	841.6	1 292	7.27	102.10	538.4	7 018	1 1		1	2 2			
HE 500 M	161 900	6 180	7 094	21,69	129.50	19 150	1 252	1 932	7.46	132.60	1 539	11 190	1 1		1	1 1			
HE 550 AA	72 870	2 792	3 128	21,84	72,66	6 767	451.1	698.6	6,65	73,13	133.7	4 338	1 3	_	3	4 -			
HE 550 AA	111 900	4 146	4 622	22.99	83.72	10 820	721.3	1 107	7.15	92.13	351.5	7 189	1 1		2	4 4			
HE 550 B	136 700	4 971	5 591	23.20	100,10	13 080	871,8	1 341	7,17	104,60	600,3	8 856	1 1		1	2 3			
HE 550 M	198 000	6 923	7 933	23,64	139.60	19 160	1 252	1 937	7.35	132.60	1 554	13 520	1 1		1	1 1			
HE 600 AA	91 900	3 218	3 623	23,66	81.29	6 993	466.2	724.5	6.53	74,63	149.8	5 381	1 3	_	3	4 -			
HE 600 AA	141 200	4 787	5 350	24,97	93,21	11 270	751.4	1 156	7.05	94.63	397.8	8 978	1 1		2	4 4			
TIL UUU A	141 200	4 / 0/	0 000	24,01	30,21	11210	701,4	1 100	7,00	34,00	0,150	0 8/0				+ +			

Figura 3.13 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

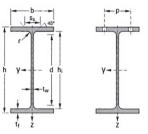
HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati geometrici

Norme di riferimento:

Dimensioni: HE 100-1000 UNI 5397 (EU 53)

HE 1100 fuori normalizzazione HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



	Massa		Di	mensio	ni		Area	Di	mensio	ni di co	struzio	ne	Superficie da	a verniciare
Designazione nominale	G	h	b	t _w	t _f	r	A	hį	d	Ø	P_{min}	P _{max}	AL	A_{G}
Hommale	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm	mm		mm	mm	m ² /m	m ² /t
HE 600 B	212	600	300	15,5	30,0	27	270,00	540	486	M27	126	198	2,323	10,96
HE 600 M	285	620	305	21,0	40,0	27	363,70	540	486	M27	132	200	2,372	8,308
HE 600 x 337	337	632	310	25,5	46,0	27	429,20	540	486	M27	138	202	2,407	7,144
HE 600 x 399	399	648	315	30,0	54,0	27	508,50	540	486	M27	142	208	2,450	6,137
HE 650 AA	138	620	300	12,5	16,0	27	175,80	588	534	M27	122	198	2,369	17,17
HE 650 A	190	640	300	13,5	26,0	27	241,60	588	534	M27	124	198	2,407	12,69
HE 650 B	225	650	300	16,0	31,0	27	286,30	588	534	M27	126	198	2,422	10,77
HE 650 M	293	668	305	21,0	40,0	27	373,70	588	534	M27	132	200	2,468	8,411
HE 650 x 343	343	680	309	25,0	46,0	27	437,50	588	534	M27	138	202	2,500	7,278
HE 650 x 407	407	696	314	29,5	54,0	27	518,80	588	534	M27	142	206	2,543	6,243
HE 700 AA	150	670	300	13,0	17,0	27	190,90	636	582	M27	122	198	2,468	16,46
HE 700 A	204	690	300	14,5	27,0	27	260,50	636	582	M27	124	198	2,505	12,25
HE 700 B	241	700	300	17,0	32,0	27	306,40	636	582	M27	126	198	2,520	10,48
HE 700 M	301	716	304	21,0	40,0	27	383,00	636	582	M27	132	200	2,560	8,513
HE 700 x 352	352	728	308	25,0	46,0	27	448,60	636	582	M27	138	200	2,592	7,359
HE 700 x 418	418	744	313	29,5	54,0	27	531,90	636	582	M27	142	206	2,635	6,310
HE 800 AA	172	770	300	14,0	18,0	30	218,50	734	674	M27	130	198	2,660	15,51
HE 800 A	224	790	300	15,0	28,0	30	285,80	734	674	M27	130	198	2,698	12,03
HE 800 B	262	800	300	17,5	33,0	30	334,20	734	674	M27	134	198	2,713	10,34
HE 800 M	317	814	303	21,0	40,0	30	404,30	734	674	M27	138	198	2,746	8,655
HE 800 x 373	373	826	308	25,0	46,0	30	474,60	734	674	M27	144	200	2,782	7,469
HE 800 x 444	444	842	313	30,0	54,0	30	566,00	734	674	M27	148	206	2,824	6,357
HE 900 AA	198	870	300	15,0	20,0	30	252,20	830	770	M27	130	198	2,858	14,44
HE 900 A	252	890	300	16,0	30,0	30	320,50	830	770	M27	132	198	2,896	11,51
HE 900 B	291	900	300	18,5	35,0	30	371,30	830	770	M27	134	198	2,911	9,990
HE 900 M	333	910	302	21,0	40,0	30	423,60	830	770	M27	138	198	2,934	8,824
HE 900 x 391	391	922	307	25,0	46,0	30	497,70	830	770	M27	144	200	2,970	7,604
HE 900 x 466	466	938	312	30,0	54,0	30	593,70	830	770	M27	148	204	3,012	6,464
HE 1000 AA	222	970	300	16,0	21,0	30	282,20	928	868	M27	132	198	3,056	13,80
HE 1000 A	272	990	300	16,5	31,0	30	346,80	928	868	M27	132	198	3,095	11,37
HE 1000 B	314	1000	300	19,0	36,0	30	400,00	928	868	M27	134	198	3,110	9,905
HE 1000 M	349	1008	302	21,0	40,0	30	444,20	928	868	M27	138	198	3,130	8,978
HE 1000 x 393	393	1016	303	24,4	43,9	30	500,20	928	868	M27	144	196	3,144	8,006
HE 1000 x 409	409	1020	306	25,0	46,0	30	521,20	928	868	M27	144	198	3,162	7,729
HE 1000 x 488	488	1036	311	30,0	54,0	30	622,00	928	868	M27	148	204	3,204	6,563
HE 1000 x 579	579	1056	316	35.0	64,0	30	737.00	928	868	M27	154	208	3,254	5,625

Seguono dati statici

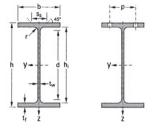
Figura 3.14 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

HEA-A, HEA, HEB, HEM, TRAVI EUROPEE AD ALI LARGHE - dati statici

Norme di riferimento:

Dimensioni: HE 100-1000 UNI 5397 (EU 53)
HE 1100 fuori normalizzazione
HEA-A 100-1000 fuori normalizzazione

Tolleranze: EN 10034



				С	ati stat	ci								Clas	ssifi	cazi	one
Designazione nominale	l _y cm ⁴	W _{el.y} cm ³	W _{pl.y} cm ³	i _y cm	A _{yz} cm ²	I _z cm ⁴	W _{el.z} cm ³	W _{pl.z} cm ³	i _z cm	s _s mm	l _t cm ⁴	$ m I_{W^{X10}^{-3}}$ cm ⁶	S 235 ==	S 355 🚃	S 460 [®]	235	S 355
HE 600 B	171 000	5 701	6 425	25,17	110,80	13 530	902,0	1 391	7,08	107,10	667,2	10 970	1	1	1	1	3 4
HE 600 M	237 400	7 660	8 772	25,55	149,70	18 980	1 244	1 930	7,22	132,60	1 564	15 910	1	1	1	1	1 1
HE 600 x 337	283 200	8 961	10 380	25,69	180,50	22 940	1 480	2 3 1 0	7,31	149,10	2 451	19 610	1	1	1	1	1 1
HE 600 x 399	344 600	10 640	12 460	26,03	213,60	28 280	1 796	2 814	7,46	169,60	3 966	24 810	1	1	1	1	1 1
HE 650 AA	113 900	3 676	4 160	25,46	90,40	7 221	481,4	750,7	6,41	76,13	167,5	6 567	1	3		4	4 -
HE 650 A	175 200	5 474	6 136	26,93	103,20	11 720	781,6	1 205	6,97	97,13	448,3	11 030	1	1	1	3	4 4
HE 650 B	210 600	6 480	7 320	27,12	122,00	13 980	932,3	1 441	6,99	109,60	739,2	13 360	1	1	1	2	3 4
HE 650 M	281 700	8 433	9 657	27,45	159,70	18 980	1 245	1 936	7,13	132,60	1 579	18 650	1	1	1	1	1 2
HE 650 x 343	333 700	9 815	11 350	27,62	189,60	22 720	1 470	2 300	7,21	148,60	2 442	22 730	1	1	1	1	1 1
HE 650 x 407	405 400	11 650	13 620	27,95	224,80	28 020	1 785	2 803	7,35	169,10	3 958	28 710	1	1	1	1	1 1
HE 700 AA	142 700	4 260	4 840	27,34	100,30	7 673	511,5	799,7	6,34	78,63	195,2	8 155	1	2		4	4 -
HE 700 A	215 300	6 241	7 032	28,75	117,00	12 180	811,9	1 257	6,84	100,10	513,9	13 350	1	1	1	3	4 4
HE 700 B	256 900	7 340	8 327	28,96	137,10	14 440	962,7	1 495	6,87	112,60	830,9	16 060	1	1	1	2	4 4
HE 700 M	329 300	9 198	10 540	29,32	169,80	18 800	1 237	1 929	7,01	132,60	1 589	21 400	1	1	1	1	2 3
HE 700 x 352	389 700	10 710	12 390	29,47	201,60	22 510	1 461	2 293	7,08	148,60	2 461	26 050	1	1	1	1	1 1
HE 700 x 418	472 500	12 700	14 840	29,80	239,00	27 760	1 774	2 797	7,22	169,10	3 989	32 850	1	1	1	1	1 1
HE 800 AA	208 900	5 426	6 225	30,92	123,80	8 134	542,2	856,6	6,10	85,15	256,8	11 450	1	2		4	4 -
HE 800 A	303 400	7 682	8 699	32,58	138,80	12 640	842,6	1 312	6,65	106,10	596,9	18 290	1	1	1	4	4 4
HE 800 B	359 100	8 977	10 230	32,78	161,80	14 900	993,6	1 553	6,68	118,60	946,0	21 840	1	1	1	3	4 4
HE 800 M	442 600	10 870	12 490	33,09	194,30	18 630	1 230	1 930	6,79	136,10	1 646	27 780	1	1	1	1	3 4
HE 800 x 373	523 900	12 690	14 700	33,23	230,30	22 530	1 463	2 311	6,89	152,10	2 554	34 070	1	1	1	1	2 2
HE 800 x 444	634 500	15 070	17 640	33,48	276,50	27 800	1 776	2 827	7,01	173,10	4 180	42 840	1	1	1	1	1 1
HE 900 AA	301 100	6 923	7 999	34,55	147,20	9 041	602,8	957,7	5,99	90,15	334,90	16 260	1	1	-	4	4 -
HE 900 A	422 100	9 485	10 810	36,29	163,30	13 550	903,2	1 414	6,50	111,10	736,80	24 960	1	1	1	4	4 4
HE 900 B	494 100	10 980	12 580	36,48	188,80	15 820	1 054	1 658	6,53	123,60	1 137	29 460	1	1	1	3	4 4
HE 900 M	570 400	12 540	14 440	36,70	214,40	18 450	1 222	1 929	6,60	136,10	1 671	34 750	1	1	1	2	4 4
HE 900 x 391	674 300	14 630	16 990	36,81	254,30	22 320	1 454	2 312	6,70	152,10	2 597	42 560	1	1	1	1	3 4
HE 900 x 466	814 900	17 380	20 380	37,05	305,30	27 560	1 767	2 832	6,81	173,10	4 256	53 400	1	1	1	1	1 2
HE 1000 AA	406 500	8 380	9 777	37,95	172,20	9 501	633,4	1 016	5,80	93,15	403,40	21280	1	1		4	4 -
HE 1000 A	553 800	11 190	12 820	39,96	184,60	14 000	933,6	1 470	6,35	113,60	822,40	32 070	1	1	2	4	4 4
HE 1000 B	644 700	12 890	14 860	40,15	212,50	16 280	1 085	1 716	6,38	126,10	1 254	37 640	1	1	1	4	4 4
HE 1000 M	722 300	14 330	16 570	40,32	235,00	18 460	1 222	1 940	6,45	136,10	1 701	43 020	1	1	1	3	4 4
HE 1000 x 393	807 700	15 900	18 540	40,18	271,30	20 500	1 353	2 168	6,40	147,30	2 332	48 080	1	1	1	2	4 4
HE 1000 x 409	850 800	16 680	19 450	40,40	278,80	22 120	1 446	2 313	6,51	152,10	2 642	52 100	1	1	1	2	4 4
HE 1000 x 488	1 027 000	19 820	23 300	40,62	334,70	27 320	1 757	2 837	6,63	173,10	4 334	65 270	1	1	1	1	2 3
HE 1000 x 579	1 246 000	23 590	27 950	41,11	393,30	34 040	2 154	3 498	6,80	198,10	7 102	82 800	1	1	1	1	1 2

Figura 3.15 – Dati geometrici travi HE (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

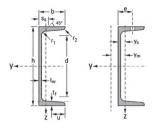
UPN PROFILATI A U NORMALI EUROPEE - dati geometrici

Norme di riferimento:

UPN 80-300 UNI 5680 (EU 24) UPN 320-400 fuori normalizzazione Dimensioni:

Tolleranze: EN 10024

Inclinazione delle ali: h> 300:8% h> 300:5%



	Massa			Dimer	nsioni			Area	Dime	nsioni d	di costru	zione	Superficie da verniciar	
Designazione nominale	G	h	b	t_{W}	t_{f}	r ₁	r ₂	Α	d	Ø	e _{min}	e _{max}	AL	A_{G}
Hommaro	kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	mm		mm	mm	m ² /m	m^2/t
UPN 80	8,65	80	45	6	8	8	4	11,0	47			-	0,312	36,13
UPN 100	10,6	100	50	6	8,5	8,5	4,5	13,5	64	-	-		0,372	35,10
UPN 120	13,4	120	55	7	9	9	4,5	17,0	82		-		0,434	32,52
UPN 140	16,0	140	60	7	10	10	5	20,4	98	M12	33	37	0,489	30,54
UPN 160	18,8	160	65	7,5	10,5	10,5	5,5	24,0	115	M12	34	42	0,546	28,98
UPN 180	22,0	180	70	8	11	11	5,5	28,0	133	M16	38	41	0,611	27,80
UPN 200	25,3	200	75	8,5	11,5	11,5	6	32,2	151	M16	39	46	0,661	26,15
UPN 220	29,4	220	80	9	12,5	12,5	6,5	37,4	167	M16	40	51	0,718	24,46
UPN 240	33,2	240	85	9,5	13	13	6,5	42,3	184	M20	46	50	0,775	23,34
UPN 260	37,9	260	90	10	14	14	7	48,3	200	M22	50	52	0,834	22,00
UPN 280	41,8	280	95	10	15	15	7,5	53,3	216	M22	52	57	0,890	21,27
UPN 300	46,2	300	100	10	16	16	8	58,8	232	M24	55	59	0,950	20,58
UPN 320	59,5	320	100	14	17,5	17,5	8,75	75,8	246	M22	58	62	0,982	16,50
UPN 350	60,6	350	100	14	16	16	8	77,3	282	M22	56	62	1,047	17,25
UPN 380	63,1	380	102	13,5	16	16	8	80,4	313	M24	59	60	1,110	17,59
UPN 400	71,8	400	110	14	18	18	9	91,5	324	M27	61	62	1,182	16,46

UPN PROFILATI A U NORMALI EUROPEE - dati statici

							Dati s	tatici							CI	assif	icazio	ne
Designazione nominale	l _v	W _{el.y}	W _{pl v}	i_V	A_{yz}	l _z	$w_{\text{el.z}}$	$W_{pl.z}$	iz	ss	Ι _t	$I_{W}^{10^{-3}}$	y _s	Уm	Fless	_	Compr	
nominale	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	cm ⁴	cm ⁶	cm	cm	\$ 235	\$ 355	\$ 235	\$ 355
UPN 80	106	26,5	31,8	3,10	5,10	19,4	6,36	12,1	1,33	19,4	2,16	0,17	1,45	2,67	1	1	1	1
UPN 100	206	41,2	49,0	3,91	6,46	29,3	8,49	16,2	1,47	20,3	2,81	0,41	1,55	2,93	1	1	1	1
UPN 120	364	60,7	72,6	4,62	8,80	43,2	11,1	21,2	1,59	22,2	4,15	0,90	1,60	3,03	1	1	1	1
UPN 140	605	86,4	103	5,45	10,41	62,7	14,8	28,3	1,75	23,9	5,68	1,80	1,75	3,37	1	1	1	1
UPN 160	925	116	138	6,21	12,60	85,3	18,3	35,2	1,89	25,3	7,39	3,26	1,84	3,56	1	1	1	1
UPN 180	1 350	150	179	6,95	15,09	114	22,4	42,9	2,02	26,7	9,55	5,57	1,92	3,75	1	1	1	1
UPN 200	1 910	191	228	7,70	17,71	148	27,0	51,8	2,14	28,1	11,9	9,07	2,01	3,94	1	1	1	1
UPN 220	2 690	245	292	8,48	20,62	197	33,6	64,1	2,30	30,3	16,0	14,6	2,14	4,20	1	1	1	1
UPN 240	3 600	300	358	9,22	23,71	248	39,6	75,7	2,42	31,7	19,7	22,1	2,23	4,39	1	1	1	1
UPN 260	4 820	371	442	9,99	27,12	317	47,7	91,6	2,56	33,9	25,5	33,3	2,36	4,66	1	1	1	1
UPN 280	6 280	448	532	10,90	29,28	399	57,2	109	2,74	35,6	31,0	48,5	2,53	5,02	1	1	1	1
UPN 300	8 030	535	632	11,70	31,77	495	67,8	130	2,90	37,3	37,4	69,1	2,70	5,41	1	1	1	1
UPN 320	10 870	679	826	12,10	47,11	597	80,6	152	2,81	43,0	66,7	96,1	2,60	4,82	1	1	1	1
UPN 350	12 840	734	918	12,90	50,84	570	75,0	143	2,72	40,7	61,2	114	2,40	4,45	1	1	1	1
UPN 380	15 760	829	1 014	14,00	53,23	615	78,7	148	2,77	40,3	59,1	146	2,38	4,58	1	1	1	1
UPN 400	20 350	1 020	1 240	14,90	58,55	846	102	190	3,04	44,0	81,6	221	2,65	5,11	1	1	1	1

Figura 3.16 – Dati geometrici travi UPN (Fonte: www.promozioneacciaio.it)

In generale, è importante notare che a parità di area della sezione (e quindi a parità di massa dell'elemento strutturale) le caratteristiche di resistenza di un profilato dipendono da come la massa risulta distribuita (o meglio "centrifugata") rispetto agli assi baricentrali Z e Y. Ad esempio, tenendo conto del prospetto qualitativo riportato in tabella 3.2 (relativamente al parametro W modulo di resistenza per la verifica di resistenza alle sollecitazioni flettenti), si può notare che, in funzione del diverso profilo scelto, fissato il peso, le caratteristiche di resistenza variano in funzione della distribuzione geometrica delle masse. La tabella 3.3 illustra questo aspetto mettendo a paragone differenti sezioni di profilato con peso per metro lineare simile.

Profilo	Kg/ml		o <i>d'inerzia</i> m⁴]		di inerzia m³]	Raggio d'inerzia [cm]		
		J max.	J min.	W max.	W min.	i max.	i min.	
Travi IPE 100	8,1	171	16	34	6	4	1,2	
Profilato cavo tubolare 101,6 x 3,2	7,8	120	120	24	24	3,5	3,5	
Tondo pieno di 36	8	8,2	8,2	4,6	4,6	0,8	0,8	
Profilato cavo quadrato 70 x 70 x 4	8	72	72	21	21	2,7	2,7	
Quadrato pieno di 32	8	8,7	8,7	5,5	5,5	0,9	0,9	
Profilato cavo rettangolare 90 x 50 x 4	8,1	107	42	24	17	3,2	2	

Tabella 3.3 – Confronto delle caratteristiche d'inerzia di differenti profili con peso per metro lineare simile.

3.4 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in acciaio

3.4.1 Elementi sollecitati a flessione, pressoflessione deviata o instabilità

In una trave di acciaio semplicemente inflessa (ad esempio, una trave porta solaio) le principali sollecitazioni sono il momento flettente M_{Sd} e il taglio V_{Sd} . In generale, conviene distinguere per la trave due tipi di vincoli:

- semplice appoggio;
- · incastro perfetto.

Il primo schema di vincolo viene generalmente assunto per verificare la trave all'

- inflessione (verifica delle frecce) e
- alla resistenza (verifica sulle tensioni).

Il secondo tipo di vincolo riguarda direttamente la valutazione delle tensioni indotte nel materiale presente nella zona d'incastro: si pensi ad esempio, ad una trave metallica i cui estremi vengano incassati all'interno di una parete in muratura. È necessario eseguire infatti un'apertura tale da rendere possibile, dopo la fase di getto della soletta, la formazione di una sottomurazione in grado di incastrare saldamente l'elemento resistente, evitando di fare un semplice riempimento di rimbocco. Pertanto, la verifica in sé dell'elemento metallico diventa un problema secondario rispetto alla verifica delle massime tensioni scaricate sulla muratura nell'incastro.

In particolare, volendo definire il profilato idoneo al carico del solaio da portare, si può utilizzare per le sezioni di *Classe 1* e 2 la seguente formulazione per una veloce verifica a flessione retta:

$$M_{Sd} \le M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}.$$
 [3.1]

Mentre, per le sezioni di Classe 3, si può utilizzare la relazione:

$$M_{Sd} \le M_{el,Rd} = \frac{W_{el,\min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}.$$
 [3.2]

Infine, per le sezioni di Classe 4, si utilizza la relazione:

$$M_{Sd} \le M_{c,Rd} = \frac{W_{\text{eff,min}} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}.$$
 [3.3]

dove:

- M_{Sd} è il valore di progetto della sollecitazione flettente (stato limite ultimo);
- f_{vk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio utilizzato;
- W_{pl} è il modulo di resistenza plastico della sezione (letto da profilario);
- W_{el,min} è il valore del modulo resistente elastico minimo della sezione (letto da profilarlo): minimo nel senso di tenere conto di eventuali fori sulle piattabande per le bullonature;
- W_{eff,min} è calcolato eliminando le parti delle sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali (vedere UNI EN 1993-1-5): valore minimo nel senso di tenere conto di eventuali fori sulle piattabande per le bullonature. Ad esempio, per le sole travi inflesse "a doppio T", in prima approssimazione, si può considerare la presenza delle sole piattabande (depurate dei fori per le bullonature);
- γμω è pari a 1,05 (secondo NTC e 1,10 secondo EC3) per la verifica della
 resistenza a flessione di tutte le sezioni (Classi 1, 2, 3 e 4).

In via approssimata, per tutte e 4 le classi di travi ma del solo tipo IPE o HE, è possibile per un primo predimensionamento utilizzare direttamente la seguente

formulazione approssimata che evita la necessità di conoscere il valore preciso dei moduli di resistenza *W*. Lo schema in figura 3.17 illustra quanto detto.

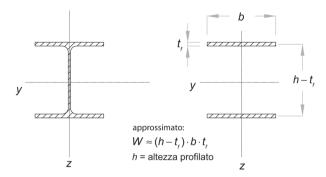


Figura 3.17 – Schema per la valutazione orientativa del modulo di resistenza W di un profilato I, H o C.

In sostanza, questa procedura semplificata equivale a trascurare del tutto l'anima al contributo dell'equilibrio alle sollecitazioni flettenti. Pertanto, anche ne caso di eventuali imbozzamenti di parti compresse dell'anima di profilati di Classe 4, soggetti ad eventuali eccentricità, e di forma a doppio T, la procedura considera tutta l'anima come zona non efficace.

In particolare, negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza di fori nelle piattabande dei profili può essere trascurate nel calcolo del momento resistente a patto che risulti verificata la seguente relazione:

$$\frac{A_{f,net}}{A_f} \ge 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}};$$

avendo indicato con:

- A_{f,net} la sezione della piattabanda depurata dei fori
- A_f la sezione lorda della piattabanda (in assenza di fori);
- f_{vk} la resistenza caratteristica dell'acciaio;
- f_{tk} la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio.

In particolare quando $A_{f,net}/A_f$ non rispettasse la suddetta limitazione, si può ovviare riducendo l'area A_f della piattabanda in modo da rientrare nella limitazione.

Come già anticipato nella parte relativa alle considerazioni di carattere generale, alla quale si rimanda, per la verifica di sezioni sottoposte a pressoflessione deviata ed eventualmente soggette all'instabilità per carichi assiali, volendo abbozzare una veloce verifica, si propone una formulazione semplificata in sicurezza dall'EC3 (versioni meno recenti), per sezioni laminate schematizzabili di Classe 1, 2 e sollecitate essenzialmente da presso flessione deviata:

$$\frac{N_{\text{Sd}}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1.5 \cdot M_{\text{Sd},y}}{W_{pl,y}} + \frac{1.5 \cdot M_{\text{Sd},z}}{\gamma_{M1}} \le 1.$$
 [3.4]

Per le sezioni laminate di Classe 3, sollecitate essenzialmente da presso flessione deviata:

$$\frac{N_{Sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{Sd,y}}{W_{el,y} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} + \frac{1,5 \cdot M_{Sd,z}}{W_{el,z} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}} \le 1.$$
 [3.5]

In particolare, per le sezioni di classe 1 e 2 (nell'eq. 3.4) vanno considerati i valori dei moduli di resistenza plastici W_{pl} , mentre per le sezioni di Classe 3 (nell'eq. 3.5) vanno considerati i valori dei moduli di resistenza elastici W_{el} , entrambi letti dal profilarlo.

In particolare, i coefficienti moltiplicatori k_y e k_z delle sollecitazioni flettenti (già in termini di stato limite ultimo) sono stati moltiplicati direttamente per il loro valore massimo consentito ($k_y = k_z = 1,5$), sia per rendere i calcoli meno lunghi e complessi e sia per compensare l'eventuale analisi dei carichi fatta in maniera sbrigativa per poter abbozzare subito un primo calcolo, anche in termini di resistenza (almeno per elementi non eccessivamente tozzi). Inoltre, ricalcando praticamente le Istruzioni CNR, si accetta sbrigativamente e per sicurezza la posizione:

$$\chi_{\min} \simeq \frac{1}{\omega},$$

con ω letto direttamente da tabella (prospetti 7 nelle CNR 10011/95) e valutato sempre considerando il valore minore i_{min} del giratore di inerzia per il calcolo della snellezza λ . Si approfitta per ribadire, comunque, che le formulazioni approssimate in sicurezza (eg. 3.4 e 3.5) dedotte dall'EC3 considerano, per velocizzare i calcoli, i valori massimi delle sollecitazioni di progetto N_{Sd} , $M_{Sd,v}$ e $M_{Sd,z}$ (considerati quindi per semplicità costanti lungo l'elemento strutturale). A tal proposito, è stato oltremodo dimostrato da prove sperimentali che già le formule per la verifica dell'instabilità così come presentate nel corpo normativo dell'EC3 sono conservative anche per le verifiche di resistenza qualora si considerino per le sollecitazioni flettenti i valori massimi come costanti, e/o si verifichino sezioni "a doppio T" (HE, in particolare) dotate di elevato fattore di forma (quindi quando sollecitate lungo il loro lato "forte": fig. 1.10). In generale, indipendentemente dal tipo di norma di calcolo utilizzata, tutte le verifiche all'instabilità che tengano conto dell'andamento delle sollecitazioni flettenti lungo l'asse dell'elemento, nel caso particolare di distribuzione lineare intrecciata (ad es. triangolare o bitriangolare) e per basse snellezze, potrebbero non essere conservative rispetto ad una normale verifica locale di resistenza.

3.4.2 Elementi sollecitati al taglio e torsione

In ogni sezione trasversale della trave o della colonna, il valore del taglio di progetto (stato limite ultimo) deve soddisfare la seguente relazione (approssimata in sicurezza):

$$V_{Sd} \le V_{c,Rd} = \beta_T \cdot 0.577 \cdot d \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}};$$
[3.6]

a patto che risulti (nessun effetto di instabilità dell'anima):

$$\frac{d}{t_w} \le 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}[MPa]}};$$

dova

- β_T è un opportuno coefficiente (mai maggiore di 1), indicato in questa sede, per tenere in conto l'eventuale presenza o meno di sollecitazioni torcenti (pari all'unità in assenza di torsione):
- d è la lunghezza del tratto di anima costante (per sezioni I, H o C);
- t_w è lo spessore costante dell'anima;
- f_{yk} è la resistenza caratteristica dell'acciaio usato;
- γ_{M0} è pari a 1,05 (secondo NTC e 1,10 secondo EC3) per tutte le classi di sezioni.

In particolare, si possono trascurare i fori delle giunzioni sull'anima quando risulti:

$$\frac{A_{v,net}}{A_v} \ge \frac{f_{yk}}{f_{tk}};$$

dove:

A_{n,net} è l'area dell'anima depurata dei fori;

- A_v è l'area integra di anima;
- f_{tk} è la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio usato.

In presenza anche di torsione, il valore del parametro β_T non può considerarsi più pari all'unità ma pari al valore:

$$\beta_T \simeq \sqrt{1 - \frac{1,45 \cdot \tau_{t,Sd}}{f_{vk}}} \quad \in (0;1);$$

dove con $\tau_{t,Sd}$ si è indicata la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Infine, quando la sollecitazione tagliante di progetto V_{Sd} è talmente intensa da risultare: $V_{Sd} > 0, 5 \cdot V_{c,Rd}$. [3.7]

Allora posto:

$$\rho = \left\lceil \frac{2 \cdot V_{Sd}}{V_{c,Rd}} - 1 \right\rceil^2,$$

almeno per sezioni trasversali ad I o H di Classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, si può considerare il seguente valore ridotto del modulo di resistenza flessionale (approssimato in sicurezza):

$$(W_i)_{\text{eff}} = \left[W_i - \frac{\rho \cdot d^2 \cdot t_w}{4}\right];$$

dove con il simbolo W_i è stato indicato in maniera generale il particolare valore (plastico, elastico o effettivo minimo) a seconda della classe del profilato.

3.4.3 Elementi sollecitati essenzialmente da trazione: tiranti

Per le membrature soggette a trazione assiale, il valore di progetto della forza di trazione N_{Sd} in corrispondenza di ciascuna sezione trasversale del profilato deve rispettare la seguente condizione:

$$N_{Sd} \leq \min \left\{ \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}; \quad 0,9 \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\};$$

ovvero deve risultare al minore dei due valori indicati tra parentesi graffe. In particolare, per poter rispettare la gerarchia delle resistenze in condizioni sismiche, la resistenza plastica di progetto della sezione A in assenza di fori per le giunzioni deve risultare inferiore della resistenza ultima di rottura su sezioni nette A_{net} (in presenza di fori). Questo si traduce semplicemente verificando che risulti:

$$\frac{A_{net}}{A} \ge 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}};$$

avendo indicato con:

- A_{net} la sezione trasversale del profilato depurata dei fori
- A la sezione lorda del profilato (in assenza di fori);
- f_{vk} la resistenza caratteristica dell'acciaio;
- f_{tk} la resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio.

3.4.4 Verifiche di classificazione delle sezioni

Generalmente, per le strutture ordinarie di tipo civile, vengono utilizzati profilati con piastre di spessore non maggiore di 40 mm. Pertanto, impiegando un acciaio (con t < 40 mm e con resistenza caratteristica pari a f_{vk} , si calcola il valore del parametro ε :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}[N/mm^2]}};$$

e detto, ad esempio, con c = b/2 (metà ampiezza della piattabanda, nel caso di sezioni laminate a I o H), si calcolano i valori limite dei rapporti larghezza-spessore delle lamiere componenti la sezione. In questo modo, è possibile classificare la sezione:

nelle piattabande:	$c/t_f \leq 10\varepsilon$	Classe 1
	$10\varepsilon < c/t_f \le 11\varepsilon$	Classe 2
	$11\varepsilon < c/t_f \le 15\varepsilon$	Classe 3
nelle anime:	$d/t_w \leq 72\varepsilon$	Classe 1
	$72\varepsilon < d/t_w \leq 83\varepsilon$	Classe 2
	$83\varepsilon < d/t_w < 124\varepsilon$	Classe 3.

Qualora, in generale, l'anima della sezione fosse soggetta prevalentemente a compressione invece che a sola flessione, si adotteranno limitazioni più severe, espresse dalle seguenti condizioni:

nelle anime:	$d/t_w \leq 33\varepsilon$	Classe 1
	$72\varepsilon < d/t_w \leq 33\varepsilon$	Classe 2
	$83\varepsilon < d/t_w < 42\varepsilon$	Classe 3.

In generale, secondo l'EC3, le sezioni si definiscono di:

- Classe 1: vengono classificate sezioni duttili quando sono in grado di sufficienti deformazioni che permettono una ridistribuzione dei momenti; dimostrando quindi discrete capacità dissipative in tutto il campo plastico, una volta superata la soglia dello snervamento nelle fibre compresse più distanti dall'asse neutro;
- Classe 2: vengono classificate sezioni compatte quando sono in grado di superare la soglia dello snervamento (nelle fibre compresse più distanti dall'asse neutro), entrando in campo plastico; ma le rotazioni per deformazione sono limitate dall'insorgere di fenomeni di imbozzamento in alcune parti delle lamiere in compressione;
- Classe 3: vengono classificate sezioni semicompatte quelle sezioni che, una volta raggiunta la soglia dello snervamento (nelle fibre compresse più distanti dall'asse neutro), non sono in grado di penetrare oltre in campo plastico a causa dell'innesco di imbozzamenti locali per lamiere in compressione:
- Classe 4: vengono classificate sezioni snelle sensibili nei confronti di imbozzamenti locali per tensioni di compressione di entità inferiore al limite di snervamento.

I valori da adottare per il coefficiente parziale di sicurezza dell'acciaio γ_M si deducono infine dal seguente prospetto (NTC):

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

Oppure dal seguente (EC3), a seconda della norma di calcolo utilizzata:

Per resistenza delle sezioni di Classe 1-2-3-4	$\gamma_{MO} = 1,10$
Per resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,10$
Per resistenza delle sezioni nette sui fori dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,20$

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{(11,62 \text{ cm}^2)}{(16,43 \text{ cm}^2)} = 0,707 < 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} = 1,32 \cdot \frac{(27,5 \text{ kN/cm}^2)}{(43,0 \text{ kN/cm}^2)} = 0,844,$$

non rispettata.

Caso 2. Nel caso di sezione con bullonature nelle sole piattabande, si ha:

numero fori anima:

 $N_{anima} = 0$

 $N_{flange} = 4$;

numero fori piattabande:

Area complessiva fori (trasversale):

 $A_{tot,fori} = \varnothing_{foro} \cdot (t_f \cdot N_{flance} + t_w \cdot N_{anima}) = 3,59 \text{ cm}^2;$

sezione netta in corrispondenza dei fori:

$$A_{net} = A - A_{tot,fori} = (16,43 \text{ cm}^2) - (3,59 \text{ cm}^2) = 12,84 \text{ cm}^2$$
.

Tipo di acciaio adottato:

tensione caratteristica di snervamento:

tensione caratteristica di rottura:

 $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2 = 27.5 \text{ kN/cm}^2;$ $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2 = 43.0 \text{ kN/cm}^2;$

Si calcola:

$$\frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{(16,43 \text{ cm}^2) \cdot (27,5 \text{ kN/cm}^2)}{1,05} = 430 \text{ kN};$$

$$0.9 \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M0}} = 0.9 \frac{(12,84 \text{ cm}^2) \cdot (43,0 \text{ kN/cm}^2)}{1,25} = 397 \text{ kN}.$$

La resistenza trasversale a trazione per il profilato è verificata, essendo:

$$N_{\text{Sd}} = 290 \text{ kN} \leq \min \left\{ \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}; \quad 0,9 \frac{A_{\text{net}} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \right\} = 397 \text{ kN} \ .$$

Verifica richiesta di duttilità in trazione

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{(12,84 \text{ cm}^2)}{(16,43 \text{ cm}^2)} = 0,781 < 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} = 1,32 \cdot \frac{(27,5 \text{ kN/cm}^2)}{(43,0 \text{ kN/cm}^2)} = 0,844 ,$$

non rispettata

OSSERVAZIONI. Volendo, ad esempio, mantenere la bullonatura con M12 e ipotizzando la sezione trasversale con il maggior numero di fori pari a 4 (2 sulla piattabanda superiore e 2 sulla piattabanda inferiore), l'unico profilato a doppio T che riesce a rispettare la verifica di richiesta di duttilità in trazione è l'IPE200 (anche se al limite). Infatti, risulterebbe:

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{(24,10 \text{ cm}^2)}{(28,50 \text{ cm}^2)} = 0.845 > 1.32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} = 1.32 \cdot \frac{(27,5 \text{ kN/cm}^2)}{(43,0 \text{ kN/cm}^2)} = 0.844 \text{ .}$$

Verifica richiesta duttilità in trazione rispettata.

Se poi, mantenendo ad esempio il profilato IPE200, si utilizzassero dei bulloni di classe M16. si avrebbe:

numero fori anima:

 $N_{anima} = 0;$

numero fori piattabande:

 $N_{\text{flance}} = 4$:

Area complessiva fori (trasversale, con \varnothing_{foro} = 18 mm):

$$A_{tot,fori} = \varnothing_{foro} \cdot (t_f \cdot N_{flange} + t_w \cdot N_{anima}) = 6,12 \text{ cm}^2;$$

sezione netta in corrispondenza dei fori:

$$A_{net} = A - A_{tot,fori} = (28,50 \text{ cm}^2) - (6,12 \text{ cm}^2) = 22,38 \text{ cm}^2$$
.

Tipo di acciaio adottato:

tensione caratteristica di snervamento:

 $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2 = 27.5 \text{ kN/cm}^2$, $f_{tk} = 430 \text{ N/mm}^2 = 43.0 \text{ kN/cm}^2$;

tensione caratteristica di rottura:

Si calcola:

$$\begin{split} \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} &= \frac{(28,50 \text{ cm}^2) \cdot (27,5 \text{ kN/cm}^2)}{1,05} = 746 \text{ kN} \; ; \\ 0.9 \frac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} &= 0.9 \frac{(22,38 \text{ cm}^2) \cdot (43,0 \text{ kN/cm}^2)}{1,25} = 692 \text{ kN} \; . \end{split}$$

La resistenza trasversale a trazione per il profilato è verificata, essendo:

$$N_{Sd} = 290 \; kN \le \min \left\{ rac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}; \;\; 0,9 rac{A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}}
ight\} = 692 \; kN \; .$$

Verifica richiesta di duttilità in trazione:

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{(22,38~cm^2)}{(28,50~cm^2)} = 0,785 < 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} = 1,32 \cdot \frac{(27,5~kN/cm^2)}{(43,0~kN/cm^2)} = 0,844~,$$
 non rispettata.

ESEMPIO. Si verifichi la sola richiesta di duttilità in trazione di un profilato HEA360 in zona sismica. Si considerino i dettagli di carpenteria riportati nella figura 3.18.

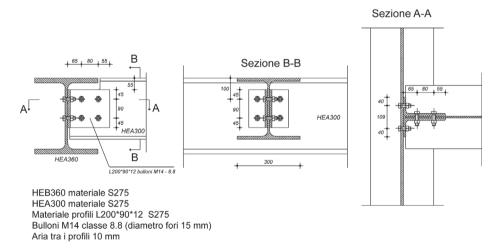


Figura 3.18 – Dettagli di carpenteria per la verifica di duttilità in trazione

SOLUZIONE. Dai dati in figura 3.7 e 3.8, in corrispondenza del profilato HEA360, si legge:

area della sezione: $A = 142,80 \text{ cm}^2;$ spessore anima: $t_w = 10 \text{ mm} = 1,00 \text{ cm};$ spessore piattabanda: $t_f = 17,5 \text{ mm} = 1,75 \text{ cm};$

Inoltre, in funzione della bullonatura:

bulloni utilizzati: M14; diametro utile bullone: 14 mm; diametro forature nel profilato: $\varnothing_{\text{foro}} = 15 \text{ mm} = 1,5 \text{ cm}$;

Calcolo area fori (complessivi)

numero fori anima (dettagli fig. 3.18):

 $N_{anima} = 2;$ $N_{flange} = 0;$

numero fori piattabande:

Area complessiva fori (trasversale):

$$A_{tot,fori} = \varnothing_{foro} \cdot (t_f \cdot N_{flange} + t_w \cdot N_{anima}) = 3,00 \text{ cm}^2;$$

sezione netta in corrispondenza dei fori:

$$A_{net} = A - A_{tot,fori} = (142,80 \text{ cm}^2) - (3,00 \text{ cm}^2) = 139,80 \text{ cm}^2$$
.

Tipo di acciaio adottato:

tensione caratteristica di snervamento:

 $f_{yk} = 235 \text{ N/mm}^2 = 23.5 \text{ kN/cm}^2;$ $f_{tk} = 360 \text{ N/mm}^2 = 36.0 \text{ kN/cm}^2;$

tensione caratteristica di rottura:

Richiesta di duttilità in trazione in zona sismica:

$$\frac{A_{net}}{A} = \frac{(139,80 \text{ cm}^2)}{(142,80 \text{ cm}^2)} = 0,979 > 1,32 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} = 1,32 \cdot \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{(36,0 \text{ kN/cm}^2)} = 0,862 \text{ ,}$$

Verifica richiesta duttilità in trazione rispettata.

ESEMPIO. Si voglia verificare dettagliatamente agli stati limite i profilati metallici HE100B, posti ad interasse di 1.0 m, utilizzati per sorreggere una tettoia a sbalzo con un aggetto netto di L = 120 cm e che presenta uno spessore (rustico) di 12 cm. La tettoia (fig. 3.19) sia costituita da travi H in acciaio e tavelloni con getto di soletta in cls di 3 cm. Si tenga presente che eventuali instabilità flessotorsionali per la trave metallica si possono ragionevolmente trascurare in virtù dell'alloggiamento della trave all'interno del getto. Si ipotizzi infine che la tettoia sia in zona sismica.

SOLUZIONE. Per un veloce conto di massima, si fissa la seguente analisi dei carichi (valori caratteristici):

manto impermeabilizzante:

 5 kg/m^2 :

soletta armata con rete elettrosaldata (spess. 3 cm):

 75 kg/m^2 ; 30 kg/m²;

• intonaco (2 cm in intradosso):

30 kg/m²

annegamento profilo in cls:

20 kg/m²:

Totale distribuiti: 160 kg/m². peso concentrato cordolo di testata (10 cm x 14 cm):

 $(2500 \text{ kg/m}^3) \cdot (0.1 \text{ m}) \cdot (0.14 \text{ m}) \cdot (1.00 \text{ m}) = 35 \text{ kg/m}$

peso lineare profilo:

tavelloni da 8 cm:

20 kg/m:

sovraccarico neve (orientativo):

 100 kg/m^2 .

Si prende in considerazione, quindi, il profilato di tipo HE100B. Fissando l'interasse di i = 1,0 m tra i profilati metallici, si ha:

- pesi propri e permanenti portati (distribuiti lungo l'estradosso del profilato): $g_{k1} = (160 + 20) \text{ daN/m} = 180 \text{ daN/m};$ P_{k2} = 35 daN (concentrato sull'estremo dello sbalzo);
- sovraccarico variabile per neve (distribuiti lungo l'estradosso del profilato): $q_k = 100 \text{ daN/m}$.

Calcolo carichi di progetto (SLU):

pesi propri e permanenti portati: $g_{u1} = 1.35 \cdot G_{k1} = 1.35 \cdot (180 \text{ daN/m}) = 243 \text{ daN/m} = 2.43 \text{ kN/m}$

$$P_{u2} = 1.35 \cdot G_{k2} = 1.35 \cdot (35 \text{ daN}) = 47 \text{ daN} = 0.47 \text{ kN};$$

sovraccarico variabile per neve:
 q_{II} = 1,5·Q_k = 1,5·(100 daN/m) = 150 daN/m = 1,50 kN/m.

Calcolo sollecitazione flettente di progetto (SLU) nella sezione all'incastro:

$$M_{Sd} = \frac{1}{2} \cdot [g_{u1} + q_u] \cdot L^2 + P_{u2} \cdot L;$$

$$M_{Sd} = \frac{1}{2} \cdot [(2,43 \text{ kN/m}) + (1,50 \text{ kN/m})] \cdot (1,20 \text{ m})^2 + [(0,47 \text{ kN}) \cdot (1,20 \text{ m})] = 3,4 \text{ kNm}.$$

Calcolo sollecitazione tagliante di progetto (SLU) all'incastro:

$$V_{Sd} = [g_{u1} + q_{u}] \cdot L + P_{u2} = [(3.93 \text{ kN/m})] \cdot (1.20 \text{ m}) + (0.47 \text{ kN}) = 5.2 \text{ kN}.$$

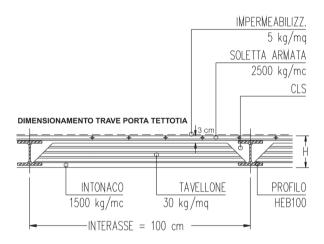


Figura 3.19 – Schema struttura alleggerita in acciaio, tavelloni e calcestruzzo.

Considerando la tettoia in zona sismica, si aumentano forfetariamente le sollecitazioni calcolate del 40%. Quindi si hanno le nuove sollecitazioni di progetto sismiche:

• momento flettente: $M_{Sd} = 1,4 \cdot (3,4 \text{ kNm}) = 4,76 \text{ kNm} = 476 \text{ kNcm};$ • sollecitazione tagliante: $V_{Sd} = 1,4 \cdot (5,2 \text{ kN}) = 7,28 \text{ kN}.$

Ipotizzando per il profilato una Classe 1 o 2, e un acciaio S235 (f_{yk} = 235 N/mm^2), dall'eq. 3.1 si ricava il valore minimo del modulo di resistenza plastico:

$$M_{\text{Sd}} \le M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl \text{min}} = \frac{\gamma_{M0} \cdot M_{\text{Sd}}}{f_{yk}} = \frac{1,05 \cdot (476 \text{ kNcm})}{(23,5 \text{ kN/cm}^2)} = 21,3 \text{ cm}^3.$$

Dalla fig. 3.11, si nota che il profilato HE100B rientra ampiamente nella verifica di resistenza a flessione con $W_{pl,y} = 104,20 \text{ cm}^3 > 21,3 \text{ cm}^3$. Si legge, in particolare:

• area della sezione: $A = 26,04 \text{ cm}^2;$

• momento d'inerzia (lato forte): $J_y = 449.5 \text{ cm}^4$; • larghezza piattabanda: b = 100 mm;

• altezza costante dell'anima: d = 56 mm = 5,6 cm;

• spessore anima: $t_w = 6.0 \text{ mm} = 0.60 \text{ cm}$; spessore piattabanda: $t_f = 10.0 \text{ mm} = 1.00 \text{ cm}$;

Risulta:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{vk}[N / mm^2]}} = \sqrt{\frac{235}{(235 N / mm^2)}} = 1$$
; e posto $c = b/2 = 50 mm$ si ha:

$$c/t_f = 5 \le 10\varepsilon = 10$$

Classe 1

nelle anime:

$$d/t_w = 5, 6 \le 72\varepsilon = 72$$

Classe 1

quindi, in particolare, nessuna instabilità nell'anima per taglio:

$$\frac{d}{t_w} \le 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}[MPa]}}$$

Calcolo delle sollecitazioni taglianti (assenza di torsione β_T = 1):

$$V_{Sd} \leq V_{c,Rd} = \beta_T \cdot 0,577 \cdot d \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}};$$

$$V_{Sd} = 5,2 \text{ kN} \leq V_{c,Rd} = \beta_T \cdot 0,577 \cdot d \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} =$$

$$= 1 \cdot 0,577 \cdot (5,6 \text{ cm}) \cdot (0,60 \text{ cm}) \cdot \frac{(23,5 \text{ kN/cm}^2)}{1,05} = 43 \text{ kN}.$$

Risultando ovviamente $V_{Sd} < 0.5 \cdot V_{c,Rd}$, non è necessario prendere in considerazione l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Utilizzando ora i carichi caratteristici, si procede quindi alla verifica dello stato limite di esercizio alle deformazioni (vedere considerazioni al par. 1.5.7). Valore della freccia elastica per solo carico variabile (stesa costante e uniforme):

$$f_{el\ q} = \frac{q_k \cdot L^4}{8 \cdot EJ} = \frac{(15\ N/\ cm) \cdot (120\ cm)^4}{8 \cdot (2,06 \cdot 10^7\ N/\ cm) \cdot (449,5\ cm^4)} = 0,04\ cm$$

Risulta per il solo sovraccarico neve (schema di mensola):

$$f_{el\ q} = 0.04\ cm < \frac{2 \cdot L}{250} = \frac{2 \cdot (120\ cm)}{250} = 0.96\ ,$$

verificato entro il limite (coperture in generale). Avendo verificato sul doppio dello sbalzo perché trattasi di mensola. Valore della freccia elastica carichi permanenti (stesa costante e uniforme + concentrato):

$$f_{el\ p} = \frac{g_{k1} \cdot L^4}{8 \cdot EJ} + \frac{P_{k2} \cdot L^3}{3 \cdot EJ} =$$

$$f_{elp} = \frac{(18 \, N/cm) \cdot (120 \, cm)^4}{8 \cdot (2,06 \cdot 10^7 \, N/cm) \cdot (449,5 \, cm^4)} + \frac{(35 \, daN) \cdot (120 \, cm)^3}{3 \cdot (2,06 \cdot 10^7 \, N/cm) \cdot (449,5 \, cm^4)} = \frac{(18 \, N/cm) \cdot (120 \, cm)^4}{100 \, (120 \, cm)^4} = \frac{(18 \, N/cm)$$

$$f_{elp} = 0.050 \ cm + 0.002 \ cm = 0.05 \ cm$$
.

Considerando la freccia complessiva (permanenti + variabili):

Considerando la freccia complessiva (permanenti + variabili):
$$f_{el \ tot} = f_{el \ q} + f_{el \ p} = (0.04 \ cm) + (0.05 \ cm) = 0.09 \ cm < \frac{2 \cdot L}{200} = \frac{2 \cdot (120 \ cm)}{200} = 1.2 \ .$$

Il profilato HE100B, stante l'ordine di grandezza dei carichi supposti rispetta le verifiche allo stato limite ultimo (resistenza) e di esercizio (deformabilità). Come si può notare, la verifica di resistenza è rispettata con ampio margine sia per la flessione che per il taglio. Viceversa, la verifica allo stato limite di deformazione è rispettata quasi al limite. Si procede ora ad una verifica spedita della resistenza della muratura all'incastro. Si suppone che sia stata eseguita un'apertura e una sottomurazione in grado di incastrare saldamente all'interno di un ammorsamento per almeno $\Delta L = 25$ cm di profilato. Indicando con $b \cdot \Delta L$ l'impronta dell'ammorsamento a contatto con la muratura, si calcola il modulo di resistenza della muratura reagente:

$$W_{muro} = \frac{b \cdot \Delta L^2}{6} = \frac{(20 \text{ cm}) \cdot (25 \text{ cm})^2}{6} = 2080 \text{ cm}^3.$$

Si stima così la tensione di scarico dal profilato sulla muratura:

nelle piattabande: $c/t_f = (67,5 \text{ mm})/(10,2 \text{ mm}) = 6,6 \le 10 \varepsilon = 10$ Classe 1 nelle anime: $d/t_w = (219,6 \text{ mm})/(6,6 \text{ mm}) = 33,3 \le 72 \varepsilon = 72$ Classe 1

quindi, in particolare, nessuna instabilità nell'anima per taglio:

$$\frac{d}{t_w} \le 72 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}[MPa]}}$$

OSSERVAZIONI. Successivamente, volendo eseguire speditamente sul profilato scelto ulteriori verifiche alle sollecitazioni flettenti e al taglio, in funzione di ulteriori combinazioni di carico, si può utilizzare lo schema approssimato riportato in figura 3.17. In questo modo, facendo per sicurezza assorbire la sollecitazione flettente alle sole piattabande e la sollecitazione tagliante alla sola anima, si calcola (vedere dimensioni in figura 3.20):

$$\begin{split} \sigma_{\rm MS} &= \frac{M_{\rm Sd}}{W_{\rm pl,y}} \simeq \frac{M_{\rm Sd}}{\left(h - t_{\rm f}\right) \cdot b \cdot t_{\rm f}} = \frac{M_{\rm Sd}}{\left(27 \ {\rm cm} - 1,02 \ {\rm cm}\right) \cdot (13,5 \ {\rm cm}) \cdot (1,02 \ {\rm cm})}; \\ \tau_{\rm S} &\simeq \frac{V_{\rm Sd}}{d \cdot t_{\rm w}} = \frac{V_{\rm Sd}}{(21,96 \ {\rm cm}) \cdot (0,66 \ {\rm cm})}. \end{split}$$

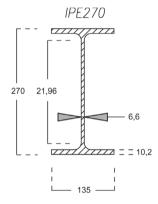


Figura 3.20 – Dimensioni geometriche principali profilato IPE270 (misure in mm).

Le verifiche delle tensioni massime potranno ridursi al controllo (Von Mises):

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{Ms}^2 + 3 \cdot \tau_s^2} \le \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}.$$

Nella figura 3.18 si riportano le dimensioni geometriche necessarie per poter eseguire le verifiche (approssimate in sicurezza) anche dal punto di vista delle tensioni.

ESEMPIO. Si debba progettare (caso 1) una trave di circa 9 metri di luce, che sia caricata all'estradosso sia da carichi distribuiti (permanenti e variabili) che da carichi concentrati (permanenti). Si immagini, ad esempio, che l'entità massima delle sollecitazioni di progetto allo stato limite ultimo sulla trave siano state valutate pari a (inviluppo massimo):

• sollecitazione flettente:

 $M_{Sd} = 270 \text{ kNm} = 27000 \text{ kNcm};$

sollecitazione tagliante:

 $V_{Sd} = 100 \text{ kN}.$

Si ritenga, inoltre, che la trave possa schematizzarsi vincolata con dei ritegni torsionali posti ad un interasse $L_{tors} = 3.0~m$ pari proprio all'interasse delle travi della seconda orditura che poggiano sulla piattabanda superiore del profilato da progettare. Infine, si supponga (caso 2) che le condizioni di vincolo e di carico siano tali che risulti cautelativo adottare un coefficiente di torsione β_T pari a circa 0.25. In ogni caso, per semplicità, si tralasci la verifica alle deformazioni in condizioni di stato limite di esercizio.

SOLUZIONE. Essendo la trave da progettare caricata direttamente sull'estradosso dalle travi metalliche della seconda orditura, è necessario verificare (prima ancora dello stato limite di esercizio per deformazione) l'instabilità allo svergolamento (instabilità flessotorsionale). A tal proposito, poiché le indicazioni fornite nelle nuove Norme per la verifica allo svergolamento richiedono dei calcoli abbastanza lunghi e onerosi, si propone una vecchia formulazione per eseguire la verifica a svergolamento in maniera spedita e in sicurezza. Si determina, almeno per profilati a doppio T laminati, il valore del coefficiente di amplificazione delle sollecitazioni flettenti:

$$\omega_{1} = 1,4 \cdot \frac{f_{yk}[N/mm^{2}]}{120510} \cdot \frac{h \cdot L_{tors}}{b \cdot t_{f}} \ge 1;$$
 [3.8]

verificando che risulti, per semplicità in funzione del massimo valore di M_{Sd} sulla trave:

$$\sigma = \frac{\omega_1 \cdot M_{Sd}}{W_{el}} \le \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}};$$
 [3.9]

dove:

- f_{yk} è la resistenza caratteristica a snervamento dell'acciaio, espressa in N/mm² (MPa);
- γ_{M1} il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza, pari a 1,05;
- *h* è l'altezza totale della sezione trasversale del profilato;
- L_{tors} è la distanza (maggiore) tra due ritegni torsionali successivi (nel caso di travi a sbalzo, con estremità non vincolate ad un profilo, si deve assumere L_{tors} pari a due volte la luce dello sbalzo);
- b è la larghezza della piattabanda;
- *t_f* è lo spessore della piattabanda.

Volendo unificare le due condizioni 3.8 e 3.9 in un'unica relazione, almeno per individuare le dimensioni geometriche orientative da assegnare la profilato, si pongono le seguenti approssimazioni (in sicurezza):

- M_{Sd} è il valore massimo del momento flettente lungo tutta la trave;
- W_{el} è il momento elastico della sezione e viene approssimato direttamente come prodotto della frazione dell'altezza $0,95 \cdot h$ del profilato per l'area della piattabanda $b \cdot t_{f_i}$

Si ottiene, quindi, la seguente espressione (approssimata in sicurezza almeno per profilati laminati a doppio T) per determinare l'ordine di grandezza di b e t_i :

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] > 1, 2 \cdot L_{tors}[cm] \cdot M_{Sd}[kNcm]$$
; [3.10]

rispettando le unità di misura indicate per le varie grandezze. In particolare, nel solo caso di mensola, si dovrà utilizzare per L_{tors} il doppio dello sbalzo e per M_{Sd} il valore medio tra l'incastro e l'estremo libero: $M_{Sd}/2$. In ogni caso, nella 3.10 il prodotto $L_{tors}\cdot M_{Sd}$ rimane invariato (almeno nei casi di carico uniforme o concentrato sull'estremo libero). Nel caso di questo esempio, sostituendo risulta numericamente: $(b \cdot t_r)^2 [mm^4] > 1.2 \cdot (300 \ cm) \cdot (27000 \ kNcm) = 9.7 \cdot 10^6$.

Parallelamente, in base alla posizione assunta in merito al calcolo di W_{el} :

$$\frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{M_{Sd}}{W_{el}} \simeq \frac{M_{Sd}}{0.95 \cdot h \cdot t_f \cdot b} \qquad \rightarrow \qquad 0.95 \cdot h \cdot t_f \cdot b \simeq \frac{\gamma_{M0} \cdot M_{Sd}}{f_{yk}} \; ,$$

sostituendo:

$$W_{\rm el} \simeq 0.95 \cdot h \cdot t_{\rm f} \cdot b = \frac{\gamma_{\rm M0} \cdot M_{\rm Sd}}{f_{\rm yk}} = \frac{1.05 \cdot (27000 \; kNcm)}{(23.5 \; kN \, / \, cm^2)} = 1206 \; cm^3 \, .$$

Caso1. A questo punto, dal profilario (ad esempio, figura 3.9), si vede che attorno al valore di W_{el} = 1200 cm² si possono considerare i profili da IPE450 in poi ($W_{el,y}$ = 1500 cm³). Fissando ad esempio l'IPE450 si calcola:

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(190) \cdot (14,6)]^2 = 7,7 \cdot 10^6 < 9,7 \cdot 10^6$$

la verifica all'instabilità per svergolamento però non è rispettata. Si prova con il profilo immediatamente superiore IPE500 ($W_{pl,v} = 1928 \text{ cm}^3$). Si ha:

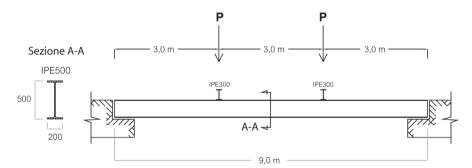
$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(200) \cdot (16)]^2 = 10,24 \cdot 10^6 > 9,7 \cdot 10^6$$

la verifica può considerarsi sufficientemente soddisfatta in virtù del fatto di aver considerato la massima sollecitazione flettente lungo tutta la trave (fig. 3.21). Avendo considerato il valore massimo della sollecitazione flettente M_{Sd} su tutta la trave, è automaticamente verificata anche la resistenza per flessione semplice. Si passa alla verifica alla sollecitazione tagliante.

Avendo adottato il profilo IPE500, si ha:

- area della sezione:
- momento d'inerzia (lato forte):
- larghezza piattabanda:
- altezza costante dell'anima:
- spessore anima:
- spessore piattabanda:

- $A = 115,5 \text{ cm}^2$
- $J_{v} = 48200 \text{ cm}^{4}$;
 - $b = 200 \ mm;$
- d = 426 mm = 42,6 cm;
- $t_w = 10.2 \ mm = 1.02 \ cm;$
- $t_f = 16.0 \text{ mm} = 1.60 \text{ cm}$;



TRAVE PORTANTE A FLESSIONE, TAGLIO E TORSIONE

Figura 3.21 – Schema statico della trave portante IPE500.

Risulta:

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_{yk}[N/mm^2]}} = \sqrt{\frac{235}{(235 \, N/mm^2)}} = 1$$
; e posto $c = b/2 = 100 \, mm$ si ha:

nelle piattabande:

 $c/t_f = 6,25 \le 10\varepsilon = 10$

Classe 1

nelle anime:

 $d/t_w = 41,7 \le 72\varepsilon = 72$

Classe 1

quindi, in particolare, nessuna instabilità nell'anima per taglio:

Totale permanenti:

Sovraccarico variabile di esercizio (civile abitazione):

 $G_k = 265 \text{ kg/m}^2$. $Q_k = 200 \text{ kg/m}^2$.

Calcolo carico di progetto gravante su singolo profilato (i = 70 cm): $p_u = [1,35\cdot(265 \text{ daN/m}^2) + 1,50\cdot(200 \text{ daN/m}^2)]\cdot(0,70 \text{ m}) = 658 \text{ daN/m} = 6,6 \text{ kN/m}$. Assumendo una luce pari a L = 4,0 m, si ha (trave appoggiata):

$$M_{Sd} = \frac{1}{8} \cdot p_u \cdot L^2 = 0,125 \cdot (6,6 \text{ kN/m}) \cdot (4 \text{ m})^2 = 13,2 \text{ kNm} = 1320 \text{ kNcm};$$

$$V_{Sd} = \frac{1}{2} \cdot p_u \cdot L = 0.5 \cdot (6.6 \text{ kN/m}) \cdot (4 \text{ m}) = 13.2 \text{ kN}.$$

Poiché la longarina è immersa nel getto di conglomerato, il fenomeno della deformazione (freccia elastica) e soprattutto dell'instabilità felssiotorsionale sono fortemente ridotti. Pertanto, sarà sufficiente dimensionare la trave con una semplice verifica di resistenza. Intanto si calcola:

$$W_{p/\min} = \frac{\gamma_{M0} \cdot M_{Sd}}{f_{vk}} = \frac{1,05 \cdot (1320 \text{ kNcm})}{(23,5 \text{ kN/cm}^2)} \simeq 59 \text{ cm}^3.$$

Da un comune profilario, si può impiegare una INP120 con $W_{pl,y} = 63,56 \text{ cm}^3 > W_{plmin} = 59 \text{ cm}^3$. A questo punto, volendo eseguire speditamente una verifica delle tensioni per flessione e taglio (stato di tensione pluriassiale), si calcola in base alle caratteristiche geometriche della INP120:

$$\sigma_{Ms} = \frac{M_{Sd}}{W_{pl,y}} = \frac{(1320 \text{ kNcm})}{(63,56 \text{ cm}^3)} = 20,8 \text{ kN/cm}^2;$$

$$au_{S} \simeq rac{V_{Sd}}{d \cdot t_{w}} = rac{(13, 2 \, kN)}{(9, 2 \, cm) \cdot (0, 77 \, cm)} = 1.9 \, kN \, / \, cm^{2} \; .$$

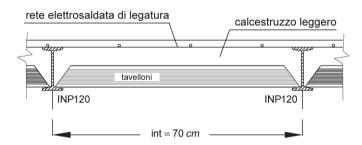


Figura 3.22 – Sezione trasversale del solaio realizzato in longherine INP con tavelloni e massetto di cls leggero.

Risulta intanto (con $f_{yk} = 23.5 \text{ kN/cm}^2 \text{ e } \gamma_{MO} = 1.05$):

• in mezzeria (massima sollecitazione flettente e taglio nullo):

$$\sigma_{Ms} = 20.8 \text{ kN/cm}^2 < \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 22.4 \text{ kN/cm}^2;$$

• sull'appoggio (massima tensione tagliante e momento trascurabile:

$$au_{\rm S} \simeq rac{V_{\rm Sd}}{d \cdot t_{\rm w}} = 1.9 \; kN \, / \, cm^2 < rac{f_{yk}}{\gamma_{\rm M0} \cdot \sqrt{3}} = 12.9 \; kN \, / \, cm^2 \; .$$

Inoltre, imponendo per sicurezza anche la verifica sugli appoggi nel caso di vincolo di incastro perfetto⁽¹⁾:

$$\sigma_{inc} = \frac{\sigma_{Ms}}{1.5} = \frac{20.8 \text{ kN/cm}^2}{1.5} = 14 \text{ kN/cm}^2 ,$$

si ha:

$$\sigma_{\text{id}} = \sqrt{\sigma_{\text{inc}}^2 + 3 \cdot \tau_s^2} = \sqrt{(14)^2 + 3 \cdot (1.9)^2} = 14.4 \; \text{kN/cm}^2 < \frac{f_{\text{yk}}}{\gamma_{\text{MO}}} = 22.4 \; \text{kN/cm}^2 \; ,$$

la sezione può essere considerata idonea e verificata. Nella figura 3.22 viene riportata la sezione trasversale del solaio.

ESEMPIO. Una trave in acciaio deve sostenere un apparato di illuminazione con uno sbalzo di circa L=4 metri. Sapendo che l'apparato suddetto possa al massimo gravare con un carico concentrato (stato limite ultimo) sull'estremo libero di $N_{Sd}=5,4$ kN, comprendendo anche l'effetto di eventuali oscillazioni per il vento, progettare la sezione del profilato impiegando un acciaio del tipo S235. Si ipotizzi non necessaria una verifica delle deformazioni allo stato limite di esercizio.

SOLUZIONE. Il profilato, non avendo ritegni torsionali risulta suscettibile di eventuali instabilità flessotorsionali. Trascurando per il peso distribuito del profilato (perché irrilevante rispetto all'entità del carico concentrato), si calcolano le sollecitazioni massime all'incastro:

momento flettente:

$$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot L = (5, 4 \text{ kN}) \cdot (4, 0 \text{ m}) = 21,6 \text{ kNm} = 2160 \text{ kNcm}$$

taglio:

$$V_{Sd} = N_{Sd} = 5,4 \text{ kN}$$
.



Figura 3.23 – Schema del carico per la verifica a svergolamento della mensola.

Si ha, intanto, numericamente:

$$(b \cdot t_r)^2 \ [mm^4] > 1.2 \cdot L_{tors} [cm] \cdot M_{sd} [kNcm] = 1.2 \cdot (2 \cdot 400 \ cm) \cdot \frac{(2160 \ kNcm)}{2} = 1.0 \cdot 10^6 \ ,$$

avendo considerato per la mensola caricata in punta $L_{tors} = 2 \cdot L$ e per M_{Sd} il valore medio tra quello massimo all'incastro e quello nullo sull'estremo libero: $M_{Sd}/2$. In ogni caso, il prodotto effettivo $L_{tors} \cdot M_{Sd}$ rimane invariato.

¹ Il rapporto tra il momento flettente in campata in condizioni di semplice appoggio e il momento flettente in condizioni di incastro perfetto è notoriamente pari a 1,5.

Pertanto, si comincia col calcolare

$$W_{\rm el} \simeq 0.95 \cdot h \cdot t_{\rm f} \cdot b = \frac{\gamma_{\rm M0} \cdot M_{\rm Sd}}{f_{\rm yk}} = \frac{1,05 \cdot (2160 \ kNcm)}{(23,5 \ kN \ / \ cm^2)} = 97 \ cm^3$$
.

Dal profilario (ad esempio, figure 3.7 e 3.8), si vede che attorno al valore di W_{el} = 97 cm^2 si possono considerare i profili da IPE160 in poi ($W_{el,y}$ = 108,7 cm^3). Fissando ad esempio l'IPE160 si calcola:

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(82) \cdot (7,4)]^2 = 0.36 \cdot 10^6 < 1.09 \cdot 10^6,$$

la verifica all'instabilità per svergolamento però non è rispettata. Si prova con il profilo IPE200 ($W_{el,v} = 194,3~cm^3$):

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(100) \cdot (8,5)]^2 = 0,72 \cdot 10^6 < 1,0 \cdot 10^6.$$

Provando con un profilato IPE220 ($W_{el,y} = 252,0 \text{ cm}^3$) si ha infine:

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(110) \cdot (9,2)]^2 = 1,02 \cdot 10^6 < 1,0 \cdot 10^6$$
.

La verifica è quasi al limite: si adotta direttamente il profilato immediatamente superiore IPE240 (vedere figura 3.23):

$$(b \cdot t_f)^2 [mm^4] = [(120) \cdot (9,8)]^2 = 1,38 \cdot 10^6 > 1,0 \cdot 10^6$$
.

Avendo considerato il valore massimo della sollecitazione flettente M_{Sd} su tutta la trave, è automaticamente verificata anche la resistenza per flessione semplice. Si passa alla verifica alla sollecitazione tagliante.

Passando alla verifica al taglio, supponendo l'assenza di torsione β_T = 1, si ha:

$$\begin{split} &V_{Sd} \leq V_{c,Rd} = \beta_T \cdot 0,577 \cdot d \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} \,; \\ &V_{Sd} = 5,4 \; kN \leq V_{c,Rd} = \beta_T \cdot 0,577 \cdot d \cdot t_w \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \\ &= 1 \cdot 0,577 \cdot (19,04 \; cm) \cdot (0,62 \; cm) \cdot \frac{(23,5 \; kN \, / \; cm^2)}{1,05} = 152 \; kN \;, \end{split}$$

avendo considerato per il profilato IPE240: d=190,4~mm e $t_w=6,2~mm$, come da profilario. Come era facile prevedere, essendo la verifica all'instabilità flessotorsionale quella più stringente, le verifiche di resistenza della sezione del profilato risulteranno sempre ampiamente verificate.

4 Elementi strutturali in legno

4.1 Considerazioni introduttive

4.1.1 Legno: principali caratteristiche e peculiarità

Il legno può considerarsi il primo vero materiale da costruzione. La ragione principale da attribuire è dovuta alla sua diffusione sotto varie specie in tutto il pianeta, alla sua lavorabilità, leggerezza e alle buone caratteristiche meccaniche.

Il legno presenta differenti peculiarità (aspetto, dimensioni, durabilità, lavorabilità, ecc.) in funzione della specie a cui appartiene. In generale, il legno che presenta buoni requisiti proviene da piante catalogabili in due importanti categorie:

- le latifoglie: a cui appartengono i "legni duri" e;
- le conifere: a cui appartengono "legni morbidi".

Per queste due famiglie principali, il processo di sviluppo e di accrescimento avviene per sovrapposizione in senso radiale dei cosiddetti anelli di accrescimento (cerchie annuali). Ad esempio, sezionando un tronco di una pianta lignea, si notano internamente alla corteccia degli anelli concentrici. La zona più interna, ovvero la più vecchia è quella in generale maggiormente resistente. In particolare, si possono individuare tre sezioni fondamentali di un tronco (schema in fig. 4.1):

- trasversale:
- radiale:
- tangenziale.

Ad ognuna di queste sezioni del materiale è possibile associare particolari e differenti peculiarità e proprietà di resistenza meccanica. Questa suddivisione si rende necessaria in virtù dell'osservazione che il legno presenta una differente risposta a seconda che le azioni (tensioni o sollecitazioni) agiscano lungo un piano o un altro. Si riconosce infatti che il legno è un materiale dal comportamento marcatamente anisotropo.

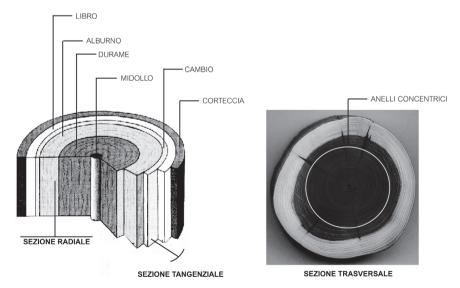


Figura 4.1 – Schema di elemento di tronco e zone caratteristiche di accrescimento.

Facendo riferimento allo schema in figura 4.1, si possono riconoscere essenzialmente le zone caratteristiche dell'accrescimento della pianta. La parte interna più resistente + costituita dal "durame", mentre l'"alburno", o legno giovane, rappresenta la zona fisiologicamente attiva e, in virtù delle sostanze in esso presenti, costituisce una zona facilmente putrescibile. Le zone più esterne e quindi maggiormente degradate, non hanno generalmente interesse nelle costruzioni.

4.1.2 Principali classificazioni dei legnami

Per legname si intende genericamente l'insieme dei pezzi estratti tramite taglio dai tronchi. Questi pezzi, più o meno lavorati e rifiniti, costituiscono il materiale di base con il quale si realizzano i manufatti lignei.

In linea generale, si tende a classificare i legnami in base:

- alla specie:
- alla provenienza:
- alle caratteristiche botaniche (caratteristiche genetiche, accrescimento, ecc.);
- al tipo di produzione e agli assortimenti in commercio, in funzione delle anisotropie o difetti.

I legnami attualmente più utilizzati in Europa, almeno in campo strutturale, sono essenzialmente:

- l'abete rosso: utilizzato soprattutto per la produzione del legno lamellare. Esso presenta facilità di lavorazione ed è abbastanza frequente da reperire. Viene ampiamente impiegato nelle travature e sotto forma di pannelli;
- l'abete bianco: risulta meno pregiato rispetto all'abete rosso a causa delle sue minori caratteristiche meccaniche e minore durabilità, imputabili essenzialmente ad un accrescimento meno regolare;
- larice: è un legno riconoscibile immediatamente dal suo colore rosso bruno.
 Presenta carattere di grande durevolezza, buone caratteristiche meccaniche e buona resistenza agli agenti atmosferici. Ed è anche per quest'ultima caratteristica che viene utilizzato in edilizia soprattutto per strutture destinate all'aperto.

4.1.3 Comportamento del legno con l'umidità

Il legno è un materiale che presenta una spiccata affinità con l'acqua, si dice cioè essere un materiale igroscopico. Esso può contenere acqua in quantità variabili in funzione delle condizioni esterne, della struttura fisica e chimica del legno. Ovviamente, le variazioni di umidità nella struttura lignea sono da correlare direttamente con le condizioni climatiche; in particolare, con l'andamento temperatura-umidità relativa (fig. 4.2). Il legno tende, se le condizioni lo permettono, a raggiungere un equilibrio con l'umidità dell'ambiente circostante (equilibrio igroscopico). In particolare, a sua volta, la quantità di acqua presente all'interno del materiale ligneo in equilibrio con l'ambiente dipende, oltre che dalle condizioni climatiche, anche dal tipo di pianta e dalla sua età. Ad esempio, in Italia, viene convenzionalmente indicata "condizione normale" di umidità per quei legni che si trovano mediamente ad una temperatura di $20^{\circ}C$ e in condizioni di umidità relativa del 65%. A queste condizioni esterne si registra nel legno un'umidità media del 12% rispetto alla massa secca (vedere andamento in fig. 4.2).

Occorre dire che, in generale, gli effetti delle escursioni giornaliere di temperatura e di umidità nei legni strutturali sono praticamente trascurabili, soprattutto per sezioni contenute. Mentre, i cambiamenti climatici di tipo stagionale hanno effetti sensibili su quegli elementi strutturali di sezione non trascurabile. Per tali motivi, è opportuno che i legni impiegati subiscano un preventivo processo di stagionatura, o essiccazione, che li portino in condizioni di equilibrio prossime a quelle presumibili delle condizioni ambientali e climatiche di esercizio.

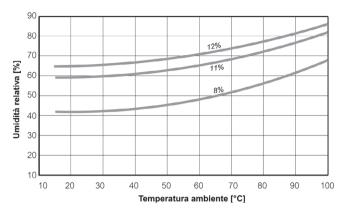


Figura 4.2 – Tavola igroscopica per legname di conifera: andamento qualitativo della temperatura esterna e dell'umidità relativa, in funzione del tenore di umidità nel legno rispetto alla massa secca.

Le oscillazioni macroscopiche di umidità all'interno della massa lignea (isteresi igroscopica) determinano i cosiddetti fenomeni di "ritiro" e "rigonfiamento". In particolare, questi due fenomeni vengono quantificati in funzione della diminuzione o dell'aumento del volume della massa lignea. In particolare, si è visto che esiste una differente tendenza alle variazioni di umidità in funzione delle direzioni scelte (direzione longitudinale e trasversale) per la misura. Questo comportamento viene giustificato in virtù della costituzione interna della fibra del legno. Infatti, lungo l'asse perpendicolare alle fibre (lungo quindi l'asse longitudinale dell'elemento ligneo) si assiste ad un avvicinamento tra le fibre stesse durante la perdita d'acqua (diminuzione di umidità); il contrario, ovviamente, quando l'umidità aumenta.

Questi fenomeni di anisotropia legati al ritiro, implicano delle distorsioni dalla forma originaria dei legnami. In particolare, si formano delle fessure parallele alla direzione del midollo (fig. 4.1 e 4.3) e quindi delle tensioni di trazione (e perpendicolarmente di compressione) all'interno del materiale, con la formazione dei cosiddetti "cretti da ritiro". Soprattutto nelle travi di legno che contengono l'asse midollare, il formarsi di tali cretti è praticamente inevitabile. Questo fenomeno, in particolare, si accentua ulteriormente se le travi sono vincolate sul lato dell'estradosso, ad esempio, su una struttura di impalcato.

SEGATO CON ALL'INTERNO ASSE MIDOLLARE

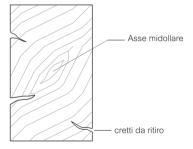


Figura 4.3 – Formazione di "cretti da ritiro" per travi contenenti l'asse midollare al loro interno.

Per tali motivi, il taglio del legame risulta fondamentale non solo per questioni di mera resistenza, legata all'anisotropia del legno, ma anche per contenere il più possibile eventuali deformazioni/distorsioni imputabili agli effetti del ritiro e quindi legati alle oscillazioni di umidità. In pratica, per limitare grosse fessurazioni ritenute antiestetiche, il legname (o per capirci, il "segato") deve essere ricavato da un semitronco, in modo da escludere al suo interno l'asse del midollo (fig. 4.4).







Figura 4.4 – Criteri di taglio del legname ("segati") rispetto al midollo.

Questo tipo di "taglio" viene detto "fuori cuore". Ovviamente, nel caso di elementi strutturali di grosse dimensioni, eseguire un taglio del genere implica la lavorazione di sezioni di tronco di difficile reperibilità. Per ovviare a questo inconveniente, per elementi strutturali di grandi dimensioni, si è soliti ricavare anche il midollo, con l'accortezza di realizzare un particolare intaglio radiale⁽¹⁾ sull'estradosso della sezione tagliata (fig. 4.4). Questo accorgimento non comporta riduzioni di resistenza e in opera riesce sempre a rimanere invisibile. La presenza dell'intaglio radiale, in sostanza, evita alla sezione di dover estrinsecare dei cretti da ritiro a causa delle inevitabili variazioni del contenuto di umidità nella trave.

La presenza di umidità influenza anche la variazione di volume per sollecitazioni termiche. Infatti, parallelamente all'eventuale innalzamento della temperatura si deve assistere ad una consequente diminuzione dell'umidità che tende, con il fenomeno del ritiro, a contrastare l'entità delle dilatazioni termiche. Pertanto, relativamente al legno è più corretto parlare di coefficiente di dilatazione termica allo stato anidro. In generale. la dilatazione termica del legno si può assumere costante in un ampio intervallo di temperature. Anche per la variazione della temperatura, si assiste ad un comportamento anisotropo del materiale. In particolare, le variazioni di temperatura misurate lungo la direzione radiale sono maggiori (di circa 10 volte) rispetto a quelle registrate lungo la direzione assiale del midollo. Invece, le variazioni in direzione tangenziale o radiale (fig. 4.1) sono le medesime. Per il legno, le variazioni di volume per dilatazione termica in direzione trasversale possono risultare maggiori di alcuni metalli e inferiore di alcuni compositi. In generale, pur essendo per il singolo elemento strutturale in legno trascurabile l'effetto della variazione termica, essa non è da trascurare quando – come avviene per quasi tutte le costruzioni comuni civili – il legno è a contatto con altri materiali da costruzione, per i quali le dilatazioni termiche potrebbero non essere del tutto trascurabili.

In base alle precedenti osservazioni, si intuisce come almeno per i materiali lignei da costruzione sia necessario eseguire un trattamento di *stagionatura*. Inoltre, bisogna anche considerare che il legno, per sua natura, è soggetto ad un facile degrado per azioni di muffe e funghi quando è relegato per lungo tempo in luoghi caratterizzati da

¹ L'intaglio radiale di guida per le fessurazioni si realizza solitamente di una profondità pari a circa $1/3 \div 1/4$ dell'altezza della sezione.

condizioni sismiche dovute alle masse inerziali. Analogamente all'acciaio, essendo il legno abbastanza deformabile se rapportato alle sue capacità resistenti, si presenta la necessità in fase di progettazione di tenere in stretta considerazione tutte le verifiche di instabilità e di limitazione delle massime deformazioni (frecce) elastiche e viscose del legno, in condizioni di stato limite di esercizio.

Infine, nel caso particolare del legno, risultano spiccate anche le sue qualità a resistere ai carichi di punta; se non altro se si pensa che gli alberi sono piante con fusti sviluppati prevalentemente verso l'alto, generalmente alti e abbastanza pesanti. Infatti, ricordando l'espressione del carico critico euleriano:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EJ}{L_e^2} \,,$$

se consideriamo il rapporto proporzionale esistente tra peso P_{legno} dell'elemento ligneo verticale e il relativo carico critico P_{cr} associato al suo peso (e quindi alla sua massa volumica), si è notato che è possibile esprimere la seguente relazione di proporzionalità:

$$\frac{P_{legno}}{P_{cr}} \propto \frac{1}{25} \, .$$

Relazione che conferma la peculiarità di alberi molto alti e snelli che non resistono affatto di problemi d'instabilità per peso proprio. Analogamente, si comprende come vengano da sempre usati elementi lignei per la puntellazione provvisoria in virtù della loro efficienza e contenuto peso. Ricordando quanto detto ai paragrafi precedenti circa l'anisotropia del legno, si comprende come anche le caratteristiche di resistenza e deformabilità possano essere suscettibili di sensibili variazioni in funzione del grado di umidità, e della durata di applicazione dei carichi. È per questi motivi che, relativamente al legno, si ha la necessità di normare in modo appropriato tutte le caratteristiche dei campioni da sottoporre a sperimentazione. Convenzionalmente infatti si fissano come "condizioni normali" quelle relative ad una temperatura ambiente di 20° C (con uno scarto di \pm 2° C) e con un'umidità relativa del 65% (con uno scarto di ± 5%). Come mostrato nella figura 4.2, tali condizioni normali implicano un'umidità relativa del materiale ligneo pari al 12%. In particolare, si è visto che la durata dell'applicazione dei carichi sui materiali lignei si ripercuote direttamente sulle caratteristiche di resistenza. In virtù di queste considerazioni, le nuove norme tengono conto dell'effetto concomitante dell'azione dei carichi a lunga durata e dell'effetto dell'umidità introducendo opportuni coefficienti parziali di sicurezza k_{mod} sui valori delle resistenze dei materiali. Ad esempio, nel caso di carichi permanenti si introducono dei valori di resistenza ridotti fino al 60% dei valori nominali. Si è inoltre constatato che medesime travi (stesso materiale, sezione e carichi applicati) con notevoli differenze di umidità presentano comportamenti alguanto discosti: le travi in legno con elevato tenore di umidità giungono prima al collasso rispetto a travi con minore umidità. Si è visto anche che i tempi di collasso per una trave diminuiscono all'aumentare delle variazioni cicliche di umidità a cui può venire sottoposta durante il suo esercizio.

Il comportamento del legno sotto i carichi non influenza solamente i valori finali di resistenza ma influenza anche l'assetto deformativo nel lungo periodo; ovvero la deformata finale dell'elemento. Questo comportamento del legno viene spiegato attribuendo al materiale delle caratteristiche di deformazioni differite, dette "creep". Ovvero, l'instaurarsi nel corso del tempo in seno alla massa lignea di scorrimenti elastico-viscosi tra le fibre. In altre parole, quando l'elemento ligneo è sollecitato da forze costanti nel tempo acquista delle deformazioni che tendono ad aumentare nel tempo. In particolare, in un primo momento (breve termine) se si rimuovono i carichi esterni l'elemento strutturale riacquista la forma precedente (deformazioni elastiche differite); ma oltre un certo tempo (lungo termine), pur rimuovendo del tutto i carichi esterni, rimane una deformazione "residua" abbastanza accentuata (deformazioni differite viscose).

Tanto per avere un'idea qualitativa sul comportamento a resistenza del legno, si riportano nelle figura 4.5 gli andamenti qualitativi tra tensioni e deformazioni unitarie dei materiali lignei in funzione della direzione di applicazione dei carichi (longitudinale e ortogonale alla direzione delle fibre).

Si è deciso di riportare un semplice grafico indicativo in quanto, come accennato nelle righe precedenti, il comportamento anisotropo del legno, le particolari condizioni ambientali di prova, la modalità di applicazione dei carichi e le caratteristiche ed entità dei "difetti" presenti nel provino ligneo contribuiscono tutte insieme a determinare differenti esiti di prova in funzione della variazione di una delle suddette caratteristiche rispetto alle altre. Infatti, sarebbe più corretto riportare almeno una prova di carico su un provino cosiddetto "legno netto", ovvero "depurato" da tutte quelle imperfezioni fisiologiche del legno quali si era accennato essere i nodi (soprattutto quelli non sani)⁽¹⁾, le deviazioni della fibratura, ecc.

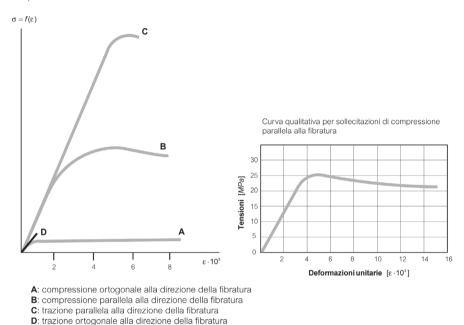


Figura 4.5 – Andamenti qualitativi del legame resistenza-deformazioni in opportuni provini lianei.

Si ritiene interessante osservare che, al di là della resistenza intrinseca di un materiale ligneo, nel caso di forze assiali è soltanto l'area A = b·H della sezione che conta, sia per la resistenza che per la deformabilità. Mentre, nel caso della flessione, conta essenzialmente il momento d'inerzia $J = b \cdot H^3/12$, ovvero la distribuzione della massa rispetto al baricentro della sezione, se interessa limitare le deformazioni; mentre conta

Si approfitta per far notare che eventuali nodi sani all'interno della sezione della trave presentano alle volte delle resistenza tutt'altro che trascurabili, essendo invece più marcato l'effetto negativo della deviazione di fibratura in prossimità del nodo stesso. La presenza di un tale difetto determina complessivamente un valore inferiore di resistenza a rottura rispetto a quello di un analogo elemento ligneo completamente privo di difetti, sia nel caso della compressione/trazione semplice (indipendentemente dalla posizione del difetto) sia nel caso di flessione (in quest'ultimo caso anche la posizione del difetto diventa importante per il diverso comportamento in trazione o in compressione in presenza di un nodo).

il modulo di resistenza $W = b \cdot h^2/6$ se interessa limitare le tensioni, per rispettare la resistenza del materiale. Pertanto, almeno per le travi in legno, ricavate da tronchi d'albero (evidentemente di forma circolare), si può analizzare qualitativamente il problema di impostare un'ottimizzazione delle dimensioni della sezione onde sfruttare al meglio il materiale che si utilizza (quindi, a parità di resistenza del legno utilizzato). Ad esempio, si potrebbe ricavare da un medesimo tronco una sezione rettangolare $A = b \cdot H$ in funzione della (fig. 4.6):

· massima resistenza:

$$\begin{cases} b^2 + H^2 = D \\ W(b) = \frac{b \cdot H^2}{6} = \max \end{cases}$$

· massima rigidezza flessionale:

$$\begin{cases} b^2 + H^2 = D \\ J(b) = \frac{b \cdot H^3}{12} = \max \end{cases}$$

Se si ricerca il massimo delle funzioni W_1 ed J_2 in funzione dell'incognita b (larghezza della sezione rettangolare), si ottengono queste interessanti relazioni:

massima resistenza tensionale:

$$b = \frac{D}{\sqrt{3}} \approx 0,577 \cdot D$$
 \rightarrow $\frac{b}{H} = \frac{1}{\sqrt{2}} \approx 0,707$;

• massima rigidezza flessionale:

$$b = \frac{D}{2} = 0,50 \cdot D$$
 \rightarrow $\frac{b}{H} = \frac{1}{\sqrt{3}} \approx 0,577$.

Come si era infatti anticipato nelle considerazioni generali, a parità di area A e di larghezza b di una sezione, maggiore è la centrifugazione della sua massa dall'asse neutro, maggiore è la sua resistenza. Infatti, il modulo di resistenza flessionale W aumenta con legge lineare rispetto alla base b e con legge quadratica rispetto all'altezza H.

Differente è il discorso delle deformazioni: una sezione centrifugata il più possibile dall'asse neutro può sostenere notevoli sollecitazioni flettenti pur con piccole aree in compressione e in trazione, perché il braccio (ovvero la distanza) tra le due forze opposte di trazione e compressione risulta elevato. In questo caso, per sostenere la flessione interviene in maniera predominante la distanza esistente tra risultante di compressione e risultante di trazione. Al contrario, una siffatta sezione (molto centrifugata rispetto all'asse neutro baricentrico), se analizzata dal punto di vista delle deformazioni, presenterà il "difetto" di possedere relativamente "poca" massa su cui immagazzinare l'energia di deformazione e quindi tenderà ad "espellere" l'energia elastica in eccesso deformandosi maggiormente.

4.2 II legno lamellare

4.2.1 Generalità

Il legno lamellare è essenzialmente costituito dall'opportuno incollaggio di elementi segati sovrapposti (detti "lamelle") che presentano l'importante peculiarità di non possedere al loro interno l'asse del midollo (fig. 4.4) e/o eventuali difetti fisiologici più pronunciati di un legname comune. Una delle caratteristiche sicuramente più interessanti del legno lamellare è quello di poter accostare più elementi di legno (fig. 4.6) in modo da ottenere un'unica sezione di dimensioni anche più grandi di quelle che generalmente è possibile ricavare dalla semplice segagione dei tronchi in natura. Inoltre, in una medesima sezione di una trave in lamellare è possibile utilizzare lamelle di differente resistenza, collocando ovviamente le lamelle di legname maggiormente resistente verso le parti estreme (fig. 4.6). Questa disposizione di elementi

maggiormente resistenti nelle zone più distanti dall'asse neutro e il fatto di utilizzare le lamelle rimanenti di materiale relativamente meno pregiato, non è altro che un'ottimizzazione della sezione, sia in termini di resistenza che in termini di rigidezza. Ricordando infatti quanto detto al paragrafo precedente, in merito alle dimensioni di una sezione rettangolare e all'ottimizzazione del modulo di resistenza W e del momento d'inerzia J, ci si convince facilmente che l'inserire nella sezione delle lamelle di maggiore resistenza in modo che risultino il più centrifugarle possibile equivale a privilegiare la resistenza flessionale della sezione. Parallelamente, però, disponendo delle lamelle (pur se di scarsa resistenza) anche nelle zone vicino all'asse neutro equivale a mantiene quella giusta quantità di massa lignea necessaria anche a dotare l'elemento di una sufficiente rigidezza flessionale. In questo modo, si potrebbe affermare che il legno lamellare congloba in sé queste due opposte esigenze: una sezione sufficientemente esuberante per contrastare le deformazioni e al contempo una sezione opportunamente "centrifugata", almeno dal punto di visto della resistenza, per meglio resistere alle tensioni dovute alle sollecitazioni flettenti dei carichi portati.

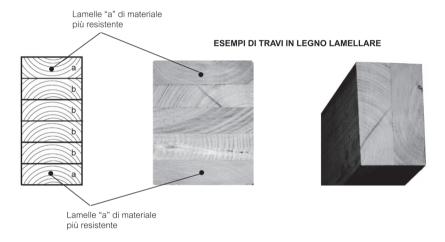


Figura 4.6 – Sezioni di travi in legno lamellare.

Ancora, procedere all'essiccazione di una trave di legno massiccio è estremamente oneroso, lento e non privo di inconvenienti. Mentre, la medesima operazione eseguita sulle lamelle di ridotto spessore risulta un processo sicuramente più agevole da controllare. Accanto a questi aspetti indubbiamente positivi del legno lamellare, è possibile accostare altri pregi dovuti anche alla tecnologia raggiunta per la lavorazione di questo materiale. Infatti, mediante opportune tecniche di lavorazione e incollaggio dei segati è possibile ottimizzare la sezione finale in funzione della sua collocazione nel telaio della struttura e in funzione del suo previsto cimento statico. Possono quindi essere prodotti elementi curvi come archi e portali che, altrimenti, non sarebbero affatto realizzabili con la semplice squadratura dei tronchi.

La tecnologia stessa di realizzazione del legno mediante incollaggio di lamelle permette di scartare preventivamente quelle tavole non giudicate idonee o per la presenza, ad esempio, della zona midollare. In questo modo, il legno lamellare tende ad avvicinarsi ad un materiale ligneo sicuramente più omogeneo e privo di difetti. Questo, all'atto pratico, comporta che le dispersioni dei valori delle resistenze del materiale attorno ai valori medi presentano valori alquanto minori di quelli relativi ad un legno massiccio.

4.2.2 Classificazione, moduli elastici e resistenze caratteristiche

Essendo il lamellare un prodotto praticamente assemblato, le indicazioni date dalle nuove norme al Produttore riguardano ovviamente le caratteristiche di resistenza, dimensioni, ecc. dei segati di partenza. In questo modo, viene assicurato un prodotto finito dotato di opportune caratteristiche, standard, ecc.

Valori caratteristici di resisten	za	GL24h	GL24c	GL28h	GL28c	GL32h	GL32c	GL36h	GL36c
Resistenze (N/mm²)									
Flessione	$f_{m,g,k}$	2	4	2	8	3	2	3	6
Trazione // alla fibra	$f_{t,0,g,k}$	16,5	14,0	19,5	16,5	22,5	19,5	26,0	22,5
Trazione ⊥ alla fibra	$f_{t,90,g,k}$	0,40	0,35	0,45	0,40	0,50	0,45	0,60	0,50
Compressione // alla fibra	$f_{c,0,g,k}$	24,0	21,0	26,5	24,0	29,0	26,5	31,0	29,0
Compressione ⊥ alla fibra	$f_{c,90,g,k}$	2,7	2,4	3,0	2,7	3,3	3,0	3,6	3,3
Taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	2,2	3,2	2,7	3,8	3,2	4,3	3,8
Madula alastica (CDa)									
Modulo elastico (GPa) Modulo elastico medio //	$E_{0,g,medio}$	11.6	11.6	12.6	12,6	13,7	13.7	14.7	14,7
Modulo elastico nominale //	$E_{0,q,05}$	9.4	9.4	10,2	10,2	11,1	11,1	11,9	11.9
Modulo elastico medio ⊥	$E_{90,g,medio}$	0.39	0.32	0.42	0.39	0.46	0.42	0.49	0.46
Modulo di taglio medio	$G_{g,medio}$	0,72	0,59	0,78	0,72	0,85	0,78	0,91	0,85
Massa volumica (kg/m³)		200	050	440	000	400	440	450	400
Massa volumica (nominale)	$\rho_{q,k}$	380	350	410	380	430	410	450	430

Tabella 4.1 – Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo e combinato (EN 1194:1999).

Ad esempio, la norma EN 1194:1999 riporta i valori caratteristici delle varie resistenze e le proprietà meccaniche in generale che devono possedere le tavole in legno che andranno poi a comporre, alla fine del processo, il legno lamellare. Le norme infatti consentono riutilizzare tavole di differenti capacità meccaniche, disponendo ovviamente le lamelle di maggiore resistenza ai lembi estremi della sezione. Vengono inoltre prescritte le modalità di incollaggio, indicazioni sulle quantità di lamelle pregiate da disporre in funzione dell'altezza finale della sezione, ecc. In sostanza, tramite la EN 1194 si stabiliscono differenti valori di resistenza in funzione delle diverse classi di legno lamellare realizzabili. Ad esempio, nella tabella 4.1 vengono riportati i valori caratteristici delle varie resistenze in funzione anche delle direzioni rispetto alla fibratura. Come già anticipato nelle considerazioni di carattere generale, il legno lamellare può essere classificato essenzialmente con la sigla GLxxh oppure GLxxc. Dove il simbolo GL sta ad indicare che si tratta appunto di legno lamellare, il numero associato a tale simbolo (genericamente indicato qui con "xx") indica il valore della resistenza caratteristica a flessione in termini di N/mm² (oppure MPa). Ad esempio, un legno lamellare di classe di resistenza GL24h presenta una resistenza caratteristica a flessione pari a $f_{m,q,k} = 24 \text{ N/mm}^2$ e risulta costituito da tutte lamelle della medesima qualità resistente.

Come si può vedere dai dati in tabella, le resistenze vengono associate anche alla particolare direzione delle sollecitazioni. In particolare, con il simbolo "//" si sono indicati i valori delle resistenze caratteristiche (o dei moduli elastici) misurati in direzioni parallela alla fibratura. Mentre, con il simbolo " \bot " si sono indicati i valori delle resistenze caratteristiche (o dei moduli elastici) misurati in direzione perpendicolare alla fibratura. Infine, i valori dei moduli elastici sono stati espressi, per evidenti ragioni di spazio, in termini di GPa; dove, si ricorda:

$$1GPa = 10^3 MPa = 10^3 N / mm^2$$

Si considerano due differenti scenari di carico sulla trave:

presenza contemporanea sia dei permanenti che dei variabili (comb. I):

$$p_u = g_u + q_u = (1,34 \text{ kN/m}) + (2,03 \text{ kN/m}) = 3,37 \text{ kN/m}$$

presenza dei soli permanenti (comb. II). $p_{ij} = g_{ij} = 1,34 \, kN / m$.

Si calcolano le sollecitazioni di progetto (schema di trave appoggiata):

Comb. I:

$$M_{y,d}^{(I)} = \frac{1}{8} \cdot p_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot (3,37 \text{ kN/m}) \cdot (5 \text{ m})^2 = 10,53 \text{ kNm};$$

$$V_d^{(I)} = \frac{1}{2} \cdot p_u \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (3,37 \text{ kN/m}) \cdot (5 \text{ m}) = 8,43 \text{ kN};$$

· Comb. II:

$$M_{y,d}^{(I)} = \frac{1}{8} \cdot p_u \cdot L^2 = \frac{1}{8} \cdot (1,34 \ kN/m) \cdot (5 \ m)^2 = 4,19 \ kNm;$$

$$V_d^{(I)} = \frac{1}{2} \cdot p_u \cdot L = \frac{1}{2} \cdot (1,34 \ kN/m) \cdot (5 \ m) = 3,35 \ kN;$$

Individuazione combinazione di carico più severa:

per le sollecitazioni flettenti:

$$\frac{M_{y,d}^{(l)}}{k_{\text{mod }l}} = \frac{10,53}{0,9} = 11,70 > \frac{M_{y,d}^{(ll)}}{k_{\text{mod }l}} = \frac{4,19}{0,6} = 6,98;$$

· per le sollecitazioni tagliant

$$\frac{V_d^{(I)}}{k_{\text{mod }II}} = \frac{8,43}{0,9} = 9,37 > \frac{V_d^{(I)}}{k_{\text{mod }I}} = \frac{3,35}{0,6} = 5,58 \ .$$

Per la flessione semplice (e per il taglio) si eseguono le verifiche considerando direttamente la combinazione I (massimo valore del rapporto tra la sollecitazione di progetto e il relativo valore k_{mod}). Si calcola (flessione semplice):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_v} = \frac{(10,53 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ mm/m}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{(1,68 \cdot 10^6 \text{ mm}^3)} = 6,27 \text{ N/mm}^2.$$

Calcolo resistenza a flessione (Comb.I con
$$k_{mod,II} = 0,9$$
):
$$f_{m,y,d} = f_{m,z,d} = k_{\text{mod,}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{(24 \ N \ / \ mm^2)}{1,25} = 17,28 \ N \ / \ mm^2 \ .$$

Risultando (in flessione semplice):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_v} = 6,27 \text{ N/mm}^2 < f_{m,y,d} = 11,52 \text{ N/mm}^2,$$

la sezione è verificata a flessione.

OSSERVAZIONI. Ammettendo, come stabilito per ipotesi, che esista anche una

sollecitazione flettente
$$M_{z,d}$$
 pari ad esempio al 40% di $M_{y,d}$, si ha:
$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{0,4 \cdot (10,53 \ kNm) \cdot (10^3 \ mm/m) \cdot (10^3 \ N/kN)}{(1,38 \cdot 10^6 \ mm^3)} = 3,05 \ N/mm^2 \ .$$

Risultando $\sigma_{m,v,d} > \sigma_{m,z,d}$, si considera solamente la relazione più sfavorevole (quella con il coefficiente 0,7 moltiplicato per il valore minore delle tensioni):

$$\frac{\sigma_{\textit{m.y.d}}}{f_{\textit{m.y.d}}} + 0.7 \cdot \frac{\sigma_{\textit{m.z.d}}}{f_{\textit{m.z.d}}} = \frac{6.27}{17.28} + 0.7 \cdot \frac{3.05}{17.28} = 0.49 \le 1,$$

la verifica a flessione deviata è soddisfatta.

Nel caso particolare della presso-tensoflessione deviata, escludendo per il momento la verifica all'instabilità per sollecitazioni assiali di compressione, le formule utilizzate sono analoghe alla flessione deviata, con l'introduzione dell'effetto delle tensioni di compressione. In particolare si ha:

• in condizioni di pressoflessione ($\sigma_{c,0,d}$ e $f_{c,0,d}$):

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^{2} + k_{m} \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^{2} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_{m} \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1;$$

• in condizioni di tensoflessione ($\sigma_{t,0,d}$ e $f_{t,0,d}$):

$$\begin{split} &\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \,; \\ &\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1 \,. \end{split}$$

Utilizzando per k_m sempre il valore di 0,7 per sezioni rettangolari.

ESEMPIO. Si voglia verificare a pressoflessione deviata una trave continua a due campate, di 6 metri circa ciascuna, in legno lamellare di sezione 20 cm x 44 cm, considerata soggetta a pressoflessione deviata. Per i valori delle sollecitazioni flettenti di calcolo si utilizzi il diagramma di inviluppo delle massime sollecitazioni $M_{y,d}$ lungo la trave riportato in figura 4.12. La massima sollecitazione di compressione sulla trave sia posta pari a $N_{Sd} = 10 \text{ kN} = 10000 \text{ N}$ e la sollecitazione flettente $M_{z,d} = 2,5 \text{ kNm}$.

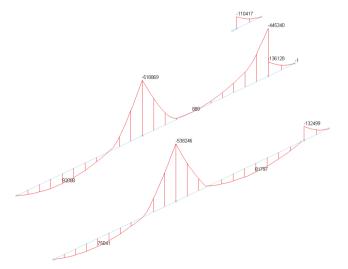


Figura 4.12 – Inviluppo massimi $M_{v,d}$ [daNcm] su trave continua a due campate.

Si assuma ad esempio, che si sia preventivamente stabilito: classe di servizio 2; legno lamellare Cl. 2; $k_{mod} = 1,10$; $k_h = 1,041$ (EC5 formula 3.2). E ottenuto le seguenti tensioni di progetto per l'inviluppo delle combinazioni di carico riassunte nel grafico in figura 4.12:

- tensione di progetto per compressioni parallele alle fibre: $f_{c,0,d} = 7,5 \text{ N/mm}^2$;
- tensione di progetto per flessione: $f_{m,d} = 10.0 \text{ N/mm}^2$.

I carichi nominali considerati per il calcolo delle sollecitazioni in fig. 4.12 sono i seguenti:

- carichi copertura lignea (escluso peso proprio trave): 110 kg/m²;
- carico per neve: 160 kg/m².

SOLUZIONE. Si calcolano i moduli di resistenza della sezione della trave:

modulo di resistenza (lato "forte" resistente della sezione):

$$W_y = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{(200 \text{ mm}) \cdot (440 \text{ mm})^2}{6} = 6,45 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

• modulo di resistenza (lato "debole" resistente della sezione):

$$W_z = \frac{H \cdot b^2}{6} = \frac{(440 \text{ mm}) \cdot (200 \text{ mm})^2}{6} = 2,93 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

Calcolo tensioni unitarie:

· compressione assiale:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot H} = \frac{(10000 \text{ N})}{(200 \text{ mm}) \cdot (440 \text{ mm})} = 0,11 \text{ N} / \text{mm}^2;$$

• compressione y (fig. 4.10):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{(53.8 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ mm/m}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{6.45 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 8.34 \text{ N/mm}^2;$$

compressione z:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_{\star}} = \frac{(2.5 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ mm/m}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{2.93 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 0.85 \text{ N/mm}^2.$$

Essendo $\sigma_{m,y,d} > \sigma_{m,z,d}$, si considera per k_m =0,7 direttamente la relazione più sfavorevole:

$$\left(\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}}\right)^2 + \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \left(\frac{0,11}{7,5}\right)^2 + \frac{8,34}{10,0} + 0,7 \cdot \frac{0,85}{10,0} = 0,89 < 1;$$

la sezione risulta verificata a pressoflessione.

OSSERVAZIONI. Come si può notare, anche supponendo un carico di pressione di circa 1 tonnellata in testa ad una trave di colmo di una copertura (che presenti grosso modo una proiezione in pianta di circa $12 \ m \ x \ 6.5 \ m$), il contributo maggiormente rilevante alle tensioni di compressione è dato dal valore della sollecitazione flettente $M_{y,d}$ dovuta all'azione dei carichi trasversali (pesi propri e neve). Pertanto, per semplici travi di colmo o bordonali di strutture civili di luce comune, è possibile direttamente eseguire un'analisi dei carichi svincolando completamente la copertura lignea dal resto del telaio (ad esempio in cemento armato) e verificare la trave a semplice flessione o a fessione deviata se di falda.

Eventualmente, nel caso generale che la trave fosse relativamente lunga, alta e sottile sarebbe opportuno controllare che non sbandi per instabilità flessotorsionale, magari già per carichi di compressione non elevati.

Per la verifica all'instabilità per carico assiale (quindi instabilità per sollecitazione di pressoflessione su elementi snelli) di un pilastro in legno è necessario prima calcolare i valori dei raggi giratori di inerzia secondo le due direzioni principali della sezione (fig. 4.10). Considerando la più comune sezione rettangolare di area $A = b \cdot H$, si ha:

· direzione lato "forte" sezione:

$$i_y = \frac{H}{\sqrt{12}};$$

direzione lato "debole" sezione:

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}};$$

Considerate le particolari condizioni di vincolo per il pilastro, si assegna il valore della lunghezza libera di inflessione secondo le due direzioni fissate:

• lato "forte" sezione:

$$L_{e,y} = \beta_y \cdot L$$
;

• lato "debole" sezione:

$$L_{\alpha 7} = \beta_7 \cdot L$$

avendo indicato con L la lunghezza effettiva del pilastro e con β_y e β_z , rispettivamente, i valori numerici che determinano la lunghezza libera di inflessione (ad esempio, nel caso di una mensola incastrata al piede e libera in sommità, si porrà $\beta_y = \beta_z = 2$). Si calcolano quindi le relative snellezze e i conseguenti valori rapportati ai valori della snellezza critica λ_{crit} nelle due direzioni:

• lato "forte" sezione:

$$\lambda_{y} = \frac{L_{\text{e,y}}}{i_{y}} = \frac{\beta_{y} \cdot L}{i_{y}} \qquad \rightarrow \qquad \lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_{y}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{\text{c},0,k}}{E_{\text{0,05}}}} \; ;$$

• lato "debole" sezione:

$$\lambda_{\rm z} = \frac{L_{\rm e,z}}{i_{\rm z}} = \frac{\beta_{\rm z} \cdot L}{i_{\rm z}} \qquad \rightarrow \qquad \lambda_{\rm rel,z} = \frac{\lambda_{\rm z}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{\rm c,0,k}}{E_{\rm 0,05}}} \;,$$

avendo utilizzato, per considerare il valore minimo del carico critico euleriano, il valore del modulo elastico caratteristico parallelo alla fibratura $E_{0.05}$ (di valore minore dell'analogo valore medio $E_{0,medio}$, utilizzato invece per le verifiche delle massime frecce di inflessione nelle travi).

Se risulta almeno per una delle direzioni $\lambda_{rel} < 0.5$ si può eseguire la verifica con le formule per la semplice pressoflessione. Mentre, se risulta almeno per una delle due $\lambda_{rel} \ge 0.5$, si procede alla verifica dell'instabilità. Si calcolano cioè i parametri:

• lato "forte" sezione:

$$k_v = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,v} - 0.5) + \lambda_{rel,v}^2);$$

• lato "debole" sezione:

$$k_z = 0.5 \cdot (1 + \beta_c \cdot (\lambda_{rel,z} - 0.5) + \lambda_{rel,z}^2);$$

adottando per β_c il valore pari a 0,2 per il legno massiccio e pari a 0,1 per il legno lamellare. Si calcolano poi i coefficienti di tensione critica k_c che portano all'instabilità:

· lungo il lato "forte" sezione:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_v + \sqrt{k_v^2 - \lambda_{rel,v}^2}};$$

lungo il lato "debole" sezione:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} \ .$$

Poi si calcola, nel caso di legno lamellare di conifera, l'espressione semplificata in sicurezza della snellezza relativa alla sola azione flettente (instabilità flessotorsionale):

$$\lambda_{rel,m} \simeq 0,063 \cdot \frac{H}{b} \cdot \sqrt{\frac{L_{eff}}{H}}$$
;

dove con $L_{\rm eff}$ si è indicata la lunghezza efficace dell'asta pressoinflessa per portare l'asta in condizioni di instabilità flessotorsionale (quindi già per sola flessione). In particolare, si ha $L_{\rm eff}$ = L per momento costante lungo l'asta (ad esempio, un pilastro soggetto a pressoflessione e suscettibile di instabilità), $L_{\rm eff}$ = $0.9 \cdot L$ per un carico distribuito (esempio tipico della trave orizzontale) e $L_{\rm eff}$ = $0.75 \cdot L$ per carico concentrato in mezzeria⁽¹⁾

Pertanto, le norme nella verifica introducono un ulteriore parametro di penalizzazione k_{crit} per controllare se, parallelamente all'instabilità per carico assiale, si innesca anche una componente di instabilità dovuta allo svergolamento per sole azioni flettenti. A tal proposito, non si sommano effetti flessotorsionali se k_{crit} = 1, ovvero quando risulti $\lambda_{rel,m} \leq 0.75$. La tabella 4.7 riassume i valori massimi L_{eff}/H necessari per avere k_{crit} = 1 (ovvero $\lambda_{rel,m}$ = 0,75) in funzione di H/b.

H/b	1	2	3	4	5	6	7	8
L _{eff} /H	141,72	35,43	15,75	8,86	5,67	3,94	2,89	2,21
H/b	9	10	11	12	13	14	15	
L _{eff} /H	1,75	1.42	1,17	0,98	0,84	0,72	0,63	

Tabella 4.7 – Valori massimi di L_{eff}/H necessari per avere k_{crit} = 1 al variare di H/B. (Fonte: "*Strutture in legno*"; M. Piazza; R. Tomasi; R. Modena; Heopli).

Tramite i valori riportati in tabella 4.7 è possibile stimare rapidamente la distanza massima da assegnare a due ritegni torsionali successivi per evitare la verifica alla componente di instabilità dovuta alle sollecitazioni flettenti (instabilità flessotorsionale). In generale, tramite il grafico in figura 4.13 è possibile ricavare il valore di k_{crit} in funzione dei rapporti L_{eff}/H e H/b.

SI approfitta per rimarcare che il parametro $L_{\it eff}$ non è da confondersi con la lunghezza libera di inflessione del pilastro. Infatti, la lunghezza libera d'inflessione riguarda l'instabilità di un'asta snella comunque vincolata e soggetta prevalentemente a pressoflessione; mentre il parametro $L_{\it eff}$, pur potendo riguardare anche aste snelle caricate in pressoflessione, discende dalla peculiarità che possiedono le travi di entrare in condizioni di sbandamento laterale per sola presenza di sollecitazioni flettenti (svergolamento della trave nel suo piano debole), quindi anche in assenza totale di forze di compressione.

Infine, note tutte le grandezze di interesse, si eseguono le seguenti verifiche generali per l'instabilità a pressoflessione e all'instabilità flessotorsionale:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \le 1;$$

 1 Nella maggior parte dei casi pratici (trave su due o più appoggi comunque caricata) è possibile assumere per sicurezza la posizione $L_{\rm eff}$ = L; dove L è la distanza tra due ritegni torsionali successivi. Ad esempio, nel caso di un pilastro da verificare all'instabilità, si assumerà $L_{\rm eff}$ pari all'altezza L di tutto il pilastro.

· direzione lato "forte" sezione:

$$i_y = \frac{H}{\sqrt{12}} = \frac{330 \text{ mm}}{\sqrt{12}} = 95,3 \text{ mm};$$

direzione lato "debole" sezione:

$$i_z = \frac{b}{\sqrt{12}} = \frac{(220 \text{ mm})}{\sqrt{12}} = 63,5 \text{ mm};$$

Si calcolano quindi le relative snellezze e i conseguenti valori rapportati ai valori della snellezza critica λ_{crit} nelle due direzioni:

• lato "forte" sezione:

$$\lambda_{y} = \frac{L_{\text{e},y}}{i_{y}} = \frac{\beta_{y} \cdot L}{i_{y}} = \frac{2 \cdot (4700)}{(95,3)} = 98,6 \rightarrow \lambda_{\text{rel},y} = \frac{\lambda_{y}}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{98,6}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{24}{9400}} = 1,58;$$

• lato "debole" sezione:

$$\lambda_{\rm z} = \frac{L_{\rm e,z}}{i_{\rm z}} = \frac{\beta_{\rm z} \cdot L}{i_{\rm z}} = \frac{2 \cdot (4700)}{63,5} = 148 \rightarrow \lambda_{\rm rel,z} = \frac{148}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{\rm c,0,k}}{E_{\rm 0,05}}} = 2,38 \; ,$$

Risultando maggiori di 0,5, si procede nella verifica. Si calcolano cioè i parametri:

• lato "forte" sezione:

$$k_v = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (1.58 - 0.5) + (1.58)^2) = 1.80$$
;

• lato "debole" sezione:

$$k_z = 0.5 \cdot (1 + 0.1 \cdot (2.38 - 0.5) + (2.38)^2) = 3.43$$
;

Pilastro soggetto ad instabilità

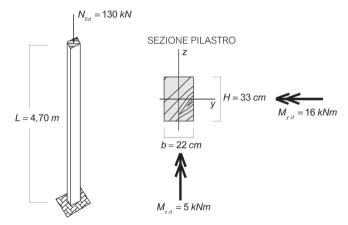


Figura 4.14 – Schema pilastro caricato in testa

avendo adottato β_c pari a 0,1 per il legno lamellare. Si calcolano poi i coefficienti di tensione critica k_c che portano all'instabilità:

· lungo il lato "forte" sezione:

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}} = \frac{1}{1,80 + \sqrt{1,80^2 - 1,58^2}} = 0,37;$$

lungo il lato "debole" sezione:

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}} = \frac{1}{3,43 + \sqrt{3,43^2 - 2,38^2}} = 0,17.$$

Trattandosi di pilastro con collegamento alla base mediante barre incollate è possibile schematizzarlo praticamente come incastrato al piede. Inoltre, essendo la copertura appoggiata in testa al pilastro mediante forcelle, si può supporre che dal punto di vista dei carichi assiali possa considerarsi uno schema a mensola, mentre dal punto di vista delle sole flessioni possa considerarsi un ritegno torsionale sia in testa (forcelle di appoggio) che al piede. Quindi, per l'instabilità flessotorsionale si considera $L_{\rm eff} = L = 4700 \ mm$. Quindi si calcola la snellezza relativa alla sola azione flettente (instabilità flessotorsionale):

$$\lambda_{\text{rel},m} \simeq 0,063 \cdot \frac{H}{b} \cdot \sqrt{\frac{L_{\text{eff}}}{H}} = 0,063 \cdot \frac{(330 \text{ }mm)}{(220 \text{ }mm)} \cdot \sqrt{\frac{4700 \text{ }mm}{330 \text{ }mm}} = 0,36 < 0,75 \ ;$$

si pone quindi k_{crit} = 1 (assenza di componenti di instabilità flessotorsionali). Infatti, se si controlla il grafico in figura 4.13 con L_{eff}/H = 14 circa e H/b = 1,5 si vede che non rimane che considerare k_{crit} = 1. Calcolando le tensioni:

Si calcolano quindi i moduli di resistenza della sezione della trave:

modulo di resistenza (lato "forte" resistente della sezione):

$$W_y = \frac{b \cdot H^2}{6} = \frac{(220 \text{ mm}) \cdot (330 \text{ mm})^2}{6} = 3,99 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

modulo di resistenza (lato "debole" resistente della sezione):

$$W_z = \frac{H \cdot b^2}{6} = \frac{(330 \text{ mm}) \cdot (220 \text{ mm})^2}{6} = 2,66 \cdot 10^6 \text{ mm}^3.$$

Calcolo tensioni unitarie:

· compressione assiale:

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N_{sd}}{b \cdot H} = \frac{(130000 \text{ N})}{(220 \text{ mm}) \cdot (330 \text{ mm})} = 1,80 \text{ N/mm}^2;$$

• compressione y (fig. 4.10):

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{(16 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ mm/m}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{3,99 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 4,01 \text{ N/mm}^2;$$

compressione z:

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z} = \frac{(5 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ mm/m}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{2,66 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 1,88 \text{ N/mm}^2.$$

Infine, sostituendo i valori numerici, si ottiene direttamente per la relazione più sfavorevole:

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} \cdot f_{c,0,d}} + k_m \cdot \frac{\sigma_{m,y,d}}{k_{crit} \cdot f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} = \frac{1,80}{0,17 \cdot 21,12} + 0,7 \cdot \frac{4,01}{1 \cdot 21,12} + \frac{1,88}{21,12} = 0,7 \le 1.$$
 Il pilastro è verificato.

OSSERVAZIONI. Avendo sempre adottato un medesimo valore per la resistenza di progetto a flessione $f_{m,y,d} = f_{m,z,d}$ (perché non si è voluto tenuto conto, per sicurezza, della possibilità permessa dalle norme di aumentare le resistenze in funzione di particolari rapporti geometrici minimi delle sezioni), la relazione maggiormente vincolante è direttamente quella il cui coefficiente k_m risulta moltiplicare la tensione minore $\sigma_{m,d}$. In particolare, infatti, per sezioni in legno lamellare è possibile applicare un aumento alle sole resistenze di progetto a flessione e a trazione parallela alla fibratura moltiplicandole per il valore:

$$k_h = \min \left\{ \left(\frac{600}{H [mm]} \right)^{0.2}; 1,15 \right\}.$$

A condizione che la massima dimensione H della sezione (H > b) risulti inferiore a 600 mm.

Per sezioni usuali di forma rettangolare $A = b \cdot H$, la verifica alle sollecitazioni taglianti si eseque controllando che risulti:

$$\tau_d = \frac{1.5}{b \cdot H} \cdot \sqrt{V_{y,d}^2 + V_{z,d}^2} \le f_{v,d}$$
;

dove (vedere sistema di riferimento in fig. 4.10):

- $V_{y,d}$ è il valore della sollecitazione tagliante lungo l'asse y della sezione;
- $V_{z,d}$ è il valore della sollecitazione tagliante lungo l'asse z della sezione.

In particolare, nel caso ad esempio di semplice trave appoggiata con massimo valore del taglio sull'appoggio pari a $V_{z,d}$, si ha semplicemente:

$$\tau_d = \frac{1, 5 \cdot V_{z,d}}{b \cdot H} = 1, 5 \cdot \frac{V_{z,d}}{A} \le f_{v,d}$$
.

Questo significa che nelle verifiche, gli sforzi di taglio delle sollecitazioni esterne vengono incrementati del 50%, rispetto al valore di calcolo.

ESEMPIO. Si verifichi al taglio la sezione precedentemente analizzata di una trave di luce $5.0 \, m$ e di sezione rettangolare (in legno lamellare GL24h); in cui si era individuato lo scenario di carico peggiore anche per le sollecitazioni taglianti:

$$\frac{V_d^{(I)}}{k_{\text{mod }I}} = \frac{8,43 \text{ kN}}{0.6} = 14,05 \text{ kN} > \frac{V_d^{(I)}}{k_{\text{mod }II}} = \frac{3,35 \text{ kN}}{0.9} = 3,72 \text{ kN}.$$

SOLUZIONE. Calcolo resistenza a taglio (Comb.I con $k_{mod.I} = 0,6$):

$$f_{\nu,d} = k_{\text{mod,l}} \cdot \frac{f_{\nu,k}}{\gamma_{m}} = 0.6 \cdot \frac{(2.7 \text{ N/mm}^2)}{1.25} = 1.30 \text{ N/mm}^2.$$

Pertanto, prendendo a riferimento il valore maggiore del taglio di calcolo, si ha:

$$\tau_d = \frac{1.5 \cdot V_d^{(1)}}{b \cdot H} = \frac{1.5 \cdot (8.3 \cdot 10^3 \ N)}{(190 \ mm) \cdot (230 \ mm)} = 0.28 \ N \ / \ mm^2 \le f_{v,d} = 1.30 \ N \ / \ mm^2 \ ,$$

la verifica al taglio è soddisfatta.

Infine, la torsione riveste importanza da non trascurare per tutte quelle travi a sezione rettangolare alta e sottile. Per una sezione di forma rettangolare, la tensione massima dovuta a sollecitazioni torcenti si valuta dapprima calcolando l'inerzia torsionale della sezione:

$$J_t = \frac{H \cdot b^3}{3 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{b}{H}\right)}.$$

Indicata poi con $M_{tor,d}$ la sollecitazione torsionale di progetto, per la sezione rettangolare si deve verificare che risulti:

$$\tau_{\textit{tor},\textit{d}} = \frac{T_{\textit{tor},\textit{d}}}{J_{\textit{t}}} \cdot \textit{b} \leq \textit{k}_{\textit{sh}} \cdot \textit{f}_{\textit{v},\textit{d}} \,.$$

Avendo indicato con k_{sh} un opportuno parametro dipendente dalle dimensioni della sezione:

$$k_{sh} = \left(1 + 0.15 \cdot \frac{b}{H}\right).$$

In particolare, nel caso di contemporanea presenza di sollecitazioni di taglio e torsione, si deve controllare che risulti:

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 \le 1.$$

ESEMPIO. Si verifichi al taglio e torsione una trave rettangolare di sezione 16 cm x 23 cm in legno lamellare GL24h in classe di servizio 3 e durata del carico di breve durata. Le sollecitazioni di progetto siano le seguenti:

- sollecitazione tagliante. V_{Sd} = 9 kN;
- sollecitazione torcente $T_{tor,d} = 2 kNm$.

SOLUZIONE. In base ai dati nelle tabelle 4.5, 4.6, e ricordando il prospetto dei valori del parametro k_{mod} per il legno lamellare incollato (EN 1995-1-1):

	Rif.	Classe	Classe di durata del carico						
Materiale		di servizio	Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea		
Legno lamellare incollato	EN 14080	1 2 3	0,60 0,60 0,50	0,70 0,70 0,55	0,80 0,80 0,65	0,90 0,90 0,70	1,10 1,10 0,90		

si calcola la tensione di progetto al taglio:

$$f_{\nu,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\nu,g,k}}{\gamma_m} = 0.70 \cdot \frac{(2.7 \text{ N/mm}^2)}{1.25} = 1.51 \text{ N/mm}^2.$$

SI calcolano

$$J_t = \frac{H \cdot b^3}{3 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{b}{H}\right)} = \frac{(230 \text{ mm}) \cdot (160 \text{ mm})^3}{3 \cdot \left(1 + 0.6 \cdot \frac{160}{230}\right)} = 222 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$k_{sh} = \left(1 + 0.15 \cdot \frac{b}{H}\right) = \left(1 + 0.15 \cdot \frac{160}{230}\right) = 1.10$$
.

$$\tau_{tor,d} = \frac{(2 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ N/kN}) \cdot (10^3 \text{ mm/m})}{(222 \cdot 10^6 \text{ mm}^4)} \cdot (160 \text{ mm}) = 1,44 \text{ N/mm}^2.$$

Tensione massima per taglio:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_d^{(1)}}{b \cdot H} = \frac{1,5 \cdot (9 \cdot 10^3 \text{ N})}{(160 \text{ mm}) \cdot (230 \text{ mm})} = 0,37 \text{ N/mm}^2.$$

$$\frac{\tau_{tor,d}}{k_{sh} \cdot f_{v,d}} + \left(\frac{\tau_d}{f_{v,d}}\right)^2 = \frac{1,44}{1,10 \cdot 1,51} + \left(\frac{0,37}{1,51}\right)^2 = 0,93 \le 1,$$

la verifica al taglio e torsione è soddisfatta.

Facendo riferimento al cosiddetto metodo della "sezione efficace" (EN 1995-1-2)⁽²⁾, si assuma una velocità di carbonizzazione di circa $\beta_n = 0.80$ mm/min e un'esposizione al fuoco su tre lati della sezione (trave porta solaio). Si tralasci la verifica alle deformazioni in condizioni di stato limite di esercizio.

SOLUZIONE. Si inizia a verificare prima la sezione in assenza di incendio e in condizioni di stato limite ultimo.

Caso 1. Si calcolano guindi le resistente di progetto:

flettente:

$$f_{m,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{m,g,k}}{\gamma_m} = 0.8 \cdot \frac{(22,0 \text{ N/mm}^2)}{1,30} = 13.5 \text{ N/mm}^2$$

• taglio:

$$f_{\nu,d} = k_{\text{mod}} \cdot \frac{f_{\nu,g,k}}{\gamma_m} = 0.8 \cdot \frac{(2.4 \text{ N/mm}^2)}{1.30} = 1.5 \text{ N/mm}^2.$$

Verifica a flessione:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y} = \frac{(12 \, kNm) \cdot (10^3 \, N \, / \, kN) \cdot (10^3 \, mm \, / \, m)}{(160 \cdot 240^2 \, / \, 6) \, mm^3} = 7,81 \, N \, / \, mm^2 < f_{m,d} \, ;$$

Verifica al taglio:

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot V_{z,d}}{b \cdot H} = \frac{1,5 \cdot (12 \cdot 10^3 \ N)}{(160 \ mm) \cdot (240 \ mm)} = 0,47 \ N / mm^2 < f_{\nu,d} \ .$$

Le verifiche sono entrambe positive.

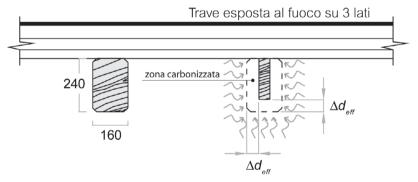


Figura 4.15 – Sezione qualitativa d solaio in legno e diminuzione di sezione resistente per esposizione al fuoco su tra lati della trave portante.

Caso 2. Si passa ora a verificare la sezione allo stato limite in condizione eccezionale di incendio. Si calcolano le resistenze di progetto per la situazione eccezionale suddetta:

flessione:

$$f_{m,f_i,d} = k_{\text{mod},f_i} \cdot \frac{f_{m,g,k} \cdot k_{f_i}}{\gamma_{M,f_i}} = 1,0 \cdot \frac{(22,0 \text{ N/mm}^2) \cdot 1,25}{1,0} = 27,5 \text{ N/mm}^2;$$

² Per maggiori e più precise delucidazioni, si invita vivamente a consultare il testo: "*Strutture in legno*" di M. Piazza, R. Tomasi e R.Modena al cap. 7; Hoepli.

taglio:

$$f_{\nu,fi,d} = k_{\text{mod},fi} \cdot \frac{f_{\nu,g,k} \cdot k_{fi}}{\gamma_{M,fi}} = 1.0 \cdot \frac{(2.4 \text{ N/mm}^2) \cdot 1.25}{1.0} = 3.0 \text{ N/mm}^2;$$

avendo considerato, come da norma, nel caso di stato limite eccezionale per incendio, con:

- k_{fi} un coefficiente che consente di passare dai valori caratteristici delle resistenze a temperatura ambiente (frattile 5%) a quelli corrispondenti al frattile 20%. In particolare, questo coefficiente assume il valore pari a 1,25 per legno massiccio e il valore pari a 1,15 per il legno lamellare i pannelli;
- η_{M,fi} è il coefficiente parziale di sicurezza in situazione eccezionale di incendio e
 pari all'unità;
- k_{mod,fi} è un fattore di modificazione delle proprietà meccaniche che, nel caso del metodo della sezione efficace assume valore unitario.

Dopo 60 minuti di esposizione al fuoco (classe di resistenza C=60), la sezione efficace, ignorando evidentemente la parte carbonizzata, diminuisce sui tre lati esposti alle fiamme. In particolare, la sezione si restringe di una distanza convenzionale pari a:

$$\Delta d_{eff} = \beta_n \cdot C + 7 \ mm = (0.8 \ mm / min) \cdot (60 \ min) + 7 \ mm = 55 \ mm$$
.

Questo significa che, dopo 60minuti di esposizione al fuoco, la sezione resistente della trave, esposta su tre lati al fuoco, si riduce a (fig. 4.15):

- base: $b_{eff} = b 2 \cdot \Delta d_{eff} = (160 \text{ mm}) 2 \cdot (55 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$;
- altezza: $H_{eff} = H \Delta d_{eff} = (240 \text{ mm}) (55 \text{ mm}) = 185 \text{ mm}$;
- area trasversale effettiva della sezione:

$$A_{eff} = b_{eff} \cdot H_{eff} = (50 \text{ mm}) \cdot (185 \text{ mm}) = 9250 \text{ mm}^2$$
.

Si calcolano quindi i moduli di resistenza della sezione effettiva della trave parzialmente carbonizzata:

• modulo di resistenza (lato "forte" resistente della sezione):

$$W_{y,eff} = \frac{b_{eff} \cdot H_{eff}^2}{6} = \frac{(50 \text{ mm}) \cdot (185 \text{ mm})^2}{6} = 0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^3;$$

modulo di resistenza (lato "debole" resistente della sezione):

$$W_{z,\text{eff}} = \frac{H_{\text{eff}} \cdot b_{\text{eff}}^2}{6} = \frac{(185 \text{ mm}) \cdot (50 \text{ mm})^2}{6} = 0,08 \cdot 10^6 \text{ mm}^3 \ .$$

Verifica a flessione (condizione di carico eccezionale):

$$\sigma_{m,fi,d} = \frac{M_{y,d,eff}}{W_{v,eff}} = \frac{(7 \text{ kNm}) \cdot (10^3 \text{ N/kN}) \cdot (10^3 \text{ mm/m})}{0,29 \cdot 10^6 \text{ mm}^3} = 24 \text{ N/mm}^2 < f_{m,fi,d} = 27,5 \text{ N/mm}^2$$

Verifica al taglio (condizione di carico eccezionale):

$$\tau_{v,fi,d} = \frac{1,5 \cdot V_{z,d,eff}}{b_{eff} \cdot H_{eff}} = \frac{1,5 \cdot (3 \cdot 10^3 \ N)}{(50 \ mm) \cdot (185 \ mm)} = 0,49 \ N / mm^2 < f_{v,fi,d} = 3,0 \ N / mm^2 \ .$$

OSSERVAZIONI. Come si può notare, nel caso di classi di resistenza al fuoco prossimi o maggiori di 60, comincia a diventare critica la verifica di resistenza della sezione quando questa sia esposta al fuoco in condizioni di stato limite eccezionale. In generale, in questi casi, le verifiche in condizioni eccezionali diventano le verifiche maggiormente vincolanti nel dimensionamento di una sezione.



5 Elementi strutturali in muratura

5.1 Considerazioni generali

5.1.1 Muratura: principali caratteristiche e peculiarità

Le costruzioni in muratura sono da sempre state precedenti all'acciaio e al cemento armato. Rispetto a queste due sono infatti caratterizzate, in condizioni ordinarie, da minori sollecitazioni, minori scostamenti da schemi tradizionali e soprattutto da una lunga tradizione, plurisecolare, che ha indicato essenzialmente per via empirica le soluzioni più razionali e realizzabili. Tanto per fare qualche esempio, si hanno testimonianza anche millenarie di opere e tecniche costruttive di un lontano passato quali ad esempio, le Piramidi, il Partenone, il Colosseo, Ponte Milvio, la Grande Muraglia Cinese, il Pont du Gard, Notre Dame di Parigi, San Pietro in Vaticano.

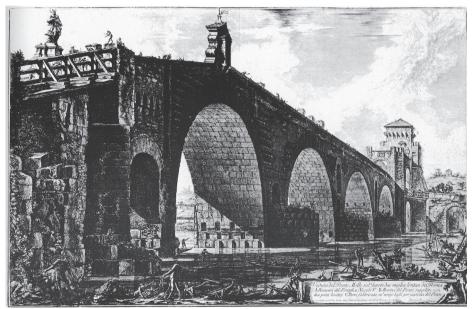


Figura 5.1 – Ponte Milvio, teatro della famosa battaglia alle porte di Roma tra Costantino e Messenzio nel 312 d.C. In figura, incisione di Giovanni Battista Piranesi.

Nei secoli passati, con la muratura sono state realizzate sia costruzioni di modesta cubatura, destinate alle abitazioni dei ceti sociali meno abbienti, sia i grandi palazzi signorili, le fortezze, le chiese, ponti, acquedotti. Le problematiche essenzialmente affrontate dai costruttori di opere murarie, passati e moderni, sono:

- il reperimento di materiali idonei a costituire una muratura: pietre naturali, sciolte o squadrate, laterizi appositamente fabbricati dall'uomo, dai mattoni tradizionali ai più moderni blocchi forati;
- l'utilizzo di leganti idraulici adatti a tenere insieme pietre e mattoni per formare poi un tutt'uno monolitico;
- la realizzazione di luci quanto più possibile elevate per il superamento di argini e fiumi;
- la realizzazione di coperture di grandi ambienti e la relativa realizzazione di aperture e vani per consentire il passaggio di luce e aria;

- la necessità, soprattutto in zona sismica, di fronteggiare non solo le azioni verticali dei carichi portati ma anche le spinte orizzontali;
- la necessità di assolvere anche funzione di coibentazione termica, come rimedio per la protezione dei fattori climatici.

In tutti i problemi pratici di realizzazione delle opere murarie, grandi o piccoli che siano, intervengono costantemente alcuni fattori che determinano le caratteristiche del materiale muratura:

- scarsa, praticamente nulla resistenza a trazione;
- buona resistenza a compressione;
- inesistenza di veri e propri elementi "trave" in muratura;
- comportamento non lineare in condizioni sismiche;

Il principale limite delle costruzioni murarie è appunto la scarsissima resistenza a trazione. È proprio da questa peculiarità che discendono i limiti sulle altezze, le difficoltà di realizzazione di grandi luci, di ampie aperture, ecc. Soltanto in tempi recenti, con l'introduzione dell'armatura armata, si è incominciato ad allargare l'orizzonte delle costruzioni in muratura, comunque sempre subordinate alle costruzioni in cemento armato che, almeno nel nostro Paese, presentano una maggiore flessibilità d'uso.

La discreta resistenza a compressione unitamente alla resistenza a trazione quasi nulla, e a cui praticamente non si può fare affidamento, caratterizzano il comportamento meccanico delle murature, ripercuotendosi in maniera incisiva e visibile sulle soluzioni adottate per risolvere i vari problemi costruttivi. Inoltre, nelle costruzioni murarie è difficile che siano presenti quegli elementi resistenti a forma di trave che invece sono frequentissimi nelle costruzioni in cemento armato, acciaio e legno.

A differenza, ad esempio, delle costruzioni in acciaio dove la peculiarità del materiale (uguale resistenza a trazione e compressione, omogeneità, isotropia) consente di utilizzare efficacemente delle schematizzazioni in minima misura discoste dalla teoria della Scienza delle Costruzioni (si pensi alla teoria elastica della trave prismatica di *De Saint Venant*), le costruzioni in muratura presentano un comportamento meccanico più complesso, dove risulta meno agevole analizzare gli stati delle sollecitazioni e conseguentemente valutare i necessari margini di sicurezza. Per tali motivi, le strutture in muratura necessitano di maggiori valutazioni, e pratiche di carattere empirico e pragmatico, con conseguenti maggiori cautele nella determinazione del grado di sicurezza.

In generale, per edificio in muratura si intende un organismo a uno o più piani che presenti struttura portante in elementi naturali (in pietra) o artificiali (laterizio normale o alleggerito in pasta, in calcestruzzo normale o alleggerito) collegati fra di loro e con le fondazioni e disposti in modo tale da resistere ad azioni verticali e orizzontali.

Gli elementi sono organizzati in "sistemi" atti a garantire la risposta alle azioni applicate, individuabili essenzialmente in (schema in fig. 5.2):

- muri sollecitati prevalentemente ad azioni verticali (muri portanti);
- muri sollecitati prevalentemente da azioni orizzontali (muri di controvento);
- solai piani.

Ai fini di un adeguato comportamento statico dell'edificio, tutti i muri devono comunque avere, per quanto possibile, sia funzione portate dei pesi che di controventamento. Viene definita come "ordinaria" un tipo di muratura che non presenti armature metalliche di rinforzo. Un muratura si dice invece "armata" quando sia dotata di rinforzi metallici che risultano parte attiva ai fini della resistenza della struttura.

NOTA. Come già anticipato nelle considerazioni di carattere generale, in molti problemi pratici interessa valutare anche le caratteristiche elastiche delle murature (moduli elastici normale E e tangenziale G). Pertanto, quando interessa una valutazione approssimata e comunque valida per le particolari finalità di calcolo, si può ricorrere alle seguenti formulazioni operative (in mancanza di prove sperimentali):

• modulo elastico secante normale: $E = 1000 \cdot f_k$;

modulo elastico secante tangenziale: G = 0,40·E;

avendo indicato appunto con f_k la resistenza caratteristica a compressione della muratura

5.1.3 Atre caratteristiche medie delle murature

In assenza di prove specifiche, si può fare riferimento ad alcuni valori medi di grandezze che rientrano nelle calcolazioni delle strutture murarie. In particolare:

- il coefficiente di Poisson: definito come il rapporto tra la deformazione trasversale e longitudinale della muratura all'aumentare delle sollecitazioni di compressione. Valori medi di riferimento sono $v = 0.15 \div 0.30$ per tensioni di compressione attorno a $0.30 \cdot f_k < \sigma < 0.80 \cdot f_k$;
- il ritiro di una muratura dipendente dal tipo di malta legante e dallo spessore dei giunti, visto che il materiale inerte (naturale o artificiale) non può presentare praticamente alcun ritiro. In particolare, il fenomeno del ritiro tende ad aumentare con il tempo, ma per una stagionatura di circa un anno (corrispondente ad un tempo teoricamente infinito) si può assumere:
 - ritiro malta di calce idraulica con dosaggio di 350 kg/m³ di impasto: $\varepsilon_r = 1.0/1000$;
 - ritiro malta di cemento con dosaggio di 350 kg/m^3 di impasto: $\varepsilon_r = 0.8/1000$;
- lo scorrimento viscoso della muratura è legato al rapporto tra la sua deformazione a tempo infinito e la relativa deformazione elastica. Questo rapporto può considerarsi di valore unitario e quindi la deformazione finale sarà pari a due volte quella elastica stimata con il modulo elastico normale *E*;
- la dilatazione termica può considerarsi mediamente pari a $\varepsilon_T = 6.10^{-6} \, ^{\circ}\text{C}^{-1}$.

5.2 Esempi pratici di predimensionamento di elementi in muratura

5.2.1 Calcolo delle resistenze caratteristiche e di calcolo di una muratura

La resistenza caratteristica a compressione f_k di una muratura può essere valutata in modo sperimentale su opportuni campioni, secondo le indicazioni di normativa. Tale valore della resistenza, però, può essere comunque dedotto dalle proprietà resistenti dei materiali che la compongono (vedere valori riportati nelle tabelle 5.1, 5.2 e 5.3). Le tabelle suddette ammettono interpolazioni ma non estrapolazioni.

ESEMPIO. Calcolare le tensioni di resistenza (caratteristiche e di calcolo), i moduli elastici normale e tangenziale e il ritiro unitario di una parete in muratura, alta circa 3,15 metri e costituita da mattoni pieni di spessore 12 cm, aventi f_{bk} = 18 N/mm², con giunti di malta cementizia M10 di spessore medio 0,7 cm. Sia assuma per la muratura che sia confezionata con elementi resistenti di categoria I e con malta a prestazione garantita.

SOLUZIONE. In base ai valori riportati in tabella 5.1, si calcola per interpolazione il valore della compressione caratteristica della muratura. Prendendo come riferimento la colonna relativa a M10 e le righe relative a $f_{bk} = 15,0 \text{ N/mm}^2$ e $f_{bk} = 20,0 \text{ N/mm}^2$, si

$$f_k = \left[6.7 + \frac{8.0 - 6.7}{20.0 - 15.0} \cdot (18.0 - 15.0)\right] N / mm^2 = 7.4 N / mm^2.$$

La relativa resistenza di calcolo a compressione è (per elementi resistenti di cat. I e malta a resistenza garantita, si adotta $\gamma_m = 2.0$):

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} = \frac{(7,4 \text{ N/mm}^2)}{2,0} = 3,7 \text{ N/mm}^2.$$

In base poi ai dati in tabella 5.3, in corrispondenza alla riga relativa a $f_{bk} > 15 \text{ N/mm}^2$ (e quindi relativa a $M10 \le M < M20$), si legge il valore della resistenza caratteristica al taglio della muratura, in assenza di tensioni di compressione:

$$f_{\nu k0} = 0.30 \, N / mm^2$$
.

In generale, in presenza di compressioni $\sigma_N > 0$, si calcola il valore di progetto della resistenza al taglio:

$$\begin{split} f_{_{\upsilon d}} &= \frac{f_{_{\upsilon k0}}}{\gamma_{_{m}}} = \frac{f_{_{\upsilon k0}} + 0,40 \cdot \sigma_{_{N}}}{\gamma_{_{m}}} = \frac{(0,30 \; N \, / \, mm^2\,) + 0,40 \cdot \sigma_{_{N}}}{2,0} \,. \end{split}$$
 Il modulo elastico normale si calcola:

$$E = 1000 \cdot f_{\nu} = 1000 \cdot (7.4 \text{ N/mm}^2) = 7400 \text{ N/mm}^2$$
.

Il modulo elastico secante tangenziale si calcola:

$$G = 0.40 \cdot E = 0.40 \cdot (7400 \text{ N/mm}^2) = 2960 \text{ N/mm}^2$$
.

Il valore del ritiro (accorciamento unitario) della muratura (quindi della sola malta) può calcolarsi considerando l'insieme mattone (12 cm) + malta (0,7 cm):

$$\varepsilon_r = -\frac{0.8}{1000} \cdot \frac{0.7 \ cm}{(12+0.7) \ cm} = -\frac{0.044}{1000} \ .$$

Avendo considerato un muro alto H = 315 cm, si stima il suo accorciamento dovuto al ritiro della malta:

$$\Delta H = L \cdot \varepsilon_r = (315 \ cm) \cdot \frac{0.044}{1000} \simeq 0.014 \ .$$

Come si è già anticipato, il ritiro di una muratura dipende essenzialmente dal tipo di malta legante e dallo spessore dei giunti, visto che il materiale inerte (in questo caso, mattoni pieni) non presentano alcun ritiro.

5.2.2 Calcolo della snellezza di una parete verticale muraria

Assimilando una parete muraria ad una lastra vincolata opportunamente attorno ai suoi quattro brodi e caricata in pressoflessione, è possibile calcolare la soluzione esatta dell'equazione differenziale dell'equilibrio in condizioni di instabilità. Si può dimostrare che il carico critico euleriano è esprimibile mediante l'equazione:

$$N_{cr} = \left(\frac{m \cdot b}{H} + \frac{H}{m \cdot b}\right)^2 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot s^3}{12 \cdot (1 - v^2) \cdot b^2};$$

avendo indicato con:

- E il modulo elastico normale;
- v il modulo di Poisson;
- *m* è il numero di semionde di imbozzamento lungo la verticale del muro;
- H l'altezza lungo la verticale del muro;
- b la lunghezza (in pianta) del muro;

s lo spessore del muro.

In particolare, si può dimostrare che il valore del parametro

$$\left(\frac{m\cdot b}{H} + \frac{H}{m\cdot b}\right)^2$$

è minimo quando risulta m = H/b. Pertanto, il valore minimo del carico critico assume l'espressione:

$$N_{cr} = 4 \cdot \frac{\pi^2 \cdot E \cdot s^3}{12 \cdot (1 - v^2) \cdot b^2}$$

e, come si può notare, non risulta dipendere dall'altezza H della parete. Analogamente alle strutture soggette ad instabilità per carichi di pressoflessione, viene introdotta dalla normativa un'opportuna snellezza convenzionale su cui riferirsi per le verifiche di stabilità. Successivamente, la norma impone il calcolo di un opportuno coefficiente ϕ di riduzione della capacità portante della parete in funzione al valore della snellezza convenzionale λ :

$$\lambda_0 = \frac{L_0}{s} = \frac{\beta \cdot H}{s} < 20$$

e in funzione del parametro di eccentricità, definito come:

$$a=6\cdot\frac{e}{s}$$
,

ovvero in funzione del rapporto tra l'eccentricità e della risultante dei carichi verticali agenti in testa alla parete muraria e lo spessore s della parete stessa. Nella tabella 5.4 vengono riportati i valori dei coefficienti di riduzione in funzione di λ e di a.

a 1	0,00	0,20	0,40	0,50	0,60	0,80	1,00	1,20	1,40	1,50	1,60	1,80	2,00
0	1,00	0,90	0,79	0,74	0,71	0,65	0,59	0,53	0,47	0,44	0,42	0,37	0,33
2	0,99	0,88	0,78	0,73	0,70	0,64	0,57	0,51	0,45	0,42	0,40	0,35	0,31
4	0,98	0,87	0,77	0,72	83,0	0,62	0,56	0,49	0,43	0,40	0,38	0,33	0,28
5	0,97	0,87	0,76	0,71	0,68	0,61	0,55	0,49	0,42	0,39	0,37	0,32	0,27
6	0,95	0,84	0,74	0,69	0,66	0,59	0,53	0,46	0,40	0,37	0,34	0,29	0,25
7	0,90	0,80	0,70	0,65	0,62	0,55	0,49	0,42	0,35	0,32	0,29	0,25	0,20
10	0,86	0,76	0,66	0,61	0,59	0,51	0,45	0,38	0,31	0,27	0,25	0,20	0,15
12	0,79	0,70	0,60	0,56	0,53	0,46	0,40	0,33	0,26	0,23	0,20		
14	0,72	0,64	0,55	0,51	0,47	0,41	0,35	0,28	0,22	0,19			
15	0,69	0,61	0,52	0,48	0,45	0,38	0,32	0,26	0,20	0,17			
16	0,66	0,58	0,50	0,46	0,43	0,36	0,30	0,23					
18	0,59	0,52	0,45	0,41	0,38	0,32	0,26						
20	0,53	0,46	0,39	0,36	0,33	0,28	0,23						

Tabella 5.4 – Coefficienti di riduzione ϕ della portanza verticale di una muratura. (Fonte: "*Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*"; Franco lacobelli; EPC Libri).

ESEMPIO. Calcolare la snellezza di una parete in muratura dello spessore $s = 30 \, cm$, altezza $H = 315 \, cm$ e lunghezza $b = 360 \, cm$. Sia la parete considerata vincolata a cerniera da due muri trasversali e sollecitata da un carico verticale di eccentricità $e = 4.0 \, cm$ (fig. 5.9).

SOLUZIONE. Una parete in muratura da verificare all'instabilità per sollecitazioni di pressoflessione può essere schematizzata come una lastra verticale vincolata prudenzialmente a cerniera lungo tutti i bordi dei suoi quattro lati. Diversamente da

quanto accade per i pilastri, la lastra è suscettibile di ingobbamenti progressivi che la possono portare fino in condizioni di instabilità e poi riacquistando stabilità generando ingobbamenti successivi. Ovviamente, un tale assetto delle pareti in murature è bene evitarlo con ampi margini di sicurezza. È possibile definire una snellezza convenzionale della parete muraria pari al rapporto tra l'altezza libera di inflessione L_0 del muro e il suo spessore s:

$$\lambda_0 = \frac{L_0}{s} = \frac{\beta \cdot H}{s} < 20;$$

dove:

- βè un opportuno fattore di vincolo;
- H è l'altezza della parete muraria;
- s è lo spessore della parete.

Il fattore β assume valore unitario per muro isolato e negli altri casi i valori nel prospetto in tabella 5.5 se il muro è privo di aperture (porte e finestre) e irrigidito efficacemente da due muri trasversali di spessore superiore a 20 cm e posti a distanza b (quindi pari alla lunghezza in pianta del muro.

H/b < 0,50	$\beta = 1$
0,50 < H/b <u><</u> 1	$\beta = 1,5 - H/b$
H/b > 1	$\beta = 1/[1 + (H/b)^2]$

Tabella 5.5 – Valori dei coefficienti di vincolo per le pareti verticali murarie.

In particolare, se il muro trasversale presenta delle aperture (porte o finestre) è necessario che lo stipite di esse disti dalla superficie del muro di almeno 1/5 dell'altezza del muro stesso; in caso contrario si dovrà assumere $\beta = 1$.

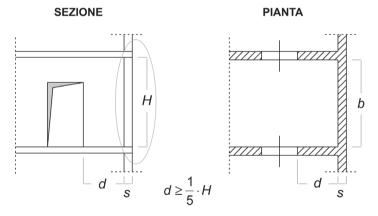


Figura 5.9 – Schema qualitativo per il calcolo della snellezza di un muro pressoinflesso di altezza *H*, lunghezza *b* e spessore *s*.

Essendo H/b = (315 cm)/(360 cm) = 0.875, in base ai valori in tabella 5.5 si calcola:

$$\beta = 1.5 - \frac{H}{b} = 1.5 - \frac{(315 cm)}{(360 cm)} = 0.625$$

la snellezza convenzionale della parete muraria risulta:

$$\lambda_0 = \frac{L_0}{s} = \frac{\beta \cdot H}{s} = \frac{0.625 \cdot (315 \text{ cm})}{(30 \text{ cm})} = 6.6 < 20.$$

Si calcola il valore del parametro di eccentricità:

$$a = 6 \cdot \frac{e}{s} = 6 \cdot \frac{(4,0 \ cm)}{(30 \ cm)} = 0.8$$
.

In base ai valori riportati in tabella 5.4, si eseguono le necessarie interpolazioni lineari. In corrispondenza della colonna a=0,80 e le righe $\lambda=6$ e $\lambda=8$, si può impostare le seguente proporzione:

$$\frac{8-6}{0,59-0,55} = \frac{8-6,6}{\phi-0,55}$$

da cui si deduce il valore cercato del coefficiente di riduzione della capacità portante della parete muraria:

$$\phi = 0.55 + \frac{(0.59 - 0.55)}{(8 - 6)} \cdot (8 - 6.6) = 0.58.$$

Per sicurezza, si decide di assumere direttamente $\phi = 0.6$.

5.2.3 Calcolo dello stato limite di pareti verticali murarie tramite domini di resistenza

Le norme sismiche hanno imposto da tempo il calcolo in condizioni non lineari anche per i materiali murari. Come per il cemento armato, si impone una opportuna distribuzione semplificata costante (distribuzione rettangolare) delle tensioni in compressione in campo plastico. Si adotta in particolare il coefficiente 0,85. Pertanto, vedere schemi in figura 5.10, si conviene di considerare una pressione costante, delle compressioni in condizioni di stato limite ultimo, pari a:

$$f_{bd} = 0.85 \cdot f_d = 0.85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m}$$

e distribuita lungo un tratto di profondità x < s dell'asse neutro. Ovvero una quota parte della sezione trasversale del muro $b \cdot x$ risulta in pressione allo stato limite con una pressione costante e pari al valore f_{bd} appunto.

Detto quindi con *x* la posizione dell'asse neutro (in condizioni di pressoflessione retta), le equazioni risultano:

• di equilibrio alla traslazione lungo l'asse verticale del muro:

$$N_{sd} = x \cdot b \cdot f_{bd} = x \cdot b \cdot 0.85 \cdot f_d$$
;

• equilibrio alla traslazione rispetto al baricentro della sezione trasversale del muro, in virtù dell'ipotesi semplificatrice di pressione costante al valore f_{bd} su tutto x:

$$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot \left(\frac{s}{2} - \frac{x}{2}\right).$$

Introducendo poi la variabile adimensionalie della posizione dell'asse neutro ξ:

$$\xi = \frac{x}{s}$$
,

si possono trasformare le precedenti equazioni di equilibrio in forma convenientemente normalizzata:

equazione adimensionale di equilibrio alla traslazione:

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot s \cdot f_{bd}};$$

equazione adimensionale di equilibrio alla rotazione:

$$m_{Sd} = \frac{6 \cdot M_{Sd}}{b \cdot s^2 \cdot f_{bd}}.$$

Si conviene di considerare la sezione non più integra ma parzializzata quando il valore dell'asse neutro diventa pari a 2/3 dello spessore s del muro. Quindi:

$$x_{\text{max}} = \frac{2}{3} \cdot s$$
 \rightarrow $\xi_{\text{max}} = \frac{x_{\text{max}}}{s} = 2/3 = 0,67$.

Il grafico in figura 5.10 è stato tracciato facendo di volta in volta variare il parametro adimensionale ξ e calcolando le relative equazioni di equilibrio.

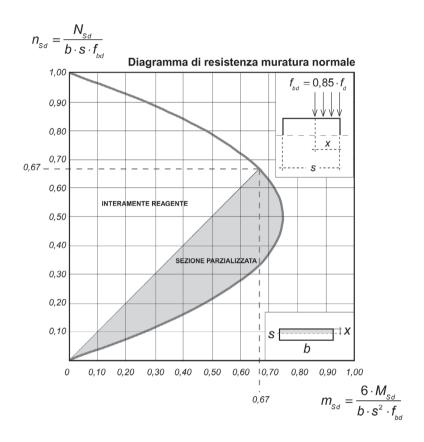


Figura 5.10 – Dominio di resistenza allo stato limite ultimo per sezioni rettangolari di murature pressoinflesse.

(Figura riadattata elettronicamente dal testo: "Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica"; Franco lacobelli; EPC Libri).

ESEMPIO. Verificare allo stato limite ultimo un maschio murario, di spessore 30~cm, lunghezza in pianta b=400~cm e altezza lungo la verticale di H=315~cm, sollecitato da un carico orizzontale (vento) ortogonale al piano del muro di $p_{vento}=2.0~kN/m^2$ e compressa da una forza assiale caratteristica verticale pari a $N_k=500~kN$. Si ipotizzi per la parete un vincolo di cerniera in testa e al piede. Per semplicità si ipotizzi una combinazione di carico con azione base verticale + vento in assenza di carichi variabili. Si ipotizzi per la muratura un valore della resistenza caratteristica a compressione di $f_k=7.4~N/mm^2$. Si considerino trascurabili eventuali forze orizzontali di piano agenti orizzontalmente e in testa al muro.

SOLUZIONE. Avendo ipotizzato un vincolo di cerniera agli estremi, la parete, rispetto alle forze orizzontali, risulta come semplicemente appoggiata con una luce di calcolo pari proprio alla sua altezza *H*. Considerando, come da ipotesi, la combinazione di carico con agente il carico verticale (azione base) e il vento in assenza di carichi variabili, si ha:

$$F_d = G_k$$
"+"1,5 · Q_{vento} ; [5.2]

avendo indicato con il simbolo "+" la somma degli effetti delle sollecitazioni dovute alle due combinazioni. In particolare, il momento flettente massimo (di progetto) a metà altezza del muro è:

$$M_{Sd} = 1.5 \cdot \left(\frac{1}{8} \cdot [p_{vento} \cdot b] \cdot H^2\right) = \frac{1.5}{8} \cdot [(2.0 \text{ kN/m}^2) \cdot (4 \text{ m})] \cdot (3.15 \text{ m})^2 = 15 \text{ kNm}.$$

La forza assiale di progetto, relativamente alla combinazione di carico 5.2. risulta uguale al suo valore caratteristico (valore di G_k moltiplicato per 1,0 nella 5.2):

$$N_{Sd} = 1.0 \cdot N_k = 500 \ kN$$
.

Calcolo della resistenza di progetto a compressione della muratura:

$$f_{bd} = 0.85 \cdot f_d = 0.85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{(7.4 \text{ N/mm}^2)}{2} = 3.15 \text{ N/mm}^2.$$

Passando alle grandezze di progetto adimensionali, e tenendo conto per comodità che $f_{bd} = 3,15 \text{ N/mm}^2 = 3150 \text{ kN/m}^2$, si ha:

• equazione adimensionale di equilibrio alla traslazione:

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot s \cdot f_{bd}} = \frac{(500 \text{ kN}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{(4 \cdot 10^3 \text{ mm}) \cdot (300 \text{ mm}) \cdot (3,15 \text{ N/mm}^2)} = 0,13;$$

• equazione adimensionale di equilibrio alla rotazione:

$$m_{Sd} = \frac{6 \cdot M_{Sd}}{b \cdot s^2 \cdot f_{bd}} = \frac{6 \cdot (15 \text{ kNm})}{(4,0 \text{ m}) \cdot (0,3 \text{ m})^2 \cdot (3150 \text{ kN/m}^2)} = 0,08.$$

Dall'esame del grafico in figura 5.10, si vede che il punto di coordinate calcolate in condizioni di stato limite ultimo (n_{Sd} ; m_{Sd}) = (0,13; 0,08) cade all'interno della zona del dominio di rottura (sezione verificata allo stato limite ultimo) relativo alla sezione completamente reagente. La sezione quindi risulta completamente reagente, essendo infatti:

$$e = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{(15 \text{ kNm})}{(500 \text{ kN})} = 0,03 \text{ m} = 3,0 \text{ cm},$$

e quindi compreso all'interno del nocciolo centrale d'inerzia per sezione rettangolare:

$$e < \frac{s}{6} = \frac{(30 \ cm)}{6} = 5 \ cm$$
.

OSSERVAZIONI. In generale, per abbozzare un calcolo manuale il più possibile preciso, conviene considerare più combinazioni di carico. In particolare, indicato con:

- G_k i carichi permanenti caratteristici (pesi propri e portati);
- W_{vento} forza caratteristica del vento;
- Q_k carichi variabili caratteristici;
- ψ coefficiente di combinazione dei carichi variabili (secondo normativa).

Si possono, quindi, considerare le seguenti combinazioni:

• Comb. 1: azione base + carichi variabili;

$$F_{d1} = 1.5 \cdot G_k$$
 "+ " $1.5 \cdot (\psi \cdot Q_k$ "+ " $0.75 \cdot W_{vento}$);

• Comb. 2: azione base + vento;

$$F_{d2} = 1.5 \cdot G_k$$
 "+ " $1.5 \cdot (W_{vento}$ "+ " $0.60 \cdot Q_k$);

• Comb. 3: azione bse + vento in assenza di carichi variabili: $F_{d3} = G_k$ "+ "1,5 · W_{vento} .

In particolare, il calcolo per i carichi verticali dovrà considerare la combinazione più gravosa delle combinazioni 1 e 2. Mentre, relativamente alle forze orizzontali, è opportuno considerare anche la combinazione di presenza di vento senza l'effetto stabilizzante dei sovraccarichi variabili.

ESEMPIO. Verificare allo stato limite ultimo il muro pressoinflesso analizzato nell'esempio precedente. A tal proposito, si supponga che esso non risulti vincolato verticalmente (muro isolato) e sia sottoposto ad una forza verticale di progetto pari a $N_{Sd} = 400 \ kN$ con eccentricità (schema in fig. 5.6) $e_1 = 5.0 \ cm$ e sollecitato da una pressione ultima di calcolo del vento fissata pari a $p_u = 2.0 \ kN/m^2$. Si considerino trascurabili eventuali forze orizzontali di piano agenti orizzontalmente e in testa al muro.

SOLUZIONE. Calcolo momento flettente di progetto dovuto al vento (schema di trave appoggiata in testa e al piede con massima sollecitazione flettente a metà altezza del muro):

$$M_{vento} = \left(\frac{1}{8} \cdot [p_{vento} \cdot b] \cdot H^2\right) = \frac{1}{8} \cdot [(2,0 \; kN \, / \; m^2) \cdot (4 \; m)] \cdot (3,15 \; m)^2 = 10 \; kNm \; .$$

Eccentricità equivalente dovuta all'effetto del vento:

$$e_v = \frac{M_{vento}}{N_{sol}} = \frac{(10 \text{ kN})}{(400 \text{ kN})} = 0,025 \text{ m} = 2,5 \text{ cm}.$$

Eccentricità di verifica a metà altezza del muro (secondo D.M. 14.01.2008 al par. 4.5.6.2):

$$e_{tot} = 0.5 \cdot e_1 + e_v = 0.5 \cdot (5.0 \text{ cm}) + (2.5 \text{ cm}) = 5 \text{ cm} < 0.33 \cdot \text{s} = 9.9 \text{ cm}.$$

Il muro è supposto isolato (non vincolato verticalmente): β = 1. Si assume quindi un coefficiente di vincolo pari all'unità:

$$\lambda_0 = \frac{L_0}{s} = \frac{\beta \cdot H}{s} = \frac{1,0 \cdot (315 \text{ cm})}{(30 \text{ cm})} = 10,5 < 20.$$

Si calcola il valore del parametro di eccentricità:

$$a = 6 \cdot \frac{e_{tot}}{s} = 6 \cdot \frac{(5 cm)}{(30 cm)} = 1,0$$
.

In base ai valori riportati in tabella 5.4, si eseguono le necessarie interpolazioni lineari. In corrispondenza della colonna a = 1,00 e le righe $\lambda = 8$ e $\lambda = 10$, si può impostare le sequente proporzione:

$$\frac{12-10}{0,45-0,40} = \frac{12-10,5}{\phi-0,40}$$

da cui si deduce il valore cercato del coefficiente di riduzione della capacità portante della parete muraria:

$$\phi = 0,40 + \frac{(0,45-0,40)}{(12-10)} \cdot (12,0-10,5) \approx 0,44$$
.

Calcolo resistenza a compressione per la verifica all'instabilità della parete muraria:

$$f_d = \frac{f_{\kappa}}{\gamma_m} = \frac{(7.4 \text{ N/mm}^2)}{3.0} = 2.5 \text{ N/mm}^2$$
,

avendo assunto per sicurezza per la verifica all'instabilità: $\gamma_m = 3$.

Calcolo capacità portante (ultima) del muro:

$$N_{Rd} = \phi \cdot f_d \cdot s \cdot b = 0,44 \cdot (2,5 \text{ N/mm}^2) \cdot (300 \text{ mm}) \cdot (4000 \text{ mm}) = 132 \cdot 10^4 \text{ N} = 1320 \text{ kN}.$$

Risultando:

$$N_{Sd} = 400 \ kN < N_{Rd} = 1320 \ kN$$
,

il muro è tutelato nei confronti dell'instabilità.

Calcolo della resistenza di progetto a compressione della muratura per la verifica di resistenza secondo il diagramma in fig. 5.10:

$$f_{bd} = 0.85 \cdot f_d = 0.85 \cdot \frac{f_k}{\gamma_m} = 0.85 \cdot \frac{(7.4 \text{ N/mm}^2)}{2} = 3.15 \text{ N/mm}^2.$$

L'eccentricità di verifica a metà altezza del muro (secondo D.M. 14.01.2008 al par. 4.5.6.2) era stata calcolata pari a:

$$e_{tot} = 0.5 \cdot e_1 + e_v = 0.5 \cdot (5.0 \text{ cm}) + (2.5 \text{ cm}) = 5 \text{ cm} < 0.33 \cdot s = 9.9 \text{ cm},$$

quindi il momento massimo (complessivo) che sollecita la sezione a metà altezza del muro si calcola:

$$M_{Sd} = e_{tot} \cdot N_{Sd} = (0.05 m) \cdot (400 kN) = 20 kNm$$
.

Passando alle grandezze di progetto adimensionali, e tenendo sempre conto per comodità che f_{bd} = 3,15 N/mm² = 3150 kN/m², si ha:

• equazione adimensionale di equilibrio alla traslazione:

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot s \cdot f_{bd}} = \frac{(400 \text{ kN}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{(4 \cdot 10^3 \text{ mm}) \cdot (300 \text{ mm}) \cdot (3,15 \text{ N/mm}^2)} = 0,11;$$

• equazione adimensionale di equilibrio alla rotazione:

$$m_{Sd} = \frac{6 \cdot M_{Sd}}{b \cdot s^2 \cdot f_{bd}} = \frac{6 \cdot (20 \text{ kNm})}{(4,0 \text{ m}) \cdot (0,3 \text{ m})^2 \cdot (3150 \text{ kN/m}^2)} = 0.11.$$

Dall'esame del grafico in figura 5.10, si vede che il punto di coordinate calcolate in condizioni di stato limite ultimo $(n_{Sd}; m_{Sd}) = (0,11; 0,11)$ cade all'interno della zona del dominio di rottura (sezione verificata allo stato limite ultimo) relativo alla sezione completamente reagente e proprio sulla semiretta che divide la sezione interamente reagente da quella parzializzata. Il centro di pressione della risultante sulla sezione a metà altezza del muro si trova sul bordo del nocciolo centrale d'inerzia, essendo infatti:

$$e_{tot} = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}} = \frac{(20 \text{ kNm})}{(400 \text{ kN})} = 0,05 \text{ m} = 5,0 \text{ cm},$$

e quindi compreso all'interno del nocciolo centrale d'inerzia per sezione rettangolare:

$$e_{tot} = \frac{s}{6} = \frac{(30 \ cm)}{6} = 5 \ cm$$
.

La sezione risulta sia verificata all'instabilità che alla verifica di resistenza allo stato limite ultimo.

ESEMPIO. Verificare all'instabilità e alla resistenza il muro analizzato nell'esempio precedente. Si supponga ora esistente una forza tagliante di piano, non trascurabile, pari a $V_{Sd} = 125 \text{ kN}$ agente in testa al muro e contenuta nel piano del muro stesso. Si assuma per la muratura $f_{vk0} = 0.30 \text{ N/mm}^2$.

SOLUZIONE. Muro supposto non vincolato verticalmente: $\beta = 1$. Si calcola quindi:

$$\lambda_0 = \frac{L_0}{s} = \frac{\beta \cdot H}{s} = \frac{1,0 \cdot (315 \text{ cm})}{(30 \text{ cm})} = 10,5 < 20.$$

Valore del parametro di eccentricità trasversale:

$$a = 6 \cdot \frac{e_T}{s} = 6 \cdot \frac{(4,0 \ cm)}{(30 \ cm)} = 0.8$$
.

Risulta quindi il coefficiente di riduzione per carichi con eccentricità trasversale (già calcolato nell'esempio precedente): $\phi_T = 0.44$.

Il momento flettente dovuto alla forza orizzontale nel piano, risulta massimo allo spiccato della parete:

$$M_{Sd,h} = V_{Sd} \cdot H = (125 \text{ kN}) \cdot (3,15 \text{ m}) = 394 \text{ kNm}.$$

La relativa eccentricità equivalente longitudinale è:

$$e_D = \frac{M_{Sd,h}}{N_{Sd}} = \frac{(394 \text{ kNm})}{(400 \text{ kN})} = 0,99 \text{ m},$$

avendo considerato, dai dati dell'esempio precedente: N_{Sd} = 400 kN.

Si calcola, quindi, il relativo parametro di eccentricità (con il parametro "a" da valutare in rapporto a "b" perché V_{Sd} è supposto agente nel piano del muro):

$$a = 6 \cdot \frac{e_D}{b} = 6 \cdot \frac{(99 \ cm)}{(400 \ cm)} = 1,5$$
.

Individuando quest'ultimo valore, riferendoci a $\lambda = 0$ (come imposto da normativa)⁽²⁾, si legge direttamente (prima riga dei valori in tabella 5.4) $\phi_D = 0.44$.

Il valore della capacità portante (ultima) del muro, computata tenendo conto sia della riduzione per eccentricità trasversale e_T che della riduzione per eccentricità longitudinale e_D , assume la forma più generale:

$$N_{Rd} = \phi_T \cdot \phi_D \cdot f_d \cdot s \cdot b = 0,44 \cdot 0,44 \cdot (2,5 \text{ N/mm}^2) \cdot (300 \text{ mm}) \cdot (4000 \text{ mm}) = 580800 \text{ N} = 580 \text{ kN}$$
.

Risultando N_{Sd} = 400 kN < N_{Rd} = 580 kN, il muro è tutelato nei confronti dell'instabilità. L'eccentricità equivalente complessiva risulta per la verifica di resistenza (lungo la direzione "b" di lunghezza in pianta del muro):

$$e_{tot} = e_1 + e_D = (5,0 \text{ cm}) + (99,0 \text{ cm}) = 104 \text{ cm} < 0.33 \cdot b = 132 \text{ cm}$$
.

La massima sollecitazione flettente ultima è:

$$M_{Sd} = e_{tot} \cdot N_{Sd} = (1,04 \text{ m}) \cdot (400 \text{ kN}) = 416 \text{ kNm}$$

in questo caso, avendo considerato il muro soggetto a forze orizzontali agenti nel suo piano, per l'equilibrio alle rotazioni si deve considerare la sezione ruotata di 90°. Nelle equazioni adimensionali si dovrà porre:

- b = 0.3 m che, rispetto al verso di V_{Sd} , risulta essere lo spessore della sezione resistente allo spiccato;
- s = 4,0 m che, rispetto al verso di V_{Sd} , risulta essere la lunghezza in pianta della sezione resistente allo spiccato.

Passando alle grandezze di progetto adimensionali, e tenendo sempre conto per comodità che $f_{bd} = 3,15 \text{ N/mm}^2 = 3150 \text{ kN/m}^2$, si ha:

• equazione adimensionale di equilibrio alla traslazione:

 $^{^2}$ L'azione flettente $M_{Sd,h}$ dovuta alla forza orizzontale (agente in testa al muro e contenuta nel suo piano) viene combinata con il carico verticale di progetto N_{Sd} dando origine ad una forza equivalente verticale di eccentricità $e_D = M_{Sd,h}/N_{Sd}$. Poiché, però, tale eccentricità è diretta lungo la direzione b maggiore della sezione del muro, il suo effetto è praticamente quello di agire su una direzione della sezione resistente con snellezza quasi nulla.

$$n_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot s \cdot f_{hd}} = \frac{(400 \text{ kN}) \cdot (10^3 \text{ N/kN})}{(4 \cdot 10^3 \text{ mm}) \cdot (300 \text{ mm}) \cdot (3,15 \text{ N/mm}^2)} = 0,11;$$

• equazione adimensionale di equilibrio alla rotazione:

$$m_{Sd} = \frac{6 \cdot M_{Sd}}{b \cdot s^2 \cdot f_{bd}} = \frac{6 \cdot (416 \ kNm)}{(0,3 \ m) \cdot (4,0 \ m)^2 \cdot (3150 \ kN / m^2)} = 0,16;$$

Dall'esame del grafico in figura 5.10, si vede che il punto di coordinate calcolate in condizioni di stato limite ultimo (n_{Sd} ; m_{Sd}) = (0,11; 0,16) cade all'interno della zona del dominio di rottura (sezione verificata allo stato limite ultimo), relativamente alla sezione completamente parzializzata (zona campita di colore scuro).

Per la verifica al taglio della muratura, si considera reagente solo la sezione:

$$A_{T} = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot b - e_{D}\right) \cdot s = 3 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot (400 \ cm) - (99 \ cm)\right) \cdot (30 \ cm) = 3 \cdot (101 \ cm) \cdot (30 \ cm).$$

Il coefficiente di parzializzazione della sezione A per taglio vale:

$$\kappa_{\tau} = \frac{A_{\tau}}{A} = \frac{(303 \text{ cm}) \cdot (30 \text{ cm})}{(400 \text{ cm}) \cdot (30 \text{ cm})} = \frac{9090 \text{ cm}^2}{12000 \text{ cm}^2} = 0.76.$$

Il valore medio della tensione di compressione nella sezione reagente A_T è:

$$\sigma_N = \frac{N_{Sd}}{A_T} = \frac{(400 \text{ kN})}{(9090 \text{ cm}^2)} = 0,044 \text{ kN/cm}^2 = 0,44 \text{ N/mm}^2.$$

Calcolo tensione resistente al taglio (in presenza di tensioni di compressione):

$$f_{\nu k} = f_{\nu k0} + 0.40 \cdot \sigma_N = (0.30 \text{ N/mm}^2) + 0.40 \cdot (0.44 \text{ N/mm}^2) = 0.48 \text{ N/mm}^2$$
.

Calcolo resistenza al taglio (ponendo per sicurezza γ_m = 3):

$$f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} = \frac{(0.48 \text{ N/mm}^2)}{3} = 0.16 \text{ N/mm}^2 = 16 \text{ N/cm}^2.$$

Massima forza resistente ultima per taglio della parete:

$$V_{Rd} = \kappa \cdot A \cdot f_{rd} = 0.76 \cdot (1200 \text{ cm}^2) \cdot (16 \text{ N/cm}^2) = 145900 \text{ N} = 146 \text{ kN}.$$

Risultando $V_{Sd} = 125 \text{ kN} < V_{Rd} = 146 \text{ kN}$ la verifica al taglio è soddisfatta; infatti la sollecitazione di progetto risulta inferiore alla resistenza ultima della muratura.

OSSERVAZIONI. In questo particolare caso, stante le ipotesi adottate sulle forze agenti e sulle condizioni geometriche al contorno, si rende necessario utilizzare una muratura e delle malte di resistenza e qualità migliori in modo da elevare le resistenze di quanto basta.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

Parte 1 - Considerazioni di carattere generale

Baldassino N., Bernuzzi C., *Introduzione alla sicurezza strutturale*, Dispense corso di Tecnica delle Costruzione II, Facoltà di Ingegneria di Trento

Belluzzi O., Scienza delle costruzioni, vol. 1 Zanichelli, 1941

D.M. 14.01.2008 e e relativa bozza di revisione di cui al parere del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici n.53/2012, espresso nell'Adunanza dell'Assemblea Generale del 14 novembre 2014

D'Aprile G., La tecnica delle costruzioni in c.a. - acciaio - legno - precompresso, vol. I e II, Lito-Tipo Pioda, 1964

Di Pasquale S., Messina C., Paolini L., Furiozzi B., *Corso di costruzioni*, vol. 3, Le Monnier, 2001

EN 1990:2002, Eurocode Basis of structural design, CEN, European Committee for Standardization

EN 1991-1-1:2002, Eurocode 1: Action on structures - Part. 1-2: General actions - Actions on structures exposed to fire, CEN, European Committee for Standardization

EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structure for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

Fidanza R., Giangrasso M., Muscaritoli C., Pasucci V., *Applicazioni di tecnica delle costruzioni* parte II, Masson editoriale ESA, 1982

Foraboschi P., Elementi di tecnica delle costruzioni, McGraw-Hill, 2004

Furiozzi B., Messina C., Paolini L., *Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali*, Le Monnier, 2003

Gambarotta L., Nunziante L., Tralli A., Scienza delle costruzioni, Mursia, 1982

Gavarini C., Beolchini G. C., Matteoli G., Costruzioni, vol. 1, 2 e 3, Hoepli, 1988

Gavarini C., Lezioni di scienza delle costruzioni, Masson editoriale ESA, 1994

Giangreco E., Teoria e tecnica delle costruzioni, Liguori Editore, 1992

Lucchesi D., Tecnica delle costruzioni, Hoepli 1981

Ormea G.B., Corso di costruzioni, vol. 1, 2, 3, 1993, Hoepli

Ormea G.B., Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali, Hoepli 1993

Tolino V., D'Alessandro P., Prontuario di costruzioni, Edizioni Sistema Roma, 1965

Parte 2 - CEMENTO ARMATO

ACI Committee 318, Building Code Requirements for Reinforced Concrete with Commentary, American Concrete Institute (ACI) Detroit, MI, 1995

AICAP (Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Preompresso) - Guida all'uso dell'Eurocodice 2, vol. I e II., Aitec, Assobeton, Atecap, Edizione Publicamento, 2008

American Concrete Institute, *Building Code Requirements for reinforced Concrete*, ACI Standard No. 318-95, ACI, Detroit, MI, 1995

Calzona R., Cestelli Guidi C., İl calcolo del cemento armato con i metodi delle tensioni ammissibili e degli stati limite, Hoepli, 1990

Calzona R., Dolara E., *Domini di rottura delle sezioni in c.a. sottoposte a stati di tensione normale*. Atti dell'Istituto di Scienza delle Costruzioni. Pubblicazione n. II-152, 1974

Calzona R., Il calcolo a rottura, Atti della Giornata A.I.C.A.P., 1973

Capurso M., La statica del cemento armato, Pitagora Editrice Bologna, 1981

Cirillo A., Il cemento armato, Sistemi Editoriali, 2006

Di Chiara G., Tremi Proietti S., Zanetti P. M., Manuale per il calcolo allo stato limite ultimo delle sezioni in cemento armato inflesse e pressoinflesse, Hoepli, 1977

Draycott T., Structural elements design manual, Butterworth Heinemann, 2000

EN 1992-1-1:2005, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part. 1-1: General rules and

rules for buildings

Ghersi A., Il cemento armato, Dario Flaccovio, 2008

Leonhardt F., Moning E. C.a. & C.a.p. Calcolo di progetto & tecniche costruttive, vol. III, Edizioni di Scienza e Tecnica, 1977

Migliacci A., Mola F., *Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.*, parti I e II, Masson Italia Editori, 1980

Nunziata V., Teoria e pratica delle strutture in cemento armato, vol. 1 e 2, Dario Flaccovio, 2008

Pozzo E., Teoria e tecnica delle strutture, vol. II, Calcolo del cemento armato, Pitagora Editrice Bologna, 1997

Santarella Ing. Luigi, Il cemento armato la tecnica e la statica, Hoepli, 1996

Santarella Ing. Luigi, Prontuario del cemento armato, Hoepli, 1996

Sigmund C., Cemento armato, Dario Flaccovio, 2008

Spezia G., Pietravalle G., *Prontuario per il calcolo degli elementi strutturali*, Hoepli, 1995

Waltther R., Miehlbradt M., *Progettare in calcestruzzo armato fondamenti e tecnologia*, Hoepli, 1994

Parte 3 - ACCIAIO

Ballio G. & Mazzolani F., Strutture in acciaio, Mondadori, 1980

Beer Ferdinand P., Johnston E. Russel Jr, Scienza delle costruzioni, McGraw-Hill, 2000

Bernuzzi C., Mazzolani Federico M., Edifici in acciaio, Heoepli, 2007

Bernuzzi C., Proporzionamento di strutture in acciaio, Polipress, 2005

Castagnone A., Leone D., Eurocodice 3. Utilizzo pratico, Sistemi Editoriali, 2007

Clarker A.B. & Coverman S.H., Structural steel work: limit state design, Chapman and Hall, London, 1987

Cordova B., Manuale pratico per la progettazione delle strutture in acciaio, Hoepli, 2008

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of Steel structures - Part. 1-1: General rules and rules for buildings

EN 1993-1-1:2005, Eurocode 3: Design of Steel structures - Part. 1-2: General rules - Structural fire design

Engel H. Atlante delle strutture, UTET, 2008

Gustin E., Carpenteria metallica, C.E.L.I. Ed.1960,

Masi F., Costruire in acciaio, Hoepli, 1985

Massonet C. & Save M., Calcolo a rottura delle strutture, vol. I e II, Zanichelli, 1970

Mazzolani F., La torsione nei profilati e nelle travi metalliche, Italsider, 1972

Nethercot D. A., Limit States Design of Structural Steelwork, Chapman & Hall, 1991

Nunziata V., Teoria e pratica delle strutture in acciaio, Dario Flaccovio, 2008

Pignataro M., Rizzi N, Luongo A., Stabilità, biforcazione e comportamento post-critico delle strutture elastiche, E.S.A., 1983

Pozzati P., Teoria e tecnica delle strutture, vol. II-III; UTET, 1977

Rugarli P., Strutture in acciaio, EPC Libri, 2007

Schulitz H. C., Sobek W., Haberman K. J., Atlante dell'acciaio, UTET, 2008

Scibilia N. Progetto di strutture in acciaio, Dario Flaccovio, 2008

Zignoli V., Costruzioni metalliche, vol. I e II, UTET, 1976

Parte 4 - LEGNO

AA.VV., *Timber construction manual*, A.I.T.C. American Institute of Timber Construction, Wiley & Sons, New York, NY, 1994

Caironi M., Bonera L., Il legno lamellare: il calcolo, Habitat Legno S.p.a., Edolo, 1989

Castellani A., Faccioli E., Costruzioni in zona sismica, Hoepli, 200

De Angelis A., Progettazione e calcolo delle strutture in legno lamellare, DEI Tipografia del genio civile, 1993

Draycott T., Structural elements design manual, Butterworth Heinemann, 2000

EN 1995-1-2:2004, Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-1: General Common rules and rules for buildings,

EN 1995-1-2:2004, Eurocode 5: Design of timber structures. Part 1-2: General Structural fire design,

Faherty K. F., Williamson T. G., Wood Engineering and Construction Handbook, McGraw-Hill, 1995

Giordano G., Ceccotti A., Uzielli L., Tecnica delle costruzioni in legno, Hoepli, 1999

Giordano G., Tecnologia del legno, UTET, 1988

Kermani A., Structural timber design, Blackwell Science Ltd. Oxford, 1999

Piazza M., Tomasi R., Modena R., Strutture in legno, Hoepli, 2008

Piazza M., Zanuttini R., Il legno lamellare incollato. Tecnoclogia produttiva, normative di riferimento, considerazioni sul calcolo, Collana didattica della Facoltà di Ingegneria dell'Università di Trento

Uzielli L., Il manuale del legno strutturale, Mancosu, 2001

Zanuttini R., *Il legno: aspetti biologici, anatomici e mrfologici*, Colana didattica della Facoltà di Ingegneria di Trento, 1995

Parte 5 - MURATURA

ANIDIS-SSN: Commentario al D.M. 16.01.96 e alla Circolare n. 65/AA.GG. del 10.04.97 del Ministero LL.PP. - Cap. 5, Mezzina M., Uva G.

Ceravolo R., Demarie G.V., *Edifici esistenti in muratura: esempi di analisi e verifica strutturale in zona sismica*, Clut, 2004

Curcio Gallo A., Piccarreta F., Analisi strutturale di un edificio multipiano in zona sismica, Industra delle Costruzioni n. 79, 1978

D.M. 20/11/87, Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento

EN 1996-1-1:2005, Eurocode 6: Design of masonry structures -Part. 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures

EN 1996-2:2006, Eurocode 6: Design of masonry structures - Part. 2: Design considerations, selection materials and execution of masonry

EN 1996-3:2006, Eurocode 6: Design of masonry structures - Part. 3. Semplified calculation methods for unreinforced masonry structures

Gambarotta L., Lagomarsino S., Massabò R., *Modellazione di pareti murarie in pietra soggette ad azioni taglianti cicliche*, Atti del V Convegno Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia", Palermo, 1991

lacobelli F., *Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica*, EPC Libri, 2005 Righetti G., Bari L., *L'edificio in muratura*, Consorzio Poroton Italia, Edizioni B.I.N. 2009

Fonti di Illustrazioni e tabelle

Tabelle descrittive profilati in acciaio (Fondazione Promozione Acciaio): http://www.presider.it/gamma_profilati.htm

Piazza M., Tomasi R., Modena R., Strutture in legno, Hoepli, 2008 – pagg. 13-18-37-78

D.M. 14.01.2008 - documento normativo

lacobelli F., Progetto e verifica delle costruzioni in muratura in zona sismica, EPC Libri, 2005 – pagg. 31-34

Beer Ferdinand P., Johnston E. Russel Jr, *Scienza delle costruzioni*, McGraw-Hill, 2000 – pagg. 632-640.

Sigmund C., Cemento armato, Dario Flaccovio, 2008 - Tomo I, da pag. 372 a 411.

