

“Software di Calcolo delle Capriate in Acciaio con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite”

**CpA.2018**  
 CAPRIATE in ACCIAIO (Stati Limite) Vers.ne : 2018.1.1

**Dati Solai Copertura**  
 Analisi dei Carichi - Solaio  
 Importa Analisi Carichi da Progetto "Solaio" ..... C:\SIMSoftwareVB\_2018\Tecnic\CapriateAcciaio\Vers.2018\Es

**ANALISI DEI CARICHI - (Solaio di Copertura in Acciaio)**

**CARICHI PERMANENTI**  
 PESO PROPRIO Travi Principali: 0,09x1,00/ 0,67  $G_{x1} = 0,14 \text{ kN/m}$   
 $G_1 = 0,14 \text{ kN/m}$

**CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI**  
 Onduline sottocoppo ..... = 0,20 kN/m  
 Coppi ..... = 0,30 "

Carico Solaio nella C.C. più svantaggiata (kN/m²)  
 Lunghezza del Solaio portato dalla singola Capriata: (m.) Z = 2,25  
 Carico Lineare sulla Capriata (kN/ml) q = 9,180

**Selezione Aste su cui applicare Carico Lineare**

Asta N.	Nodo 1	Nodo 2	Lx (m)
<input type="checkbox"/> 8	2	5	0,24
<input type="checkbox"/> 9	2	6	2,25
<input type="checkbox"/> 10	3	6	2,25
<input type="checkbox"/> 11	3	7	0,24

**Dati Unione**  
 Lunghezza Ls=mm: 200  
 Spessore di gola s=mm: 5

**Sollecitazioni**  
 N = kN: 257,29 T = kN: 0 M = kNm: 0

**Unione N. 1 "TRAVE CATENA" - Nodo Associato N. 1**

**Dati Bulloni**  
 Classe della Vite: 8.8 Dado= 8 Fybs= 640 Ftb= 800 \*  
 Diametro Bulloni mm: 14 Area Resistente: Ares=mm²: 157 \*  
 Numero Bulloni: N= 3

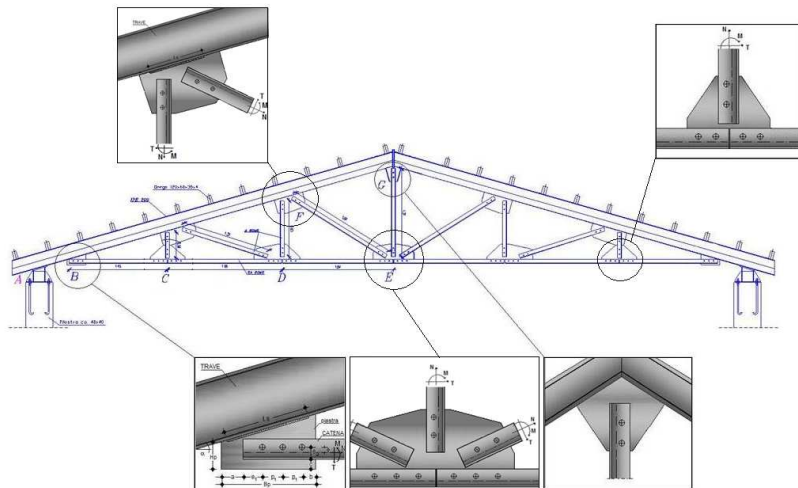
**Dati Piastra / Aste**  
 Tipo di Acciaio: N= 2 Sigla: S275 t: 275 Fyk= 430 N/mm²  
 Spessore: t=mm: 10 Foro Bulloni: do= 15 mm  
 Profilo Catena: N= 91 Sigla: 2LV60 H= 60 e= 0 mm  
 Inclinaz. Saldat. α= 15,62 N. superfici di Taglio: Nt= 2

**Dati Saldatura (Cordone angolo)**  
 Lunghezza Ls=mm: 200 Spessore di gola s=mm: 5

**Dati Unione**  
 a=mm: 50 e1=mm: 50 p1=mm: 50 b=mm: 30  
 Hp=mm: 100 c=mm: 30 e2=mm: 25 Bp=mm: 230

**UNIONE TRAVE - CATENA**

Visualizza i diagrammi di sollecitazione e la geometria della capriata.



# Manuale D'Uso

## INDICE

1. Introduzione .....	4
2. Il software .....	6
2.1. Installazione Programma.....	7
3. Menu di Avvio .....	8
4. Descrizione Comandi.....	9
4.1. Progetto.....	10
4.2. Nuovo .....	10
4.3. Apri.....	11
4.4. Salva .....	11
4.5. Salva con Nome.....	11
4.6. Testata / Opzioni Software.....	12
4.6.1. Testata Progetto.....	12
4.6.2. Opzioni Software.....	13
4.7. Licenza Programma.....	14
4.8. Ultimi File Aperti .....	14
5. Archivi .....	15
6. Dati Capriata .....	17
6.1. Geometria Capriata.....	18
6.1.1. Disegno Geometria Capriata .....	20
6.2. Analisi dei Carichi – Solaio di Copertura .....	21
6.3. Definizione Unioni - Collegamenti.....	22
7. Verifica .....	24
8. Genera .....	27
8.1. Relazione di Calcolo.....	27
8.2. Esecutivi di Cantiere.....	28
9. Metodo di Calcolo .....	30
9.1. Azioni di calcolo (software).....	30
9.2. Verifiche di resistenza .....	30
9.2.1. Stati Limite Ultimi.....	31
10. Verifiche Collegamenti .....	32
10.1. Generalità.....	32
10.2. Il Materiale.....	32
10.3. Geometria del Bullone.....	33
10.4. Resistenza delle Unioni.....	34
10.4.1. Resistenza di progetto a Taglio dei Bulloni.....	35
10.4.2. Resistenza di progetto a Rifollamento della Lamiera .....	35
10.4.3. Resistenza di progetto a Trazione dei Bulloni .....	36
10.4.4. Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo .....	36
10.4.5. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo.....	36
10.5. Tipi di Unione .....	38
10.5.1. Unioni Resistenti a Taglio.....	38
10.5.2. Unioni Resistenti a Trazione .....	39
10.5.3. Unioni Resistenti a Taglio e Trazione.....	39
10.5.4. Unioni con Saldature a Cordone d'Angolo .....	40
10.5.4.1. Resistenza delle saldature a cordone d'angolo .....	40
10.6. Unione Colonna - Plinto .....	42
10.6.1. Cerniera soggetta a Compressione Centrata.....	44
10.6.2. Cerniera soggetta a Trazione Centrata .....	46
10.6.3. Cerniera soggetta a Sforzo Assiale e Taglio.....	48
10.6.4. Incastro – Sforzo assiale , Momento Flettente , Taglio.....	49
10.7. Unione Trave - Catena.....	51
10.8. Piastra di nodo con Profilo Singolo .....	56
10.9. Unione Trave – Trave con Flangia .....	58
10.9.1. Unione soggetta a Sforzo Assiale interno al Nocciolo d'inerzia .....	59
10.9.2. Unione soggetta a Flessione Semplice.....	60
10.9.3. Unione soggetta a Presso/Tenso Flessione.....	61
11. Appendice A - Normativa di Riferimento (D.M. 17/01/2018) .....	62
11.1. Valutazione della Sicurezza (art. 4.2.2) .....	62
11.2. Analisi Strutturale (art. 4.2.3).....	62
11.3. Classificazione delle Sezioni (art. 4.2.3.1).....	63
11.4. Capacità resistente delle Sezioni (art. 4.2.3.2).....	66
11.5. Metodi di analisi globale (art. 4.2.3.3).....	67
11.6. Effetti delle deformazioni (Art. 4.2.3.4).....	107

11.7.	Effetto delle imperfezioni (Art. 4.2.3.5).....	68
11.8.	Verifiche (art. 4.2.4) .....	69
11.8.1.	Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi (art. 2.5.1.1) .....	69
11.8.2.	Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale (art. 2.5.1.2) .....	69
11.8.3.	Classificazione azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo (art. 2.5.1.3).....	69
11.8.4.	Caratterizzazione delle Azioni Elementari (art. 2.5.2).....	71
11.8.5.	Combinazioni delle Azioni (art. 2.5.3).....	71
11.8.6.	Degrado (art. 2.5.4).....	72
11.8.7.	Azioni nelle verifiche agli Stati Limite (art. 2.6).....	73
11.8.7.1.	Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU (art.2.6.1).....	73
11.8.8.	Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali ( art. 3.1 ).....	74
11.8.9.	Pesi Propri dei Materiali strutturali ( art. 3.1.2 ).....	74
11.8.10.	Carichi permanenti non strutturali ( art. 3.1.3 ) .....	76
11.8.11.	Sovraccarichi ( §. 3.1.4 ).....	78
11.8.12.	Azioni del Vento ( § 3.3. ).....	79
11.8.12.1.	Velocità base di Riferimento ( § 3.3.1 ) .....	79
11.8.12.1.	Velocità di Riferimento ( § 3.3.2 ) .....	81
11.8.12.2.	Azioni statiche equivalenti - del vento ( § 3.3.3 ).....	81
11.8.12.3.	Pressione del vento ( art. 3.3.4 ) .....	81
11.8.12.4.	Azione Tangente del Vento ( § 3.3.5).....	82
11.8.12.4.1.	Pressione Cinetica di Riferimento ( § 3.3.6 ) .....	82
11.8.12.4.2.	Coefficiente di Esposizione ( § 3.3.7).....	82
11.8.12.4.3.	Coefficienti Aereodinamici ( § 3.3.8).....	85
11.8.12.4.4.	Coefficiente Dinamico ( § 3.3.9).....	85
11.8.13.	Azioni della Neve ( § 3.4.2 ).....	86
11.8.13.1.	Valore di riferimento del Carico della Neve al Suolo ( § 3.4.2) .....	86
11.8.13.2.	Coefficiente di Forma per le coperture ( § 3.4.3 ).....	87
11.8.13.2.1.	Copertura ad una falda ( § 3.4.3.2) .....	88
11.8.13.2.2.	Copertura a due falde ( § 3.4.3.3).....	88
11.8.13.3.	Coefficiente di Esposizione ( § 3.4.4).....	89
11.8.13.4.	Coefficiente Termico ( § 3.4.4).....	89
11.8.14.	Azioni della Temperatura (art. 3.5).....	90
11.8.14.1.	Generalità (art. 3.5.1).....	90
11.8.14.2.	Temperatura dell'aria esterna (art. 3.5.2).....	90
11.8.14.3.	Temperatura dell'aria interna (art. 3.5.3) .....	90
11.8.14.4.	Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (art. 3.5.4) .....	90
11.8.14.5.	Azioni Termiche sugli edifici (art. 3.5.5).....	91
11.8.14.6.	Effetti delle azioni termiche (art. 3.5.7) .....	92
11.8.15.	Azioni Eccezionali ( art. 3.6 ).....	93
11.9.	Stati Limite Ultimi (art. 4.2.4.1).....	94
11.9.1.	Resistenza di progetto (art. 4.2.4.1.1) .....	94
11.9.1.1.	Resistenza delle membrature (Art. 4.2.4.1.2).....	94
11.9.1.2.	Trazione .....	95
11.9.1.3.	Compressione.....	95
11.9.1.4.	Flessione monoassiale (retta) .....	96
11.9.1.5.	Taglio.....	97
11.9.1.6.	Torsione .....	98
11.9.1.7.	Flessione e taglio .....	98
11.9.1.8.	Presso o tenso flessione retta.....	99
11.9.1.9.	Presso o tenso flessione biassiale .....	99
11.9.1.10.	Flessione, taglio e sforzo assiale.....	100
11.9.1.11.	Stabilità delle membrature (Art. 4.2.4.1.3).....	100
11.9.1.11.1.	Aste compresse (Art. 4.2.4.1.3.1) .....	100
11.9.1.11.2.	Limitazioni della snellezza.....	102
11.9.1.11.3.	Travi inflesse (Art. 4.2.4.1.3.2) .....	102
11.9.1.12.	Presso o Tenso flessione retta Profili Generici (art.6.2.9 UNI EN 1993-1-1) .....	103
11.9.1.12.1.	Sezioni di classe 1 e 2 .....	103
11.9.1.12.2.	Sezioni di classe 3 .....	104
11.9.1.12.3.	Flessione, Taglio e Forza Assiale.....	104
11.10.	Verifiche agli stati limite di esercizio (Art. 4.2.4.2) .....	105
11.10.1.	Spostamenti verticali (Art. 4.2.4.2.1).....	105
11.10.2.	Spostamenti laterali (Art. 4.2.4.2.2).....	106

## INDICE DELLE FIGURE

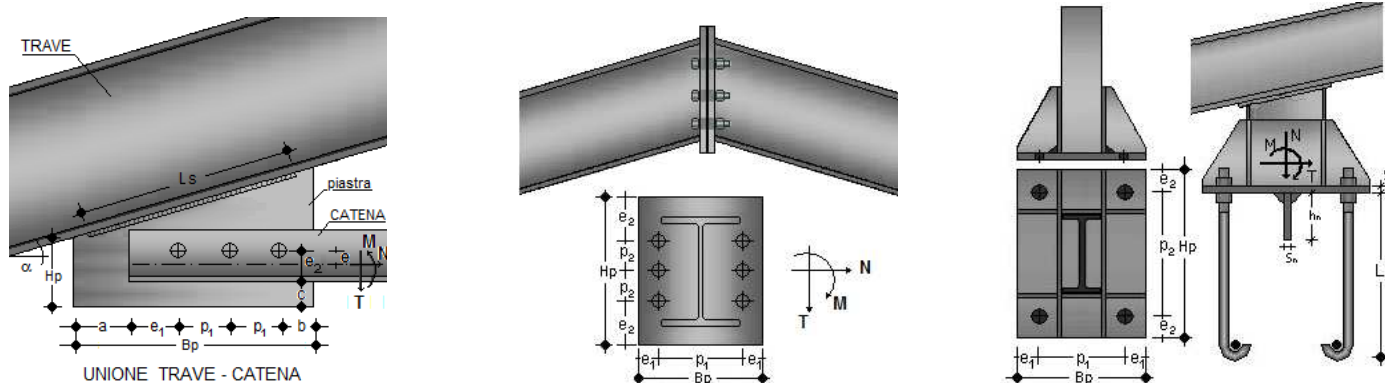
FIGURA 1 – INSTALLAZIONE SOFTWARE.....	7
FIGURA 2 – MENU PROGETTO.....	10
FIGURA 3 – APRI FILE/PROGETTO.....	11
FIGURA 4 – DATI TESTATA PROGETTO.....	12
FIGURA 5 – OPZIONI SOFTWARE.....	13
FIGURA 6 – LICENZA D’USO.....	14
FIGURA 7 – DATABASE MATERIALE ACCIAIO.....	15
FIGURA 8 – DATABASE PROFILI METALLICI.....	16
FIGURA 9 – DATI CAPRIATA.....	17
FIGURA 10 – CARATTERISTICHE GEOMETRICHE.....	18
FIGURA 11 – ANALISI DEI CARICHI.....	21
FIGURA 12 – TIPOLOGIA UNIONI.....	22
FIGURA 13 – UNIONE TRAVE CATENA.....	23
FIGURA 14 – UNIONE COLONNA PLINTO.....	23
FIGURA 15 – FLOW CHART DI VERIFICA.....	24
FIGURA 16 – VERIFICA.....	25
FIGURA 17 – SPOSTAMENTI.....	26
FIGURA 18 – SFORZO ASSIALE.....	26
FIGURA 19 – MOMENTO FLETTENTE.....	26
FIGURA 20 - RELAZIONE DI CALCOLO.....	27
FIGURA 21 – ESECUTIVI E PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	28
FIGURA 22 – PARTICOLARI COSTRUTTIVI COLLEGAMENTI ASTE.....	29
FIGURA 23 – VENTO - MAPPA DELLE ZONE IN CUI È SUDDIVISO IL TERRITORIO ITALIANO.....	80
FIGURA 24 – DEFINIZIONE DELLE CATEGORIE DI ESPOSIZIONE I, II, III, IV E V.....	84
FIGURA 25 - ANDAMENTO DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE $C_E$ IN FUNZIONE DELL’ ALTEZZA SUL SUOLO (PER $CT = 1$ ).....	84
FIGURA 26 – MAPPA CARICO NEVE AL SUOLO.....	86
FIGURA 27 – CONDIZIONI DI CARICO PER COPERTURE AD UNA FALDA.....	88
FIGURA 28 – CONDIZIONI DI CARICO PER COPERTURE A DUE FALDE.....	88

## 1. Introduzione

In relazione a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, la sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. In particolare all’art. 4.2 vengono fornite le necessarie indicazioni per il calcolo e la verifica delle costruzioni in acciaio.

Il programma, **Capriate in Acciaio**, qui descritto, nella Versione 2018.1 aggiornato alle norme suddette, consente di effettuare tale calcolo, con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite, molto velocemente, in quanto:

- è dotato di un archivio personalizzabile dei profili metallici e delle relative caratteristiche geometriche e meccaniche;
- definita la geometria della struttura, le caratteristiche dei materiali ed i carichi nodali, consente di effettuare velocemente la verifica delle aste mediante l’analisi matriciale;
- nel caso di capriata a sostegno di solaio di copertura (in acciaio e/o in legno), consente di determinare i carichi nodali, mediante l’analisi dei carichi da Neve e/o da Vento;
- facilita la scelta della tipologia dei nodi di collegamento e ne esegue la relativa verifica.



Basato sul metodo agli **Stati Limite**, consente il calcolo delle sollecitazioni (sforzi assiali), ed esegue la verifica delle aste, utilizzando fondamentalmente le formule spiegate nei corsi di Tecnica delle Costruzioni delle facoltà di Ingegneria.

Dotato di una libreria a collegamento dinamico, consente la stampa della relazione di calcolo, dei particolari costruttivi e dei necessari disegni esecutivi.

Dotato di pulsanti e toolbar, che consentono di avviare velocemente le varie fasi relative a inserimento dati, verifica e stampa della relazione di calcolo, il software è stato progettato con un’interfaccia MDI (Multiple Document Interface) al fine di consentire all’utente di poter controllare velocemente i dati inseriti (geometria, carichi, vincoli, etc.).

Modificando e registrando la modifica di un qualsiasi dato, se è attiva la finestra di “Verifica”, il software riesegue immediatamente la verifica aggiornandone i relativi risultati.



## 2. Il software

Il programma, **Capriate in Acciaio**, consente di effettuare il calcolo e la verifica delle capriate in acciaio, con il metodo di verifica della sicurezza agli stati limite, sulla base di quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

In questa prima parte del manuale, viene descritto il funzionamento del software. In appendice vengono riportate le parti della normativa che interessano in generale le strutture in acciaio ed in particolare le capriate.

The screenshot displays the 'Caratteristiche Geometriche - Capriata' software interface. It features several data tables and property windows for defining a truss structure.

**NODI (Nodes):**

Nodo N.	X (m.)	Y (m.)
1	0,000	0,000
2	3,000	0,000
3	6,000	0,000
4	3,000	1,100
5	1,400	0,500
6	4,600	0,500

**ASTE (Members):**

Asta N.	Nodo I	Nodo J	Profilo	h (mm)
4	2	6	2LV50...	50
5	4	6	IPN 120	120
6	6	3	IPN 120	120
7	5	4	IPN 120	120
8	1	2	2LV50...	50
9	2	3	2LV50...	50

**CARIC (Loads):**

Nodo	Carichi Distribuiti Asta	Carichi da Solaio Copertura
1	0	0
2	0	0
3	0	0
4	0	0
5	0	0
6	0	0

**VINCO (Constraints):**

Nodo N.	Vincolo X	Vincolo Y
1	1	1
2	0	0
3	0	1
4	0	0
5	0	0
6	0	0

The main window shows a truss structure with nodes 1 through 9 and members 4 through 9. It includes several floating windows for editing node coordinates, member properties, and distributed loads. The structure is supported by a pin support at node 1 and a roller support at node 3. The software interface also includes a toolbar with 'Disegna' and 'Visual' buttons, and a status bar with a scale of 0,1.

**Carichi Distribuiti Asta**

**Carichi da Solaio Copertura**

**Pulsanti per Disegno Capriata**

**Pulsanti di Visualizzazione**

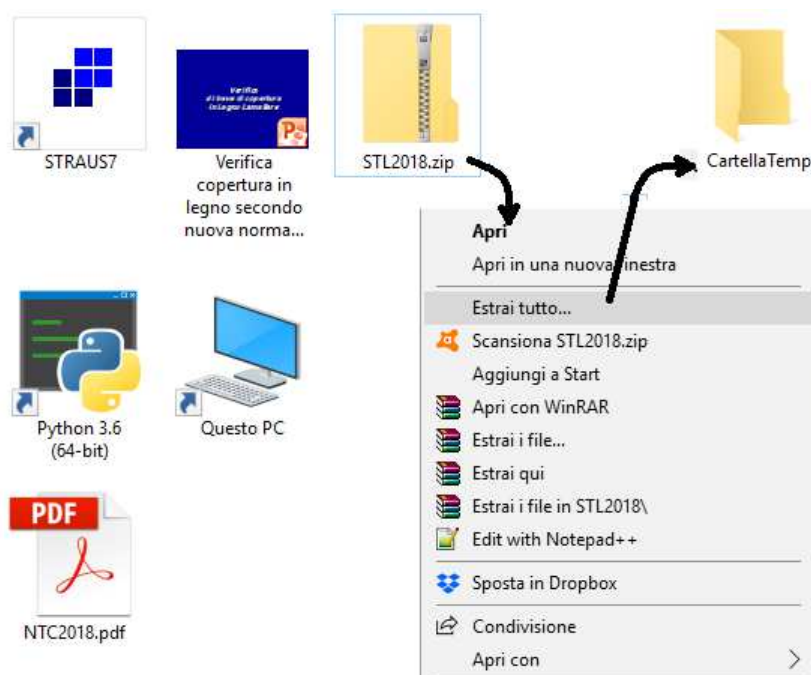
## 2.1. Installazione Programma

L'installazione del programma è molto semplice.

E' sufficiente inserire il CD dello stesso e, (se nel PC è impostata la procedura di autorun), in automatico verrà avviato il software per l'installazione, nel quale è sufficiente selezionare il programma da installare, fare clic sul pulsante "Installa" e seguire le relative istruzioni.

Se il software è stato scaricato da Internet, in genere lo stesso è nella forma di file zip, occorre eseguire le seguenti operazioni:

- a. Creare una cartella temporanea
- b. Estrarre i file contenuti in CpA.2018.zip nella cartella temporanea creata



**Figura 1 – Installazione Software**

- c. Aprire la Cartella temporanea ed eseguire il file "SETUP.EXE"

Alla fine dell'installazione verrà creata un'icona nella barra dei programmi, nel gruppo SIM-SRL, ed è sufficiente fare clic su tale icona per avviare il programma installato.



### ***3. Menu di Avvio***

Facendo clic sull'icona corrispondente al programma Capriate in Acciaio, (che per default è posta nella barra dei programmi nel gruppo SIM-SRL), il programma viene avviato ed appare a video la schermata principale dello stesso, da cui è possibile selezionare tutti i necessari comandi per inserire i dati, effettuare il calcolo, stampare i risultati, ecc.

In tale menu, sono presenti:

#### **La barra del titolo**

Indica il nome del programma e la relativa versione.

Qualora l'utente non è in possesso della licenza d'uso apparirà la dicitura "Versione Dimostrativa".

#### **La barra dei comandi**

In tale barra sono presenti tutti i comandi (Progetto, Dati Capriata, Verifica, ecc.) che è possibile eseguire con il programma, selezionabili tramite il mouse o premendo il tasto Alt e contemporaneamente il carattere sottolineato del comando.

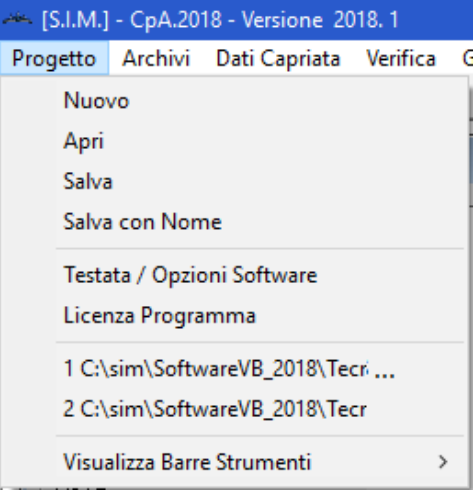
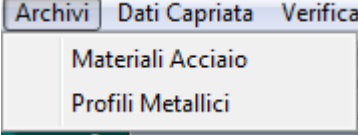

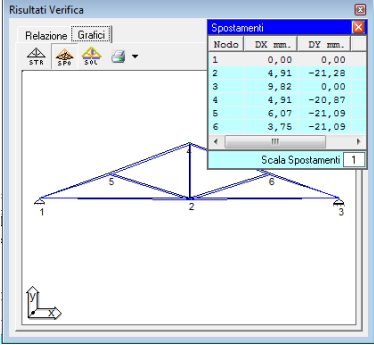
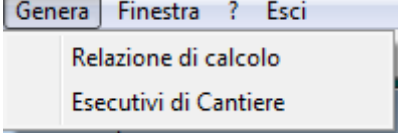
Alcuni di questi comandi, presentano a loro volta altri sottocomandi che consentono di effettuare specifiche operazioni legate al comando principale, ad es. selezionando il comando "Progetto" è possibile accedere ai relativi comandi di gestione dei progetti (Apri, Salva, Salva Con Nome, ecc.).

#### **Barra degli strumenti**

Consente di selezionare velocemente (con un clic del mouse sul corrispondente pulsante) tutti i comandi relativi alla gestione dei file-progetto, al calcolo, alla stampa, ecc.

## 4. Descrizione Comandi

I comandi che consentono di effettuare la creazione del file di progetto in cui memorizzare le informazioni relative alla capriata, l'inserimento dei dati necessari al calcolo ed alla verifica della stessa, la creazione e la stampa della relazione di calcolo e dei particolari costruttivi, sono raggruppati essenzialmente nei seguenti comandi di menu:

	<p><b><u>Progetto</u></b></p> <p>consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati della capriata</p>																					
	<p><b><u>Archivi</u></b></p> <p>Avvia il modulo di gestione del database relativo ai tipi di materiale "Acciaio" ed ai Profili Metallici</p>																					
	<p><b><u>Dati Capriata</u></b></p> <p>consente di attivare i menu di comandi:</p> <p>Geometria della capriata (Numero di Nodi, Numero di aste e relative dimensioni, vincoli, ecc.);</p> <p>Carichi da solaio di Copertura (in acciaio e/o in legno);</p> <p>Collegamenti Nodi con Piastre e Bulloni</p>																					
 <table border="1" data-bbox="480 1435 639 1570"><thead><tr><th>Node</th><th>DX mm.</th><th>DY mm.</th></tr></thead><tbody><tr><td>1</td><td>0,00</td><td>0,00</td></tr><tr><td>2</td><td>4,91</td><td>-21,28</td></tr><tr><td>3</td><td>9,82</td><td>0,00</td></tr><tr><td>4</td><td>4,91</td><td>-20,97</td></tr><tr><td>5</td><td>6,07</td><td>-21,09</td></tr><tr><td>6</td><td>3,76</td><td>-21,09</td></tr></tbody></table>	Node	DX mm.	DY mm.	1	0,00	0,00	2	4,91	-21,28	3	9,82	0,00	4	4,91	-20,97	5	6,07	-21,09	6	3,76	-21,09	<p><b><u>Verifica</u></b></p> <p>Avvia il calcolo delle sollecitazioni, ed esegue le verifiche previste dalla normativa.</p>
Node	DX mm.	DY mm.																				
1	0,00	0,00																				
2	4,91	-21,28																				
3	9,82	0,00																				
4	4,91	-20,97																				
5	6,07	-21,09																				
6	3,76	-21,09																				
	<p><b><u>Genera</u></b></p> <p>Consente di avviare la stampa della relazione di calcolo e/o degli esecutivi di cantiere.</p>																					

## 4.1. Progetto

Il comando "**Progetto**" consente di effettuare tutte quelle operazioni necessarie per la gestione dei file su cui verranno memorizzati i dati ed i risultati del solaio.

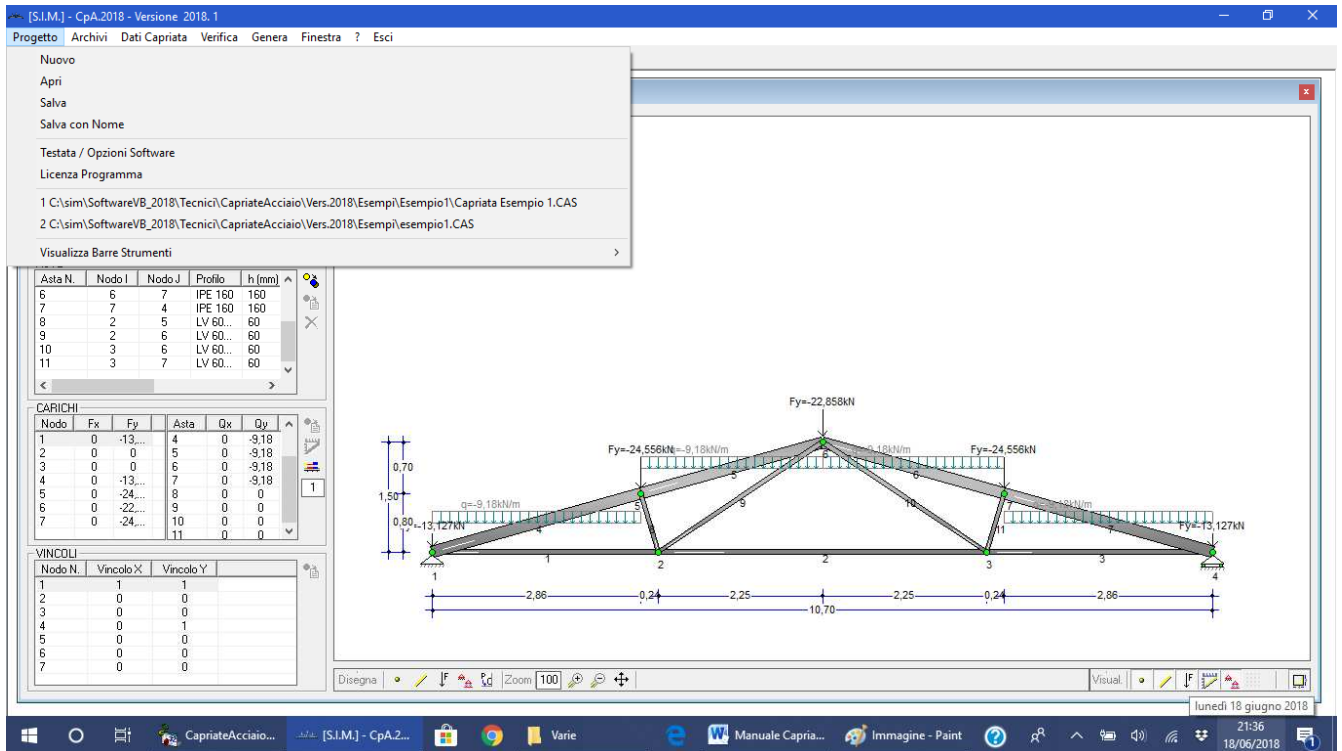


Figura 2 – Menu Progetto

## 4.2. Nuovo

Consente di aprire un nuovo file di progetto.

Se tale comando viene selezionato quando si sta lavorando ad un progetto su cui sono state apportate delle modifiche il programma chiede se si desidera salvare le eventuali modifiche al file-progetto attualmente in uso.

### 4.3. Apri

Consente di aprire un file-progetto precedentemente memorizzato nell'HDD e creato con il programma "Capriate in Legno". Sia tale comando che il comando "Salva con Nome" avviano la finestra di dialogo di Windows che consente di aprire o salvare il file da una qualsiasi directory.

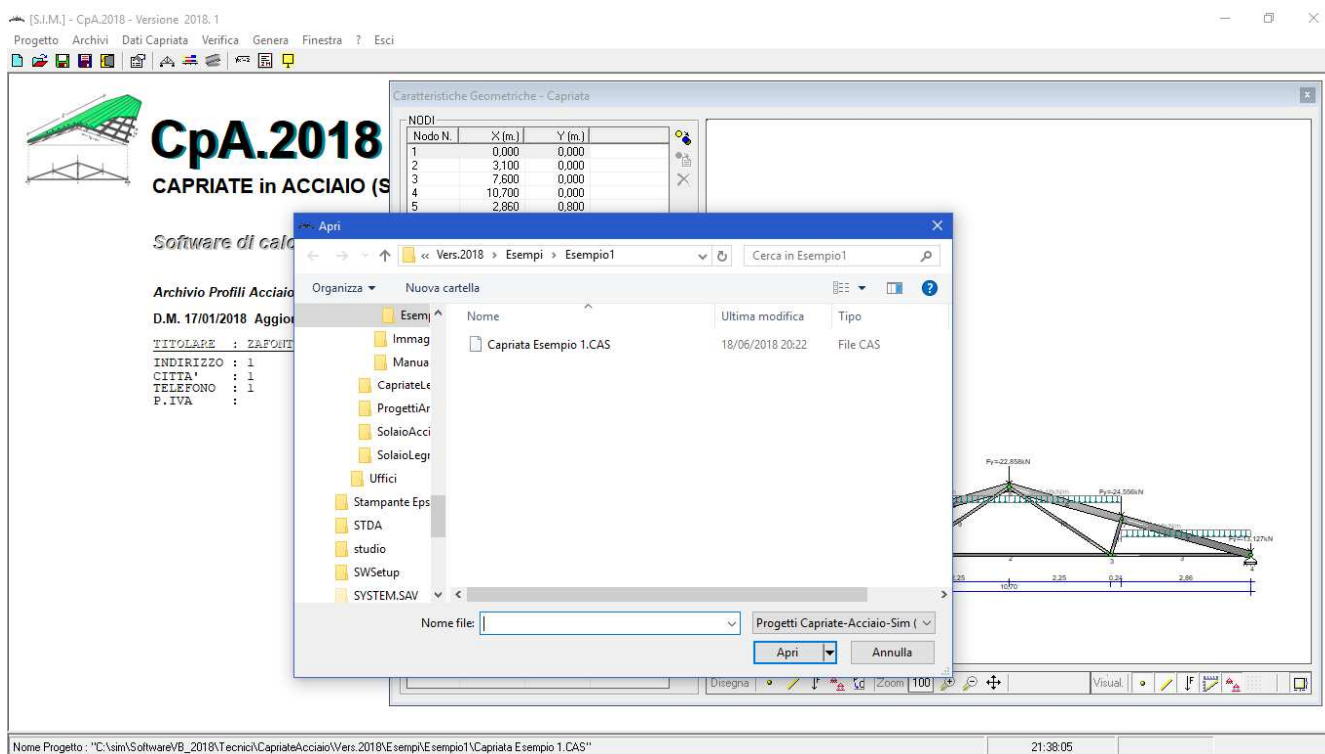


Figura 3 – Apri File/Progetto

### 4.4. Salva

Consente di salvare le ultime modifiche apportate al file-progetto. Se al progetto non è stato ancora assegnato un nome, verrà avviata la finestra di dialogo di "Salva con Nome".

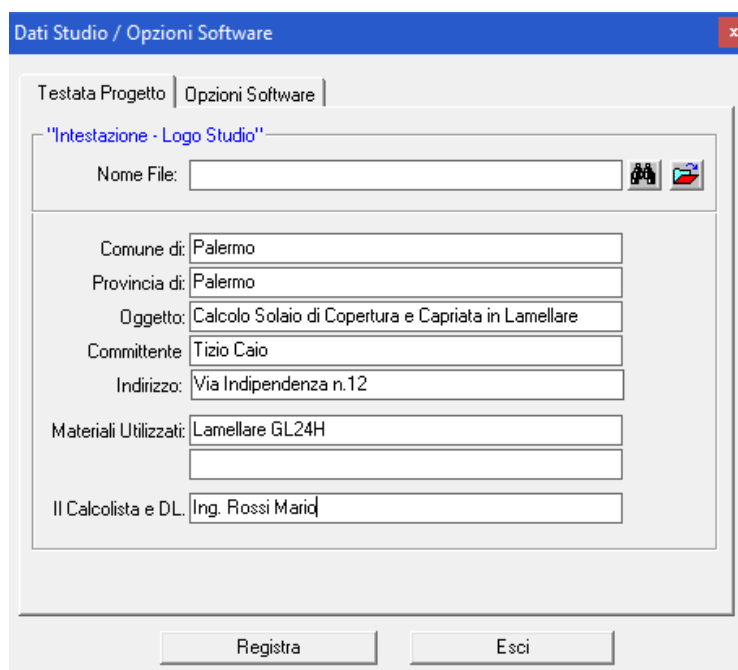
### 4.5. Salva con Nome

Consente di salvare il file attualmente in uso con un nome diverso. Opzione utile per duplicare un file-progetto, qualora si deve effettuare il calcolo di una capriata che per molti aspetti è identica ad una capriata precedentemente calcolato e memorizzato nell'HDD.

## 4.6. Testata / Opzioni Software

Il Comando “Progetto -> Testata / Opzioni Software” consente di avviare una finestra di dialogo nella quale è possibile immettere i dati relativi a:

### 4.6.1. Testata Progetto



Dati Studio / Opzioni Software

Testata Progetto | Opzioni Software

"Intestazione - Logo Studio"

Nome File:

Comune di:

Provincia di:

Oggetto:

Committente:

Indirizzo:

Materiali Utilizzati:

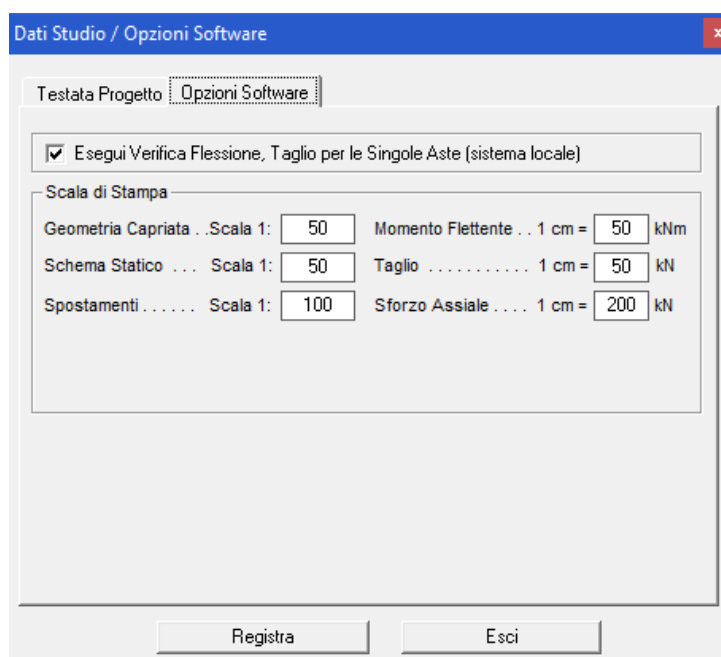
Il Calcolista e DL:

Registra Esci

**Figura 4 – Dati Testata Progetto**

Tali dati verranno inseriti nella testata del progetto, che può essere stampata assieme alla Relazione di Calcolo.

#### 4.6.2. Opzioni Software



**Figura 5 – Opzioni Software**

Consente di scegliere se oltre ad eseguire le verifiche agli Stati Limite Ultimi di compressione e trazione parallela alla fibratura , si desidera eseguire pure la verifica locale delle aste soggette a carico distribuito.

Inoltre consente di specificare la Scala di Stampa degli elaborati grafici che è possibile produrre con il software.



#### 4.7. Licenza Programma

Dal Menu “Progetto” è possibile accedere al comando “Licenza Programma” selezionando il quale è possibile avviare la finestra di dialogo che consente di inserire i dati relativi all’utente, attivare online il software, richiedere via fax oppure via E-Mail la Licenza d’uso e quindi inserire il codice utente che consente di attivare il programma.

Se non si possiede la Licenza d’uso, il programma viene eseguito in versione dimostrativa. In questo caso, è possibile registrare tutte le informazioni che si desidera, ma i dati verranno volutamente falsati al successivo utilizzo e le stampe saranno disattivate.

Prima di inserire la Licenza d’Uso si prega di leggere attentamente “Il contratto di Licenza” che si intende accettato se si procede con l’attivazione del software.

Una volta inserita la licenza d’uso nelle specifiche celle, non è più necessario selezionare il comando suddetto, in quanto il programma funzionerà perfettamente nelle successive sessioni di lavoro.

(H) LEGGERE ATTENTAMENTE IL PRESENTE CONTRATTO PRIMA DI PROCEDERE

CONTRATTO DI LICENZA D'USO CON L'UTENTE FINALE ( EULA )

S.I.M. srl (Società Informatica Madonita) - via Libertà N.1 - 90020 Castellana Sicula (PA) - Italia - tel. 0921642861  
e-mail. info@madosoft.it - Web: www.madosoft.it - Registro Imprese Palermo n. PA-226271 - P.IVA e C.F. 04947100824

**Concesso in Licenza d'Uso a:**

Cognome Utente	Nome Utente		
ZAFONTE	MARIO		
Codice Fiscale Utente	Partita IVA Utente		
XYZHLU25P65T134K	01256895354		
Indirizzo	CAP	Città	Provincia
1	1	1	1
N. Telefono	N. Fax	E-Mail	
1	1	1	

Licenza d'Uso N.ro: AP465486-HCZ0026-JD79

OK Esci

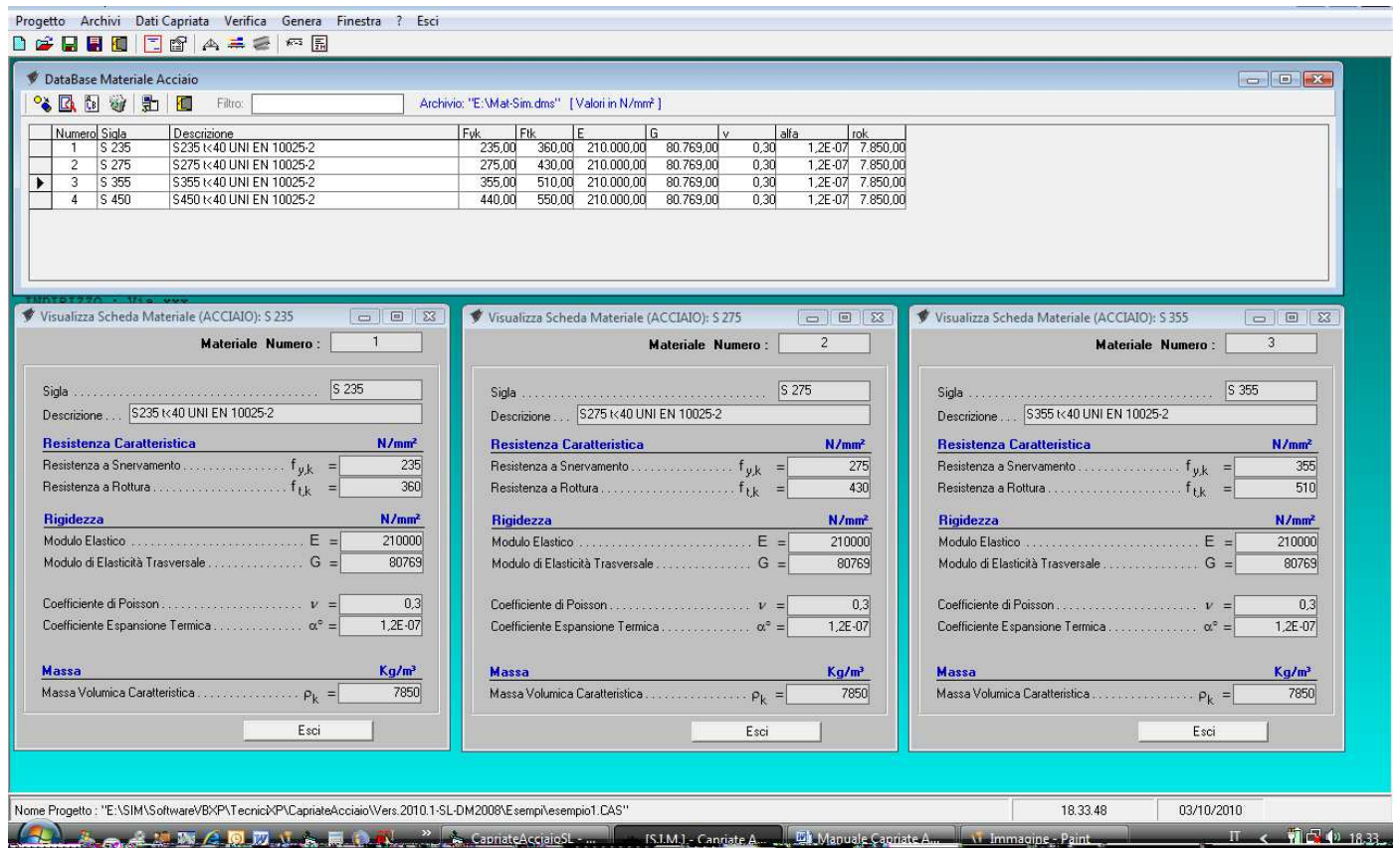
Figura 6 – Licenza d’Uso

#### 4.8. Ultimi File Aperti

Consente di aprire velocemente uno degli ultimi quattro file di progetto a cui si è lavorato di recente. Nelle corrispondenti righe appare il percorso completo indicante la directory in cui il file di progetto è stato memorizzato.

## 5. Archivi

Il comando “Archivi” consente di avviare le finestre di dialogo relative alla gestione del database del materiale Acciaio e del database dei profili metallici.



The screenshot displays the 'DataBase Materiale Acciaio' software interface. The main window shows a table of material properties for four different steel grades (S 235, S 275, S 355, S 450). Below the table, three smaller windows are open, each displaying the detailed properties for one of the materials: S 235, S 275, and S 355. The properties include characteristic resistance (Resistenza Caratteristica), modulus of elasticity (Rigidezza), Poisson's ratio, thermal expansion coefficient, and mass (Massa).

Numero	Sigla	Descrizione	F <sub>yk</sub>	F <sub>tk</sub>	E	G	v	alfa	rho <sub>k</sub>
1	S 235	S235 t<40 UNI EN 10025-2	235.00	360.00	210.000.00	80.769.00	0.30	1,2E-07	7.850.00
2	S 275	S275 t<40 UNI EN 10025-2	275.00	430.00	210.000.00	80.769.00	0.30	1,2E-07	7.850.00
3	S 355	S355 t<40 UNI EN 10025-2	355.00	510.00	210.000.00	80.769.00	0.30	1,2E-07	7.850.00
4	S 450	S450 t<40 UNI EN 10025-2	440.00	550.00	210.000.00	80.769.00	0.30	1,2E-07	7.850.00

Visualizza Scheda Materiale (ACCIAIO): S 235

Materiale Numero: 1

Sigla: S 235

Descrizione: S235 t<40 UNI EN 10025-2

**Resistenza Caratteristica** N/mm<sup>2</sup>

Resistenza a Snervamento: f<sub>y,k</sub> = 235

Resistenza a Rottura: f<sub>tk</sub> = 360

**Rigidezza** N/mm<sup>2</sup>

Modulo Elastico: E = 210000

Modulo di Elasticità Trasversale: G = 80769

Coefficiente di Poisson: v = 0.3

Coefficiente Espansione Termica: α<sup>2</sup> = 1,2E-07

**Massa** Kg/m<sup>3</sup>

Massa Volumica Caratteristica: ρ<sub>k</sub> = 7850

Visualizza Scheda Materiale (ACCIAIO): S 275

Materiale Numero: 2

Sigla: S 275

Descrizione: S275 t<40 UNI EN 10025-2

**Resistenza Caratteristica** N/mm<sup>2</sup>

Resistenza a Snervamento: f<sub>y,k</sub> = 275

Resistenza a Rottura: f<sub>tk</sub> = 430

**Rigidezza** N/mm<sup>2</sup>

Modulo Elastico: E = 210000

Modulo di Elasticità Trasversale: G = 80769

Coefficiente di Poisson: v = 0.3

Coefficiente Espansione Termica: α<sup>2</sup> = 1,2E-07

**Massa** Kg/m<sup>3</sup>

Massa Volumica Caratteristica: ρ<sub>k</sub> = 7850

Visualizza Scheda Materiale (ACCIAIO): S 355

Materiale Numero: 3

Sigla: S 355

Descrizione: S355 t<40 UNI EN 10025-2

**Resistenza Caratteristica** N/mm<sup>2</sup>

Resistenza a Snervamento: f<sub>y,k</sub> = 355

Resistenza a Rottura: f<sub>tk</sub> = 510

**Rigidezza** N/mm<sup>2</sup>

Modulo Elastico: E = 210000

Modulo di Elasticità Trasversale: G = 80769

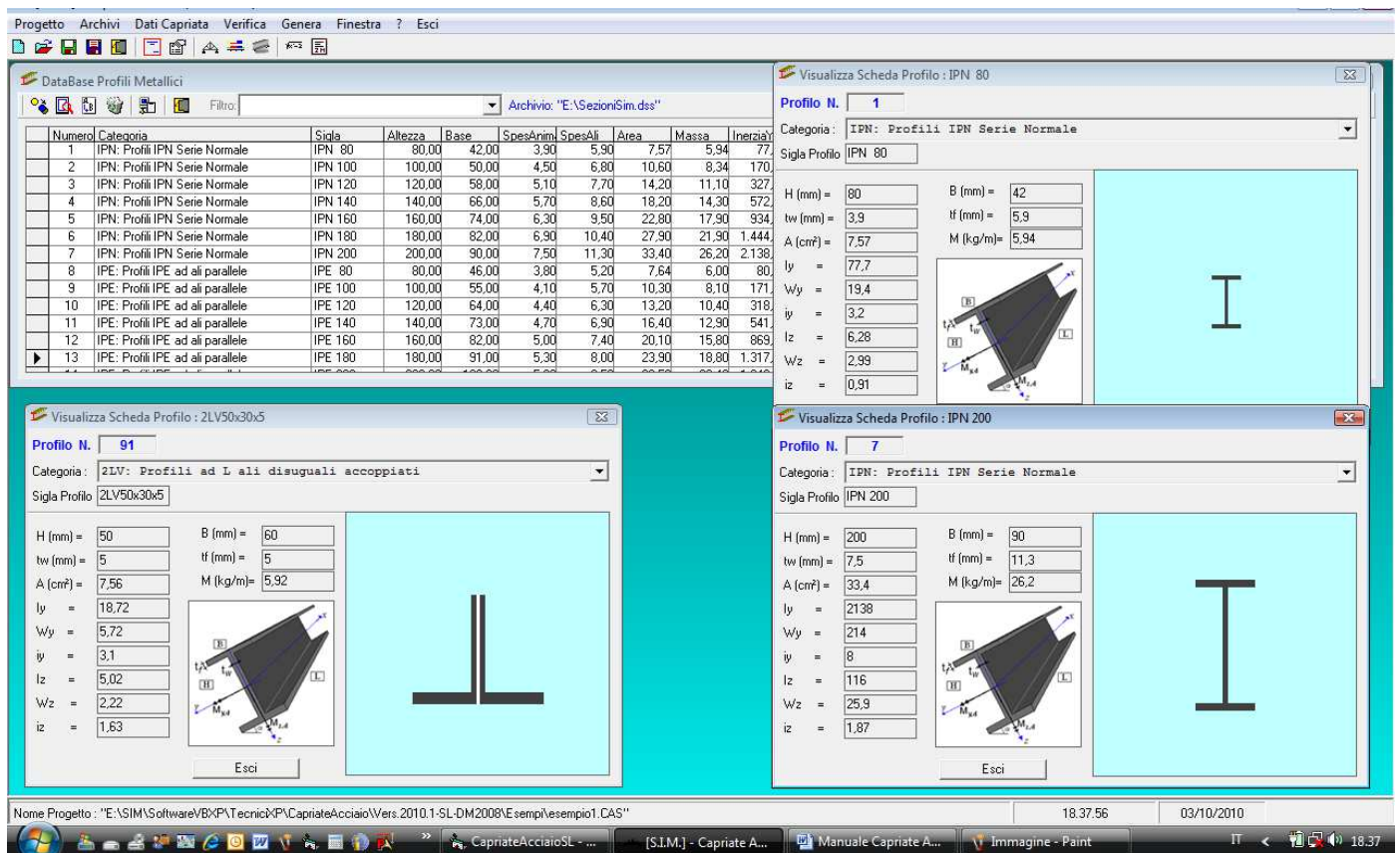
Coefficiente di Poisson: v = 0.3

Coefficiente Espansione Termica: α<sup>2</sup> = 1,2E-07

**Massa** Kg/m<sup>3</sup>

Massa Volumica Caratteristica: ρ<sub>k</sub> = 7850

Figura 7 – Database Materiale Acciaio



**Figura 8 – Database Profili Metallici**

Grazie a tali moduli, è possibile creare un proprio archivio dei materiali e dei profili più comunemente utilizzati, quindi sarà sufficiente specificare in ogni Asta il numero del materiale ed il numero del profilo (come registrati nei database) per caricare immediatamente i valori delle caratteristiche meccaniche e geometriche dell'elemento (resistenza caratteristica, modulo elastico, dimensioni, etc.)

## 6. Dati Capriata

Il comando “dati capriata” consente di attivare il menu di comandi relativo ai dati della capriata (Numero Nodi, Numero aste e relativo profilo, ipotesi di vincolo, ecc.).

Tali dati vengono raggruppati nelle seguenti tre categorie, selezionabili dal menu a tendina che appare dopo aver selezionato il comando “Dati Capriata”:

The screenshot displays the CpA.2018 software interface. The main window shows a 3D model of a truss structure with a green roof. The 'Dati Capriata' menu is open, showing options for 'Geometria', 'Analisi Carichi Solaio Copertura', and 'Definizione Unioni'. The 'Definizione Unioni' panel is active, showing a table of defined unions and a detailed view of a 'Unione N. 1 "TRAVE CATENA" - Nodo Associato N. 1'. The detailed view includes fields for 'Dati Bulloni', 'Dati Piastra / Aste', 'Dati Saldatura [Cordone angolo]', and 'Sollecitazioni'. A 2D diagram of the truss joint is shown on the right. The bottom of the interface shows a table of nodes and their vertical displacements.

N.	Tipologia	Nodo...	Aste Colle
1	Trave Catena	1	[1]
2	Nodo Multi Aste	2	[1 2 3 4]
3	Nodo Multi Aste	3	[2 3 1 0 1 1]
4	Trave Catena	4	[3]
5	Nodo Libero con Piastra	5	[8]
6	Nodo Libero con Piastra	6	[9]
7	Nodo Libero con Piastra	6	[10]
8	Nodo Libero con Piastra	7	[11]
9	Trave-Trave con Flange	6	[6 6]
10	Colonna Pinto	1	[Cerniera]
11	Colonna Pinto	4	[Carrello]

Unione N.	Tipologia	Nodo...	Aste Colle
10	3	6	2,25
11	3	7	0,24

Nodo N.	Fy (kN)
3	0,00
4	-13,13
5	-24,56
6	-22,86
7	-24,56

Figura 9 – Dati Capriata



## 6.1. Geometria Capriata

La finestra di dialogo “Geometria” consente di inserire e/o modificare:

### I Nodi della capriata e le relative coordinate

### Le Aste della capriata e le relative dimensioni e materiale

Nell'apposito riquadro di tale finestra di dialogo, oltre a specificare il nodo iniziale ed il nodo finale dell'asta, è possibile inserire le dimensioni delle aste (inserito il numero del profilo, il programma mostra in automatico l'altezza dello stesso, la base, l'area, il momento d'inerzia ed il modulo di resistenza) e le caratteristiche del tipo di acciaio utilizzato (resistenza a snervamento, a rottura, ecc.).

### I Carichi Nodali

### I Carichi Distribuiti sulle singole aste

### I Vincoli esterni

**Caratteristiche Geometriche - Capriata**

Nodo N.	X (m.)	Y (m.)
1	0,00	0,00
2	3,00	0,00
3	6,00	0,00
4	3,00	1,10
5	1,40	0,50
6	4,60	0,50

Asta N.	Nodo I	Nodo J	Profilo	h (mm)
4	2	6	2LV50...	50
5	4	6	IPN 120	120
6	6	3	IPN 120	120
7	5	4	IPN 120	120
8	1	2	2LV50...	50
9	2	3	2LV50...	50

Nodo N.	Vincolo X	Vincolo Y
1	1	1
2	0	0
3	0	1
4	0	0
5	0	0
6	0	0

**Modifica Aste N. 4**

Nodo Iniziale i= 2    Nodo Finale j= 6

Sezione  
Profilo Num. 91

Materiale  
Numero 1  
S235 t<40 UNI EN 10025-

f<sub>y,k</sub> (N/mm<sup>2</sup>) 235  
f<sub>t,k</sub> (N/mm<sup>2</sup>) 360  
E (N/mm<sup>2</sup>) 210000

Rmax 250  
% Rid. Sez. = 0

Sigla: 2LV50x30x5  
h (mm) = 50  
b (mm) = 60  
t<sub>w</sub> (mm) = 5  
t<sub>f</sub> (mm) = 5  
A (cm<sup>2</sup>) = 7,56  
M (daN/m) = 5,92  
I<sub>y</sub> (cm<sup>4</sup>) = 18,72  
W<sub>y</sub> (cm<sup>3</sup>) = 5,72  
I<sub>y</sub> (cm) = 3,1

**Carichi Distribuiti Aste da Solato Copertura**

Asta N.	Nodo I	Nodo J	Carico Distr. Q <sub>x</sub> (kN/m)	Carico Distr. Q <sub>y</sub> (kN/m)
2	0	4	0	0
3	0	5	-5,6	-8,07
4	0	6	-12	-8,07
7	0	7	0	0
8	0	8	0	0
9	0	9	0	0

**Modifica Carichi Nodo N. 1**

Forza Oriz. F<sub>x</sub> (kN) 0  
Forza Vert. F<sub>y</sub> (kN) -5,649

**Modifica Carichi Distr. Asta N. 3**

Carico Distr. Q<sub>x</sub> (kN/m) 0  
Carico Distr. Q<sub>y</sub> (kN/m) 0

**Modifica Vincoli Nodo N. 1**

Spostam. Bloccato:  X  Y

**Disegna**    **Visual.**

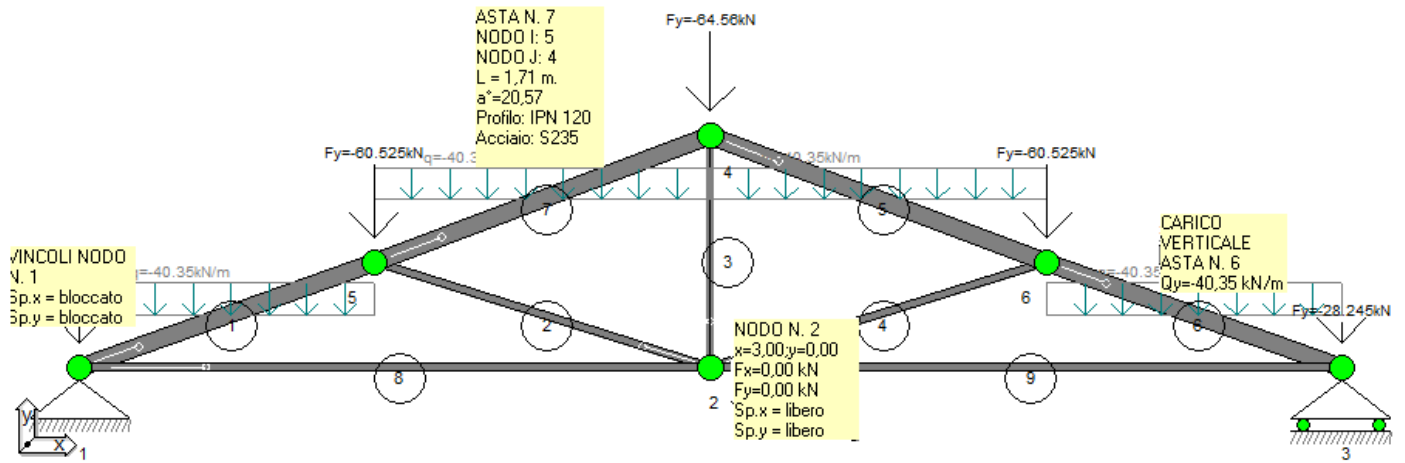
Figura 10 – Caratteristiche Geometriche

Come si evince dalla figura, in corrispondenza delle tabelle relative ai nodi, alle aste, etc. sono presenti dei pulsanti che consentono di aggiungere, modificare e/o rimuovere l'elemento specifico.

Inoltre, al di sotto della finestra grafica è presente la barra degli strumenti “Disegna”, che consente di


inserire i dati relativi alla capriata, disegnando gli stessi, e la barra degli strumenti “Visualizzazione” che consente di attivare o disattivare la visualizzazione dei vari elementi al fine di facilitare le varie operazioni di disegno.


Per una lettura immediata dei dati registrati, se si desidera è possibile interrogare la finestra grafica, facendo click con il mouse sull'elemento di cui si desidera conoscere i relativi valori.

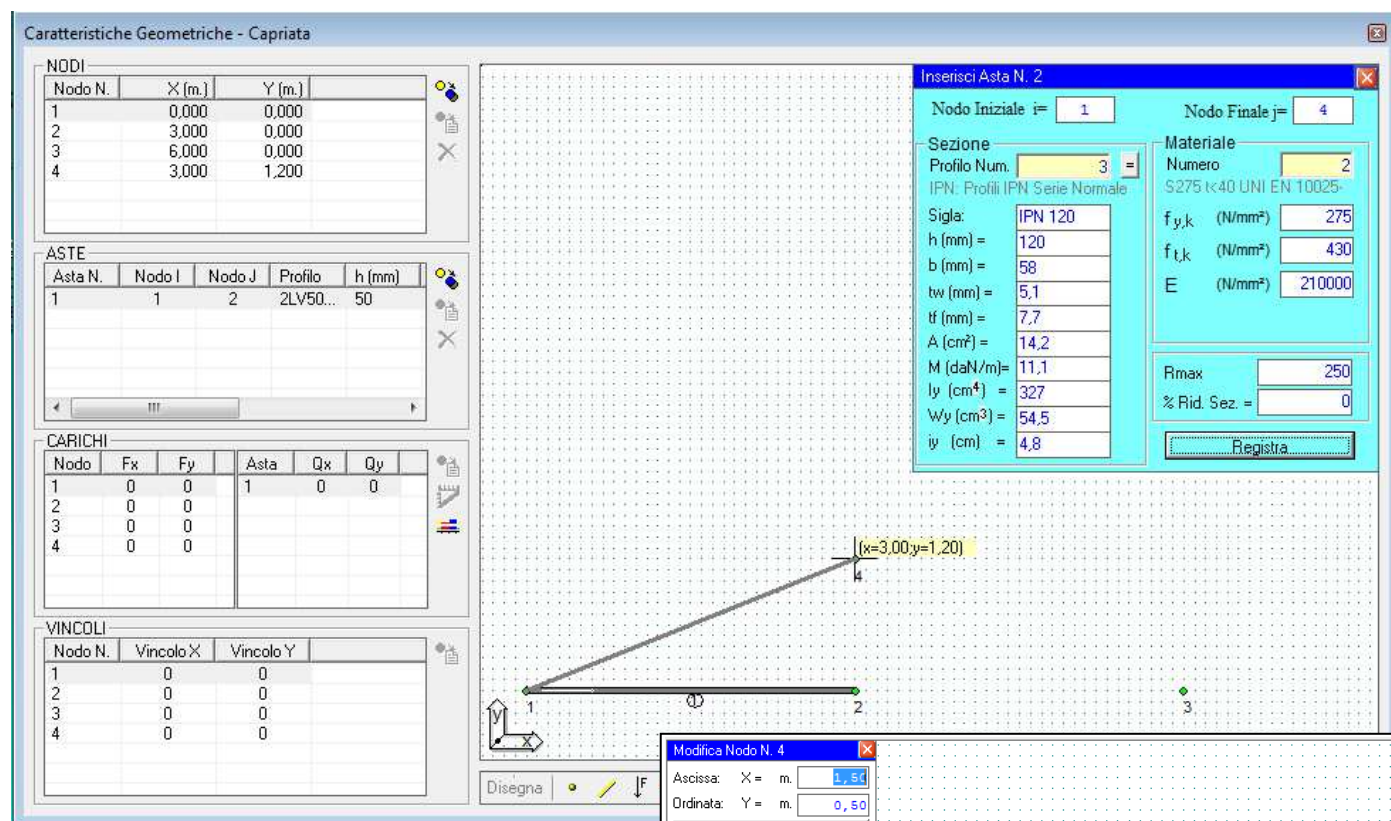




### 6.1.1. Disegno Geometria Capriata

Selezionando il pulsante “Disegna” – “Nodi” , è sufficiente fare click con il pulsante sinistro del mouse nella finestra grafica, in corrispondenza del punto avente le coordinate  $x$ ,  $y$  desiderate, il software provvederà immediatamente a registrare i dati del nodo nella specifica tabella.

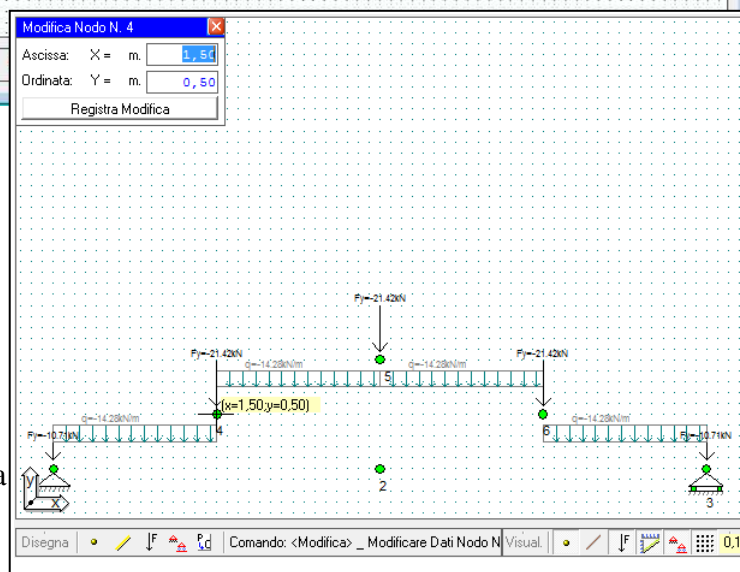
Selezionando il pulsante “Disegna” – “Aste” , in una prima fase si specificano i nodi di estremità dell’asta selezionando gli stessi con il mouse nella finestra grafica; dopo aver specificato i nodi, si attiva la finestra in cui bisogna specificare le dimensioni ed il materiale relativi all’asta:



The screenshot displays the 'Caratteristiche Geometriche - Capriata' software window. On the left, there are four data tables: 'NODI', 'ASTE', 'CARICHI', and 'VINCOLI'. The 'NODI' table lists four nodes with their coordinates. The 'ASTE' table shows a beam connecting nodes 1 and 2. The 'CARICHI' table shows zero forces at all nodes. The 'VINCOLI' table shows zero constraints at all nodes. The central workspace shows a coordinate system with nodes 1, 2, 3, and 4 plotted. A beam is drawn between nodes 1 and 2. A dialog box 'Inserisci Asta N. 2' is open, showing parameters for the beam: profile number 3, height 120 mm, width 58 mm, etc. A 'Modifica Nodo N. 4' dialog box is also visible, showing coordinates (1.54, 0.50).


Analogamente, è possibile specificare le forze nodali ed i vincoli.

Se si desidera modificare un elemento precedentemente inserito, è inoltre possibile selezionare il pulsante “Disegna” – “Modifica” e dopo aver selezionato l’elemento il software attiva la relativa finestra per la modifica dell’elemento.

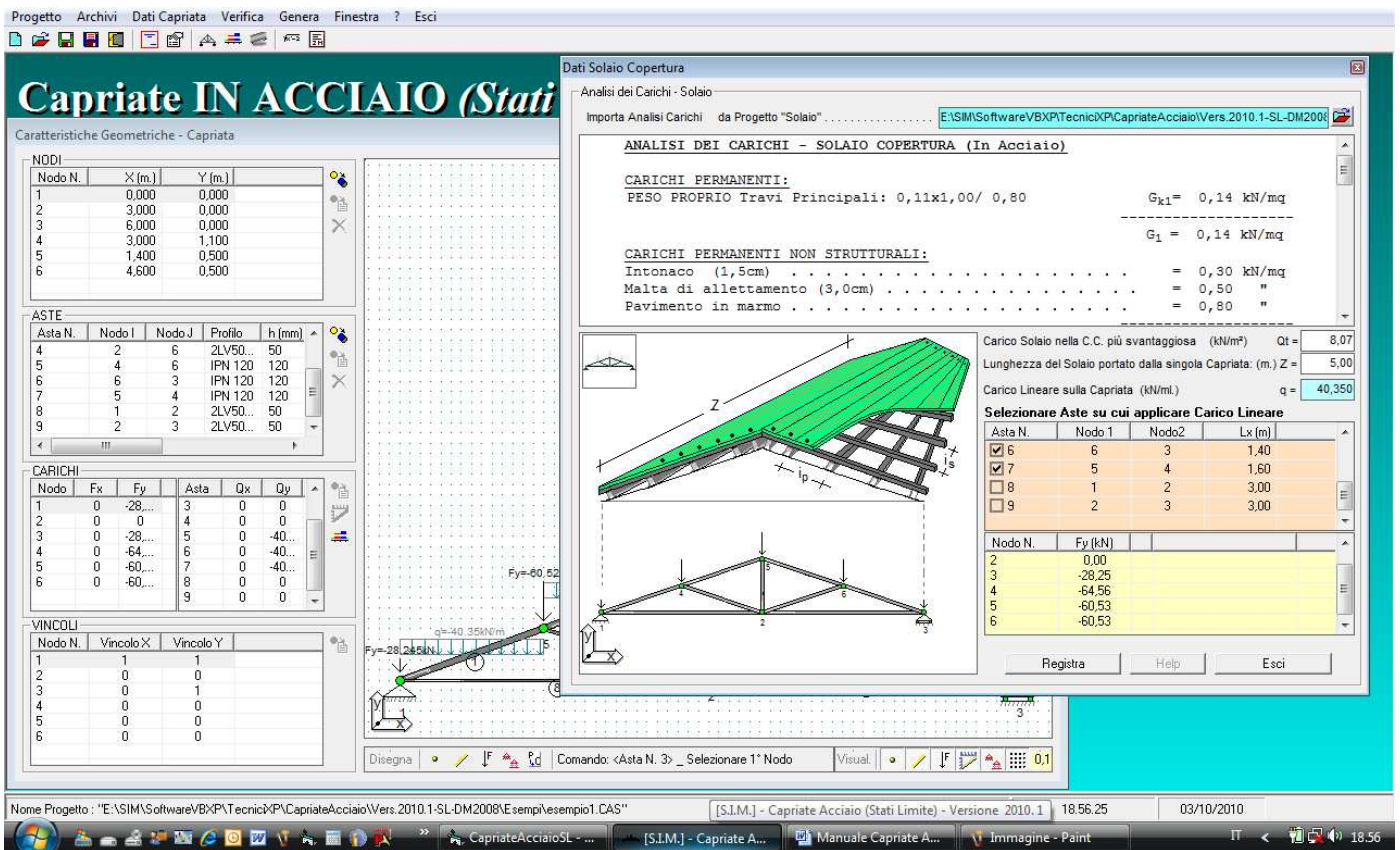


This screenshot shows the software interface after modifications. The beam structure is now more complex, with multiple beams and nodes. Forces are applied at various nodes, and constraints are shown. A 'Modifica Nodo N. 4' dialog box is open, showing the coordinates for node 4 as X = 1.54 and Y = 0.50. The workspace shows a grid of nodes and beams, with forces and constraints indicated by arrows and symbols.

## 6.2. Analisi dei Carichi – Solaio di Copertura

Selezionando il comando “Dati Capriata” – “Analisi Carichi Solaio Copertura” o il pulsante  appare una finestra di dialogo che consente di caricare l’analisi dei carichi da un solaio precedentemente calcolato con il software “Solai in Acciaio” e/o con il software “Solai in Legno”.

Oppure è possibile specificare direttamente il carico del solaio nella C.C. più svantaggiata.



**Capriate IN ACCIAIO (Stati Limite)**

**Dati Solaio Copertura**

Analisi dei Carichi - Solaio

Importa Analisi Carichi da Progetto "Solaio" ..... E:\SIM\Software\VBXP\Tecnic\PC\CapriateAcciaio\Vers.2010.1-SL-DM2008

**ANALISI DEI CARICHI - SOLAIO COPERTURA (In Acciaio)**

**CARICHI PERMANENTI:**  
 PESO PROPRIO Travi Principali: 0,11x1,00/ 0,80  $G_{k1} = 0,14 \text{ kN/mq}$

**CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI:**  
 Intonaco (1,5cm) ..... = 0,30 kN/mq  
 Malta di allettamento (3,0cm) ..... = 0,50 "  
 Pavimento in marmo ..... = 0,80 "

Carico Solaio nella C.C. più svantaggiata (kN/m<sup>2</sup>)  $Q_t = 8,07$   
 Lunghezza del Solaio portato dalla singola Capriata: (m)  $Z = 5,00$   
 Carico Lineare sulla Capriata (kN/ml)  $q = 40,350$

**Selezione Aste su cui applicare Carico Lineare**

Asta N.	Nodo1	Nodo2	Lx (m)
<input checked="" type="checkbox"/>	6	3	1,40
<input checked="" type="checkbox"/>	5	4	1,60
<input type="checkbox"/>	1	2	3,00
<input type="checkbox"/>	2	3	3,00

**Carico Lineare sulla Capriata (kN/ml)**

Nodo N.	Fy (kN)
2	0,00
3	-29,25
4	-64,56
5	-60,53
6	-60,53


Registra Help Esci

Nome Progetto : "E:\SIM\Software\VBXP\Tecnic\PC\CapriateAcciaio\Vers.2010.1-SL-DM2008\Esempi\esempio1.CAS" [S.I.M.] - Capriate Acciaio (Stati Limite) - Versione 2010.1 18.56.25 03/10/2010

Figura 11 – Analisi dei Carichi

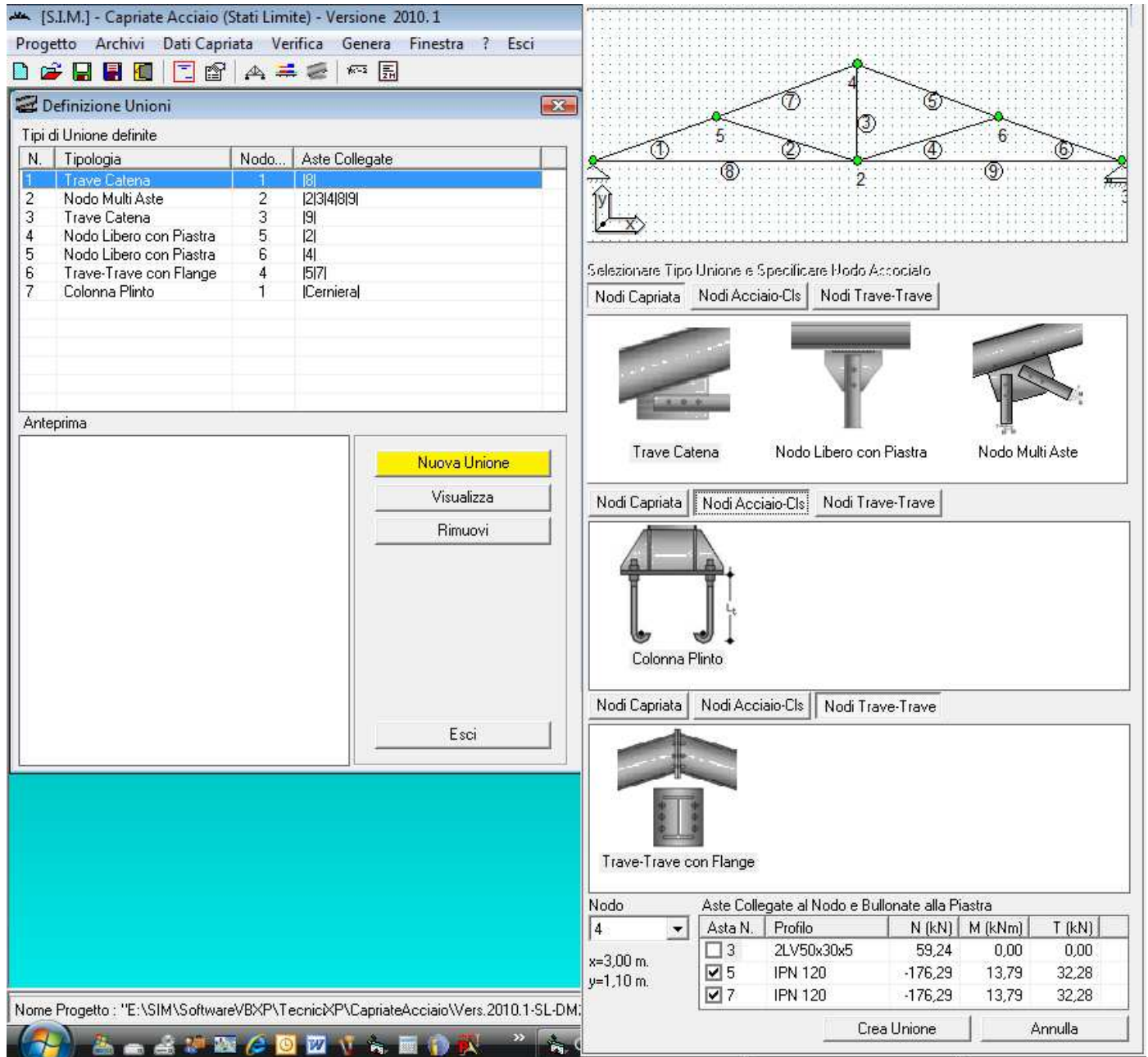
Selezionate le aste della capriata su cui poggia il solaio, il software determina in automatico i carichi da applicare ai nodi per il calcolo e la verifica della capriata.

### 6.3. Definizione Unioni - Collegamenti

Selezionando il comando “Dati Capriata” – “Definizione Unioni” oppure il pulsante  appare una finestra di dialogo che consente di specificare come le aste vengono tra loro collegate nei singoli nodi.

Ciò è necessario, se si desidera effettuare la verifica dei collegamenti.

In questa versione del software è possibile selezionare il tipo di unione tra quelle indicate:



**Definizione Unioni**

Tipi di Unione definite

N.	Tipologia	Nodo...	Aste Collegate
1	Trave Catena	1	8
2	Nodo Multi Aste	2	2 3 4 8 9
3	Trave Catena	3	9
4	Nodo Libero con Piastra	5	2
5	Nodo Libero con Piastra	6	4
6	Trave-Trave con Flange	4	5 7
7	Colonna Plinto	1	Cerniera

Anteprima

Nuova Unione

Visualizza

Rimuovi

Esci

Selezione Tipo Unione e Specificare Nodo Associato

Nodi Capriata | **Nodi Acciaio-Cls** | Nodi Trave-Trave

Trave Catena | **Nodo Libero con Piastra** | Nodo Multi Aste

Nodi Capriata | **Nodi Acciaio-Cls** | Nodi Trave-Trave

Colonna Plinto

Nodi Capriata | **Nodi Acciaio-Cls** | Nodi Trave-Trave

Trave-Trave con Flange

Nodo: 4

Aste Collegate al Nodo e Bullonate alla Piastra

Asta N.	Profilo	N (kN)	M (kNm)	T (kN)
<input type="checkbox"/> 3	2LV50x30x5	59,24	0,00	0,00
<input checked="" type="checkbox"/> 5	IPN 120	-176,29	13,79	32,28
<input checked="" type="checkbox"/> 7	IPN 120	-176,29	13,79	32,28

Crea Unione | Annulla

Nome Progetto : "E:\SIM\Software\VBXP\Tecnici\XP\CapriateAcciaio\Vers.2010.1-SL-DM"

**Figura 12 – Tipologia Unioni**

Specificato il tipo di unione e selezionato il nodo, bisognerà specificare tra le aste collegate allo stesso, e fare click sul pulsante “Crea Unione”; verrà attivata la corrispondente scheda in cui sarà possibile specificare i parametri necessari alla verifica del tipo di unione specificata.



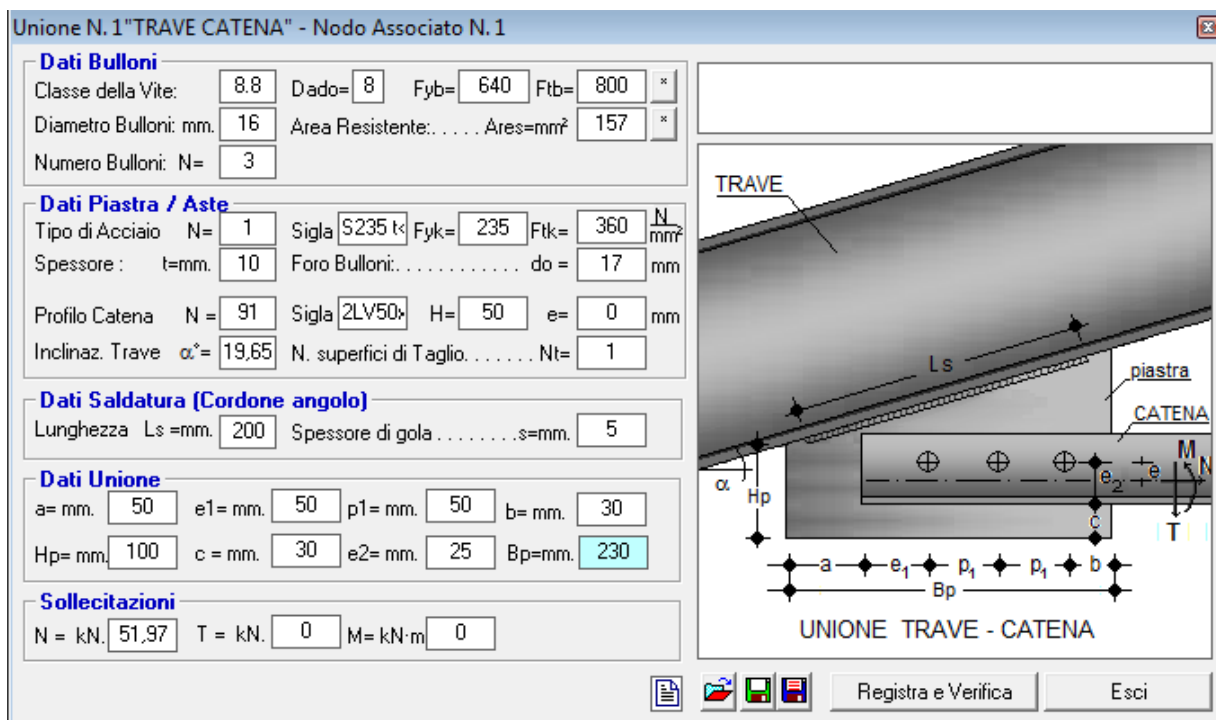


Figura 13 – Unione Trave Catena

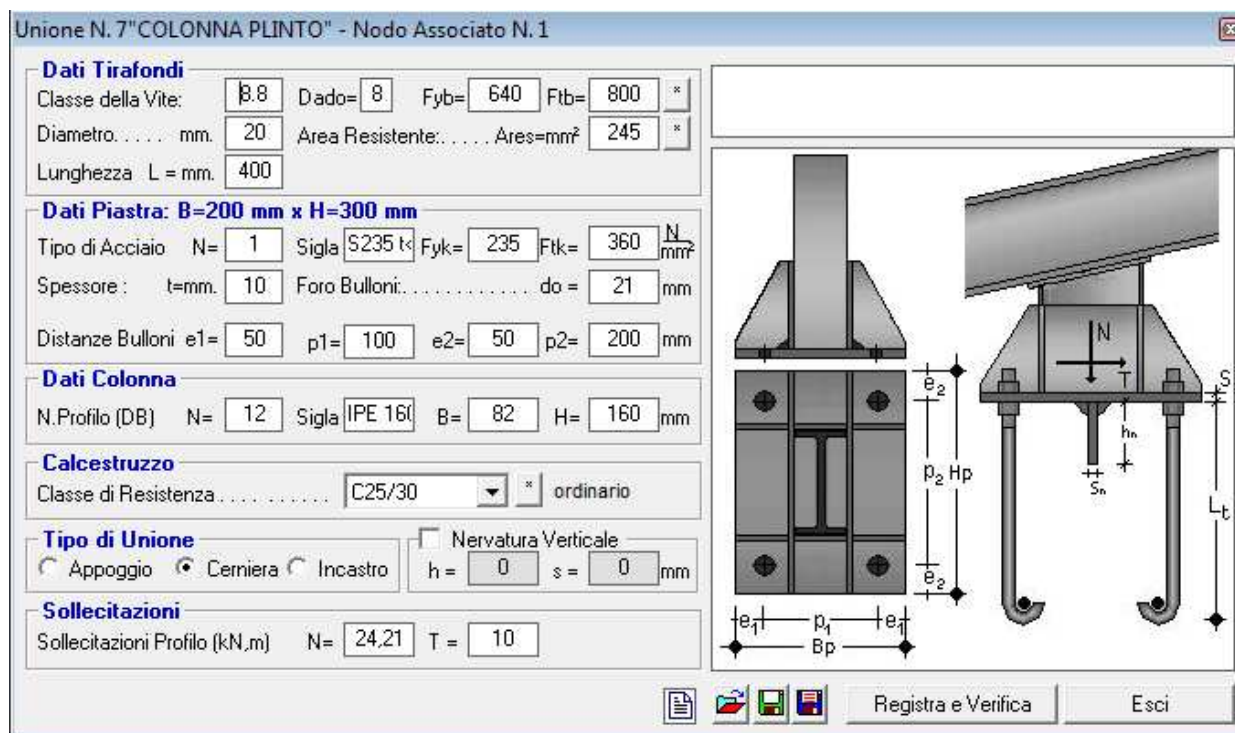


Figura 14 – Unione Colonna Plinto

## 7. Verifica

L'opzione "Verifica" del menù principale consente di effettuare il calcolo e la verifica della capriata, ovviamente devono prima inserirsi i dati necessari affinché tale calcolo possa effettuarsi. In particolare, si riporta il diagramma di flusso (flow chart) seguito dal software per effettuare tale verifica:

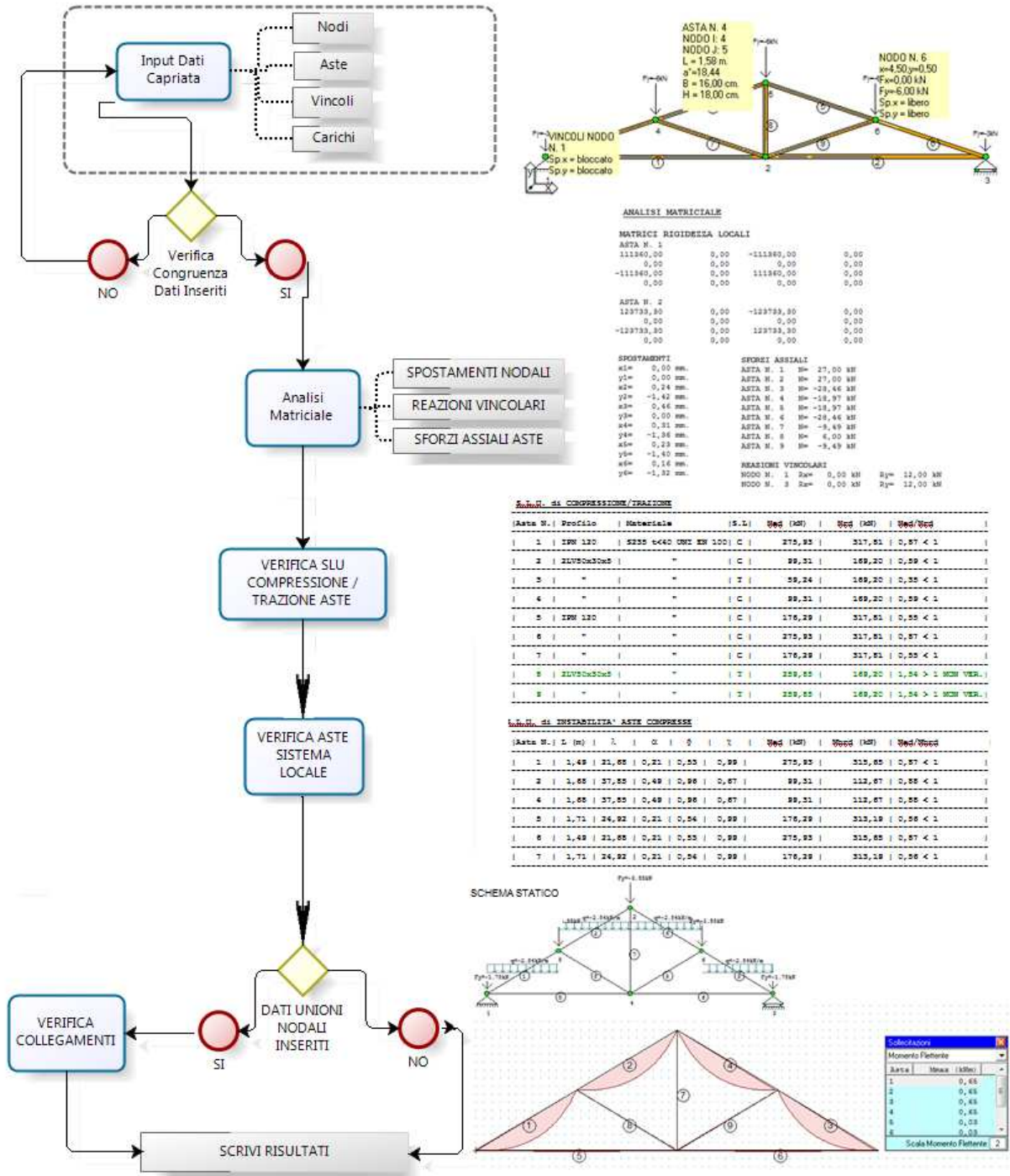


Figura 15 – Flow Chart di Verifica

I risultati di tale calcolo (in termini di tensioni e deformazioni) vengono immediatamente visualizzati in un'apposita finestra di dialogo "risultati verifica" che si attiva automaticamente per un immediato controllo degli stessi.

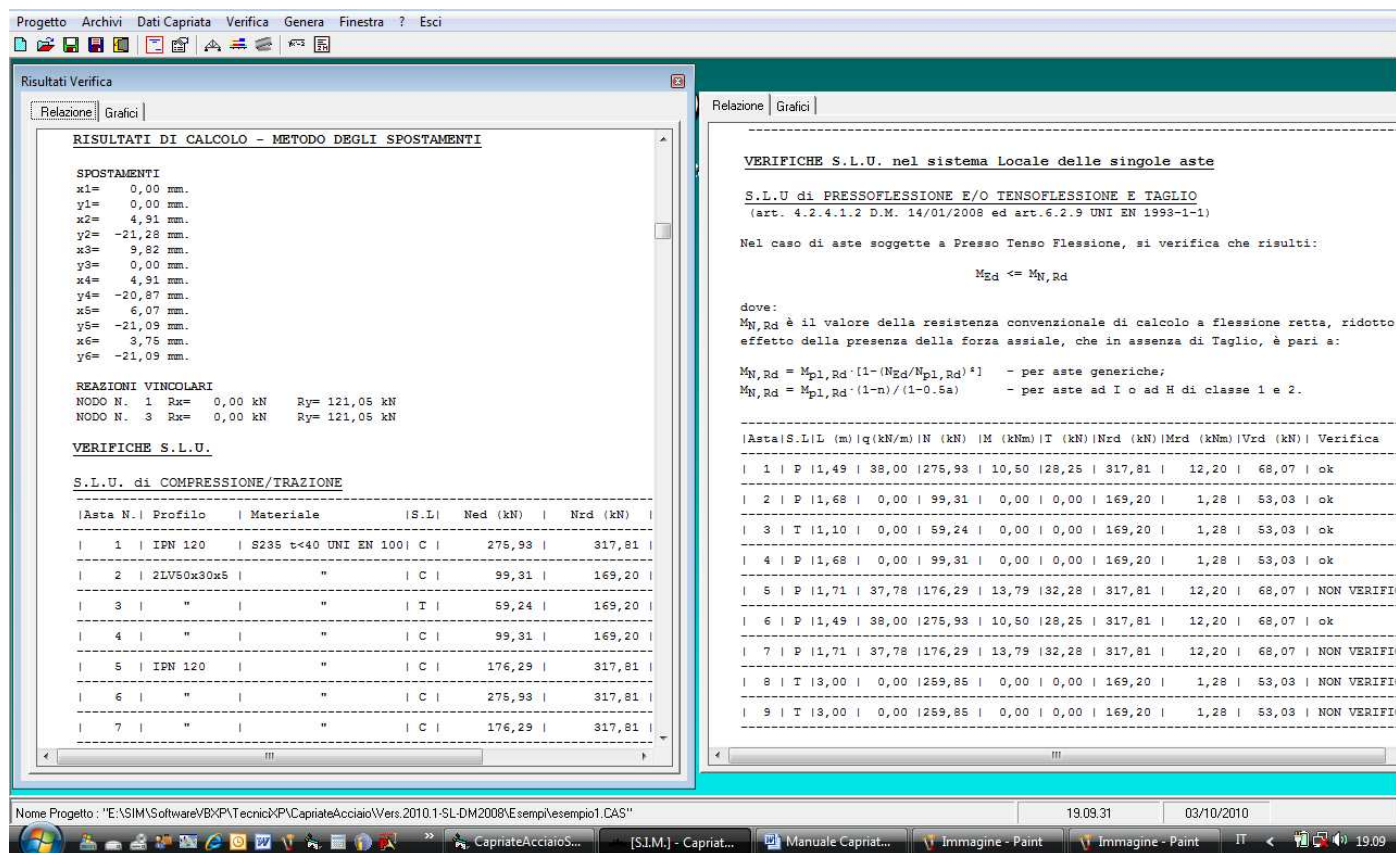


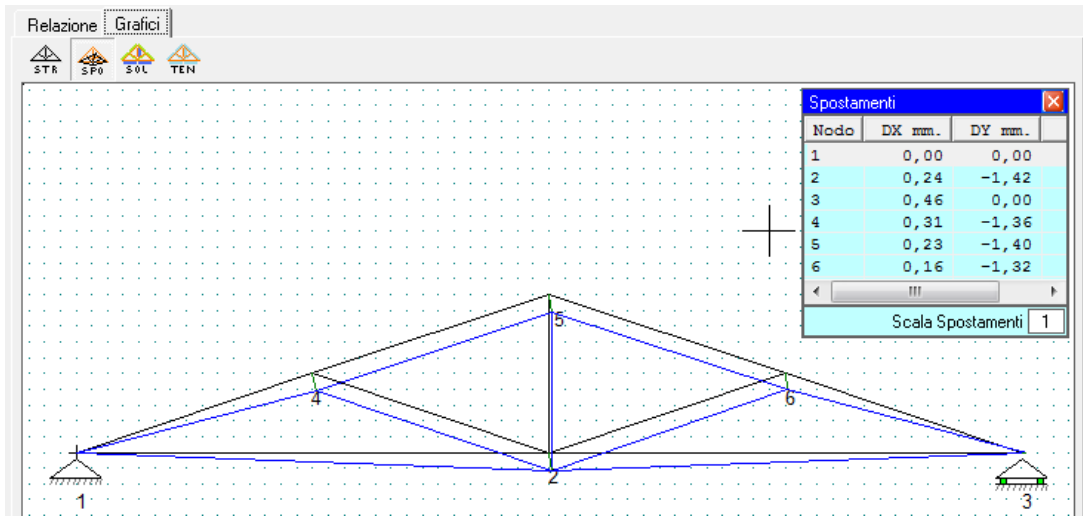
Figura 16 –Verifica

Se dopo aver effettuato la verifica, si modifica un dato della struttura quali ad es. il profilo di un'asta della capriata, dopo aver registrato tale modifica, il programma in automatico riesegue la verifica e ne mostra immediatamente i risultati sulla finestra di dialogo suddetta.

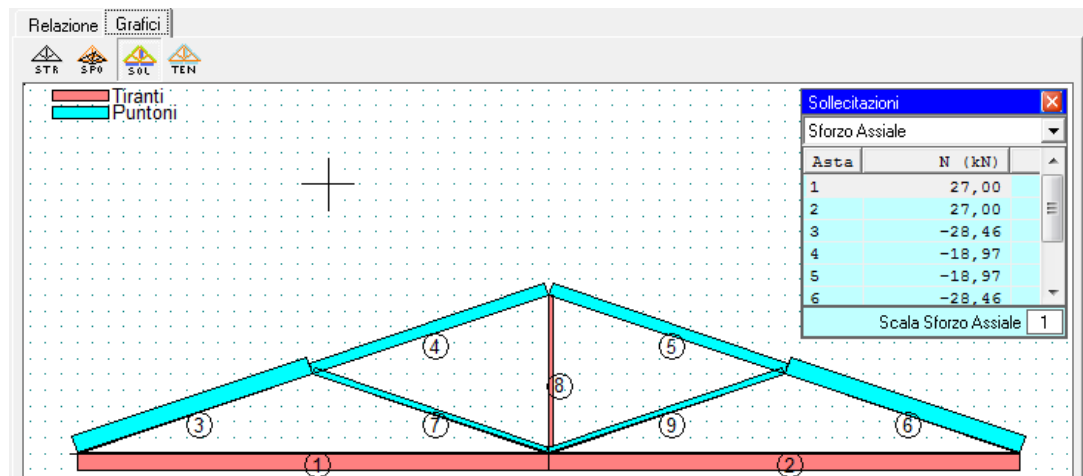
Nella finestra di dialogo "risultati verifica", è inoltre possibile visualizzare immediatamente vari diagrammi e tabelle che oltre a visualizzare il valore di alcune caratteristiche ne mostrano il relativo grafico.

Selezionando la scheda Grafici, si attiva la possibilità di visualizzare a video gli spostamenti della struttura e le sollecitazioni (Sforzo assiale, Momento Flettente e Taglio).

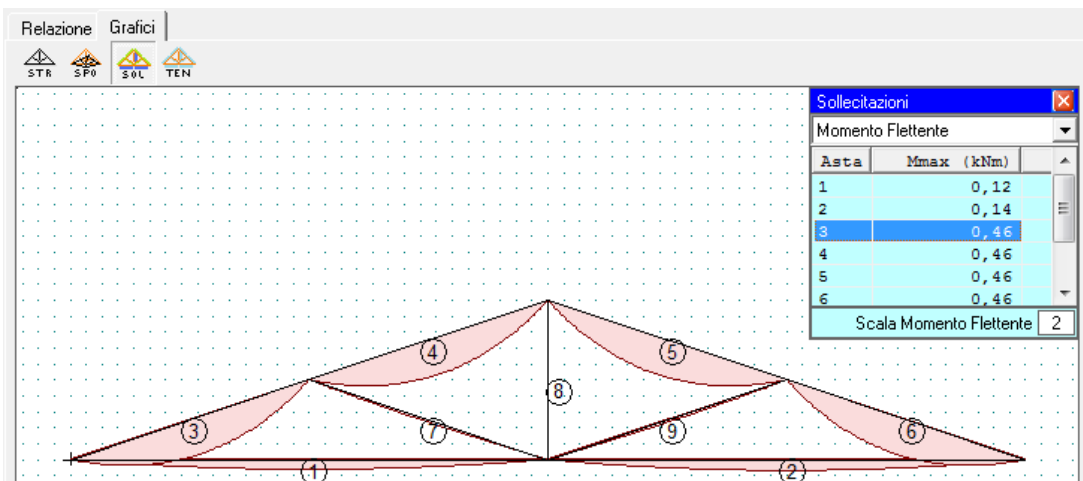




**Figura 17 – Spostamenti**



**Figura 18 – Sforzo Assiale**



**Figura 19 – Momento Flettente**

## 8. Genera

Il comando “Genera” consente di attivare il menu di comandi relativi ai documenti di output che è possibile creare con il programma.

### 8.1. Relazione di Calcolo

Il comando “Genera” -> “Relazione di Calcolo” consente di attivare una finestra di dialogo in cui è possibile selezionare:

#### - Il contenuto della relazione,

- Testata
- Premessa
- Caratteristiche Geometriche e Meccaniche
- Analisi dei carichi
- Analisi Matriciale
- Verifiche Stati Limite
- Verifiche collegamenti
- Immagini Struttura

Selezionando il comando “Compila” verrà mostrata a video l’anteprima della relazione, con evidenziate eventuali verifiche non soddisfatte.

Selezionando il comando “Salva su File” verrà chiesto il nome del file (formato Word) in cui salvare la relazione di calcolo.

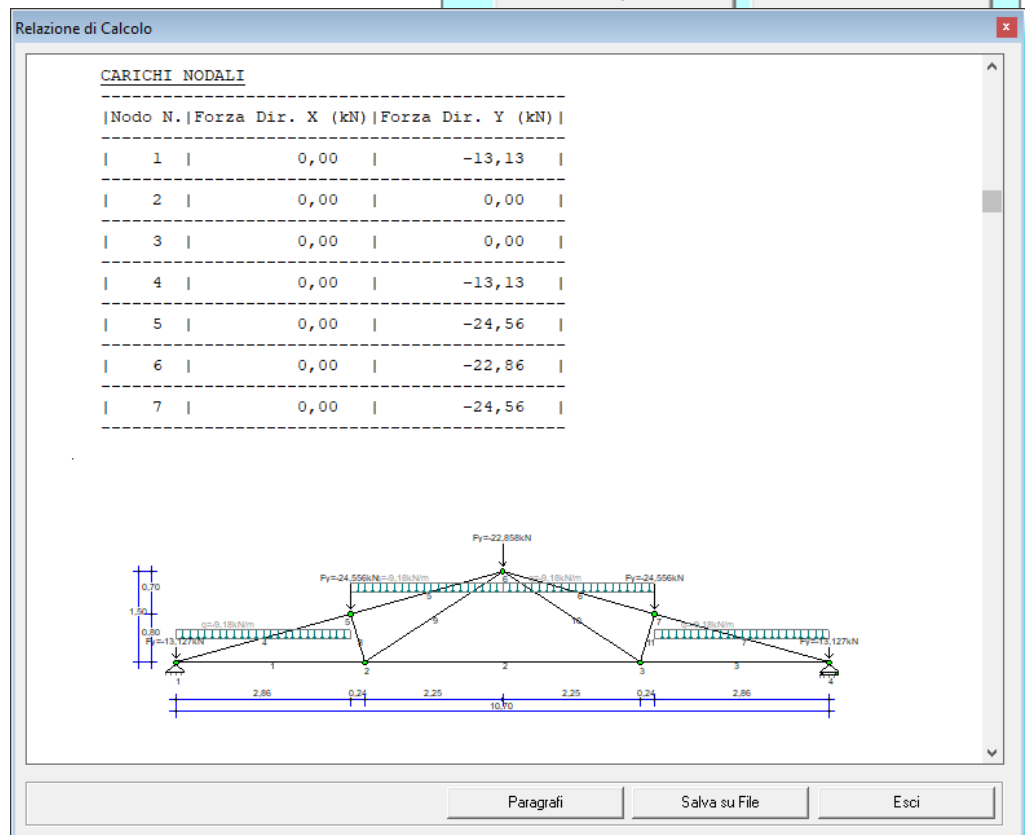
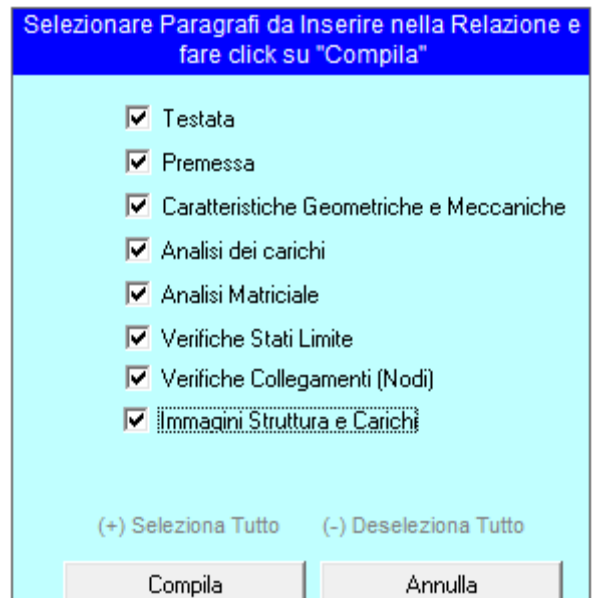


Figura 20 - Relazione di Calcolo

## 8.2. Esecutivi di Cantiere

Il comando “Genera” -> “Esecutivi di Cantiere” mostra l’anteprima di stampa dello schema statico della struttura, della geometria della stessa, e se definiti i tipi di unioni dei singoli nodi stampa i particolari quotati dei collegamenti specificati.

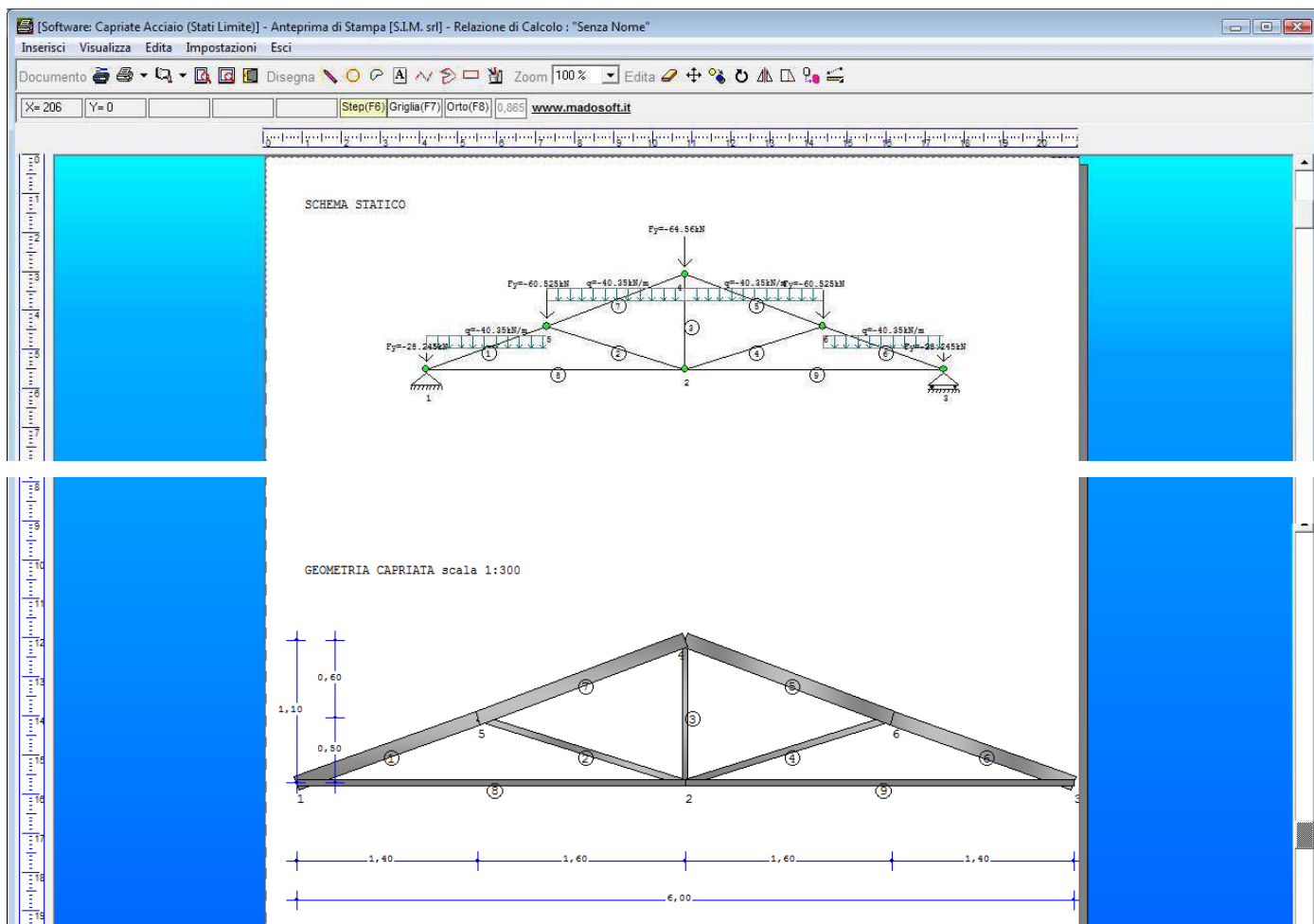
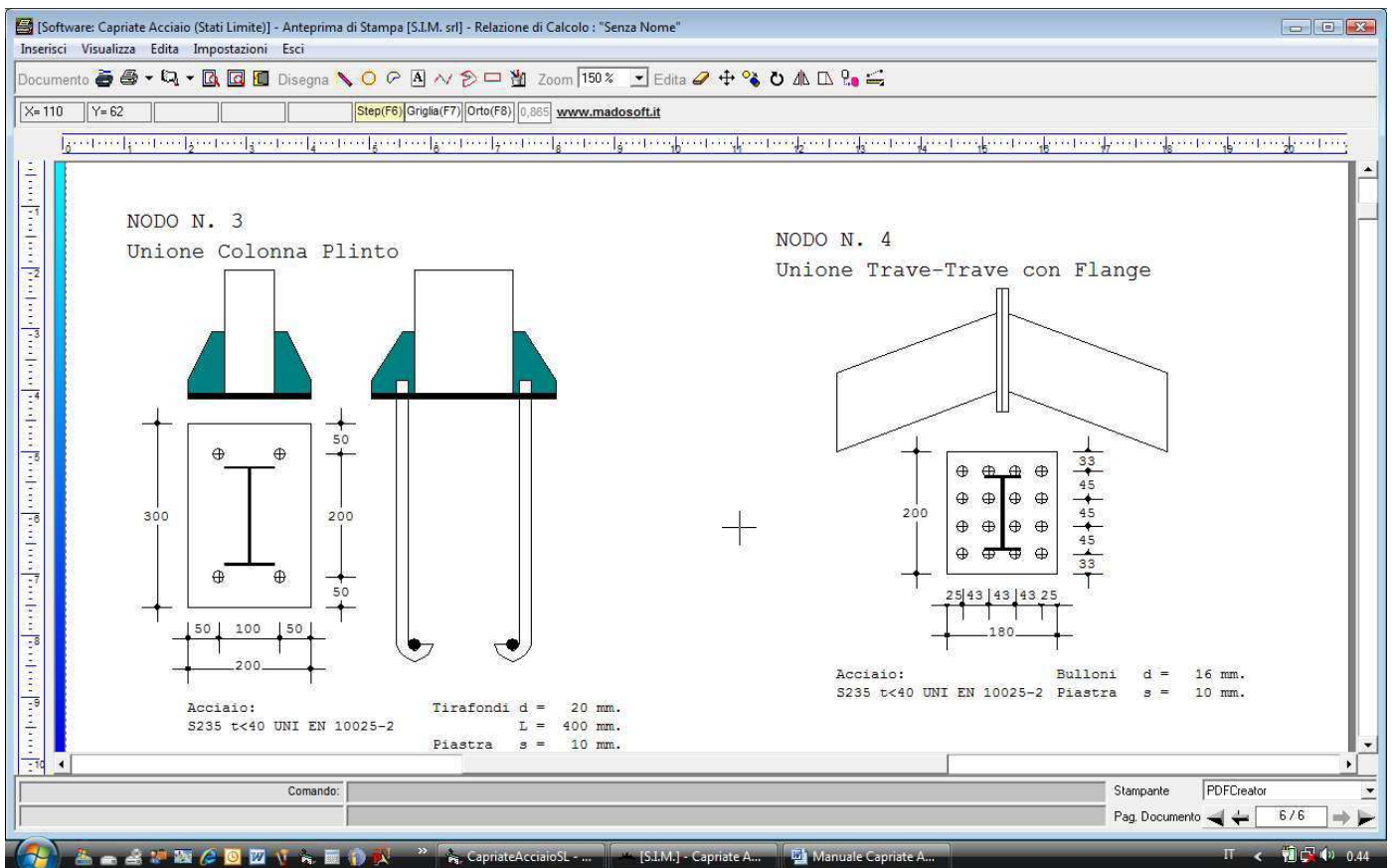


Figura 21 – Esecutivi e Particolari Costruttivi



**Figura 22 – Particolari costruttivi Collegamenti Aste**

## **9. Metodo di Calcolo**

### **9.1. Azioni di calcolo (software)**

Per il calcolo degli sforzi assiali viene utilizzato il metodo matriciale degli spostamenti, il modello matematico della capriata è quello della struttura reticolare, con nodi cerniera.

Determinati i carichi nodali nella condizione di carico più sfavorevole ed applicati gli stessi nei corrispondenti nodi della capriata, il software esegue il calcolo degli spostamenti, delle reazioni vincolari e degli sforzi assiali che si ingenerano in ciascuna asta ed esegue la verifica delle stesse.

Se si desidera è possibile applicare dei carichi distribuiti (kN/m) nelle singole aste, in questo caso:

- il software consente di determinare velocemente i corrispondenti carichi nodali al fine di verificare le singole aste a compressione e/o a trazione;
- esegue la verifica a presso tenso flessione e taglio di ogni asta nel relativo sistema di riferimento locale.

Nel caso di capriate a sostegno di un solaio di copertura, se si desidera è possibile acquisire i carichi da applicare alle aste (e quindi ai nodi) della capriata, dal solaio di copertura precedentemente calcolato con il software “Solaio in Legno” o con il software “Solaio in Acciaio” prodotti dalla SIM srl.

### **9.2. Verifiche di resistenza**

Nota la generica sollecitazione di calcolo  $E_d$  (Momento Flettente, Taglio, ecc.) e la corrispondente resistenza di progetto  $R_d$  (o  $X_d$ ), la verifica di resistenza viene effettuata controllando che risulti (art.2.3 DM.2018):

$$R_d \geq E_d$$

### 9.2.1. Stati Limite Ultimi

Ai sensi di quanto stabilito dalla normativa (D.M. 14/01/2018) per la verifica della sicurezza e delle prestazioni delle opere, le tensioni interne si possono calcolare nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane e di una relazione lineare tra tensioni e deformazioni fino alla rottura.

$$\begin{array}{ccc} E_d & \xrightarrow{\text{HP\_conservazione sezioni\_piane}} & \sigma_E; \tau_E \\ \text{sollecitazioni di calcolo} & & \text{tensioni di calcolo} \end{array}$$

In particolare, determinati gli sforzi assiali che si ingenerano nelle aste che costituiscono la capriata, mediante il metodo matriciale degli spostamenti,

- per ogni asta soggetta a trazione (TIRANTE), si esegue la verifica allo SLU di Trazione
- per ogni asta soggetta a compressione (PUNTONE), si esegue la verifica allo SLU di Compressione inoltre, per le stesse viene eseguita la verifica di instabilità.

Le aste soggette a carico distribuito che ingenera nelle stesse uno stato tensionale di flessione, vengono inoltre verificate a presso-flessione e taglio e/o a tenso-flessione e Taglio a seconda se la stessa è un puntone o un tirante.

I collegamenti delle singole aste con bulloni, vengono inoltre verificati agli SLU di Taglio e/o Trazione, a rifollamento della piastra, etc.

## 10. Verifiche Collegamenti

### 10.1. Generalità

Le unioni bullonate, come indicato al paragrafo 4.2.8 delle NTC, sono considerate sistemi di unione elementari, in quanto parti costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature in acciaio.

Le sollecitazioni agenti nei collegamenti allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio si devono valutare con i criteri indicati in § 4.2.2.

Le sollecitazioni così determinate possono essere distribuite, con criteri elastici oppure plastici, nei singoli elementi costituenti i collegamenti strutturali tra le membrature a condizione che:

- le azioni così ripartite fra gli elementi di unione elementari (unioni) del collegamento siano in equilibrio con quelle applicate e soddisfino la condizione di resistenza imposta per ognuno di essi;
- le deformazioni derivanti da tale distribuzione delle sollecitazioni all'interno degli elementi di unione non superino la loro capacità di deformazione.

### 10.2. Il Materiale

Nei collegamenti con bulloni "non precaricati" si possono impiegare viti delle classi da 4.6 a 10.9 di cui al § 11.3.4.6.

I bulloni - conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto indicate classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001, associate nel modo indicato nella Tabella:

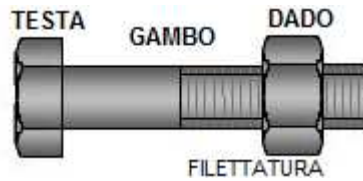
	Normali			Ad alta resistenza	
Vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9
Dado	4	5	6	8	10
$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	240	300	480	649	900
$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	400	500	600	800	1000

Le tensioni di snervamento  $f_{yb}$  e di rottura  $f_{tb}$  delle viti appartenenti alle classi indicate nella precedente tabella, sono ricavabili direttamente dalla classe in quanto il primo numero indica il valore di rottura mentre il secondo indica il valore di snervamento quale percentuale di quello di rottura.

ES. CLASSE 5.6       $f_{tb} = 500 \text{ N/mm}^2$        $f_{yb} = 0.6 \cdot 500 = 300 \text{ N/mm}^2$



### 10.3. Geometria del Bullone



Le dimensioni caratteristiche di un bullone sono:

- d      diametro nominale del gambo
- p      passo della filettatura
- A<sub>res</sub>    area resistente

#### CARATTERISTICHE BULLONI

d	p	A <sub>res</sub>	A	A <sub>res</sub> /A	d	p	A <sub>res</sub>	A	A <sub>res</sub> /A
8	1.25	38.6	50.3	0.77	33	3.5	694	855	0.81
10	1.50	58.0	78.5	0.74	36	4.0	817	1018	0.80
12	1.75	84.3	113	0.75	39	4.0	976	1195	0.82
14	2.00	115	154	0.75	42	4.5	1120	1385	0.81
16	2.00	157	201	0.78	45	4.5	1310	1590	0.82
18	2.50	192	254	0.75	48	5.0	1470	1810	0.81
20	2.50	245	314	0.78	52	5.0	1760	2124	0.83
22	2.50	303	380	0.80	56	5.5	2030	2463	0.82
24	3.00	353	452	0.78	60	5.5	2360	2827	0.83
27	3.00	459	573	0.80	64	6.0	2680	3217	0.83
30	3.50	581	707	0.82	68	6.0	3060	3632	0.84

- d      Diametro Bullone ( mm. )
- p      Passo filettatura ( mm. )
- A<sub>res</sub>    Area Resistente ( mmq. )

## 10.4. Resistenza delle Unioni

Ai fini del calcolo e della verifica delle Unioni Bullonate, si fa riferimento a quanto indicato dal D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

In particolare, secondo quanto indicato al par. 4.2.8.1.1, per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 4.2.XIV.

Tab. 4.2. XIV - Coefficienti di sicurezza per la verifica delle unioni.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento: per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bullone ad alta resistenza con serraggio controllato con serraggio non controllato	$\gamma_{M7} = 1,0$ $\gamma_{M7} = 1,10$

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XVIII.

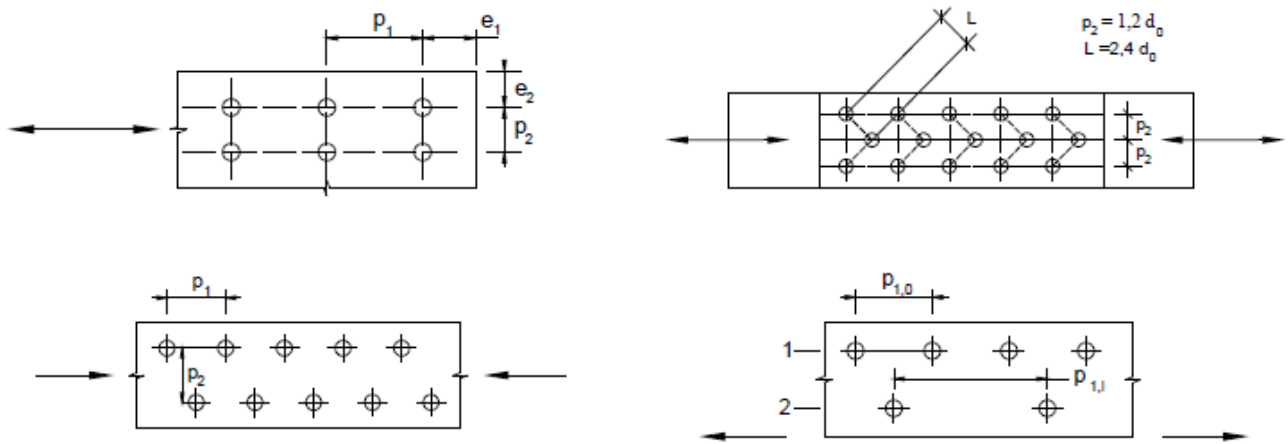
Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
$P_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$P_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$P_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
$P_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

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

$t$  è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato al massimo di 1 mm, per bulloni sino a 20 mm di diametro, e di 1,5mm per bulloni di diametro maggiore di 20 mm. Si può derogare da tali limiti quando eventuali assestamenti sotto i carichi di servizio non comportino il superamento dei limiti di deformabilità o di servizio. Quando necessario, è possibile adottare “accoppiamenti di precisione” in cui il gioco foro-bullone non dovrà superare 0,3 mm per bulloni sino a 20 mm di diametro e 0,5 mm per bulloni di diametro superiore, o altri accorgimenti di riconosciuta validità.



La verifica allo Stato Limite Ultimo dipendente dal tipo di unione considerata (Unione a Taglio, Unione a Trazione, ecc.) viene effettuata verificando che il valore di calcolo della sollecitazione agente sia inferiore al valore di calcolo della resistenza come definito dalla normativa.

#### 10.4.1. Resistenza di progetto a Taglio dei Bulloni

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

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

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

dove:

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite;

$f_{tb}$ , indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

#### 10.4.2. Resistenza di progetto a Rifollamento della Lamiera

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

$$F_{b,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2}$$

dove:

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

$t$  è lo spessore della piastra collegata,

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

$\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1 \}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato

$\alpha = \min \{ p1 / (3 d0) - 0,25 ; f_{tbk} / f_{tk} ; 1 \}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato  
 $k = \min \{ 2,8 e2 / d0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
 $k = \min \{ 1,4 p2 / d0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,  
 $d0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone

#### 10.4.3. Resistenza di progetto a Trazione dei Bulloni

La resistenza di progetto a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$$

#### 10.4.4. Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di progetto a compressione,  $f_{cd}$ , è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (4.1.4)$$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5; Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

#### 10.4.5. Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c \quad (4.1.7)$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} \quad (4.1.8)$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\phi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \phi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.



## 10.5. Tipi di Unione

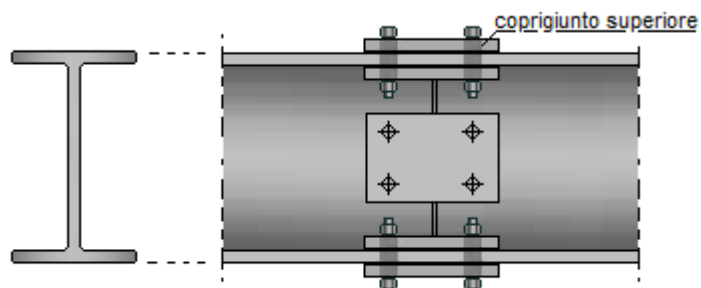
A seconda del tipo di sollecitazione che si ha nell'unione bullonata, le stesse si distinguono prevalentemente in:

- Unioni soggette a Taglio
- Unioni soggette a Trazione
- Unioni soggette a Taglio e Trazione

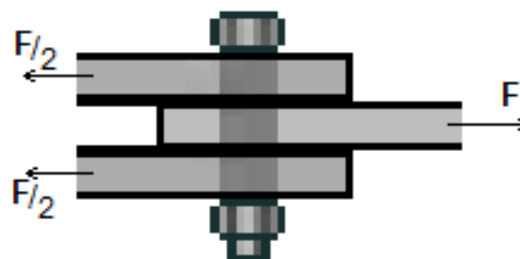
### 10.5.1. Unioni Resistenti a Taglio

Sono tipiche della carpenteria metallica e si ritrovano ogni qualvolta si vuole ripristinare la continuità di elementi interrotti, mediante coprigiunti.

Ad es. se dobbiamo fare una trave con profili tipo IPE che abbia una luce di ml. 30,00, poiché i profili non arrivano a questa dimensione, si può realizzare un'unione del tipo:



la quale può essere ricondotta al seguente schema:



tale tipo di unione è detta "giunto sollecitato prevalentemente a taglio".

In questo caso, il collasso dell'unione può verificarsi:

- per taglio del bullone;
- per rifollamento della lamiera (ovalizzazione del foro);
- per trazione della lamiera;
- per taglio (strappamento) della lamiera.

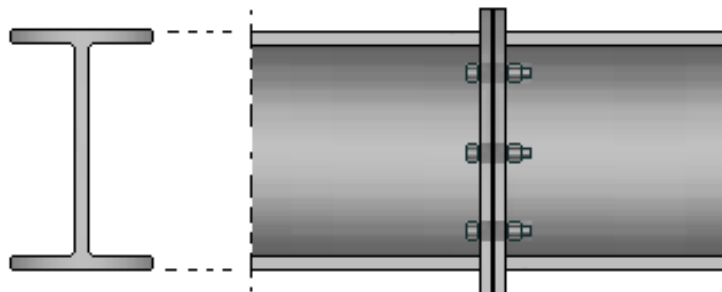
La verifica dell'unione viene eseguita controllando che il valore del taglio sia inferiore alla resistenza di progetto a taglio determinata come indicato dalla normativa (D.M. 17/01/2018) :

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \qquad F_{v,Ed} \leq F_{b,Rd}$$

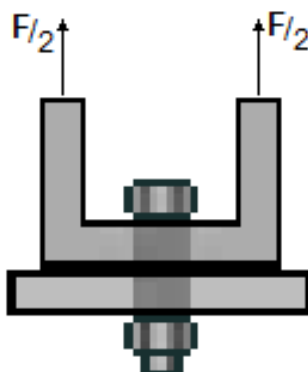
### 10.5.2. Unioni Resistenti a Trazione

Sono tipiche della carpenteria metallica e si ritrovano ogni qualvolta si vuole ripristinare la continuità di elementi interrotti, mediante flange bullonate.

Ad es. l'unione di due profili, soggetta a momento flettente, si può realizzare nel seguente modo:



la quale può essere ricondotta al seguente schema:



tale tipo di unione è detta “giunto sollecitato prevalentemente a trazione”.

La verifica dell'unione viene eseguita controllando che il valore dello sforzo di trazione sia inferiore alla resistenza di progetto a trazione determinata come indicato dalla normativa (D.M. 17/01/2018):

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

### 10.5.3. Unioni Resistenti a Taglio e Trazione

Nelle unioni soggette contemporaneamente a trazione e taglio, la verifica può essere effettuata utilizzando la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4 \cdot F_{t,Rd}} \leq 1$$

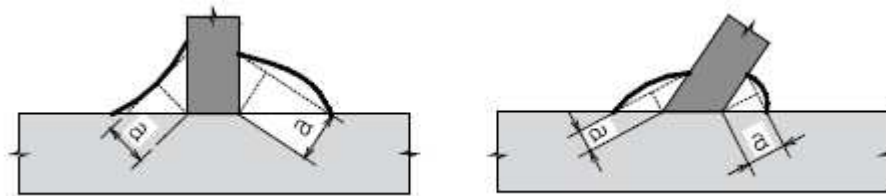
Inoltre,

$$F_{v,Ed} \leq F_{v,Rd} \text{ e } F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd}$$

#### 10.5.4. Unioni con Saldature a Cordone d'Angolo

Poiché nelle unioni bullonate, i singoli profili sono in genere bullonati a delle piastre che a loro volta possono essere saldate ad altri profili, si riporta quanto indicato dalla normativa per le unioni con saldature a cordone d'angolo.

La resistenza di progetto, per unità di lunghezza, dei cordoni d'angolo si determina con riferimento all'altezza di gola "a", cioè all'altezza "a" del triangolo iscritto nella sezione trasversale del cordone stesso.



Definizione dell'area di gola per le saldature a cordone d'angolo.

La lunghezza di calcolo  $L$  è quella intera del cordone, purché questo non abbia estremità palesemente mancanti o difettose.

Eventuali tensioni  $\sigma_{//}$  definite al § successivo agenti nella sezione trasversale del cordone, inteso come parte della sezione resistente della membratura, non devono essere prese in considerazione ai fini della verifica del cordone stesso.

Per il calcolo della resistenza delle saldature con cordoni d'angolo, qualora si faccia riferimento ai modelli di calcolo presentati nel paragrafo seguente, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab.4.2.

E' possibile utilizzare modelli contenuti in normative di comprovata validità, adottando fattori parziali  $\gamma_M$  che garantiscano i livelli di sicurezza stabiliti nelle presenti norme.

Ai fini della durabilità delle costruzioni, le saldature correnti a cordoni intermittenti, realizzati in modo non continuo lungo i lembi delle parti da unire, non sono ammesse in strutture non sicuramente protette contro la corrosione.

Per le verifiche occorre riferirsi alternativamente alla sezione di gola nella effettiva posizione o in posizione ribaltata, come indicato nel paragrafo successivo.

##### 10.5.4.1. Resistenza delle saldature a cordone d'angolo

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Nel seguito si indicano con  $\sigma_{\perp}$  la tensione normale e con  $\tau_{\perp}$  la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con  $\sigma_{//}$  la tensione normale e con  $\tau_{//}$  la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale  $\sigma_{//}$  non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$\left[ \sigma_{\perp}^2 + 3 \cdot (\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2) \right]^{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

dove

$f_{tk}$  è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$  per acciaio S235,  $\beta = 0,85$  per acciaio S275

$\beta = 0,90$  per acciaio S355,  $\beta = 1,00$  per acciaio S420 e S460.

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio, in Tab. 4.2.XIV.

**Tabella 4.2.XIV** Valori dei coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$

	S235	S275 - S355	S420 - S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

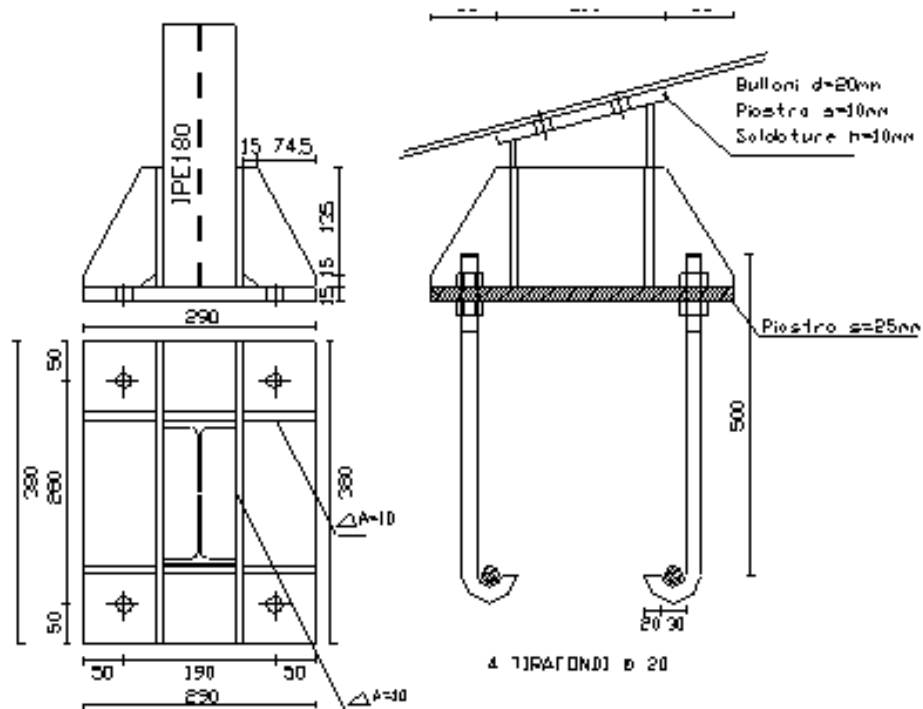
## 10.6. Unione Colonna - Plinto

Al fine di ancorare le strutture in acciaio al suolo in genere le colonne vengono collegate alle opere di fondazione in cemento armato (travi di fondazione, plinti, platee, etc.).

Il modo di realizzare il collegamento di un elemento in acciaio con un elemento in calcestruzzo dipende, essenzialmente dalle sollecitazioni che bisogna trasmettere alle fondazioni e dal tipo di vincolo (appoggio semplice, cerniera, incastro).

Poiché l'elemento in acciaio non può essere semplicemente infisso nel cls. in quanto si avrebbero elevate tensioni di contatto, in genere l'unione viene realizzata saldando alla colonna metallica una piastra in acciaio che consente di estendere in modo adeguato la superficie di contatto.

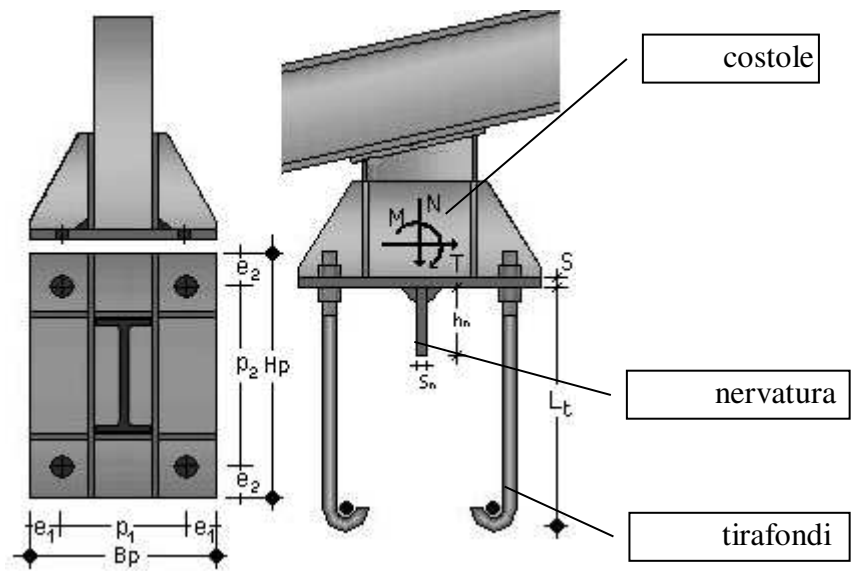
Tale piastra viene collegata al calcestruzzo mediante delle barre tonde, dette tirafondi.



Poiché la piastra ha un comportamento elastico che può permettere dei piccoli movimenti rotazionali dell'unione, nel caso in cui si vuole realizzare il vincolo di incastro, oltre agli elementi suddetti, l'unione viene irrigidita da elementi in acciaio detti "costole" che vengono saldati verticalmente alla colonna.

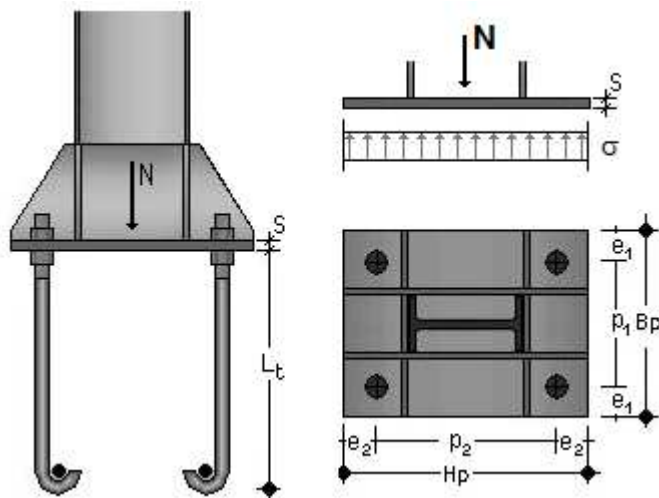
Inoltre, se l'unione è sollecitata da sforzi di taglio, sotto la piastra viene saldata una piastra verticale detta "nervatura" la quale impedisce il movimento orizzontale.





### 10.6.1. Cerniera soggetta a Compressione Centrata

Nel caso di unione soggetta solo a sforzo assiale di compressione, lo stesso viene trasferito alla fondazione in c.a. direttamente dalla piastra di base. I tirafondi non sono sollecitati né da sforzi di taglio né da sforzi di trazione.



Occorre quindi verificare solo la sezione di calcestruzzo, di base  $B_p$  ed altezza  $H_p$ , soggetta a compressione centrata.

A tale scopo, si determina il valore di calcolo dello Sforzo Assiale Resistente:

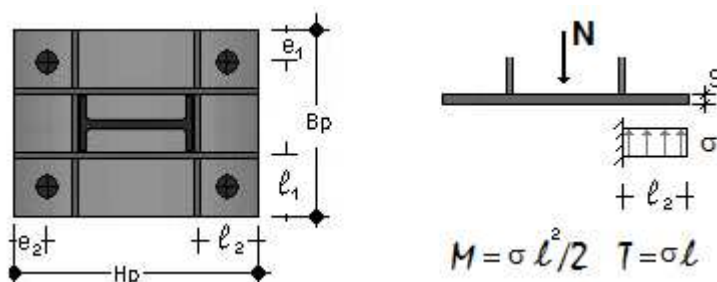
$$N_{RD} = B \cdot H \cdot f_{cd}$$

e si verifica che risulti:

$$N_{ED} = N \leq N_{RD}$$

#### Verifica piastra di base

La verifica della piastra di base può essere eseguita ipotizzando che la stessa sia incastrata alla base del profilo,



Determinata la resistenza di progetto a flessione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{y,k}}{\gamma_M}$$

e la resistenza di progetto a taglio:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M}$$

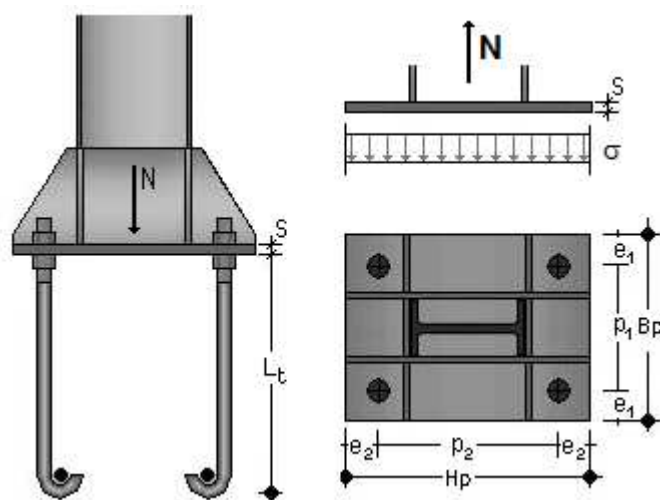
si verifica che risulti:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

in entrambe le direzioni.

### 10.6.2. Cerniera soggetta a Trazione Centrata

Nel caso di unione soggetta solo a sforzo assiale di trazione, lo stesso viene trasferito alla fondazione in c.a. tramite i tirafondi.



Detta  $A_s$  l'area complessiva di acciaio, costituita dai tirafondi, il valore di calcolo dello Sforzo Assiale Resistente risulta:

$$N_{RD} = f_{yd} \cdot A_s$$

e si deve verificare che risulti:

$$N_{ED} = N \leq N_{RD}$$

Oltre alla verifica su indicata, la quale ci consente di dimensionare i tirafondi, occorre inoltre verificare che i tirafondi possano effettivamente trasmettere lo sforzo di trazione al cls.

Ipotizzando che i tirafondi siano semplicemente annegati nel cls. si verifica che l'ancoraggio degli stessi sia idoneo in relazione all'aderenza acciaio-calcestruzzo.

#### Verifica ancoraggio tirafondi

Indicato con  $n$  il numero di tirafondi, il valore di calcolo dello Sforzo Assiale Resistente (di aderenza) risulta:

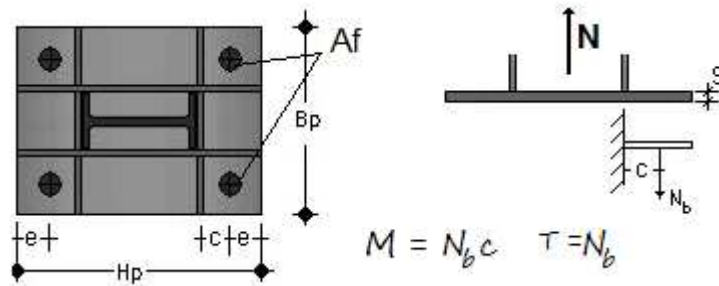
$$N_{bd} = n \cdot f_{bd} \cdot \pi \cdot D \cdot L$$

il quale deve risultare maggiore dello sforzo assiale che i tirafondi devono trasmettere alla fondazione:

$$N_{ED} = N \leq N_{bd}$$

## Verifica piastra di base

La verifica della piastra di base può essere eseguita ipotizzando che la stessa sia incastrata alla base del profilo,



Determinata la resistenza di progetto a flessione:

$$M_{c,Rd} = \frac{W \cdot f_{y,k}}{\gamma_M} = \frac{B \cdot s^2}{6} f_{yd}$$

e la resistenza di progetto a taglio:

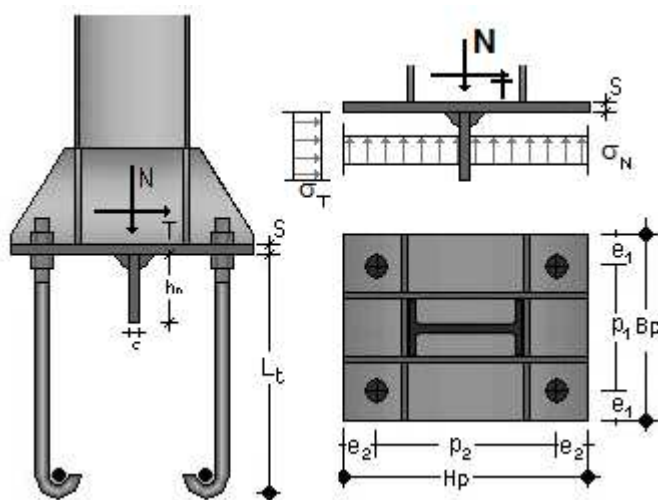
$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{y,k}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_M} = \frac{A_v}{\sqrt{3}} f_{yd} = \frac{B \cdot s}{\sqrt{3}} f_{yd}$$

si verifica che risulti:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1; \quad \frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

### 10.6.3. Cerniera soggetta a Sforzo Assiale e Taglio

Nel caso di unione soggetta a sforzo assiale (sia esso di compressione o di trazione) e taglio, l'unione può essere realizzata come in figura, saldando una nervatura sotto la piastra di base.



La forza di taglio si trasmette alla fondazione in calcestruzzo attraverso la nervatura, generando delle tensioni di contatto di compressione sul cls, inoltre la stessa genera delle tensioni di taglio sui tirafondi.

Ipotizzando che la sezione di calcestruzzo, di base  $B_p$  ed altezza  $H_n$ , sia soggetta a compressione centrata, il valore di calcolo del Taglio Resistente è pari a:

$$V_{RD} = B_p \cdot H_n \cdot f_{cd} + f_{vd} \cdot A_s$$

dove:  $f_{vd} = f_{yd} / \sqrt{3} = f_{yk} / \gamma_M \sqrt{3}$

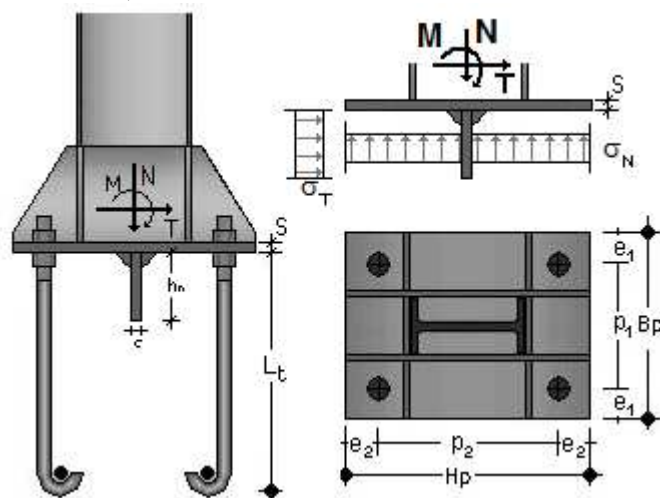
e si verifica che risulti:

$$V_{ED} = T \leq V_{RD}$$



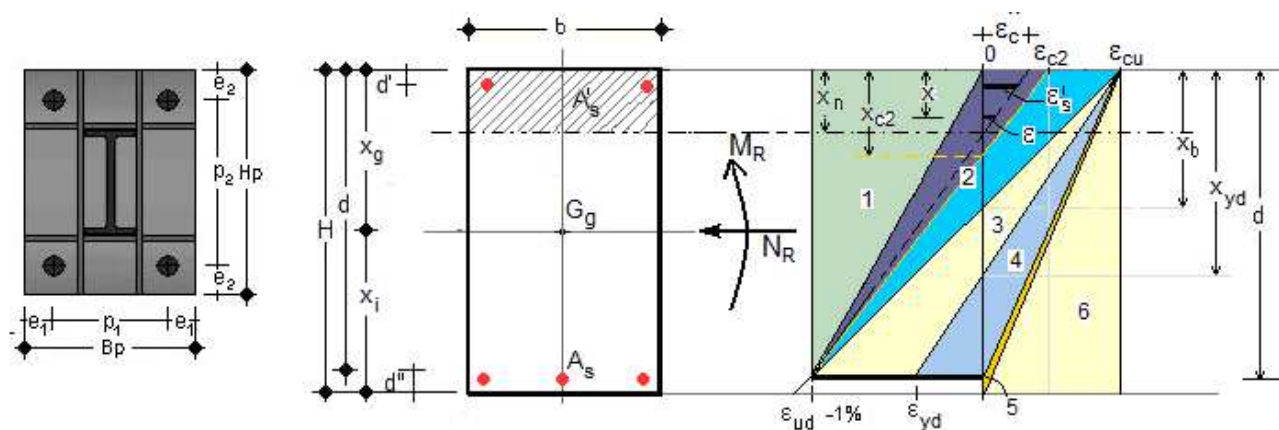
### 10.6.4. Incastro – Sforzo assiale , Momento Flettente , Taglio

Nel caso di unione soggetta a sforzo assiale e momento flettente , nella zona di contatto della piastra può aversi sia compressione che trazione, a seconda del valore delle sollecitazioni N ed M.



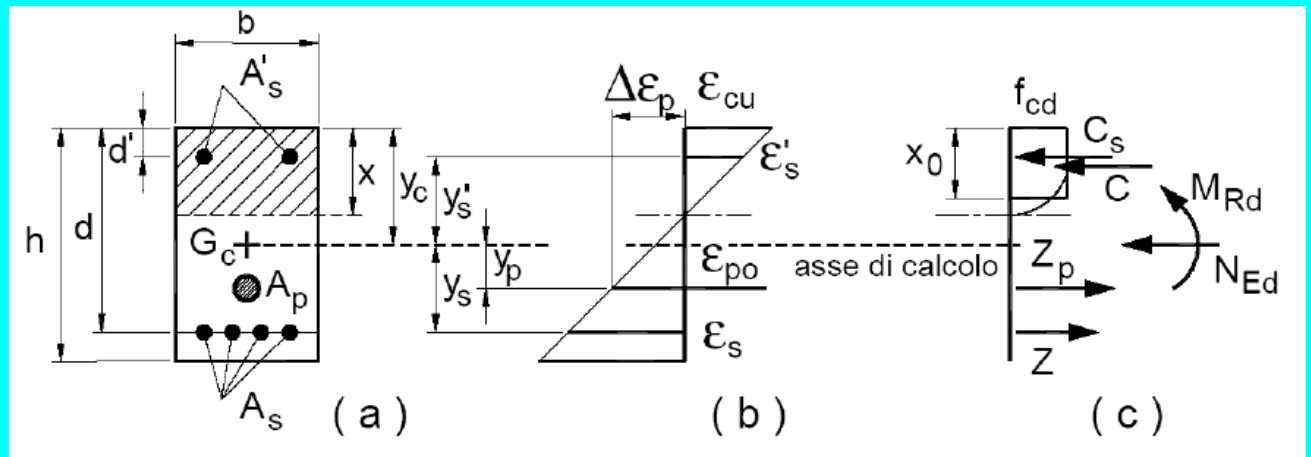
Per il dimensionamento dei vari elementi bisogna tenere presente che le tensioni di compressione possono essere trasmesse (tramite la piastra) al cls di fondazione, mentre le tensioni di trazione devono essere assorbite dai tirafondi che si hanno nella zona tesa.

In particolare, assegnate le dimensioni della piastra e dei tirafondi, si può procedere alla verifica utilizzando le formule della Presso-Flessione del cemento armato.



Si verifica che, il valore di calcolo del momento resistente corrispondente allo sforzo assiale applicato sia maggiore del momento flettente applicato, secondo quanto indicato dalla normativa vigente (D.M. 17/01/2018)

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata in Fig. 4.1.4, la capacità, in termini di resistenza e duttilità, si determina in base alle ipotesi di calcolo e ai modelli  $\sigma - \epsilon$  di cui al § 4.1.2.1.2.



Le verifiche si eseguono confrontando la capacità, espressa in termini di resistenza secondo la relazione:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed} \quad (4.1.18a)$$

dove

$M_{Rd}$  è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a  $N_{Ed}$ ;

$N_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;

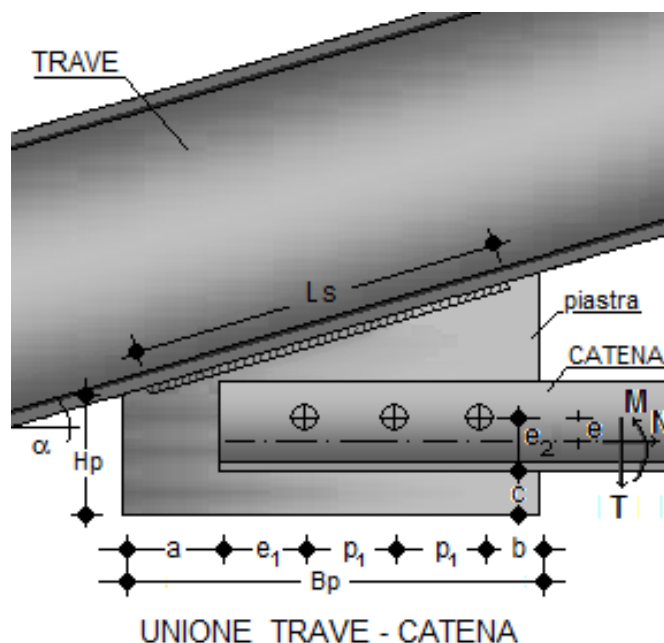
$M_{Ed}$  è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Per una trattazione dettagliata sulla verifica a pressoflessione delle sezioni in c.a. e sulla costruzione del relativo dominio di rottura (N,M) si vedano gli appunti di tecnica delle costruzioni:

[LA TEORIA SEMIPROBABILISTICA ED IL CALCOLO AGLI STATI LIMITE DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO.](#)

## 10.7. Unione Trave - Catena

L'unione trave-catena utilizzata ad esempio per collegare la trave (puntone) di una capriata con la relativa catena, viene realizzata mediante un fazzoletto saldato alla trave a cui viene collegata la catena mediante dei bulloni.



La relativa verifica viene condotta sulla base delle sollecitazioni massime nella catena (soggetta prevalentemente a sforzo assiale).

### Verifica Bulloni

Detto  $H1$  il taglio medio per bullone dovuto allo sforzo assiale, ed  $n$  il numero di bulloni, risulta:

$$H1 = N/n$$

Nel caso in cui l'asse baricentrico della catena presenta una certa eccentricità rispetto l'asse del truscino, il taglio dovuto allo sforzo assiale si incrementa di una certa quantità che, detta  $h'$  la distanza tra i bulloni di estermità, è pari a:

$$H2 = N \cdot e/h'$$

Si ha dunque:

$$H = (H1^2 + H2^2)^{(1/2)}$$

A questa componente orizzontale si somma una componente verticale dovuta al taglio:

$$V1 = T/n$$

ed una componente verticale dovuta al momento flettente:

$$V2 = M/h'$$

ossia:

$$V = V1 + V2$$

Lo sforzo di taglio cui è soggetto ciascun bullone è dunque:

$$R = (V^2 + H^2)^{1/2}$$

Indicato con ns il numero di superfici di taglio (ns=2 nel caso di catena realizzata con profili accoppiati), l'azione di calcolo a taglio risulta:

$$F_{vEd} = R / ns$$

Per verifica deve risultare:

$$F_{vEd} \leq F_{vRd}$$

Dove  $F_{vRd}$  è la Resistenza a Taglio dei bulloni.

### Verifica a Rifollamento della lamiera

La piastra (fazzoletto) è soggetta a rifollamento, l'azione di calcolo a rifollamento risulta:

$$F_{vEd} = R$$

Per verifica deve risultare:

$$F_{vEd} \leq F_{bRd}$$

Dove  $F_{bRd}$  è la Resistenza a Rifollamento della Piastra.

### Verifica Saldatura

Ipotizzando che la saldatura della piastra alla trave sia effettuata a cordone d'angolo, detti:

a lo spessore di gola;

L la lunghezza del cordone;

Lo sforzo assiale e di taglio determinano sulla saldatura una Tensione tangenziale ortogonale all'asse del cordone d'angolo:

$$t_o = [N \cdot \sin(\alpha) + T \cdot \cos(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L$$

ed una Tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo:

$$t_p = [N \cdot \cos(\alpha) + T \cdot \sin(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L$$

Determinati i Coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  in relazione al Tipo di Acciaio degli elementi collegati, la verifica si esegue controllando che risulti:

$$(t_o^2 + t_p^2)^{1/2} \leq \beta_1 \cdot F_{yk}$$

$$|t_o| \leq \beta_2 \cdot F_{yk}$$

## Esempio di UNIONE TRAVE CATENA

### DATI BULLONI

Classe della Vite	=	8.8
Dado	=	8
Resistenza a Snervamento Bulloni	$f_{yb}$ =	640,00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a Rottura Bulloni	$f_{tb}$ =	800,00 N/mm <sup>2</sup>
Diametro dei Bulloni	$d$ =	16 mm
Area Resistente	$A_{res}$ =	157 mm <sup>2</sup>

### DATI PIASTRA

Spessore	$t$ =	10,00 mm
Diametro Fori	$d_0$ =	17,00 mm

### DATI ACCIAIO

Tipo di Acciaio	=	S235 t<40 UNI EN 10025-2
Resistenza caratteristica di Snervamento	$f_{yk}$ =	235,00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica di Rottura	$f_{tk}$ =	360,00 N/mm <sup>2</sup>

### DATI SALDATURA - Cordone Angolo

Lunghezza saldatura	$L_s$ =	200,00 mm
Spessore di Gola	$a$ =	5,00 mm
Angolo di inclinazione Saldatura	$\alpha_s$ =	16,00 °

### RESISTENZE DI CALCOLO

Resistenza a taglio Bulloni		
$F_{vRd} = 0.5 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / 1.25$	=	60,29 kN
Resistenza a rifollamento Piastra		
$F_{bRd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot d \cdot t / 1.25$	=	112,94 kN

### DATI PROFILO

Profilo (2LV: Profili ad L ali disuguali a...)	=	2LV1
Altezza profilo	$H$ =	50,00 mm
Distanza X Bordo Piastra - Bordo Catena	$a$ =	50,00 mm
Distanza X Bordo Catena - 1° Bullone	$e_1$ =	50,00 mm
Interasse Bulloni	$p_1$ =	50,00 mm
Distanza n° Bullone - Bordo Piastra	$b$ =	30,00 mm
Distanza Y Bordo Piastra - Bordo Catena	$c$ =	30,00 mm
Distanza Y Bordo Catena - fila Bulloni	$e_2$ =	25,00 mm
Numero di Bulloni sulla fila	$n$ =	3
Distanza Bulloni di estremità	$h'$ =	100,00 mm
Numero sezioni di intaglio Bulloni	$n_T$ =	2,00
Angolo di inclinazione Profilo	$\alpha_p$ =	0,00 °
Angolo Asse Profilo - Asse Saldatura	$\alpha$ =	16,00 °

## SOLLECITAZIONI

Sforzo Assiale	N =	20,00 kN
Taglio	T =	20,00 kN
Momento Flettente	M =	2,00 kNm

**Nodo N.1 - Unione TRAVE CATENA**

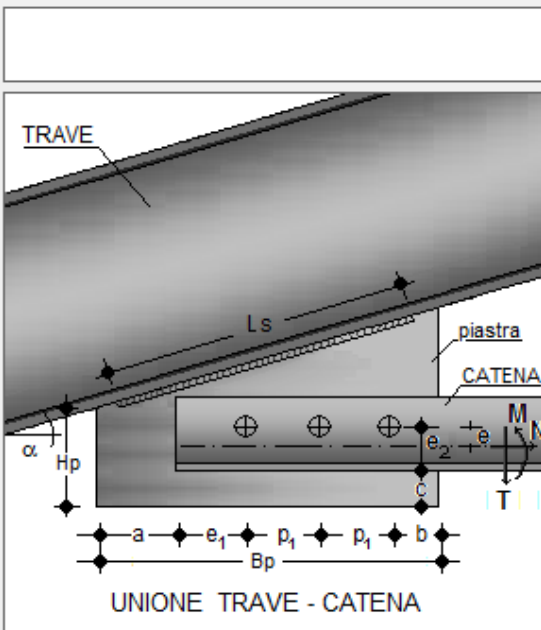
**Dati Bulloni**  
Classe della Vite: 8.8 Dado= 8 Fyb= 640 Ftb= 800 \*  
Diametro Bulloni: mm. 16 Area Resistente:.....Ares=mm² 157 \*  
Numero Bulloni: N= 3

**Dati Piastra / Aste**  
Tipo di Acciaio N= 1 Sigla S235 tk Fyk= 235,00 Ftk= 360,00  $\frac{N}{mm^2}$   
Spessore: t=mm. 10 Foro Bulloni:..... do = 17 mm  
Profilo Catena N= 91 Sigla 2LV1 H= 50,00 e= 3 mm  
Inclinaz. Trave  $\alpha^\circ$ = 16 N. superfici di Taglio:..... Nt= 2

**Dati Saldatura (Cordone angolo)**  
Lunghezza Ls=mm. 200 Spessore di gola.....s=mm. 5

**Dati Unione**  
a= mm. 50 e1= mm. 50 p1= mm. 50 b= mm. 30  
Hp= mm. 100 c= mm. 30 e2= mm. 25 Bp= mm. 230

**Sollecitazioni**  
N= kN. 20 T= kN. 20 M= kN·m 2



UNIONE TRAVE - CATENA

Verifica Esci

## VERIFICA

Componente Orizzontale dovuta allo Sforzo Assiale

$$\text{Taglio medio per bullone} \quad H1 = N/n = 6,67 \text{ kN}$$

$$\text{Taglio x eccentricità asse truschino} \quad H2 = Ne/h' = 0,60 \text{ kN}$$

$$\text{Risultante Componente orizzontale} \quad H = (H1^2 + H2^2)^{1/2} = 6,69 \text{ kN}$$

Componente Verticale dovuta a Sforzo di Taglio

$$\text{Taglio medio per Bullone} \quad V1 = T/n = 6,67 \text{ kN}$$

Componente Verticale dovuta a Momento Flettente

$$\text{Taglio medio per Bullone} \quad V2 = M/h' = 20,00 \text{ kN}$$

$$\text{Risultante Componente verticale} \quad V = V1 + V2 = 26,67 \text{ kN}$$

$$\text{Risultante Taglio singolo Bullone} \quad R = (H^2 + V^2)^{1/2} = 27,49 \text{ kN}$$

$$\text{VERIFICA A TAGLIO} \quad FvEd = R/2 = 13,75 \text{ kN} < FvRd = 60,29 \text{ kN} - \text{VERIFICA}$$

$$\text{VERIFICA A RIFOLLAMENTO} \quad FvEd = R = 27,49 \text{ kN} < FbRd = 112,94 \text{ kN} - \text{VERIFICA}$$



### VERIFICA SALDATURA (a cordone d'angolo)

Tensione tangenziale ortogonale all'asse del cordone d'angolo:

$$t_o = [N \cdot \sin(\alpha) + T \cdot \cos(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L = 12,37 \text{ N/mm}^2$$

Tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo:

$$t_p = [N \cdot \cos(\alpha) + T \cdot \sin(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L = 12,37 \text{ N/mm}^2$$

Coefficienti x Tipo di Acciaio elementi collegati:

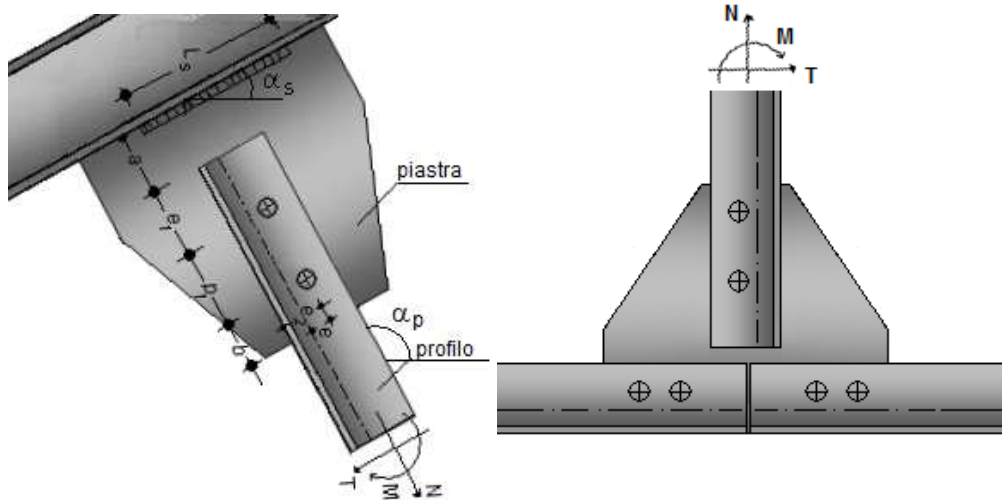
$$\beta_1 = 0,85; \quad \beta_2 = 1,00$$

$$(t_o^2 + t_p^2)^{1/2} = 17,49 \text{ N/mm}^2 < \beta_1 \cdot F_{yk} = 199,75 \text{ N/mm}^2 - \text{VERIFICA}$$

$$|t_o| = 12,37 \text{ N/mm}^2 < \beta_2 \cdot F_{yk} = 235,00 \text{ N/mm}^2 - \text{VERIFICA}$$

## 10.8. Piastra di nodo con Profilo Singolo

Sovente l'unione tra un profilo ed altri profili viene realizzata mediante una piastra (fazzoletto) a cui i singoli profili vengono bullonati, il fazzoletto può essere o meno saldato ad uno dei profili.



La verifica della bullonatura del singolo profilo viene condotta sulla base delle sollecitazioni massime che lo stesso trasmette all'unione.

### Verifica Bulloni

Detto  $H_1$  il taglio medio per bullone dovuto allo sforzo assiale, ed  $n$  il numero di bulloni, risulta:

$$H_1 = N/n$$

Nel caso in cui l'asse baricentrico della catena presenta una certa eccentricità rispetto l'asse del truschino, il taglio dovuto allo sforzo assiale si incrementa di una certa quantità che, detta  $h'$  la distanza tra i bulloni di estemità, è pari a:

$$H_2 = N \cdot e/h'$$

Si ha dunque:

$$H = (H_1^2 + H_2^2)^{(1/2)}$$

A questa componente orizzontale si somma una componente verticale dovuta al taglio:

$$V_1 = T/n$$

ed una componente verticale dovuta al momento flettente:

$$V_2 = M/h'$$

ossia:

$$V = V_1 + V_2$$

Lo sforzo di taglio cui è soggetto ciascun bullone è dunque:

$$R = (V^2 + H^2)^{(1/2)}$$

Indicato con  $n_s$  il numero di superfici di taglio ( $n_s=2$  nel caso di catena

realizzata con profili accoppiati), l'azione di calcolo a taglio risulta:

$$F_{vEd} = R / n_s$$

Per verifica deve risultare:

$$F_{vEd} \leq F_{vRd}$$

Dove  $F_{vRd}$  è la Resistenza a Taglio dei bulloni.

### **Verifica a Rifollamento della lamiera**

La piastra (fazzoletto) è soggetta a rifollamento, , l'azione di calcolo a rifollamento risulta:

$$F_{vEd} = R$$

Per verifica deve risultare:

$$F_{vEd} \leq F_{bRd}$$

Dove  $F_{bRd}$  è la Resistenza a Rifollamento della Piastra.

### **Verifica Saldatura**

Ipotizzando che la saldatura della piastra alla trave sia effettuata a cordone d'angolo, detti:

a lo spessore di gola;

L la lunghezza del cordone;

Lo sforzo assiale e di taglio determinano sulla saldatura una Tensione tangenziale ortogonale all'asse del cordone d'angolo:

$$t_o = [N \cdot \sin(\alpha) + T \cdot \cos(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L$$

ed una Tensione tangenziale parallela all'asse del cordone d'angolo:

$$t_p = [N \cdot \cos(\alpha) + T \cdot \sin(\alpha)] / 2 \cdot a \cdot L$$

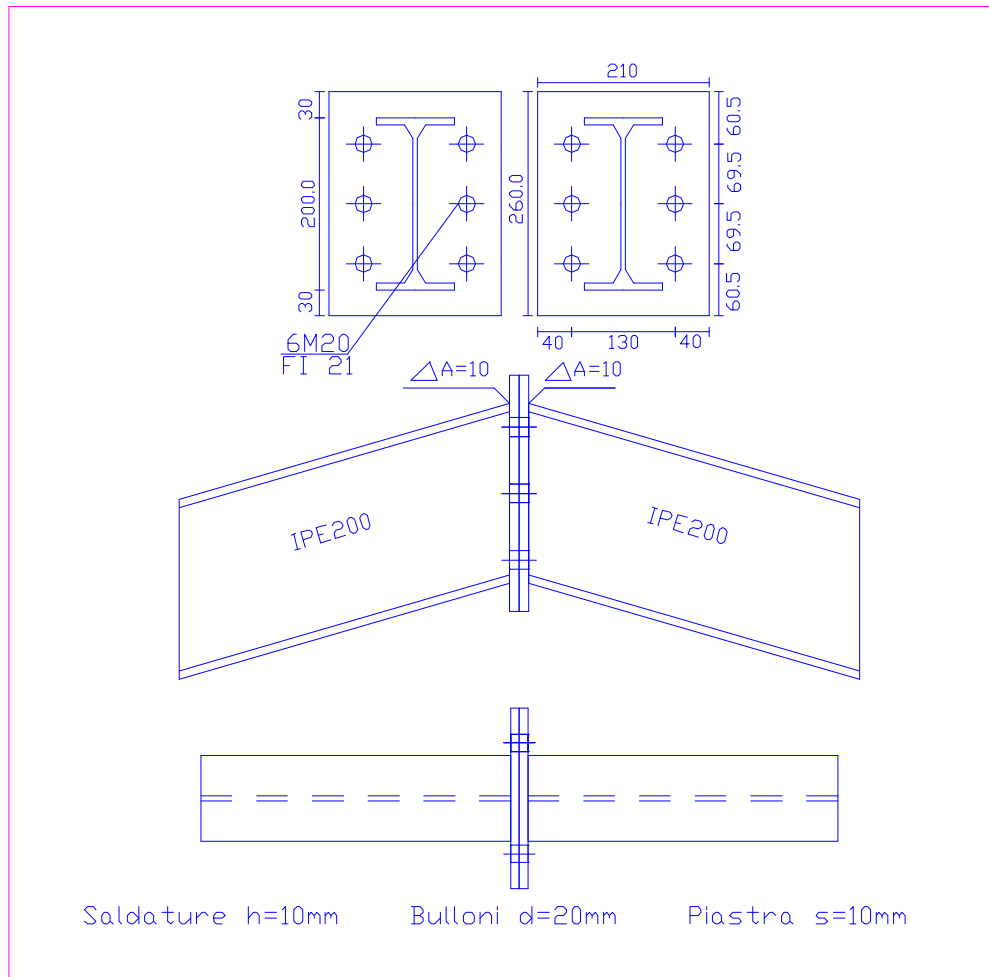
Determinati i Coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  in relazione al Tipo di Acciaio degli elementi collegati, la verifica si esegue controllando che risulti:

$$(t_o^2 + t_p^2)^{1/2} \leq \beta_1 \cdot F_{yk}$$

$$|t_o| \leq \beta_2 \cdot F_{yk}$$

## 10.9. Unione Trave – Trave con Flangia

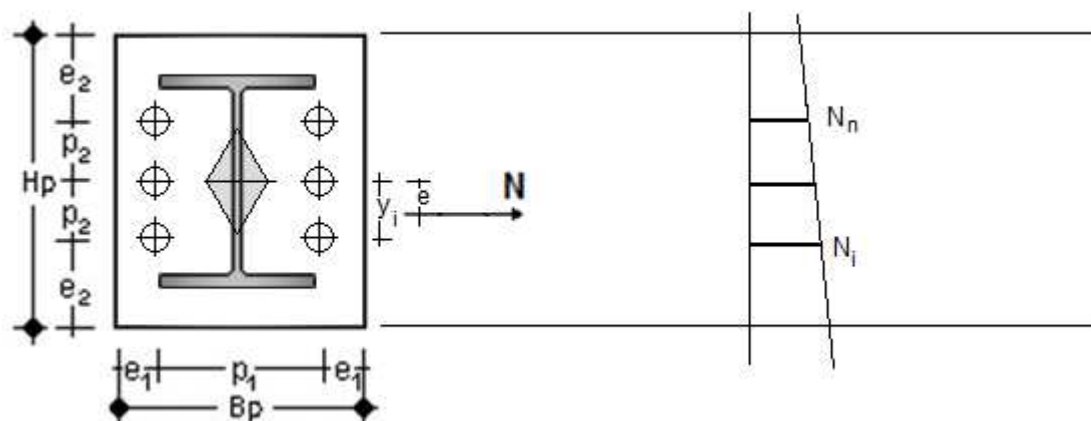
Il collegamento tra due travi realizzato tramite delle piastre (flange) tra loro bullonate, è utilizzato quando l'unione deve trasmettere prevalentemente sforzi assiali e momento flettente.



A seconda del valore delle sollecitazioni si distingue il caso di unione soggetta a prevalente sforzo assiale dal caso di unione soggetta a flessione semplice e/o pressoflessione.

### 10.9.1. Unione soggetta a Sforzo Assiale interno al Nocciolo d'inerzia

Nel caso di unione soggetta a sforzo assiale di trazione, interno al nocciolo centrale d'inerzia della sezione formata dai soli bulloni,



Lo sforzo  $N_i$  agente sul generico bullone, nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane, è dato da

$$N_i = \frac{N}{n} + \frac{N \cdot e}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y_i$$

Ove:

- $e$  è l'eccentricità della forza applicata rispetto al baricentro dei bulloni
- $y_i$  la distanza del bullone  $i$ -esimo dall'asse baricentrico normale all'asse di sollecitazione

Indicata con  $F_{tEd}$  la massima azione di calcolo a trazione:

$$F_{tEd} = N_{i, \max}$$

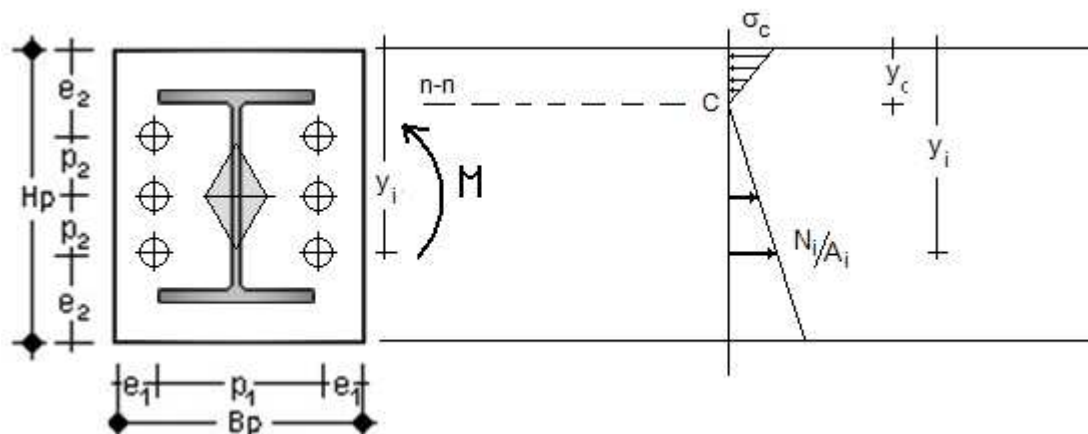
Per verifica deve risultare:

$$F_{tEd} \leq F_{tRd}$$

Dove  $F_{tRd}$  è la Resistenza a Trazione dei bulloni.

## 10.9.2. Unione soggetta a Flessione Semplice

Nel caso di unione soggetta a flessione semplice,



Data la linearità del diagramma delle tensioni, i singoli sforzi di trazione sono proporzionali tra loro, e può scriversi:

$$\frac{N_i}{A_i} = k \cdot (y_i - y_c)$$

Analogamente:

$$\sigma_c = k \cdot y_c$$

essendo:

$y_i$  la distanza del bullone  $i$ -esimo dal bordo compresso della flangia;

$y_c$  la distanza dell'asse neutro dal bordo compresso della flangia;

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale, risulta:

$$\frac{1}{2} \cdot b \cdot y_c^2 - \sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c) = 0$$

La quale è un'equazione di secondo grado nell'unica incognita  $y_c$ .

Determinato  $y_c$ , osserviamo che essendo  $\sigma_c = \frac{M}{J} \cdot y_c$ , si ottiene:

$$N_i = \frac{M}{J} \cdot A_i \cdot (y_i - y_c)$$

Dove  $J$  è il momento d'inerzia della sezione reagente:

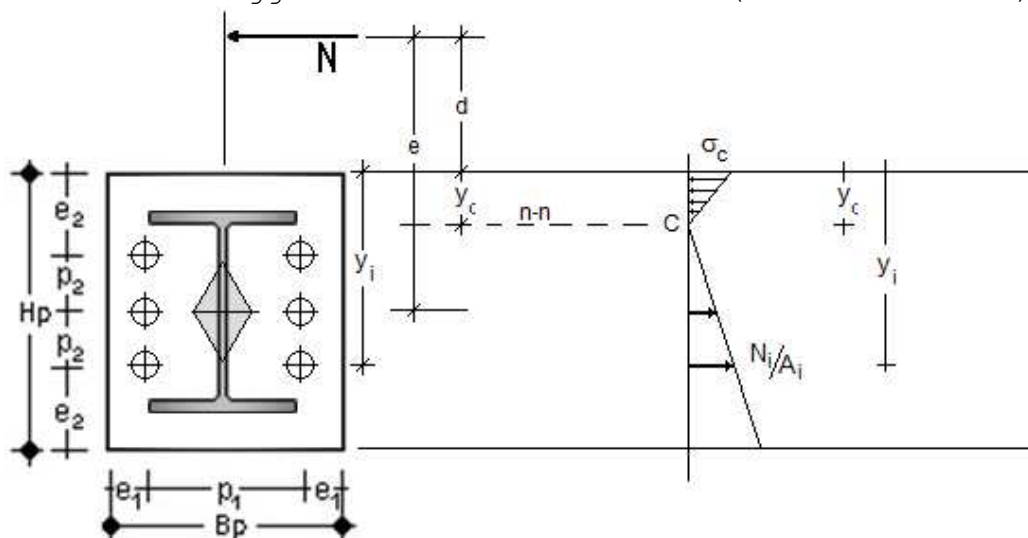
$$J = \frac{1}{3} \cdot b \cdot y_c^3 + \sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c)^2$$

Verifica:

$$F_{tEd} = N_{i,max} \leq F_{tRd}$$

### 10.9.3. Unione soggetta a Presso/Tenso Flessione

Nel caso di unione soggetta a Pressoflessione (Tensoflessione),



detta  $d$  l'eccentricità della forza assiale rispetto al lembo superiore:

$$d = e - H/2$$

con ( $e > 0$  se  $N$  di Trazione,  $e < 0$  se  $N$  di Compressione)

Per l'equilibrio alla rotazione attorno al lembo superiore, risulta:

$$\frac{1}{6} \cdot b \cdot y_c^3 + \frac{1}{2} \cdot b \cdot y_c^2 \cdot d - \sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c) \cdot (d + y_i) = 0 \quad (1)$$

La quale è un'equazione di 3° grado nell'unica incognita  $y_c$ .

Per l'equilibrio alla traslazione orizzontale, risulta:

$$N + \frac{1}{2} \cdot b \cdot \sigma_c \cdot y_c - \frac{\sigma_c}{y_c} \cdot \sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c) = 0$$

Da cui:

$$\sigma_c = \frac{N \cdot y_c}{\sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c) - \frac{1}{2} b y_c^2}$$

E quindi:

$$N_i = \frac{\sigma_c}{y_c} \cdot A_i \cdot (y_i - y_c) = \frac{N \cdot A_i \cdot (y_i - y_c)}{\sum_{i=1}^n A_i \cdot (y_i - y_c) - \frac{1}{2} b y_c^2}$$

Verifica:

$$F_{tEd} = N_{i,max} \leq F_{tRd}$$



## **11. Appendice A - Normativa di Riferimento (D.M. 17/01/2018)**

Il software consente di eseguire la verifica delle Capriate in legno, con qualsiasi numero di nodi, o di aste, basandosi sulle indicazioni della normativa vigente in Italia: “**Norme Tecniche per le Costruzioni**” di cui al **D.M. 17 gennaio 2018**.

In particolare, vengono di seguito riportate le parti della normativa che interessano il calcolo e la verifica delle strutture in acciaio, con riferimento a quanto necessario per il calcolo e la verifica delle capriate (implementato nel software in oggetto).

### **11.1. Valutazione della Sicurezza (art. 4.2.2)**

La valutazione della sicurezza deve essere condotta secondo i principi fondamentali illustrati nel cap.2.

I requisiti richiesti di resistenza, funzionalità, durabilità e robustezza si garantiscono verificando il rispetto degli stati limite ultimi e degli stati limite di esercizio della struttura, dei componenti strutturali e dei collegamenti descritti nella presente norma.

Gli stati limite ultimi da verificare, ove necessario, sono:

- *stato limite di equilibrio*, al fine di controllare l’equilibrio globale della struttura e delle sue parti durante tutta la vita nominale comprese le fasi di costruzione e di riparazione;
- *stato limite di collasso*, corrispondente al raggiungimento della tensione di snervamento oppure delle deformazioni ultime del materiale e quindi della crisi o eccessiva deformazione di una sezione, di una membratura o di un collegamento (escludendo fenomeni di fatica), o alla formazione di un meccanismo di collasso, o all’instaurarsi di fenomeni di instabilità dell’equilibrio negli elementi componenti o nella struttura nel suo insieme, considerando anche fenomeni locali d’instabilità dei quali si possa tener conto eventualmente con riduzione delle aree delle sezioni resistenti.
- *stato limite di fatica*, controllando le variazioni tensionali indotte dai carichi ripetuti in relazione alle caratteristiche dei dettagli strutturali interessati.

Per strutture o situazioni particolari, può essere necessario considerare altri stati limite ultimi.

Gli stati limite di esercizio da verificare, ove necessario, sono:

- *stati limite di deformazione e/o spostamento*, al fine di evitare deformazioni e spostamenti che possano compromettere l’uso efficiente della costruzione e dei suoi contenuti, nonché il suo aspetto estetico;
- *stato limite di vibrazione*, al fine di assicurare che le sensazioni percepite dagli utenti garantiscano accettabili livelli di confort ed il cui superamento potrebbe essere indice di scarsa robustezza e/o indicatore di possibili danni negli elementi secondari;
- *stato limite di plasticizzazioni locali*, al fine di scongiurare deformazioni plastiche che generino deformazioni irreversibili ed inaccettabili;
- *stato limite di scorrimento dei collegamenti ad attrito con bulloni ad alta resistenza*, nel caso che il collegamento sia stato dimensionato a collasso per taglio dei bulloni.

### **11.2. Analisi Strutturale (art. 4.2.3)**

Il metodo di analisi deve essere coerente con le ipotesi di progetto. L’analisi deve essere basata su modelli strutturali di calcolo appropriati, a seconda dello stato limite considerato.

Le ipotesi scelte ed il modello di calcolo adottato devono essere in grado di riprodurre il comportamento globale della struttura e quello locale delle sezioni adottate, degli elementi strutturali, dei collegamenti e degli appoggi.

Nell'analisi globale della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto delle imperfezioni geometriche e strutturali di cui al § 4.2.3.5.

### **11.3. Classificazione delle Sezioni (art. 4.2.3.1)**

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

$$C_\theta = \frac{\vartheta_r}{\vartheta_y} - 1 \quad (4.2.0)$$

essendo  $\vartheta_r$  e  $\vartheta_y$  le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento.

Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- classe 1* se la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 3$
- classe 2* se la sezione è in grado di sviluppare il proprio momento resistente plastico, ma con capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale  $C_\theta \geq 1,5$
- classe 3* se nella sezione le tensioni calcolate nelle fibre estreme compresse possono raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale impedisce lo sviluppo del momento resistente plastico;
- classe 4* se, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

Le sezioni di classe 1 si definiscono duttili, quelle di classe 2 compatte, quelle di classe 3 semi-compatte e quelle di classe 4 snelle.

Per i casi più comuni delle forme delle sezioni e delle modalità di sollecitazione, le seguenti Tabelle 4.2.III, 4.2.IV e 4.2.V forniscono indicazioni per la classificazione delle sezioni.

La classe di una sezione composta corrisponde al valore di classe più alto tra quelli dei suoi elementi componenti.

Tabella 4.2.III – Massimi Rapporti larghezza spessore per parti compresse

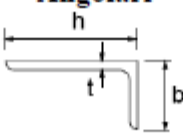
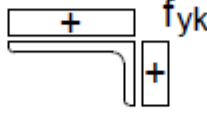
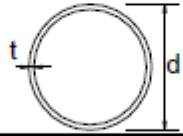
		Parti interne compresse				
		Inflessione intorno all'asse		Inflessione intorno all'asse		
Classe	Parte soggetta a flessione	Parte soggetta a compressione	Parte soggetta a flessione e a compressione			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 72e$	$c/t \leq 33e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{396e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{36e}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83e$	$c/t \leq 38e$	quando $\alpha > 0,5: c/t \leq \frac{456e}{13\alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5: c/t \leq \frac{41,5e}{\alpha}$			
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 124e$	$c/t \leq 42e$	quando $\psi > -1: c/t \leq \frac{42e}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1: c/t \leq 62e(1 - \psi)\sqrt{-\psi}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  si applica se la tensione di compressione  $\sigma \leq f_{yk}$  o la deformazione a trazione  $\epsilon_v > f_{yk}/E$

Tabella 4.2.IV – Massimi Rapporti larghezza spessore per parti compresse

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione	Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\epsilon$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
2	$c/t \leq 10\epsilon$		$c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$		$c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$	
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\epsilon$		$c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5			
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Tabella 4.2.V – Massimi Rapporti larghezza spessore per parti compresse

<div style="text-align: center;"> <b>Angolari</b>   </div>																			
Riferirsi anche alle piattabande esterne (v. Tab 4.2.II) Non si applica agli angoli in contatto continuo con altri componenti																			
Classe	Sezione in compressione																		
Distribuzione delle tensioni sulla sezione (compressione positiva)																			
3	$h/t \leq 15\epsilon$ $\frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$																		
<div style="text-align: center;"> <b>Sezioni Tubolari</b>   </div>																			
Classe	Sezione inflessa e/o compressa																		
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$																		
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$																		
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$ (Per $d/t > 90\epsilon^2$ vedere EN 1993-1-6)																		
$\epsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	<table border="1"> <tr> <th><math>f_{yk}</math></th> <td>235</td> <td>275</td> <td>355</td> <td>420</td> <td>460</td> </tr> <tr> <th><math>\epsilon</math></th> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,81</td> <td>0,75</td> <td>0,71</td> </tr> <tr> <th><math>\epsilon^2</math></th> <td>1,00</td> <td>0,85</td> <td>0,66</td> <td>0,56</td> <td>0,51</td> </tr> </table>	$f_{yk}$	235	275	355	420	460	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71	$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51
	$f_{yk}$	235	275	355	420	460													
	$\epsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71													
$\epsilon^2$	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51														

#### 11.4. Capacità resistente delle Sezioni (art. 4.2.3.2)

La capacità resistente delle sezioni deve essere valutata nei confronti delle sollecitazioni di trazione o compressione, flessione, taglio e torsione, determinando anche gli effetti indotti sulla resistenza dalla presenza combinata di più sollecitazioni.

La capacità resistente della sezione si determina con uno dei seguenti metodi.

##### Metodo elastico (E)

Si assume un comportamento elastico lineare del materiale, sino al raggiungimento della condizione di snervamento.

Il metodo può applicarsi a tutte le classi di sezioni, con l'avvertenza di riferirsi al metodo delle sezioni efficaci o a metodi equivalenti, nel caso di sezioni di classe 4.

##### Metodo plastico (P)

Si assume la completa plasticizzazione del materiale.

Il metodo può applicarsi solo a sezioni di tipo compatto, cioè di classe 1 e 2.

##### Metodo elasto-plastico (EP)

Si assumono legami costitutivi tensione-deformazione del materiale di tipo bilineare o più complessi.

Il metodo può applicarsi a qualsiasi tipo di sezione.

### 11.5. Metodi di analisi globale (art. 4.2.3.3)

L'analisi globale della struttura può essere condotta con uno dei seguenti metodi:

#### Metodo elastico (E)

Si valutano gli effetti delle azioni nell'ipotesi che il legame tensione-deformazione del materiale sia indefinitamente lineare.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

La resistenza delle sezioni può essere valutata con il metodo elastico, plastico o elasto-plastico per le sezioni compatte (classe 1 o 2), con il metodo elastico o elasto-plastico per le sezioni snelle (classe 3 o 4).

#### Metodo plastico (P)

Gli effetti delle azioni si valutano trascurando la deformazione elastica degli elementi strutturali e concentrando le deformazioni plastiche nelle sezioni di formazione delle cerniere plastiche.

Il metodo è applicabile a strutture interamente composte da sezioni di classe 1.

#### Metodo elasto-plastico(EP)

Gli effetti delle azioni si valutano introducendo nel modello il legame momento-curvatura delle sezioni ottenuto considerando un legame costitutivo tensione-deformazione di tipo bilineare o più complesso.

Il metodo è applicabile a strutture composte da sezioni di classe qualsiasi.

Le possibili alternative per i metodi di analisi strutturale e di valutazione della capacità resistente flessionale delle sezioni sono riassunte nella seguente Tab. 4.2.IV.

Tab. 4.2.VI - Metodi di analisi globale e relativi metodi di calcolo delle capacità e classi di sezioni ammesse

Metodo di analisi globale	Metodo di calcolo della capacità resistente della sezione	Tipo di sezione
(E)	(E)	tutte (*)
(E)	(P)	classi 1 e 2
(E)	(EP)	tutte (*)
(P)	(P)	classe 1
(EP)	(EP)	tutte (*)

(\*) per le sezioni di classe 4 la capacità resistente può essere calcolata con riferimento alla sezione efficace.

### 11.6. Effetti delle deformazioni (Art. 4.2.3.4)

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura,
- l'analisi del secondo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione deformata della struttura.

L'analisi globale può condursi con la teoria del primo ordine nei casi in cui possano ritenersi trascurabili gli effetti delle deformazioni sull'entità delle sollecitazioni, sui fenomeni di instabilità e su qualsiasi altro rilevante parametro di risposta della struttura.

Tale condizione si può assumere verificata se risulta soddisfatta la seguente relazione:

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 10 \quad \text{per l'analisi elastica}$$
$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{Ed}} \geq 15 \quad \text{per l'analisi plastica}$$

[4.2.1]

dove  $\alpha_{cr}$  è il moltiplicatore dei carichi applicati che induce l'instabilità globale della struttura,  $F_{Ed}$  è il valore dei carichi di progetto e  $F_{cr}$  è il valore del carico instabilizzante calcolato considerando la rigidezza iniziale elastica della struttura.

### 11.7. *Effetto delle imperfezioni (Art. 4.2.3.5)*

Nell'analisi della struttura, in quella dei sistemi di controvento e nel calcolo delle membrature si deve tener conto degli effetti delle imperfezioni geometriche e strutturali quali la mancanza di verticalità o di rettilineità, la mancanza di accoppiamento e le inevitabili eccentricità minori presenti nei collegamenti reali. A tal fine possono adottarsi nell'analisi adeguate imperfezioni geometriche equivalenti, di valore tale da simulare i possibili effetti delle reali imperfezioni da esse sostituite, a meno che tali effetti non siano inclusi implicitamente nel calcolo della resistenza degli elementi strutturali.

Si devono considerare nel calcolo:

- le imperfezioni globali per i telai o per i sistemi di controvento;
- le imperfezioni locali per i singoli elementi strutturali.

Gli effetti delle imperfezioni globali per telai sensibili agli effetti del secondo ordine possono essere riprodotti introducendo un errore iniziale di verticalità della struttura ed una curvatura iniziale degli elementi strutturali costituenti.

L'errore iniziale di verticalità in un telaio può essere trascurato quando:

$$H_{Ed} \geq 0,15 \cdot Q_{Ed}, \quad (4.2.2)$$

dove  $H_{Ed}$  è la somma delle reazioni orizzontali alla base delle colonne del piano (taglio di piano) considerato per effetto dei carichi orizzontali e  $Q_{Ed}$  è il carico verticale complessivamente agente nella parte inferiore del piano considerato (sforzi assiali nelle colonne).

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

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

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



## **11.8. Verifiche (art. 4.2.4)**

Le azioni caratteristiche (carichi, distorsioni, variazioni termiche, ecc.) devono essere definite in accordo con quanto indicato nei Cap. 3 e 5 delle presenti norme.

Per costruzioni civili o industriali di tipo corrente e per le quali non esistano regolamentazioni specifiche, le azioni di calcolo si ottengono, per le verifiche statiche, secondo quanto indicato nel Cap. 2.

Il calcolo deve condursi con appropriati metodi della meccanica strutturale, secondo i criteri indicati in §4.2.3.

### **11.8.1. Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi (art. 2.5.1.1)**

- a) dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, ecc.
- c) degrado:
  - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
  - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

### **11.8.2. Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale (art. 2.5.1.2)**

- a) statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

### **11.8.3. Classificazione azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo (art. 2.5.1.3)**

- a) permanenti (G ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
  - peso proprio del terreno, quando pertinente;
  - forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
  - forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G1 );
  - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( G2 );
  - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - pretensione e precompressione ( P );

ritiro e viscosità;

spostamenti differenziali;

- b) variabili ( Q ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
- di lunga durata*: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata*: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) eccezionali ( A ): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;
- incendi*;
- esplosioni*;
- urti ed impatti*;
- d) sismiche ( E ): azioni derivanti dai terremoti.

#### 11.8.4. Caratterizzazione delle Azioni Elementari (art. 2.5.2)

Si definisce valore caratteristico  $Q_k$  di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95 % della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili della combinazione, con  $Q_{k1}$  azione variabile dominante e  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili  $Q_{kj}$  vengono combinate con i coefficienti di combinazione  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$  e  $\psi_{2j}$ , i cui valori sono forniti nel § 2.5.3, Tab. 2.5.I, per edifici civili e industriali correnti.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \times Q_{kj}$ : la media della distribuzione temporale dell'intensità;
- valore frequente  $\psi_{1j} \times Q_{kj}$ : il valore corrispondente al frattile 95 % della distribuzione temporale dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione)  $\psi_{0j} \times Q_{kj}$ : il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

#### 11.8.5. Combinazioni delle Azioni (art. 2.5.3)

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (1)$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2)$$

– Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{12} \cdot Q_{k2} + \psi_{13} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (3)$$

– Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (4)$$

– Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica  $E$  (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (5)$$

– Combinazione eccezionale, impiegata per stati limite ultimi connessi a azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Altre combinazioni sono da considerare in funzione di specifici aspetti (p. es. fatica, ecc.).

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qj}$  sono dati in § 2.6.1, Tab. 2.6.I

**Tabella 2.5.I** – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile		$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G	Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H	Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I	Coperture praticabili	Da valutarsi caso per caso		
Categoria K	Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ....)			
Vento		0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

### 11.8.6. *Degrado (art. 2.5.4)*

La struttura deve essere progettata così che il degrado nel corso della sua vita nominale, purché si adotti la normale manutenzione ordinaria, non pregiudichi le sue prestazioni in termini di resistenza, stabilità e funzionalità, portandole al di sotto del livello richiesto dalle presenti norme.

Le misure di protezione contro l'eccessivo degrado devono essere stabilite con riferimento alle previste condizioni ambientali.

La protezione contro l'eccessivo degrado deve essere ottenuta attraverso un'opportuna scelta dei dettagli, dei materiali e delle dimensioni strutturali, con l'eventuale applicazione di sostanze o ricoprimenti protettivi, nonché con l'adozione di altre misure di protezione attiva o passiva.

### 11.8.7. Azioni nelle verifiche agli Stati Limite (art. 2.6)

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni definite nel § 2.5.3.

#### 11.8.7.1. Coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU (art.2.6.1)

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido: **EQU**
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per le verifiche nei confronti dello stato limite ultimo di equilibrio come corpo rigido (EQU) si utilizzano i coefficienti parziali  $\gamma_F$  relativi alle azioni riportati nella colonna EQU delle Tabelle sopra citate.

**Tabella 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Nella Tab. 2.6.I il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

### **11.8.8. Azioni sulle costruzioni – Opere civili ed industriali ( art. 3.1 )**

Nel presente paragrafo vengono definiti i carichi, nominali e/o caratteristici, relativi a costruzioni per uso civile o industriale. La descrizione e la definizione dei carichi devono essere espressamente indicate negli elaborati progettuali.

Le azioni permanenti da inserire nelle combinazioni di cui al § 2.5.3 legate all'azione gravitazionale sono determinate a partire dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali di cui è composta la costruzione sia nelle parti strutturali sia in quelle non strutturali: i pesi dell'unità di volume e i carichi pertinenti devono essere definiti a partire da fonti riconosciute o dalle indicazioni dei §§ 3.1.2 e 3.1.3.

Nel § 3.1.4 sono fornite indicazioni sui valori dei carichi variabili da utilizzare nelle costruzioni: tali valori sono da considerare come valori nominali minimi.

I carichi sono in genere da considerare come applicati staticamente, salvo casi particolari in cui gli effetti dinamici devono essere debitamente valutati. Oltre che nella situazione definitiva d'uso, si devono considerare le azioni agenti in tutte le fasi esecutive della costruzione.

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

### **11.8.9. Pesi Propri dei Materiali strutturali ( art. 3.1.2 )**

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nella Tab. 3.1.I.

*Tabella 3.1.I - Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali*

<b>Conglomerati cementiti e malte</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Conglomerati "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 - 20,0
Conglomerati "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

<b>Metalli e Leghe</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0

<b>Materiale Lapideo</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Tufo Vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0
Calcere tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0

<b>Legnami</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Conifere e Pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso Pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

Oltre ai suddetti valori riportati nel DM 17/01/2018, solo a scopo di completezza del presente manuale, si riportano inoltre i Pesi per unità di volume indicati nel manuale del CNR 10012/85 “Istruzioni per la valutazione delle Azioni sulle costruzioni” con riferimento al frattile di ordine 95%:

<b>Metalli</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Acciaio	79,5
Alluminio	28,5
Alluminio (leghe di)	27,5
Bronzo (con piombo)	94,0
Bronzo (con alluminio)	80,0
Ghisa	73,5
Magnesio	20,0
Nichel	90,0
Ottone a due componenti	90,0
Ottone con piombo	86,0
Piombo	115,0
Rame	90,0
Stagno	71,0
Zinco (fuso)	67,0
Zinco (laminato)	72,0

<b>Mattoni</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Mattoni pieni	19,0
Mattoni forati (indicando con $\phi$ la percentuale di vuoti e posto $k=(100-\phi)/100$ )	$K*19,0$

<b>Legnami</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Pioppo	5,0
Abete, douglas, mogano, pino	6,0
Castagno, Olmo	7,0
Frassino, larice, noce, teck, pino pece	8,0
Eucalipto, Faggio, Rovere	9,0
Ipè, olivo	10,0

<b>Elementi costruttivi</b>	
<b>MATERIALE</b>	<b>PESO kN/m<sup>3</sup></b>
Manto impermeabilizzante di asfalto e simili	0,30 – 0,80
Tegole (embrici e coppi)	0,40 – 0,60
Sottotegole di tavelloni forati (spessore 3-4cm)	0,35
Lamiere di acciaio ondulate o nervate	0,12
Lamiere di alluminio ondulate o nervate	0,05
Pavimentazioni in Gomma, linoleum o simili	0,10
Parquet di legno	0,25
Pavimentazioni in ceramica o gres (2 cm)	0,40
Pavimentazioni in marmo (3 cm)	0,80

#### **11.8.10. Carichi permanenti non strutturali ( art. 3.1.3 )**

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti non strutturali potranno assumersi, per le verifiche d'insieme, come uniformemente ripartiti. In caso contrario, occorre valutarne le effettive distribuzioni.

I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza  $G_2$  delle partizioni nel modo



segunte:

- per elementi divisori con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $1,00 < G \leq 2,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $2,00 < G \leq 3,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $3,00 < G \leq 4,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}$  ;
- per elementi divisori con  $4,00 < G \leq 5,00 \text{ kN/m}$ :  $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}$  .

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di 5,00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

### 11.8.11. Sovraccarichi ( §. 3.1.4 )

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera; i modelli di tali azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [kN/m<sup>2</sup>],
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [kN].
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [kN/m]

I valori nominali e/o caratteristici  $q_k$ ,  $Q_k$  ed  $H_k$  sono riportati nella Tab. 3.1.II. Tali valori sono comprensivi degli effetti dinamici ordinari, purché non vi sia rischio di rilevanti amplificazioni dinamiche della risposta delle strutture.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	<b>Coperture</b>			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		
* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.				
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.				

I valori riportati nella Tab. 3.1.II sono riferiti a condizioni di uso corrente delle rispettive categorie.

Altri regolamenti potranno imporre valori superiori, in relazione ad esigenze specifiche.

In presenza di carichi atipici (quali macchinari, serbatoi, depositi interni, impianti, ecc.) le intensità devono essere valutate caso per caso, in funzione dei massimi prevedibili: tali valori dovranno essere indicati esplicitamente nelle documentazioni di progetto e di collaudo statico.

### 11.8.12. Azioni del Vento ( § 3.3. )

Il vento, la cui direzione si considera generalmente orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3. Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte.

#### 11.8.12.1. Velocità base di Riferimento ( § 3.3.1 )

La velocità base di riferimento  $v_b$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno di categoria di esposizione II (vedi Tab. 3.3.II), riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$$

$v_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;

$C_a$  è il coefficiente di altitudine fornito dall'espressione:

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \cdot \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 \leq a_s \leq 1500m$$

dove:

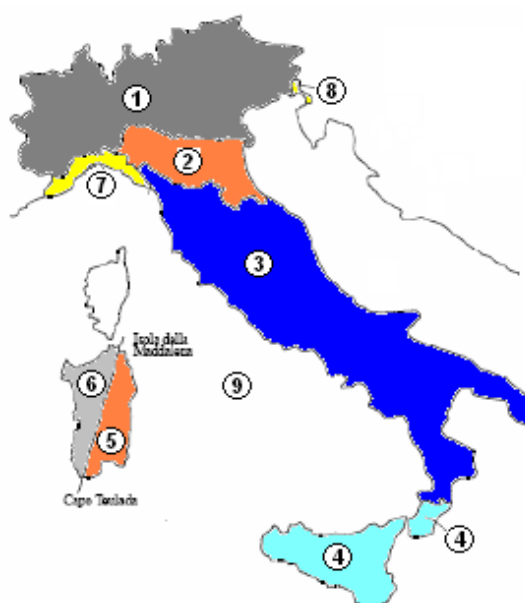
$a_0$ ;  $k_s$  sono parametri forniti nella Tabella 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig.3.3.1);

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

**Tabella 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$** 

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare, i valori della velocità base di riferimento possono essere ricavati da opportuna documentazione o da indagini statistiche adeguatamente comprovate, riferite alle condizioni locali di clima e di esposizione. Fatte salve tali valutazioni, comunque raccomandate in prossimità di vette e crinali, i valori utilizzati non dovranno essere minori di quelli previsti per 1500 m di altitudine.

**Figura 23 – Vento - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano**

### **11.8.12.1. Velocità di Riferimento ( § 3.3.2 )**

La velocità base di riferimento  $v_r$  è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (vedi Tab.3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . Tale velocità è definita dalla relazione:

$$v_r = v_b \cdot C_r$$

$v_b$  è la velocità base di riferimento, di cui al § 3.3.1;

$C_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ .

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, il coefficiente di ritorno è fornito dalla relazione:

$$C_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left( -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right)}$$

Ove non specificato diversamente, si assumerà  $T_r = 50$  anni, cui corrisponde  $C_r = 1$ .

### **11.8.12.2. Azioni statiche equivalenti - del vento ( § 3.3.3 )**

Le azioni del vento sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sui singoli elementi che compongono la costruzione va determinata considerando la combinazione più gravosa delle pressioni agenti sulle due facce di ogni elemento.

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

### **11.8.12.3. Pressione del vento ( art. 3.3.4 )**

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$C_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$C_p$  è il coefficiente di pressione di cui al § 3.3.8;

$C_d$  è il coefficiente dinamico di cui al § 3.3.9;

#### 11.8.12.4. Azione Tangente del Vento (§ 3.3.5)

L'azione tangente per unità di superficie parallela alla direzione del vento è data dall'espressione:

$$p_f = q_r c_e c_f$$

dove

$q_r$  è la pressione cinetica di riferimento di cui al § 3.3.6;

$c_e$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.3.7;

$c_f$  è il coefficiente d'attrito di cui al § 3.3.8.

##### 11.8.12.4.1. Pressione Cinetica di Riferimento (§ 3.3.6)

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  è data dall'espressione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

dove

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento di cui al § 3.3.2;

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m<sup>3</sup>.

Esprimendo  $\rho$  in kg/m<sup>3</sup> e  $v_r$  in m/s,  $q_r$  risulta espresso in N/m<sup>2</sup>

##### 11.8.12.4.2. Coefficiente di Esposizione (§ 3.3.7)

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove

$k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione;

$c_t$  è il coefficiente di topografia.

**Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

La categoria di esposizione è assegnata nella Fig. 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III. Nelle fasce entro i 40 km dalla costa, la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

Il coefficiente di topografia  $c_t$  è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. In questo caso, la Fig. 3.3.3 riporta le leggi di variazione di  $c_e$  per le diverse categorie di esposizione.

Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia  $c_t$  può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

**Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno**

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

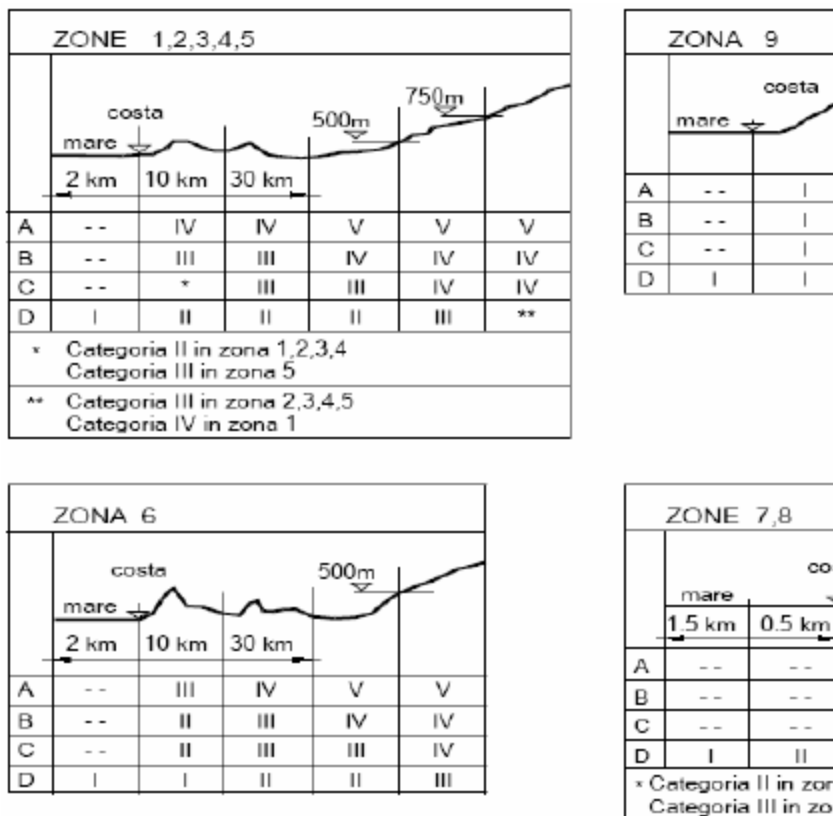


Figura 24 – Definizione delle categorie di esposizione I, II, III, IV e V

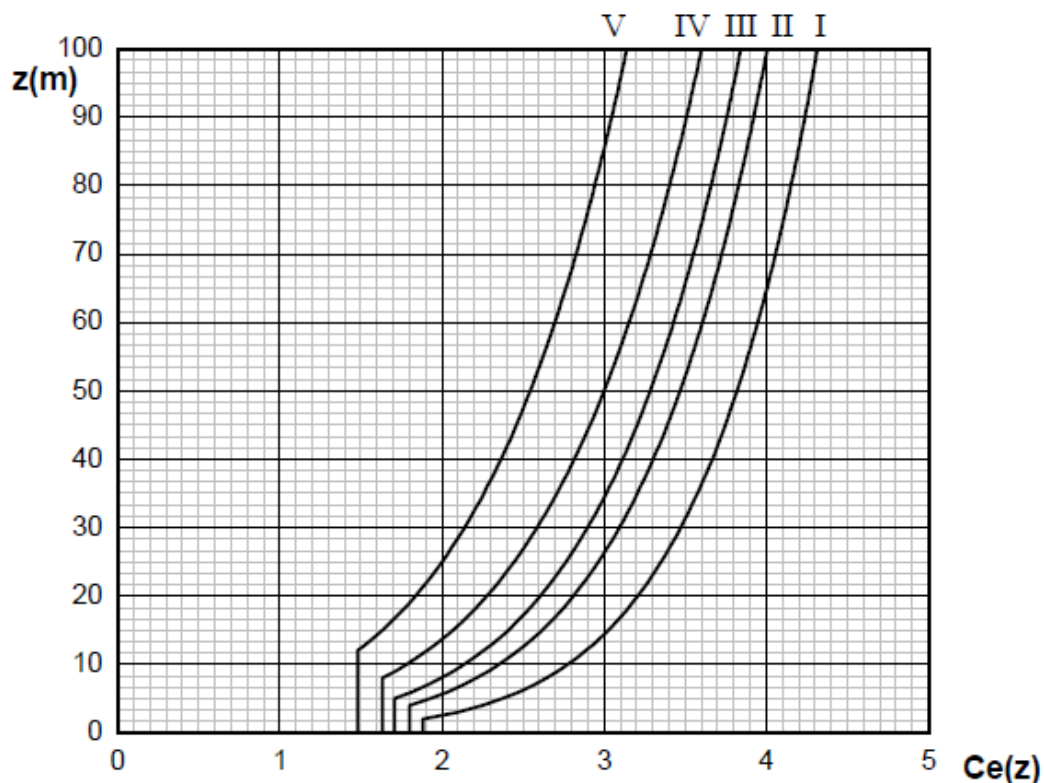


Figura 25 - Andamento del coefficiente di esposizione  $c_e$  in funzione dell'altezza sul suolo (per  $c_t = 1$ )



#### ***11.8.12.4.3. Coefficienti Aereodinamici (§ 3.3.8)***

Il coefficiente di pressione  $c_p$  dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto l'azione del vento.

Il coefficiente d'attrito  $c_f$  dipende dalla scabrezza della superficie sulla quale il vento esercita l'azione tangente.

Entrambi questi coefficienti, definiti coefficienti aereodinamici, possono essere ricavati da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### ***11.8.12.4.4. Coefficiente Dinamico (§ 3.3.9)***

Il coefficiente dinamico tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura.

Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

### 11.8.13. Azioni della Neve ( § 3.4.2 )

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

$\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

$C_E$  è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

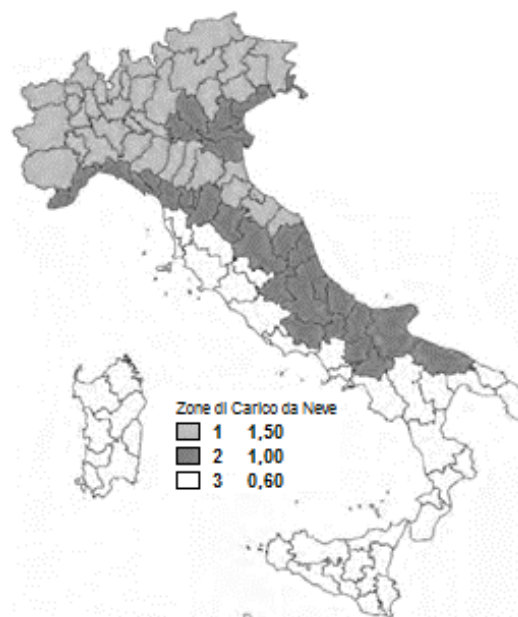
$C_t$  è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

#### 11.8.13.1. Valore di riferimento del Carico della Neve al Suolo ( § 3.4.2 )

Il carico neve al suolo dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona.

In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1. Tale zonazione non può tenere conto di aspetti specifici e locali che, se necessario, dovranno essere definiti singolarmente.



**Figura 26 – Mappa Carico Neve al Suolo**

Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento  $a_s$  (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

### Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

### Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

### Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

### Zona III

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

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \quad a_s > 200 \text{ m}$$

#### 11.8.13.2. Coefficiente di Forma per le coperture ( § 3.4.3 )

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione.

In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma  $\mu_1$  delle coperture ad una o più falde possono essere ricavati dalla Tabella 3.4.II, essendo  $\alpha$  espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

**Tabella 3.4.II** – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
$\mu_1$	0,8	$0,8(60-\alpha)/30$	0,0

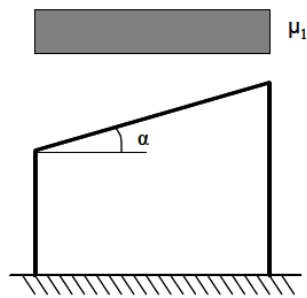
Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo  $\alpha$ .

Per coperture a più falde, per coperture con forme diverse, così come per coperture contigue 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 o documenti di comprovata validità.

### **11.8.13.2.1. Copertura ad una falda (§ 3.4.3.2)**

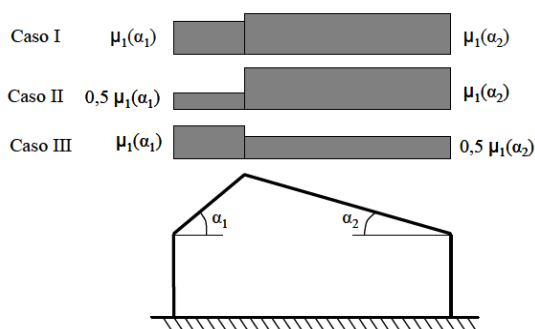
Nel caso di copertura ad una falda, si deve considerare la condizione di carico riportata in Fig. 3.4.2



**Figura 27 – Condizioni di carico per coperture ad una falda**

### **11.8.13.2.2. Copertura a due falde (§ 3.4.3.3)**

Nel caso delle coperture a due falde, si devono considerare le tre condizioni di carico alternative, denominate Caso I, Caso II e Caso III in Fig.3.4.3.



**Figura 28 – Condizioni di carico per coperture a due falde**

### 11.8.13.3. Coefficiente di Esposizione (§ 3.4.4)

Il coefficiente di esposizione  $C_E$  tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà  $C_E = 1$ .

**Tabella 3.4.I** – Valori di  $C_E$  per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
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 considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

### 11.8.13.4. Coefficiente Termico (§ 3.4.4)

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura.

In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto  $C_t = 1$ .

## **11.8.14. Azioni della Temperatura (art. 3.5)**

### **11.8.14.1. Generalità (art. 3.5.1)**

Variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali.

La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti.

### **11.8.14.2. Temperatura dell'aria esterna (art. 3.5.2)**

La temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , può assumere il valore  $T_{max}$  o  $T_{min}$ , definite rispettivamente come temperatura massima estiva e minima invernale dell'aria nel sito della costruzione, con riferimento ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di dati specifici relativi al sito in esame, possono assumersi i valori :

$$T_{max} = 45 \text{ }^{\circ}\text{C}; \quad T_{min} = -15 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

### **11.8.14.3. Temperatura dell'aria interna (art. 3.5.3)**

In mancanza di più precise valutazioni, legate alla tipologia della costruzione ed alla sua destinazione d'uso, la temperatura dell'aria interna,  $T_{int}$ , può essere assunta pari a 20 °C.

### **11.8.14.4. Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (art. 3.5.4)**

Il campo di temperatura sulla sezione di un elemento strutturale monodimensionale con asse longitudinale  $x$  può essere in generale descritto mediante:

a) la componente uniforme  $\Delta T_u = T - T_0$  pari alla differenza tra la temperatura media attuale  $T$  e quella iniziale alla data della costruzione  $T_0$ ;

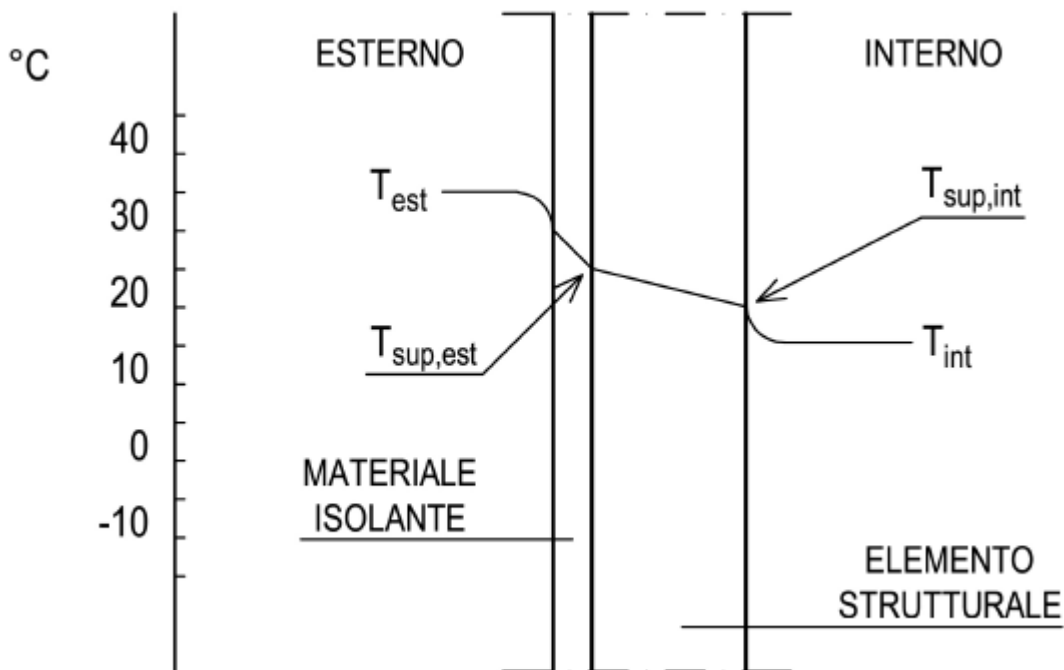
b) le componenti variabili con legge lineare secondo gli assi principali  $y$  e  $z$  della sezione,  $\Delta T_{My}$  e  $\Delta T_{Mz}$ .

Nel caso di strutture soggette ad elevati gradienti termici si dovrà tener conto degli effetti indotti dall'andamento non lineare della temperatura all'interno delle sezioni.

La temperatura media attuale  $T$  può essere valutata come media tra la temperatura della superficie esterna  $T_{sup,est}$  e quella della superficie interna dell'elemento considerato,  $T_{sup,int}$ .

Le temperature della superficie esterna,  $T_{sup,est}$ , e quella della superficie interna  $T_{sup,int}$ , dell'elemento considerato vengono valutate a partire dalla temperatura dell'aria esterna,  $T_{est}$ , e di quella interna,  $T_{int}$ , tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e per convezione all'interfaccia aria-costruzione e della eventuale presenza di materiale isolante.

In mancanza di determinazioni più precise, la temperatura iniziale può essere assunta  $T_0=15\text{ }^\circ\text{C}$ .  
 Per la valutazione del contributo dell'irraggiamento solare si può fare riferimento alla Tab. 3.5.I.



**Figura 3.5.1** – Andamento della temperatura all'interno di un elemento strutturale.

**Tabella 3.5.I** – Contributo dell'irraggiamento solare

Stagione	Natura della superficie	Incremento di Temperatura	
		superfici esposte a Nord-Est	superfici esposte a Sud-Ovest od orizzontali
Estate	Superficie riflettente	0°C	18°C
	Superficie chiara	2°C	30°C
	Superficie scura	4°C	42°C
Inverno		0°C	0°C

#### **11.8.14.5. Azioni Termiche sugli edifici (art. 3.5.5)**

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T_u$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Nel caso in cui la temperatura costituisca, invece, azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura, l'andamento della temperatura  $T$  nelle sezioni degli elementi strutturali deve essere valutato più approfonditamente studiando il problema della trasmissione del calore.

**Tabella 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici**

<b>Tipo di struttura</b>	<b><math>\Delta T_u</math></b>
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15$ °C
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10$ °C
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25$ °C
Strutture in acciaio protette	$\pm 15$ °C

**11.8.14.6. Effetti delle azioni termiche (art. 3.5.7)**

Per la valutazione degli effetti delle azioni termiche, si può fare riferimento ai coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente  $\alpha_T$  riportati in Tab. 3.5.III.

**Tabella 3.5.III – Coefficienti di dilatazione termica a temperatura ambiente**

<b>Materiale</b>	<b><math>\alpha_T</math> [<math>10^{-6}/^{\circ}\text{C}</math>]</b>
Alluminio	24
Acciaio da carpenteria	12
Calcestruzzo strutturale	10
Strutture miste acciaio-calcestruzzo	12
Calcestruzzo alleggerito	7
Muratura	6 ÷ 10
Legno (parallelo alle fibre)	5
Legno (ortogonale alle fibre)	30 ÷ 70



### ***11.8.15. Azioni Eccezionali ( art. 3.6 )***

Le azioni eccezionali sono quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti.

Quando è necessario tenerne conto esplicito, si considererà la combinazione eccezionale di azioni di cui al § 2.5.3.

Quando non si effettuano verifiche specifiche nei confronti delle azioni eccezionali, quali esplosioni, urti, ecc., la concezione strutturale, i dettagli costruttivi ed i materiali usati dovranno essere tali da evitare che la struttura possa essere danneggiata in misura sproporzionata rispetto alla causa.

## 11.9. Stati Limite Ultimi (art. 4.2.4.1)

### 11.9.1. Resistenza di progetto (art. 4.2.4.1.1)

La resistenza di progetto delle membrature  $R_d$  si pone nella forma:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4.2.4)$$

dove:

$R_k$  è il valore caratteristico della resistenza – trazione, compressione, flessione, taglio e torsione – della membratura, determinata dai valori caratteristici delle resistenza dei materiali  $f_{yk}$  e dalle caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, dipendenti dalla classe della sezione;

Nel caso in cui si abbiano elementi con sezioni di classe 4 può farsi riferimento alle caratteristiche geometriche “efficaci”:

area efficace  $A_{eff}$ ,

modulo di resistenza efficace  $W_{eff}$ ,

modulo di inerzia efficace  $J_{eff}$ ,

valutati seguendo il procedimento indicato in UNI EN1993-1-5.

Nel caso di elementi strutturali formati a freddo e lamiere sottili, per valutare le caratteristiche geometriche “efficaci” si può fare riferimento a quanto indicato in UNI EN1993-1-3.

$\gamma_M$  è il fattore parziale globale relativo al modello di resistenza adottato. Per le verifiche di resistenza delle sezioni delle membrature, con riferimento ai modelli di resistenza esposti nella presente normativa ed utilizzando acciai dal grado S 235 al grado S 460 di cui al §11.3, si adottano i fattori parziali  $\gamma_{M0}$  e  $\gamma_{M2}$  indicati nella Tab. 4.2.V. Il coefficiente di sicurezza  $\gamma_{M2}$ , in particolare, deve essere impiegato qualora si eseguano verifiche di elementi tesi nelle zone di unione delle membrature indebolite dai fori.

Per valutare la stabilità degli elementi strutturali compressi, inflessi e presso-inflessi, si utilizza il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M1}$ .

Tab. 4.2.VII - Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità

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

#### 11.9.1.1. Resistenza delle membrature (Art. 4.2.4.1.2)

Per la verifica delle travi la resistenza di progetto da considerare dipende dalla classificazione delle sezioni. La verifica in campo elastico è ammessa per tutti i tipi di sezione, con l'avvertenza di tener conto degli effetti di instabilità locale per le sezioni di classe 4.

Le verifiche in campo elastico, per gli stati di sforzo piani tipici delle travi, si eseguono con riferimento al seguente criterio:

$$\sigma_{x,Ed}^2 + \sigma_{z,Ed}^2 - \sigma_{z,Ed} \sigma_{x,Ed} + 3 \tau_{Ed}^2 \leq (f_{yk} / \gamma_{M0})^2 \quad (4.2.5)$$

dove:

- $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione parallela all'asse della membratura;
- $\sigma_{z,Ed}$  è il valore di calcolo della tensione normale nel punto in esame, agente in direzione ortogonale all'asse della membratura;
- $\tau_{Ed}$  è il valore di calcolo della tensione tangenziale nel punto in esame, agente nel piano della sezione della membratura.

La verifica in campo plastico richiede che si determini una distribuzione di tensioni interne “staticamente ammissibile”, cioè in equilibrio con le sollecitazioni applicate (N, M, T, ecc.) e rispettosa della condizione di plasticità.

I modelli resistenti esposti nei paragrafi seguenti definiscono la resistenza delle sezioni delle membrature nei confronti delle sollecitazioni interne, agenti separatamente o contemporaneamente.

Per le sezioni di classe 4, in alternativa alle formule impiegate nel seguito, si possono impiegare altri procedimenti di comprovata validità.

### 11.9.1.2. Trazione

L'azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4.2.6)$$

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

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

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (4.2.7)$$

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

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (4.2.8)$$

Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda,  $N_{pl,Rd}$ , deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti,  $N_{u,Rd}$ :

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (4.2.9)$$

### 11.9.1.3. Compressione

La forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.2.10)$$

dove la resistenza di progetto a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,}$$

$$N_{c,Rd} = A_{eff} f_{yk} / \gamma_{M0} \quad \text{per le sezioni di classe 4.}$$

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

#### 11.9.1.4. Flessione monoassiale (retta)

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (4.2.12)$$

dove la resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di progetto a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 1 e 2;} \quad (4.2.13)$$

$$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 3;} \quad (4.2.14)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad \text{per le sezioni di classe 4;} \quad (4.2.15)$$

per le sezioni di classe 3,  $W_{el,min}$  è il modulo resistente elastico minimo della sezione in acciaio; per le sezioni di classe 4, invece, il modulo  $W_{eff,min}$  è calcolato eliminando le parti della sezione inattive a causa dei fenomeni di instabilità locali, secondo il procedimento esposto in UNI EN1993-1-5, e scegliendo il minore tra i moduli così ottenuti.

Per la flessione biassiale si veda oltre.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}, \quad (4.2.16)$$

dove  $A_f$  è l'area della piattabanda lorda,  $A_{f,net}$  è l'area della piattabanda al netto dei fori e  $f_i$  è la resistenza ultima dell'acciaio.

### 11.9.1.5. Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.17)$$

dove la resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}, \quad (4.2.18)$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f; \quad (4.2.19)$$

per profilati a C o ad U caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r) t_f; \quad (4.2.20)$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere

$$A_v = A - \sum (h_w t_w); \quad (4.2.21)$$

per profilati a T caricati nel piano dell'anima si può assumere

$$A_v = 0,9 (A - b t_f); \quad (4.2.22)$$

per profili rettangolari cavi "profilati a caldo" di spessore uniforme si può assumere

$$A_v = Ah/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo all'altezza del profilo,} \quad (4.2.23)$$

$$A_v = Ab/(b+h) \text{ quando il carico è parallelo alla base del profilo;}$$

per sezioni circolari cave e tubi di spessore uniforme:

$$A_v = 2A/\pi; \quad (4.2.24)$$

dove:

A è l'area lorda della sezione del profilo,

b è la larghezza delle ali per i profilati e la larghezza per le sezioni cave,

$h_w$  è l'altezza dell'anima,

h è l'altezza delle sezioni cave,

r è il raggio di raccordo tra anima ed ala,

$t_f$  è lo spessore delle ali,

$t_w$  è lo spessore dell'anima.

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta. Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \sqrt{1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})}} \quad (4.2.25)$$

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme. Per sezioni cave, invece, la formula è

$$V_{c,Rd,red} = \left[ 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right] V_{c,Rd}. \quad (4.2.26)$$

La verifica a taglio della sezione può anche essere condotta in termini tensionali (verifica elastica) nel punto più sollecitato della sezione trasversale utilizzando la formula

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_{yk}/(\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \leq 1,0, \quad (4.2.27)$$

dove  $\tau_{Ed}$  è valutata in campo elastico lineare.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 se

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yk}}} \quad (4.2.28)$$

con  $\eta$  assunto cautelativamente pari a 1,00 oppure valutato secondo quanto previsto in norme di comprovata validità.

### 11.9.1.6. Torsione

Per gli elementi soggetti a torsione, quando possano essere trascurate le distorsioni della sezione, la sollecitazione torcente di progetto,  $T_{Ed}$ , deve soddisfare la relazione

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1,0, \quad (4.2.29)$$

essendo  $T_{Rd}$  è la resistenza torsionale di progetto della sezione trasversale. Le torsione agente  $T_{Ed}$  può essere considerata come la somma di due contributi

$$T_{Ed} = T_{t,Ed} + T_{w,Ed}, \quad (4.2.30)$$

dove  $T_{t,Ed}$  è la torsione uniforme e  $T_{w,Ed}$  è la torsione per ingobbamento impedito.

### 11.9.1.7. Flessione e taglio

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd} \quad (4.2.31)$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di progetto  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di progetto a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (4.2.32)$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell'anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,V,Rd} = \frac{\left[ W_{pl,y} - \frac{\rho \cdot A_v^2}{4t_w} \right] f_{yk}}{\gamma_{M0}} \leq M_{y,c,Rd} \quad (4.2.33)$$

### 11.9.1.8. *Presso o tenso flessione retta*

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell' anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1- 0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}. \quad (4.2.34)$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a, \quad (4.2.35)$$

oppure

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left[ 1 - \left( \frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \text{ per } n > a, \quad (4.2.36)$$

essendo  $M_{pl,y,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,  $M_{pl,z,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali, e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37)$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38)$$

dove:

A è l'area lorda della sezione,

b è la larghezza delle ali,

t<sub>f</sub> è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto, ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto,  $M_{N,y,Rd}$ .

### 11.9.1.9. *Presso o tenso flessione biassiale*

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right)^2 + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right)^{5n} \leq 1, \quad (4.2.39)$$

con  $n \geq 0,2$  essendo  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ . Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left( \frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left( \frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1. \quad (4.2.40)$$

Per le sezioni di classe 3, in assenza di azioni di taglio, la verifica a presso o tenso-flessione retta o biassiale è condotta in termini tensionali utilizzando le verifiche elastiche; la tensione agente è calcolata considerando la eventuale presenza dei fori.

Per le sezioni di classe 4, le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale considerando la eventuale presenza dei fori.



### 11.9.1.10. Flessione, taglio e sforzo assiale

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio di progetto,  $V_{Ed}$ , sia inferiore al 50% della resistenza di progetto a taglio,  $V_{c,Rd}$  la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:  $f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$  dove

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{c,Rd}} - 1 \right]^2 \quad (4.2.41)$$

Per le sezioni di classe 3 e classe 4 le verifiche devono essere condotte con riferimento alla resistenza elastica (verifica tensionale); per le sezioni di classe 4 si possono utilizzare le proprietà geometriche efficaci della sezione trasversale.

### 11.9.1.11. Stabilità delle membrature (Art. 4.2.4.1.3)

#### 11.9.1.11.1. Aste compresse (Art. 4.2.4.1.3.1)

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.42)$$

dove

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

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

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{MI}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3,} \quad (4.2.43)$$

e da

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_{yk}}{\gamma_{MI}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.44)$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\lambda$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0 \quad (4.2.45)$$

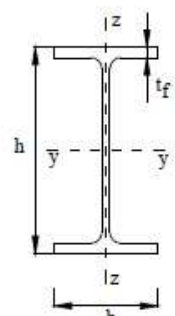
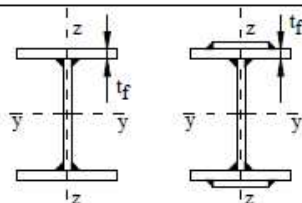
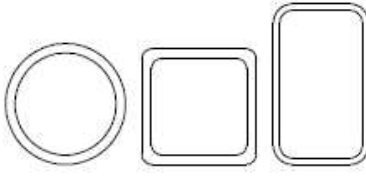
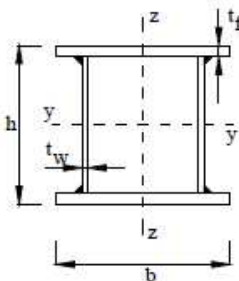
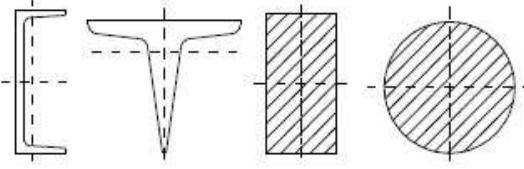
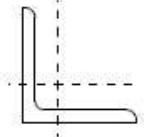
dove  $\Phi = 0.5 [1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda_2]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI, e la snellezza adimensionale  $\lambda$  è pari a

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 1, 2 e 3, e a} \quad (4.2.46)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} \quad \text{per le sezioni di classe 4.} \quad (4.2.47)$$



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

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

$N_{cr}$  è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0$  dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Nel caso in cui  $\lambda$  sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo  $N_{Ed}$  sia inferiore a  $0,04N_{cr}$ , gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

### 11.9.1.11.2. Limitazioni della snellezza

Si definisce lunghezza d'inflexione la lunghezza  $l_0 = \beta l$  da sostituire nel calcolo del carico critico elastico  $N_{cr}$  alla lunghezza  $l$  dell'asta quale risulta dallo schema strutturale. Il coefficiente  $\beta$  deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di inflessione considerato.

Si definisce snellezza di un'asta nel piano di verifica considerato il rapporto

$$\lambda = l_0 / i \quad (4.2.48)$$

dove

$l_0$  è la lunghezza d'inflexione nel piano considerato,

$i$  è il raggio d'inerzia relativo.

È opportuno limitare la snellezza  $\lambda$  al valore di 200 per le membrature principali ed a 250 per le membrature secondarie.

### 11.9.1.11.3. Travi inflesse (Art. 4.2.4.1.3.2)

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flessione torsionale secondo la formula

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1, \quad (4.2.49)$$

dove:

$M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}, \quad (4.2.50)$$

dove

$W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$ , per le sezioni di classe 1 e 2, al modulo elastico  $W_{el,y}$ , per le sezioni di classe 3 e che può essere assunto pari al modulo efficace

$W_{eff,y}$ , per le sezioni di classe 4. Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessione torsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato per profili laminati o composti saldati dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\bar{f}} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{\bar{f}} \end{cases} \quad (4.2.51)$$

dove

$$\Phi_{LT} = 0.5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - \bar{\lambda}_{LT,0}) + \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2 \right].$$

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\bar{\lambda}_{LT}$  è dato dalla formula

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} \quad (4.2.52)$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione  $\bar{\alpha}_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente  $\bar{\lambda}_{LT,0}$  può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (consigliato per sezioni laminare e composte saldate) mentre il coefficiente  $\beta$  può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate).

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5(1 - k_c) \left[ 1 - 2,0(\bar{\lambda}_{LT} - 0,8)^2 \right], \quad (4.2.53)$$

in cui il fattore correttivo  $k_c$  assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

**Tabella 4.2.VII** Definizione delle curve d'instabilità per le varie tipologie di sezione e per gli elementi inflessi.

Sezione trasversale	Limiti	Curva di instabilità da Tab. 4.2.VI
Sezione laminata ad I	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Sezione composta saldata	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d
Altre sezioni trasversale	-	d

### 11.9.1.12. Presso o Tenso flessione retta Profili Generici (art.6.2.9 UNI EN 1993-1-1)

#### 11.9.1.12.1. Sezioni di classe 1 e 2

Per le sezioni di classe 1 e 2 soggette a presso o tenso flessione nel piano dell'anima, deve essere soddisfatto il seguente criterio:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

dove:

$M_{N,Rd}$  è il valore della resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta, ridotto per effetto della presenza della forza assiale, che (nel piano dell'anima) può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \left[ 1 - \left( N_{Ed} / N_{pl,Rd} \right)^2 \right] \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.32)$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, può essere usata la seguente approssimazione:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5a) \leq M_{pl,y,Rd} \quad (6.36) - (4.2.34)$$

dove

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} \quad (4.2.37)$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5 \quad (4.2.38)$$

### 11.9.1.12.2. Sezioni di classe 3

Per le sezioni di classe 3 , in assenza di sollecitazione di taglio, la tensione longitudinale massima deve soddisfare il criterio:

$$\sigma_{x,Ed} \leq \frac{f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove  $\sigma_{x,Ed}$  è il valore di progetto della tensione longitudinale locale dovuta a flessione e sollecitazione di taglio.

### 11.9.1.12.3. Flessione, Taglio e Forza Assiale

Qualora siano presenti sollecitazioni di taglio e sforzo normale, si deve considerare l'effetto della sollecitazione di taglio e dello sforzo normale sulla resistenza a flessione.

Nel caso in cui il taglio di calcolo,  $V_{Ed}$ , sia inferiore al 50% del valore di progetto della resistenza plastica a taglio,  $V_{pl,Rd}$  non è necessaria alcuna riduzione e la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione.

Se la sollecitazione di taglio,  $V_{Ed}$ , supera il 50% di  $V_{pl,Rd}$ , si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio:

$$f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$$

dove

$$\rho = \left[ \frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right]^2$$

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v f_{yk}}{\sqrt{3} \gamma_{M0}}$$

## 11.10. Verifiche agli stati limite di esercizio (Art. 4.2.4.2)

### 11.10.1. Spostamenti verticali (Art. 4.2.4.2.1)

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2 \quad (4.2.55)$$

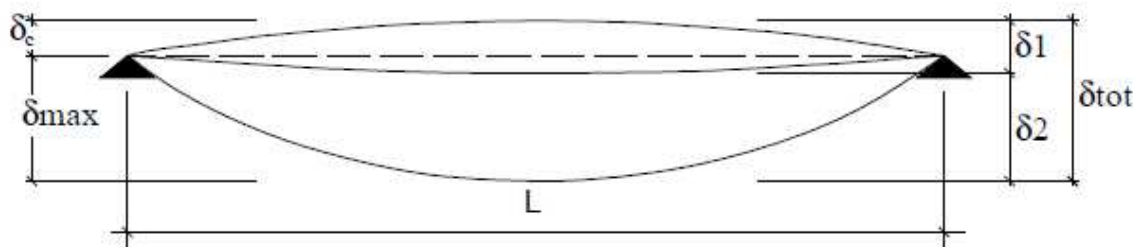


Figura 4.2.1 - Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

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

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

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

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce  $L$  dell'elemento.

I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X, dove  $L$  è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

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

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{\text{max}}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

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

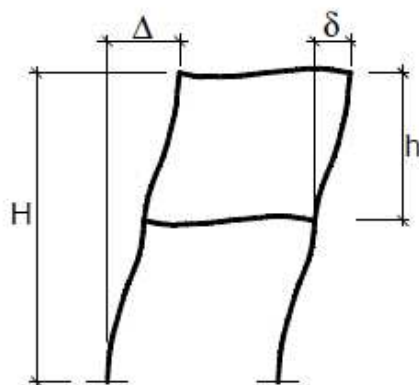
### 11.10.2. Spostamenti laterali (Art. 4.2.4.2.2)

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti. In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 4.2.XI ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.2).

**Tabella 4.2.XI** Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$

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



**Figura 4.2.2** - Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio

**S.I.M. Società Informatica Madonita s.r.l.**

Via Libertà n.1 – 90020 Castellana Sicula (PA)

Tel.-Fax 0921-642861

Dominio: <http://www.madosoft.it> Email: [info@madosoft.it](mailto:info@madosoft.it)