

IDEA StatiCa Connection

Background Teorico

Contenuti

1	Introduzione	4
2	Componenti CBFEM	5
2.1	Modello del materiale.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.2	Modello della piastra e convergenza della mesh.....	8
2.2.1	Modella della piastra	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.2.2	Convergenza della Mesh.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.3	Contatti	12
2.4	Saldature	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.4.1	Connessione diretta delle piastre	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.4.2	Saldature plastiche	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.5	Bulloni	16
2.6	Bulloni precaricati	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.7	Ancoraggi	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.8	Blocco di calcestruzzo	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.8.1	Modello di progetto.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
2.8.2	Resistenza	20
2.8.3	Rigidezza di deformazione.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3	Analisi	23
3.1	Modello di analisi.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.2	Elemento portante e supporti	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.3	Equilibrio nel nodo.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.4	Carichi	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.4.1	Importazione carichi da programmi FEA	31
3.5	Analisi di forza.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.6	Analisi di rigidezza.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.7	Analisi di stabilità	Errore. Il segnalibro non è definito.
3.8	Capacità di deformazione	Errore. Il segnalibro non è definito.
4	Verifica delle componenti secondo Eurocodice.....	39
4.1	Piastre	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2	Saldature.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2.1	Saldature riempite	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.2.2	Saldature di testa.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.3	Bulloni	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.4	Bulloni precaricati	Errore. Il segnalibro non è definito.
4.5	Ancoraggi	44
4.6	Blocco di calcestruzzo	Errore. Il segnalibro non è definito.

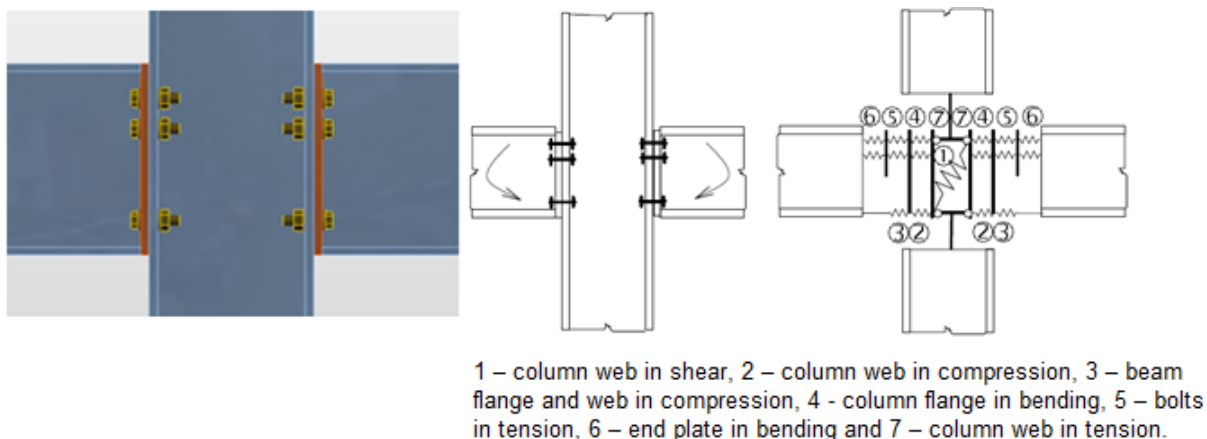
4.7 Taglio nel blocco di calcestruzzo	Errore. Il segnalibro non è definito.
5 Verifica delle componenti secondo AISC.....	48
5.1 Piastre	48
5.2 Saldature	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.2.1 Saldature riempite	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.2.2 Saldature CJP	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.3 Bulloni	51
5.3.1 Forze di trazione e taglio dei bulloni	51
5.3.2 Trazione e taglio combinati nelle connessioni di tipo portanti	51
5.3.3 Capacità portante nei fori dei bulloni.....	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.4 Bulloni precaricati	Errore. Il segnalibro non è definito.
5.5 Ancoraggi	53
5.5.1 Forza di estrazione del cono di calcestruzzo Appendice D di ACI 318-02	53

1 Introduzione

L'elemento trave è preferito dagli ingegneri nell'ambito della progettazione di strutture in acciaio. Ci sono però molti punti della struttura in cui la teoria della trave non è valida, ad esempio nei giunti saldati, nelle connessioni bullonate, in presenza di fori nelle pareti, di rastremazioni dell'altezza delle sezioni o di carichi puntuali. L'analisi strutturale in questi punti è difficile e richiede particolare attenzione. Il comportamento infatti è non-lineare e queste non-linearità vanno rispettate, come la plasticizzazione dei materiali che costituiscono le piastre, i punti di contatto tra piastre di estremità o piastre di base e il blocco di cemento, l'irreversibilità delle azioni dei bulloni e degli ancoraggi, le saldature. La normativa nazionale ceca, CSN EN1993-1-8, così come la letteratura tecnica, offrono metodi ingegneristici per la soluzione di questi problemi. La loro caratteristica generale è il fatto che siano ricavati da forme strutturali tipiche e casi di carico elementari. Molto utilizzato è il metodo delle componenti.

Metodo delle componenti

Il metodo delle componenti risolve i giunti come un sistema di elementi interconnessi tra loro – le componenti, appunto. Il modello corrispondente è composto per ogni tipo di giunto, in modo da essere in grado di determinare forze e tensioni in ogni componente – vedi figura seguente.



Elementi nel nodo con piastre di estremità bullonate, rappresentate con delle molle.

Ogni componente viene controllata separatamente usando i metodi corrispondenti. Poiché ogni tipo di giunto necessita di un proprio modello specifico, l'utilizzo di questo metodo ha dei limiti nei casi in cui si debbano risolvere giunti di geometrie generiche e carichi qualunque.

IDEA RS, assieme al team di lavoro del Dipartimento di Strutture in Acciaio e Legno della Facoltà di Ingegneria Civile di Praga e dell'Istituto di Strutture in Acciaio e Legno della Facoltà di Ingegneria Civile della Brno University of Technology, ha sviluppato un nuovo metodo per la progettazione avanzata dei giunti nelle strutture in acciaio.

Il nome di questo metodo è CBFEM - Component Based Finite Element Model – ed è:

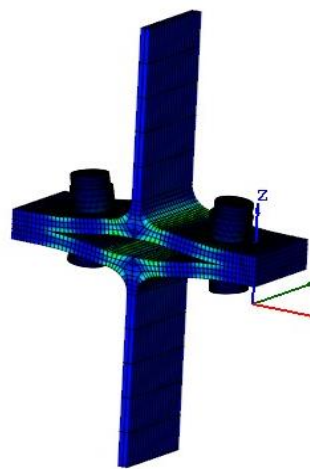
- **Generale** abbastanza da poter essere utilizzato per la maggior parte dei giunti, degli appoggi e dei dettagli nella pratica ingegneristica.
- **Semplice e veloce** a sufficienza nella pratica quotidiana in modo da fornire risultati in tempi comparabili a quelli dei metodi e degli strumenti attualmente in uso.
- **Esauriente** abbastanza da fornire informazioni chiare di ingegneria strutturale riguardo il comportamento del giunto, tensioni, deformazioni e riserve di deformazione dei singoli componenti e infine riguardo la sicurezza e la realizzabilità del sistema complessivo.

Il metodo CBFEM è basato sull'idea che la maggior parte degli aspetti verificati e molto utili del metodo delle componenti debbano essere conservate. Il punto debole del metodo delle componenti, ossia la sua generalizzazione nell'analizzare le tensioni delle singole componenti, è stato sostituito dalla modellazione e analisi tramite metodo degli elementi finiti.

2 Componenti CBFEM

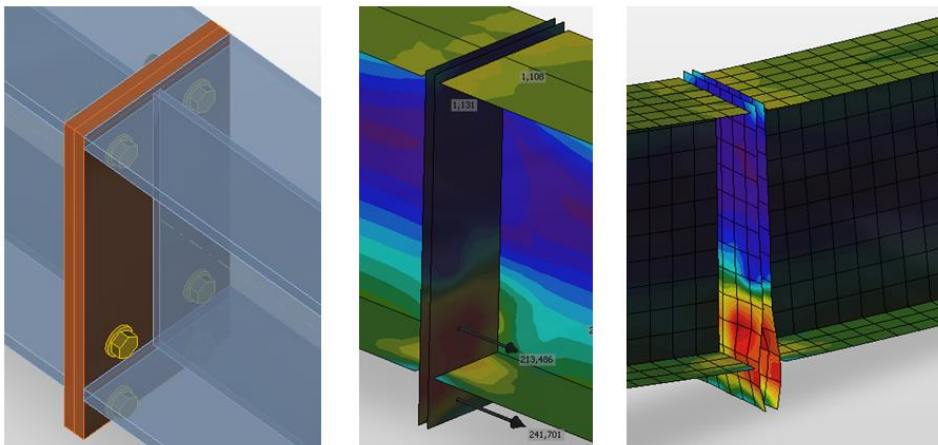
FEM (Finite Element Method) è un metodo generale comunemente utilizzato per le analisi strutturali. L'utilizzo del FEM per la modellazione di giunti di qualsivoglia forma sembra offrire un'opzione molto valida (Viridi, 1999). E' richiesta un'analisi elasto-plastica. L'acciaio infatti è soggetto a frequente plasticizzazione all'interno della struttura. Per questo motivo, i risultati di un'analisi lineare sono inutili per il progetto delle connessioni.

I modelli FEM sono utilizzati per motivi di ricerca sul comportamento dei giunti, applicando spesso elementi definiti nello spazio e valori misurati specifici delle proprietà dei materiali.



Modello FEM nel nodo realizzato per motivi di ricerca. Usa elementi spaziali 3D sia per le piastre che per i bulloni.

Sia le anime che le ali degli elementi connessi sono modellati nel CBFEM utilizzando piastre sottili, per le quali è disponibile la nota e validata soluzione. I connettori – bulloni e saldature – sono l'aspetto più difficile del modello di analisi. La modellazione di questo tipo di elementi nei generici programmi ad elementi finiti è complicato, perché questi non offrono le proprietà richieste. Questi speciali componenti FEM devono essere sviluppati per modellare il corretto comportamento di saldature e bulloni nel giunto.

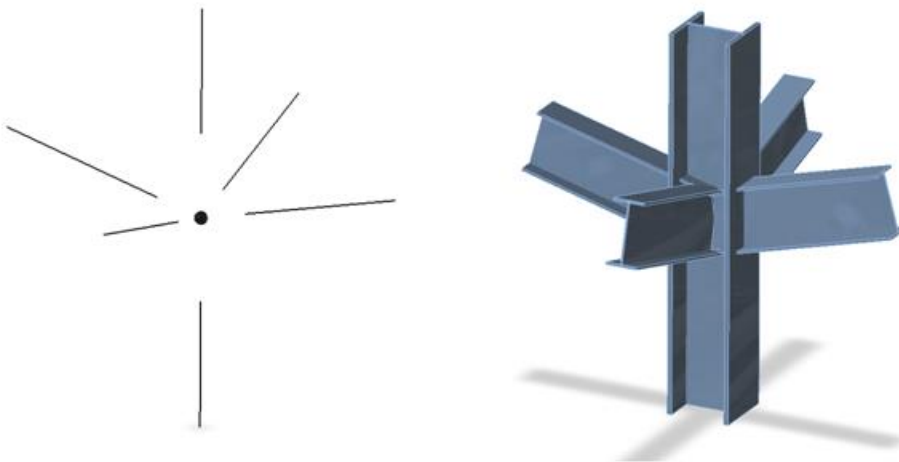


Modello CBFEM della connessione bullonata a piastre di estremità.

I giunti composti da diversi elementi sono modellati come **punti privi di massa** durante l'analisi di telai in acciaio o strutture reticolari. Le equazioni di equilibrio sono verificate nel nodo e, dopo aver risolto l'intera struttura, vengono determinate le forze interne alle estremità delle travi. Infatti, il nodo è caricato con queste forze. La risultante di tutte le forze proveniente da tutti gli elementi convergenti nel nodo è nulla – il giunto è in equilibrio.

La reale configurazione del nodo non è nota nel modello strutturale. L'ingegnere definisce solo se esso sia da considerare come incastro o cerniera.

E' necessario perciò creare un modello realistico del giunto, che rispetti la situazione reale, in modo da progettare il nodo in maniera adeguata. Nel metodo CBFEM sono usati tronchi finali degli elementi di lunghezza pari a 2-3 volte l'ampiezza massima della sezione. Questi segmenti sono modellati usando elementi plate.



Giunto teorico (senza massa) e forma reale di un giunto senza modifiche alle estremità degli elementi.

Per una migliore precisione del modello CBFEM, le forze di estremità negli elementi unidimensionali sono applicate come carichi puntuali agenti alle estremità del segmento. Le sei componenti di forza ($N, T_x, T_y, M_x, M_y, M_z$) agenti nel nodo teorico, sono trasferite all'estremità del segmento – il valore delle forze viene mantenuto identico, ma quello dei momenti è modificato e si somma con quello dato dalle forze stesse per il proprio braccio.

Le estremità dei segmenti che convergono nel nodo non sono connesse tra loro. La connessione va infatti modellata. Nel metodo CBFEM vengono utilizzate le cosiddette **Operazioni di produzione** per modellare la connessione. Queste operazioni di produzione sono: tagli, offsets, aperture, rinforzi, nervature, flange e giunzioni, angolari, fazzoletti e altro. Sono aggiunti anche elementi connettori – saldature e bulloni.

2.1 Modello del materiale

I diagrammi dei materiali più comuni, che sono utilizzati nella modellazione ad elementi finiti dell'acciaio strutturale, sono il modello elasto plastico ideale o elastico con incrudimento e il diagramma sforzo-deformazione reale. Il diagramma sforzo-deformazione reale è calcolato mediante le proprietà del materiale di acciai dolci a temperatura ambiente ottenute nelle prove di trazione. Lo sforzo e la deformazione reale possono essere ottenuti come segue:

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma (1 + \varepsilon)$$

$$\varepsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \varepsilon)$$

dove σ_{true} è lo sforzo reale, $\varepsilon_{\text{true}}$ la deformazione reale, σ lo sforzo nominale e ε la deformazione nominale. Il materiale elastoplastico con incrudimento è modellato secondo EN1993-1-5: 2005. Il comportamento del materiale si basa sul criterio a snervamento di von Mises. Si presume esso sia elastico prima di raggiungere la forza di snervamento f_y .

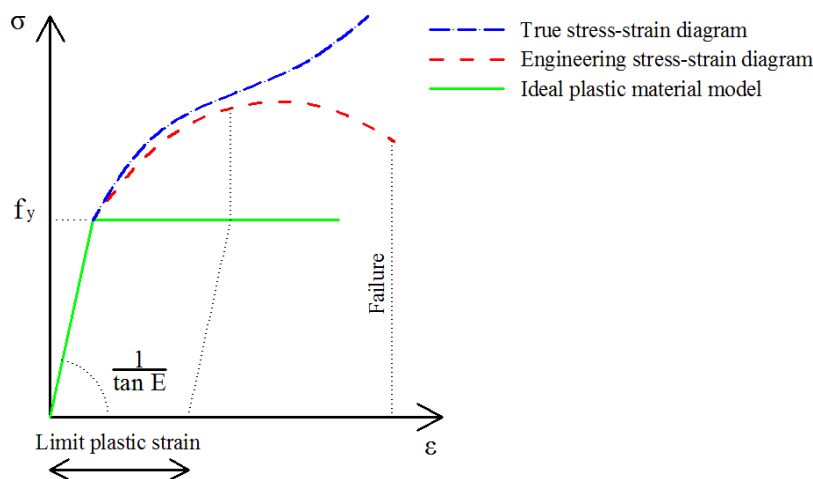
I criteri dello stato limite ultimo per le regioni non sensibili alla deformazione sta raggiungendo un valore limite della deformazione della membrana principale. Si raccomanda come valore limite della deformazione plastica il valore del 5% (si veda ad esempio EN1993-1-5 app. C par. C8 nota 1).

Tutte le parti degli elementi monodimensionali e tutte le piastre aggiuntive sono modellate come piastre. Questi elementi sono fatti di acciaio (in generale metallo) e il comportamento del materiale è significativamente non lineare. La non linearità (plasticità) deve essere rispettata nel calcolo.

Per motivi progettuali nella pratica costruttiva, il diagramma reale tensione-deformazione dell'acciaio è sostituito con quello di materiale elasto-plastico ideale – vedi figura. Il vantaggio dell'utilizzo di questo tipo di schema è che per descrivere la curva del materiale, sono sufficienti la tensione di snervamento e il modulo elastico.

La duttilità offerta dall'acciaio da costruzione è il 15%.

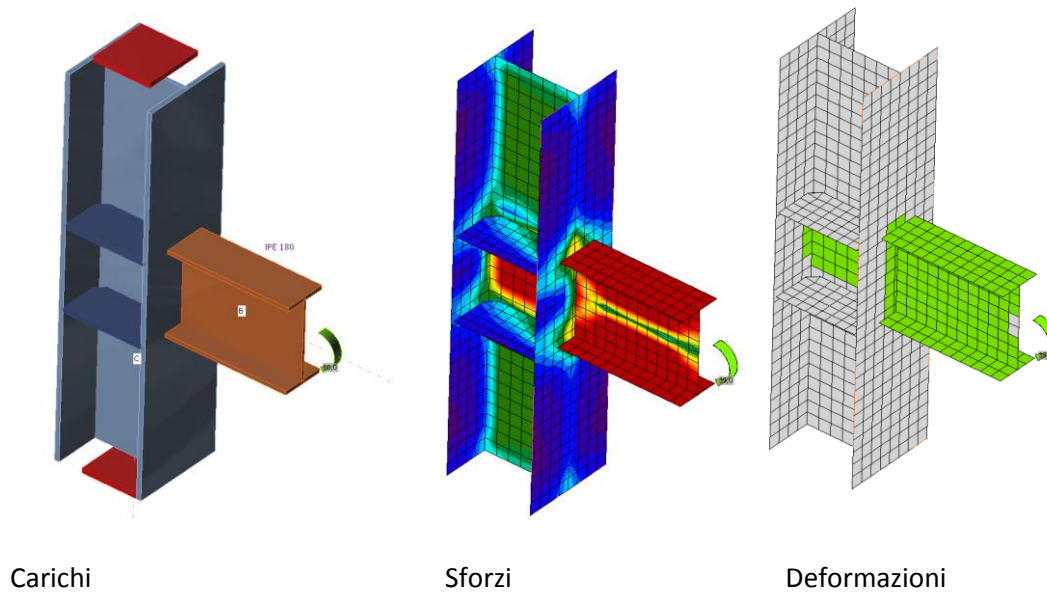
La tensione nell'acciaio non può superare quella di snervamento se si utilizza un modello elasto-plastico ideale. E' perciò inutile portare a termine il controllo della tensione. La deformazione plastica relativa è sufficiente come valore di confronto.



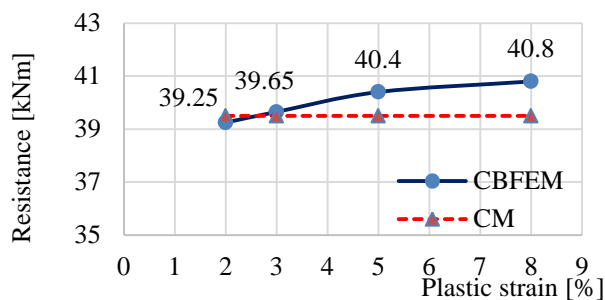
Diagrammi relativo al materiale acciaio nei modelli numerici

Il valore limite di deformazione plastica è spesso discusso. Infatti tale carico ultimo ha una bassa sensibilità al valore limite di deformazione plastica quando viene utilizzato il modello plastico ideale. Ciò è dimostrato nel seguente esempio di trave incastrata ad una colonna. Una trave a sezione IPE 180 è collegata ad una colonna di sezione HEB 300 e caricata da un momento flettente. L'influenza del valore limite di deformazione plastica sulla resistenza della trave è mostrato nella figura

seguito. La deformazione plastica limite cambia dal 2% all'8%, ma la variazione del momento resistente è inferiore al 4%.



Esempio di previsione dello stato limite di una trave incastrata ad una colonna



Influenza del valore limite di deformazione plastica sul momento resistente

2.2 Modello del Plate e convergenza della mesh

2.2.1 Modello del Plate

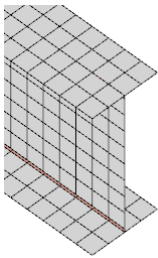
Per la modellazione di piastre nella progettazione FEA nelle connessioni strutturali è raccomandato l'uso di elementi shell. Sono applicati elementi shell a 4 nodi quadrilateri con nodi agli angoli. In ogni nodo sono considerati sei gradi di libertà: 3 traslazioni (u_x, u_y, u_z) e 3 rotazioni ($\varphi_x, \varphi_y, \varphi_z$). Le deformazioni dell'elemento sono divise in componenti della membrana e flessionali.

La formulazione del comportamento della membrana si basa sul lavoro di Ibrahimbegovic (1990). Sono considerate rotazioni perpendicolari al piano dell'elemento. E' fornita una formulazione completa 3D dell'elemento. Nella formulazione del comportamento flessionale dell'elemento basato sulle ipotesi di Mindlin sono considerate le deformazioni di taglio fuori dal piano. Sono applicati gli elementi MITC4, si veda Dvorkin (1984). Lo shell è diviso in cinque punti di integrazione lungo l'altezza della piastra e il comportamento plastico è analizzato in ogni punto. Si chiama integrazione Gaus - Lobatto. La fase elasto-plastico non lineare del materiale viene analizzato in ogni strato in base alle deformazioni note.

2.2.2 Convergenza della mesh

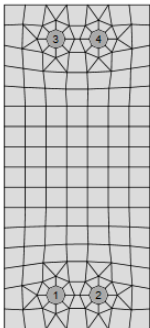
Ci sono dei criteri seguiti nella generazione della mesh nel modello della connessione. La verifica della connessione deve essere indipendente dalla dimensione dell'elemento. La generazione della mesh su una piastra separata avviene senza problemi. L'attenzione deve essere rivolta a geometrie complesse, come pannelli irrigiditi, tronconi a T e piastre di base. L'analisi di sensitività considerando la discretizzazione della mesh deve essere eseguita per geometrie complesse.

Tutte le piastre di una sezione di una trave hanno elementi di dimensione comune. La dimensione degli elementi finiti generati è limitata. La dimensione minima dell'elemento è impostato a 10 mm e la dimensione massima dell'elemento a 50 mm. Le mesh sulle ali e sulle anime sono indipendenti le une dalle altre. Il numero di default degli elementi finiti è impostato a 8 elementi per l'altezza della sezione come mostrato in figura.



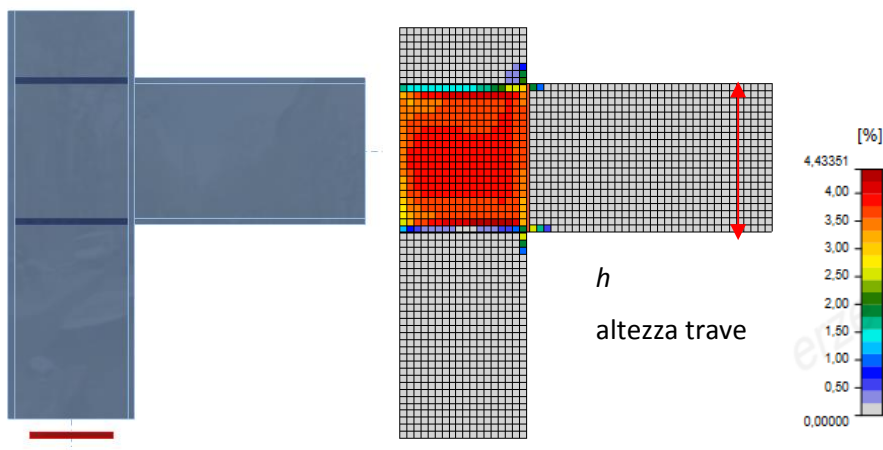
Mesh su trave con vincoli posti tra la piastra dell'anima e dell'ala

La mesh delle flange è separata e indipendente dalle altre parti della connessione. La dimensione di default degli elementi finiti è impostata a 16 elementi per l'altezza della sezione come mostrato in figura.

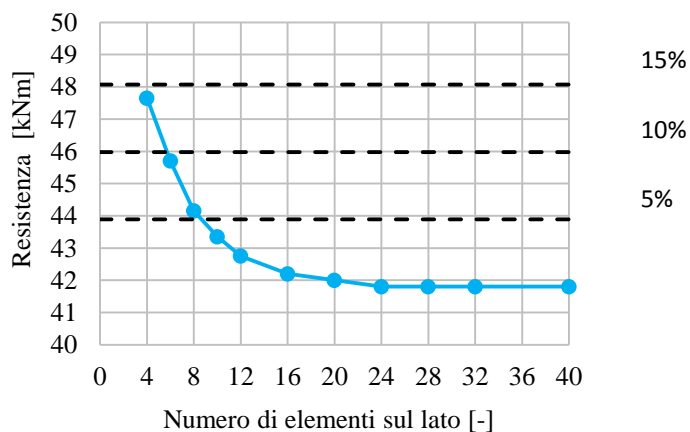


Mesh su flangia, con 7 elementi in larghezza

Il seguente esempio di trave incastrata ad una colonna mostra l'influenza della dimensione della mesh sul momento resistente. Una trave di sezione IPE 220 è collegata ad una colonna HEA200 e caricata da un momento flettente, come mostrato nella figura seguente. La componente critica è il pannello della colonna a taglio. Il numero di elementi finiti lungo l'altezza della sezione sta cambiando da 4 a 40 ed i risultati vengono confrontati. Le linee tratteggiate rappresentano il 5%, il 10% e il 15% di differenza. Si raccomanda di suddividere l'altezza della sezione in 8 elementi.

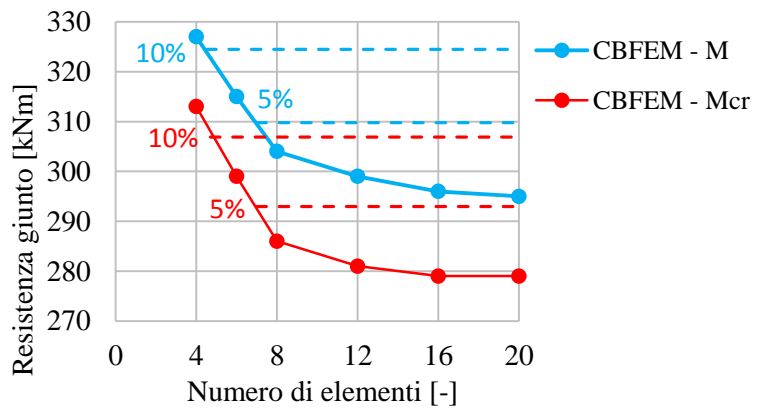
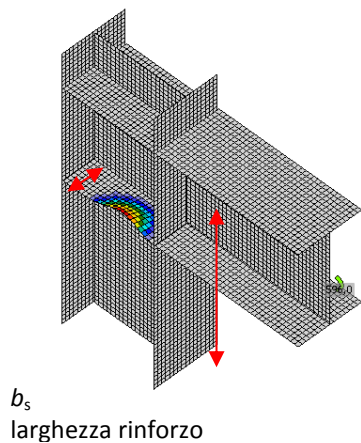


Modello di connessione trave colonna e deformazioni plastiche allo stato limite ultimo



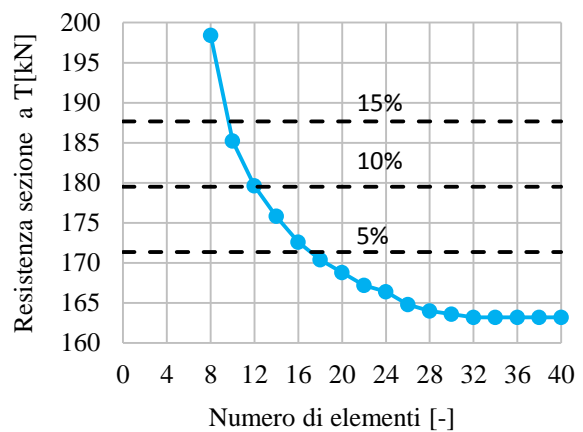
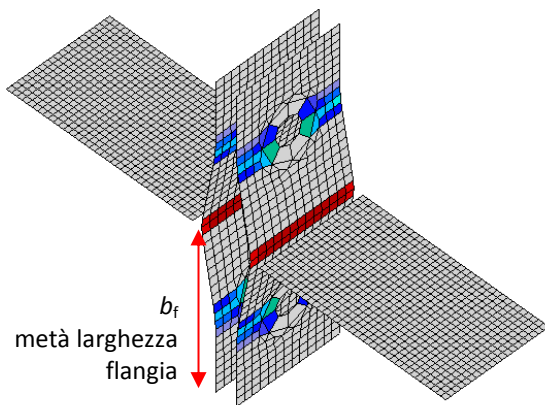
Influenza del numero di elementi sul momento resistente

Di seguito è presentato lo studio di sensitività della mesh di un rinforzo compresso esile di un pannello d'anima di una colonna. La geometria dell'esempio è ripresa nella sezione 6.3. Il numero di elementi lungo la larghezza del rinforzo passa da 4 a 20. Nella figura seguente sono mostrati la prima modalità di deformazione e l'influenza del numero di elementi sulla resistenza all'instabilità e carico critico. E' mostrata la differenza del 5% e del 10%. Si consiglia di utilizzare 8 elementi lungo la larghezza del rinforzo.

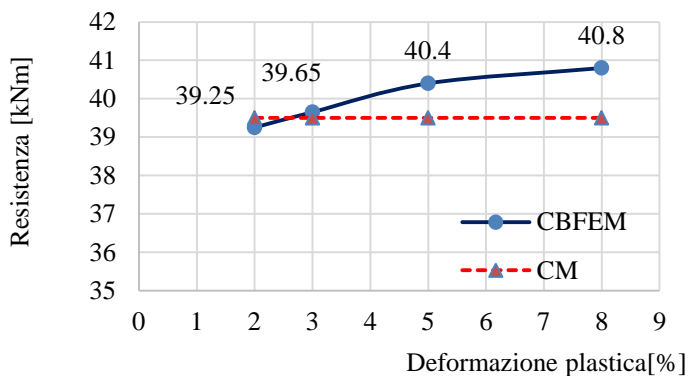


Prima modalità di deformazione e l'influenza del numero di elementi lungo il rinforzo sul momento resistente

Di seguito è presentato lo studio di sensibilità della mesh sul troncone a T in tensione. La geometria del troncone a T è descritta nel paragrafo 5.1. La metà della larghezza della flangia è suddivisa da 8 a 40 elementi e la dimensione minima dell'elemento è impostata a 1 mm. L'influenza del numero di elementi sulla resistenza del moncone a T è mostrata nella figura seguente. Le linee tratteggiate rappresentano la differenza del 5%, del 10% e del 15%. Si raccomanda di usare 16 elementi sulla metà della larghezza della flangia.



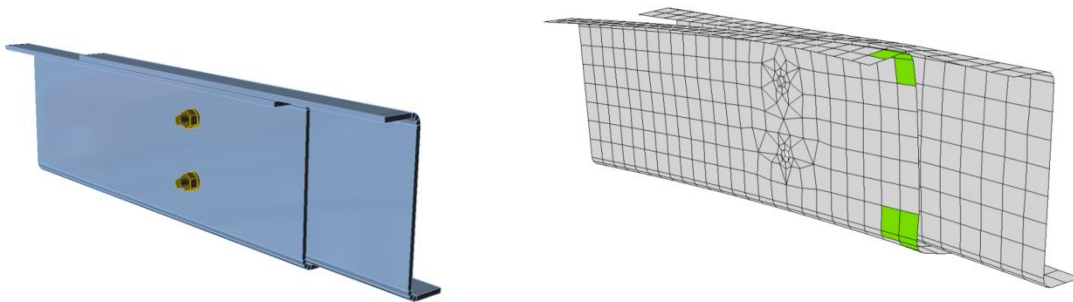
Influenza del numero di elementi sulla resistenza del troncone a T



Influenza del valore limite della deformazione plastica sul momento resistente

2.3 Contatti

Per la modellazione di un contatto tra le piastre è raccomandato il metodo della **penalità** standard. Se viene rilevata la penetrazione di un nodo in una superficie di contatto opposta, viene aggiunta una rigidità di penalità tra il nodo e la piastra opposta. La rigidità di penalità è controllata da un algoritmo euristico durante l'iterazione non lineare per ottenere una migliore convergenza. Il risolutore rileva automaticamente il punto di penetrazione e risolve la distribuzione della forza di contatto tra il nodo penetrato e i nodi sulla piastra opposta. Esso consente di creare il contatto tra diverse mesh, come mostrato. Il vantaggio del metodo di penalità è l'assemblaggio automatico del modello. Il contatto tra le piastre ha un notevole impatto sulla ridistribuzione delle forze nella connessione.



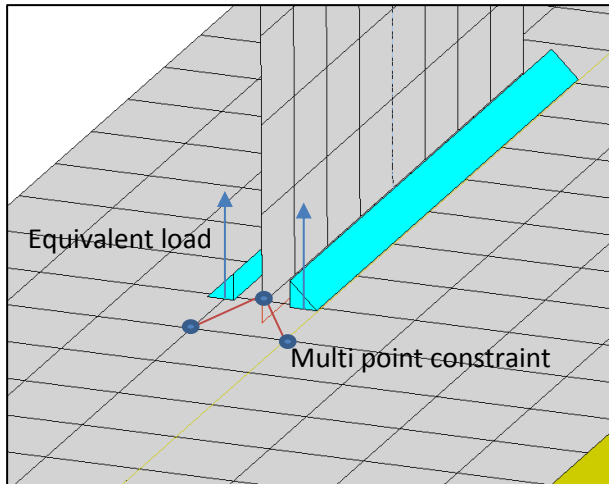
Esempio di piastre di separazione in contatto tra anima e ali di due sezioni di arcarecci a Z sovrapposti

2.4 Saldature

Esistono diverse opzioni per trattare le saldature nei modelli numerici. Grandi deformazioni rendono l'analisi meccanica più complessa ed è possibile utilizzare diverse descrizioni di mesh, differenti variabili cinetiche e cinematiche e modelli costitutivi. Sono generalmente utilizzati diversi tipi di modelli geometrici 2D e 3D oltre che elementi finiti con la loro applicabilità per i diversi livelli di precisione. Il modello di materiale più spesso utilizzato è il regime comune indipendente dal modello di plasticità basato sul criterio di snervamento alla von Mises. Sono descritti due approcci che vengono utilizzati per le saldature.

2.4.1 Connessione diretta di piastre

La prima opzione del modello di saldatura tra piastre è l'interconnessione diretta delle mesh. Il carico viene trasmesso attraverso vincoli forza-deformazione sulla base della formulazione di Lagrange per piastra opposta. La connessione è chiamata vincolo Multi Punto (MPC) e collega i nodi degli elementi finiti di un bordo del piatto all'altro. I nodi degli elementi finiti non sono collegati direttamente. Il vantaggio di questo approccio è la possibilità di collegare mesh con diverse densità. Il vincolo consente di modellare la superficie della linea mediana delle piastre collegate con l'offset, che rispetta la configurazione reale della saldatura e lo spessore della gola. La distribuzione del carico nella saldatura è derivato dal MPC, quindi le sollecitazioni sono calcolate nella sezione di gola. Questo è importante per la distribuzione delle tensioni nella piastra sotto la saldatura e per la modellazione di tronconi a T.



Vincolo tra i nodi delle mesh

Questo modello non rispetta la rigidità della saldatura e la distribuzione delle tensioni è conservativa. I picchi di sollecitazione, che appaiono alle estremità dei bordi della piastra, in angoli e arrotondamenti, regolano la resistenza lungo tutta la lunghezza della saldatura. Per eliminare l'effetto possono essere scelti tre metodi per la valutazione della saldatura.

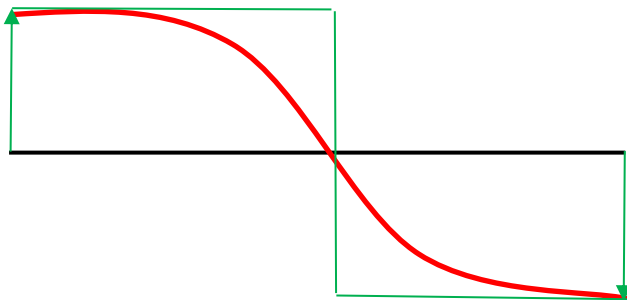
1. Tensione massima (conservativo)
2. Tensione media sulla saldatura
3. Interpolazione lineare lungo la saldatura

Valutazione della tensione della saldatura per il collegamento diretto

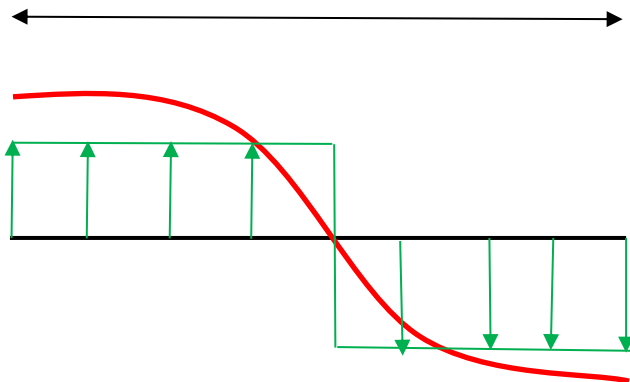
Il programma calcola i valori precisi nel collegamento della saldatura. L'utente può decidere come valutare il valore per la verifica.

Il metodo 1 può essere troppo conservativo in molti casi. Il metodo 2 simula la situazione quando l'intera saldatura può essere plastica. Nella maggior parte dei casi è vicino alla realtà, ma per esempio per lunghe saldature questo metodo non è appropriato. Si ha una situazione simile con il metodo 3.

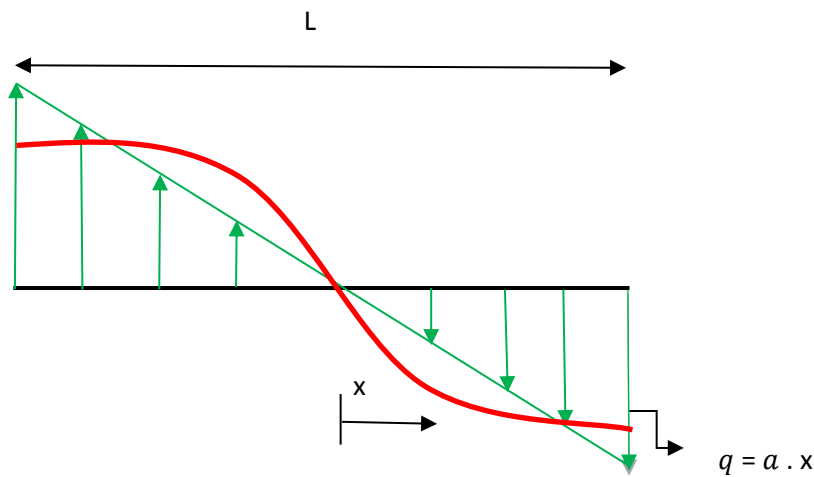
1. Tensione massima



2. Tensione media



3. Interpolazione lineare



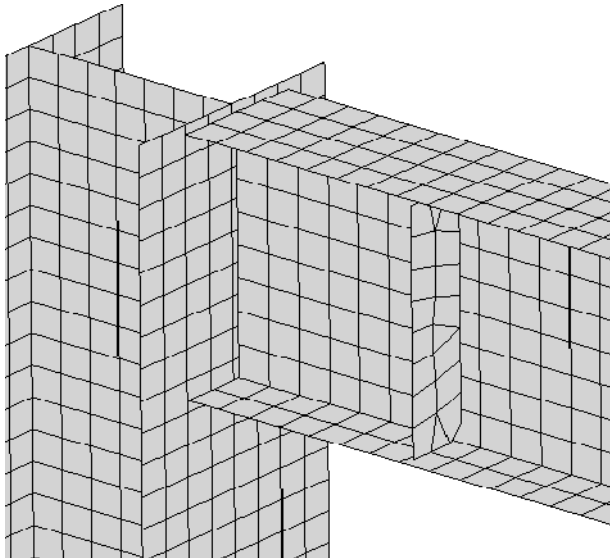
$$M = \int_{-L/2}^{L/2} q x dx = \frac{L^3 a}{12}$$

$$a = \frac{12 M}{L^3}$$

In Idea Connection le piastre d'acciaio sono modellate come elementi individuali. La loro interconnessione è garantita da saldature e bulloni.

Il metodo CBFEM cerca di modellare precisamente la situazione reale. I plate utilizzati per l'analisi non sono interconnessi, non vengono generate intersezioni tra loro, nonostante questo sia uso comune nella modellazione di strutture e edifici. La mesh agli elementi finiti viene generata su ogni singola piastra indipendentemente dalle mesh delle piastre vicine.

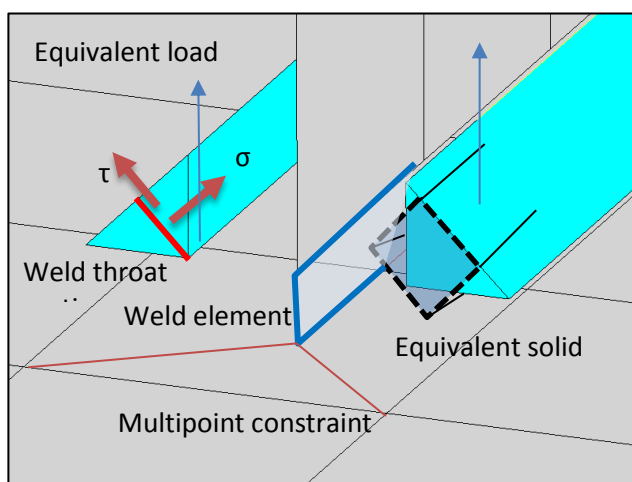
Le saldature sono modellate come speciali vincoli di interpolazione di **forze prive di massa**, il che assicura la connessione tra lo spigolo di una piastra e la superficie o lo spigolo di un'altra.



La mesh di elementi finiti di una piastra non è influenzata dalle altre

2.4.2 Saldature plastiche

Per esprimere il comportamento della saldatura è applicato un modello di saldatura migliorata. E' aggiunto un elemento elastoplastico speciale tra le piastre. L'elemento rispetta lo spessore della gola della saldatura, posizione e orientamento. La saldatura equivalente solida è inserita con le corrispondenti dimensioni della saldatura. Viene applicata una analisi non lineare del materiale e viene determinato il comportamento elastoplastico nella saldatura equivalente solida. Viene utilizzato il modello plastico ideale e lo stato di plasticità è controllato mediante le tensioni nella sezione di gola della saldatura. La deformazione plastica nella saldatura è limitata al 5% come nella piastra (ad esempio EN1993-1-5 app. C par. C8 nota 1). I picchi di tensione vengono ridistribuiti lungo la parte più lunga della lunghezza di saldatura.



Vincolo tra l'elemento saldatura e i nodi della mesh

Valutazione della tensione della saldatura per le saldature plastiche

Il modello completamente plastico delle saldature dà valori reali di tensione e non vi è alcuna necessità di calcolare la media o interpolare. I valori calcolati sono utilizzati direttamente per le verifiche.

2.5 Bulloni

La connessione bullonata consiste in due o più piastre serrate e uno o più bulloni. Le piastre sono poste genericamente una sopra l'altra.

Un elemento di contatto viene inserito tra le piastre nel modello di analisi, e agisce solo in compressione. Nessuna forza è sopportata a trazione.

Il modello di analisi dei bulloni è lo stesso descritto per gli ancoraggi. Il contatto tra la testa del bullone e la piastra è modellata usando i vincoli di interpolazione. I fori per i bulloni vengono modellati nelle piastre.

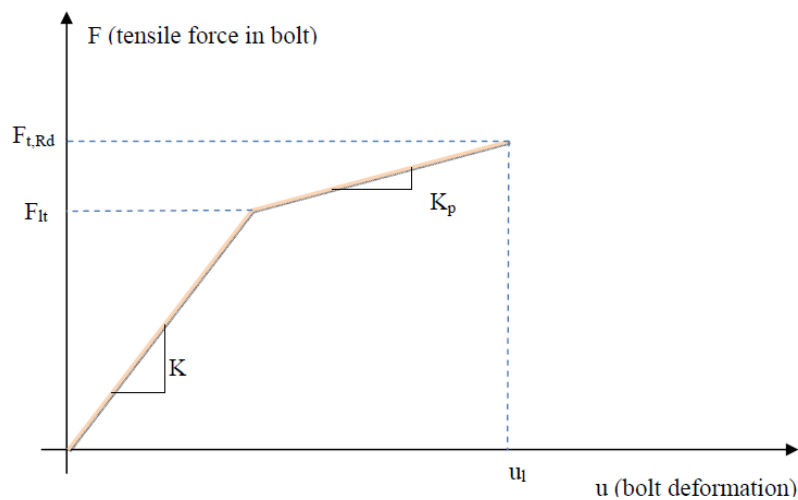


Figura 1. Diagramma di tensione dei bulloni.

Legenda dei simboli:

- K – rigidezza lineare del bullone
- K_p – rigidezza del bullone nel ramo plastico
- F_{lt} – forza limite per il comportamento lineare del bullone
- $F_{t,Rd}$ – resistenza limite del bullone
- u_l – deformazione limite del bullone

Nel metodo agli elementi finiti basato sulle componenti (CBFEM) il bullone è una componente con il suo comportamento in trazione, taglio e supporto rappresentato da molle non lineari dipendenti. Il bullone in trazione è descritto da molle dotate della sua rigidezza assiale iniziale, della resistenza di progetto, del punto di snervamento e di capacità di deformazione. La rigidezza iniziale assiale è derivata analiticamente nella linea guida VDI2230. Il modello corrisponde ai dati sperimentali, vedi (Gödrich et al 2014). Per l'inizio dello snervamento e la capacità di deformazione si presume che la deformazione plastica si verifichi nella parte filettata del gambo del bullone. La forza di inizio dello snervamento $F_{y,ini}$ è

$$F_{y,ini} = f_{y,b} A_t$$

dove, $f_{y,b}$ è la forza di snervamento del bullone e A_t è l'area di trazione del bullone.

Tale relazione fornisce ai materiali con un basso rapporto tra resistenza ultima e forza di snervamento valori più elevati di resistenza di progetto $F_{t,Rd}$. Per assicurarsi di avere un valore positivo di rigidità plastica dovrebbe essere preso

$$F_{y,ini} \leq F_{t,Rd}$$

La capacità di deformazione del bullone δ_c consiste nella deformazione elastica del gambo del bullone δ_{el} e nella deformazione plastica della porzione filettata δ_{pl} .

$$\delta_c = \delta_{el} + \delta_{pl}$$

$$\delta_{el} = \frac{F_{t,Rd}}{k_{ini}}$$

dove k_{ini} è la deformazione iniziale di rigidità del bullone in trazione secondo la linea guida VDI2230, e

$$\delta_{pl} = \varepsilon_{pl} l_t$$

dove, ε_{pl} è il limite della deformazione plastica, dato dal valore del 5%, e l_t è la lunghezza della porzione filettata.

La forza di trazione viene trasmessa alle piastre attraverso legami di interpolazione tra il gambo del bullone e i nodi nella piastra. L'area di trasferimento corrisponde al valore medio del gambo del bullone e il cerchio inscritto nell'esagono della testa del bullone.

La rigidità iniziale e la resistenza di progetto dei bulloni di taglio sono modellate nel metodo CBFEM secondo cl. 3.6 e 6.3.2 in EN1993-1-8:2006. Viene considerato un comportamento lineare fino a rottura.

La molla rappresentante il supporto ha un comportamento bilineare in forza - deformazione con rigidità iniziale e resistenza di progetto secondo cl. 3.6 and 6.3.2 in EN1993-1-8:2006. La capacità di deformazione è considerata in base a (Wald et al 2002) come

$$\delta_{pl} = 3 \varepsilon_{el}$$

L'avvio dello snervamento è previsto, si veda la figura seguente, a

$$F_{ini} = 2/3 F_{b,Rd}$$

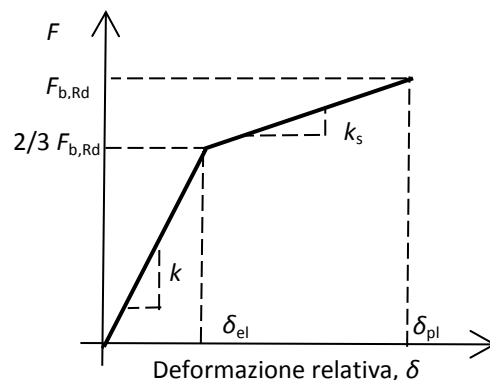
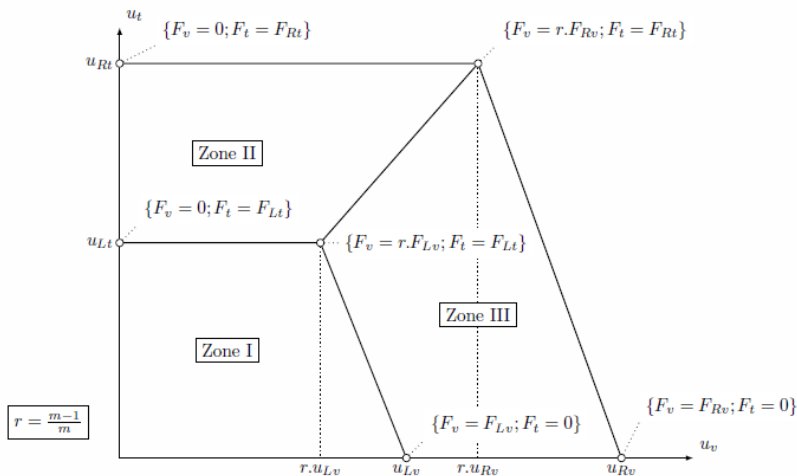


Diagramma forza -deformazione per piastra di supporto

L'interazione di forza assiale e di taglio nel bullone è considerata in base alla Tab. 3.4 in EN1993-1-8: 2006. Solo la forza di compressione viene trasferita dal gambo del bullone alla piastra nel foro del bullone. Essa è modellata mediante vincoli di interpolazione tra i nodi del gambo e i nodi del bordo dei fori. La rigidità di deformazione dell'elemento shell, che modella le piastre, distribuisce le forze tra i bulloni e simula l'adeguato supporto della piastra.

L'interazione della forza assiale e di taglio può essere introdotto direttamente nel modello di analisi. La distribuzione delle forze riflette meglio la realtà (vedi schema allegato). Bulloni con elevata forza di trazione richiedono meno forza di taglio e viceversa.



2.6 Bulloni precaricati

I bulloni precaricati sono utilizzati nei casi in cui è richiesta la minimizzazione della deformazione. Il modello di tensione del bullone è lo stesso che per bulloni standard. La forza di taglio non viene trasferita dal supporto, ma per attrito tra le piastre connesse.

La resistenza di scorrimento di progetto di un bullone precaricato di classe 8.8 o 10.9 è sottoposta ad una forza di trazione applicata, $F_{t,Ed}$

La forza di precarico di un bullone con area di trazione A_s può essere utilizzata secondo EN 1993-1-8 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s.$$

Resistenza allo scorrimento per bullone EN 1993-1-8 3.9 (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma M_3$$

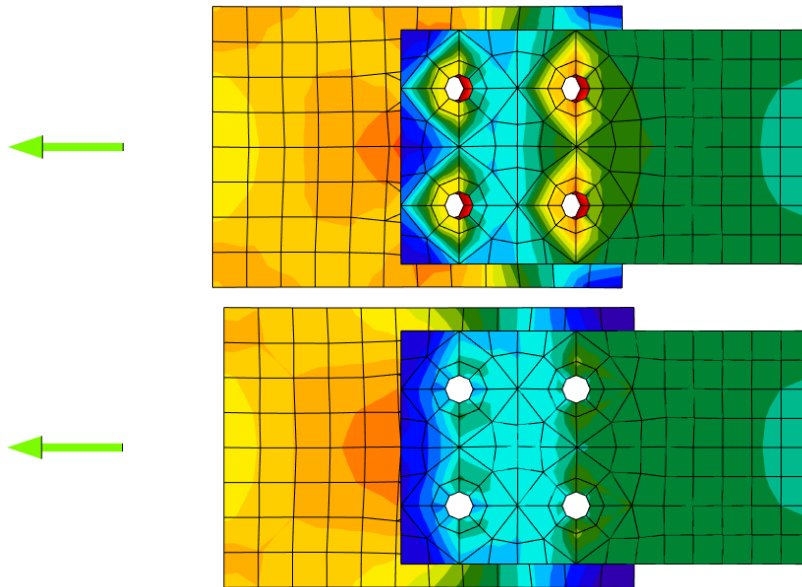
dove k_s è il coefficiente dato nella tabella 3.6, μ è il fattore di scorrimento, n è il numero delle superfici di attrito e γM_3 è il coefficiente di sicurezza.

IDEA Statica Connection verifica gli stati limite di esercizio di bulloni precaricati. Se vi è un effetto di scorrimento, i bulloni non soddisfano la verifica. Allora lo stato limite ultimo può essere verificato come una verifica di bulloni standard.

L'utente può decidere quale stato limite verificare. In entrambi i casi è importante la resistenza a scorrimento o lo stato ultimo in termini di taglio dei bulloni. Anche le verifiche di un unico bullone non sono combinate in un'unica soluzione. Si presume che il bullone abbia un comportamento standard dopo un importante scorrimento e che possa essere verificato mediante procedura di supporto standard.

Il tipo di momento di una connessione ha poca influenza sulla capacità di taglio. Ma, abbiamo risolto la verifica del semplice attrito su ogni bullone separatamente secondo le equazioni (3.8). Questa verifica è implementata nella componente FEM del bullone. Non ci sono informazioni in modo

generale, se il carico di tensione esterno di ogni bullone è dato da un momento o dal carico di tensione della connessione.



Distribuzione degli sforzi in una connessione di bulloni a taglio standard e resistenti allo scorrimento

2.7 Ancoraggi

L'ancoraggio è modellato con procedure simili a quelle dei bulloni strutturali. Il bullone è su un lato fissato al blocco di cemento. La sua lunghezza L_b è considerata secondo EN1993-1-8: 2006 come somma dello spessore della rondella t_w , dello spessore della piastra di base t_{bp} , dello spessore della malta t_g e della lunghezza libera incorporata nel calcestruzzo, che si prevede essere pari a $8d$, dove d è il diametro del bullone. La rigidezza in termini di tensione viene calcolato come $k = EA_s/L_b$. Il diagramma carico-deformazione dell'ancoraggio è mostrato nella figura seguente. I valori in base alla norma ISO 898: 2009 sono riassunte nella tabella e nelle formule seguenti.

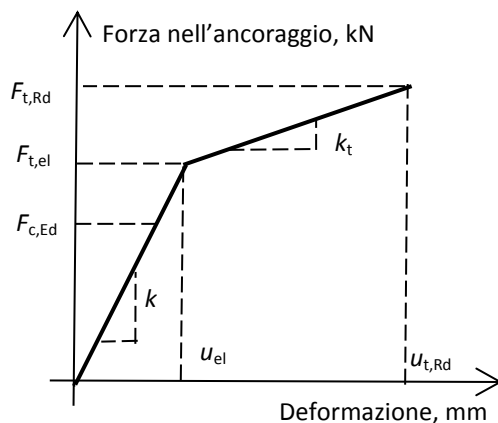


Diagramma carico- deformazione di un ancoraggio

$$F_{t,el} = \frac{F_{t,Rd}}{c_1 \cdot c_2 - c_1 + 1}$$

$$k_t = c_1 \cdot k; c_1 = \frac{R_m - R_e}{\left(\frac{1}{4} \cdot A - \frac{R_e}{E}\right) \cdot E}$$

$$u_l = \frac{F_{t,el}}{k}$$

$$u_{t,Rd} = c_2 \cdot u_l; c_2 = \frac{A \cdot E}{4 \cdot R_e}$$

Classe	R_m	$R_e = R_{p02}$	A	E	c_1	c_2
	[MPa]	[MPa]	[%]	[MPa]	[-]	[-]
4.8	420	340	14	2,1E+05	0,011	21,6
5.6	500	300	20	2,1E+05	0,020	35,0
5.8	520	420	10	2,1E+05	0,021	12,5
6.8	600	480	8	2,1E+05	0,032	8,8
8.8	830	660	12	2,1E+05	0,030	9,5
10.9	1040	940	9	2,1E+05	0,026	5,0

Parametri di un ancoraggio, basati sulla ISO 898:2009

La rigidezza dell'ancoraggio a taglio viene considerata come rigidezza del bullone strutturale a taglio. La resistenza dell'ancoraggio viene valutata secondo ETAG 001 allegato C o prEN1992-1-4:2015. La modalità di rottura dell'acciaio è determinata secondo cl. 6.2.6.12 in EN 1993-1-8.

2.8 Blocco di calcestruzzo

2.8.1 Modello di progetto

Nel metodo agli elementi finiti basato sulle componenti (CBFEM), il blocco di calcestruzzo è stato semplificato come un insieme di elementi di contatto 2D. La connessione tra il calcestruzzo e la piastra di base resiste solo a compressione. La compressione viene trasferita tramite modello del sottosuolo alla Winkler-Pasternak, che rappresenta le deformazioni del blocco di calcestruzzo. La forza di trazione fra la piastra di base e il blocco di cemento è supportata dagli ancoraggi. La forza di taglio è trasferita mediante attrito tra la piastra di base e il blocco di calcestruzzo, mediante scorrimento, e attraverso la flessione dei tirafondi e l'attrito. La resistenza dei bulloni a taglio è valutata analiticamente. L'attrito e lo scorrimento sono modellati come un vincolo costituito da un unico punto pieno nel piano di contatto piastra di base-blocco di calcestruzzo.

2.8.2 Resistenza

La resistenza del calcestruzzo in compressione 3D è determinata sulla base dell'EN 1993-1-8: 2006 calcolando la capacità portante di progetto del calcestruzzo nel giunto f_{jd} sotto l'area effettiva A_{eff} della piastra di base. La capacità portante di progetto del calcestruzzo del nodo f_{jd} è valutata in base alla Cl. 6.2.5 in EN 1993-1-8: 2006 e Cl. 6,7 in EN 1992-1-1: 2005. La qualità e lo spessore della malta è introdotta nel nodo dal coefficiente β_{jd} . Per qualità della malta uguale o maggiore della qualità del

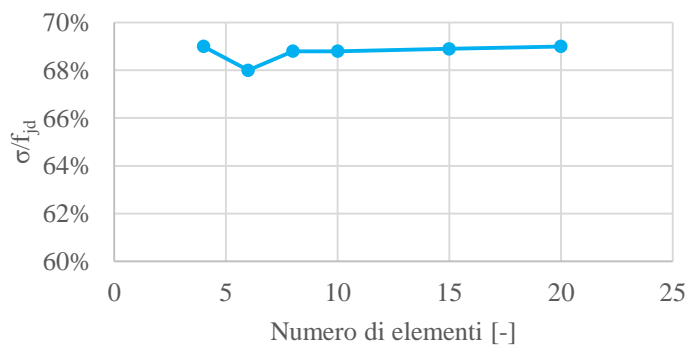
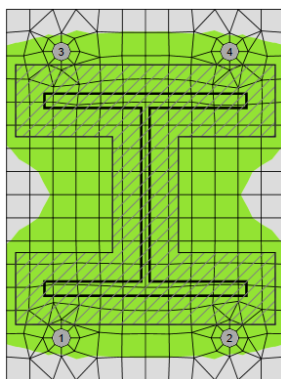
blocco di calcestruzzo ci si attende che $\beta_{jd}=1,0$. L'area efficace A_{eff} sotto la piastra di base si considera di forma della sezione della colonna aumentata di un'ulteriore larghezza portante c

$$c = t \sqrt{\frac{f_y}{3 f_j \gamma_{M0}}}$$

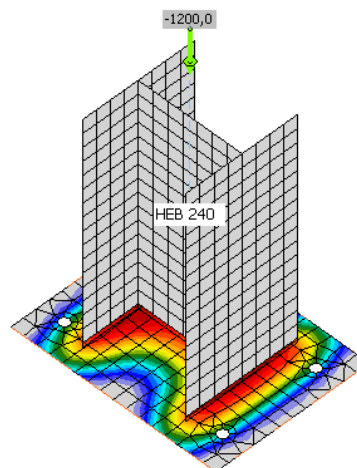
dove t è lo spessore della piastra di base, f_y è la forza di snervamento della piastra di base, γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo e γ_{M0} è il coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio. L'area efficace è calcolata per iterazione fino a quando la differenza tra le larghezze supplementari portanti di iterazione corrente e precedente è inferiore a 1 mm.

La zona in cui il calcestruzzo è in compressione è ricavata dai risultati di FEA. Questa zona in compressione A_{com} permette di determinare la posizione dell'asse neutro. L'intersezione della zona in compressione A_{com} e l'area efficace A_{eff} permette di valutare la resistenza di colonne generalmente caricate di forma qualsiasi con eventuali rinforzi. La tensione media σ sull'area efficace A_{eff} è determinata come forza di compressione diviso per l'area effettiva. La verifica della componente è per tensioni $\sigma \leq f_{jd}$.

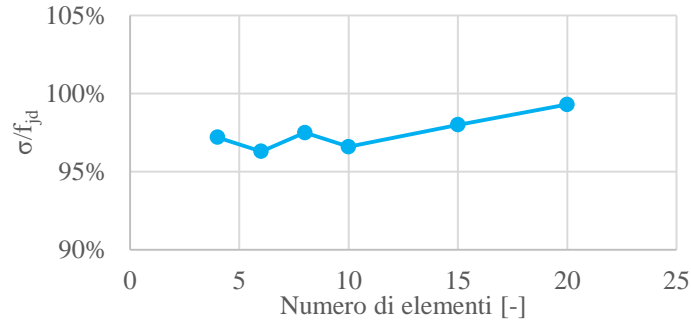
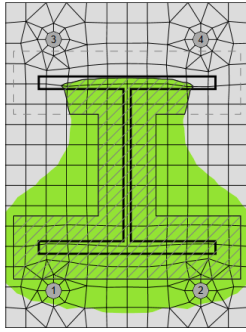
Questa procedura di valutazione della resistenza del calcestruzzo in compressione è indipendente sulla mesh della piastra di base come si vede nelle figure sotto riportate. Sono stati studiati due casi: carico per pura compressione 1.200 kN e carico tramite la combinazione di forza di compressione 1.200 kN e momento flettente 90 kN.



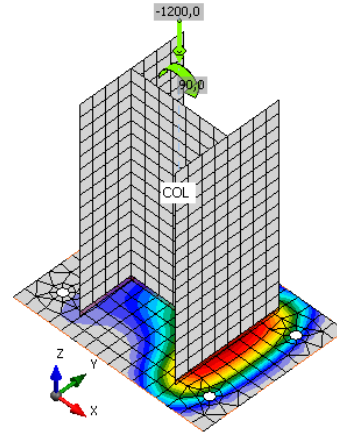
No. Di elementi	A_{eff} [m ²]	σ [MPa]	f_{jd} [MPa]
4	0,06	18,5	26,8
6	0,06	18,2	26,8
8	0,06	18,5	26,8
10	0,06	18,4	26,8
15	0,06	18,5	26,8
20	0,06	18,5	26,8



Influenza del numero di elementi nella previsione della resistenza del calcestruzzo in compressione nel caso di pura compressione



No. of elements	A_{eff} [m ²]	σ [MPa]	f_{jd} [MPa]
4	0,05	26,0	26,8
6	0,04	25,8	26,8
8	0,04	26,1	26,8
10	0,05	25,9	26,8
15	0,04	26,3	26,8
20	0,04	26,6	26,8



Influenza del numero di elementi sulla previsione di resistenza del calcestruzzo in compressione nel caso di compressione e momento flettente

2.8.3 Rigidezza di deformazione

La rigidezza del blocco di calcestruzzo può essere prevista per la progettazione di colonne di base come emisfero elastico. Il modello di sottosuolo Winkler-Pasternak è comunemente usato per il calcolo semplificato delle fondazioni. La rigidezza del sottosuolo è determinata impiegando il modulo di elasticità del calcestruzzo e l'altezza efficace del sottosuolo,

$$k = \frac{E_c}{(\alpha_1 + \nu) \cdot \sqrt{\frac{A_{eff}}{A_{ref}}}} \cdot \left(\frac{1}{\frac{h}{\alpha_2 \cdot d} + \alpha_3} + \alpha_4 \right) \quad (3.7.2)$$

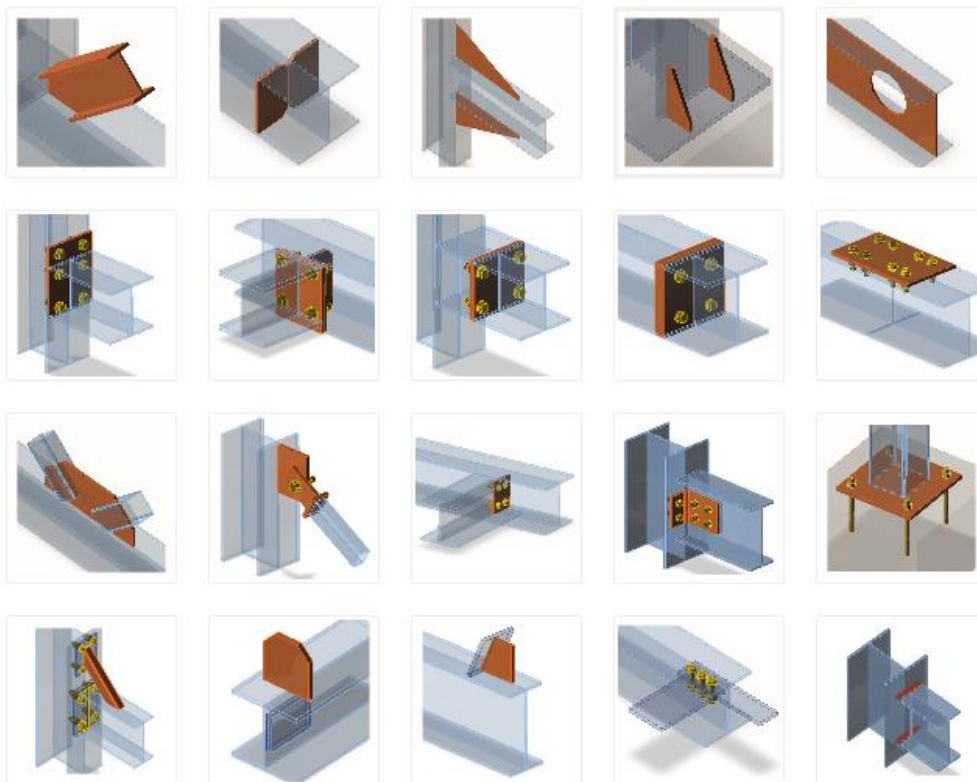
dove, k è la rigidezza in compressione, E_c è il modulo di elasticità, ν è il coefficiente di Poisson di fondazione in calcestruzzo, A_{eff} è l'area efficace, A_{ref} è l'area di riferimento, d è la larghezza della piastra di base, h è l'altezza della colonna di base, e α_i sono coefficienti. Sono stati utilizzati i seguenti valori per i coefficienti: $A_{ref} = 10 \text{ m}^2$; $\alpha_1 = 1,65$; $\alpha_2 = 0,5$; $\alpha_3 = 0,3$; $\alpha_4 = 1,0$.

3 Analisi

3.1 Modello di analisi

Il nuovo metodo delle componenti (CBFEM – Component Based Finite Element Model) permette un'analisi veloce dei giunti di diverse forme e configurazioni.

Il modello FEM è generato automaticamente. Il progettista non crea il modello, ma solo il giunto, usando le Operazioni di produzione – vedi figura.



Operazioni di produzione/voci che possono essere usate per la creazione del giunto

Ogni operazione di produzione aggiunge nuovi elementi alla connessione – tagli, piastre, bulloni, saldature.

Lista delle Operazioni di produzioni possibili in IDEA connection:

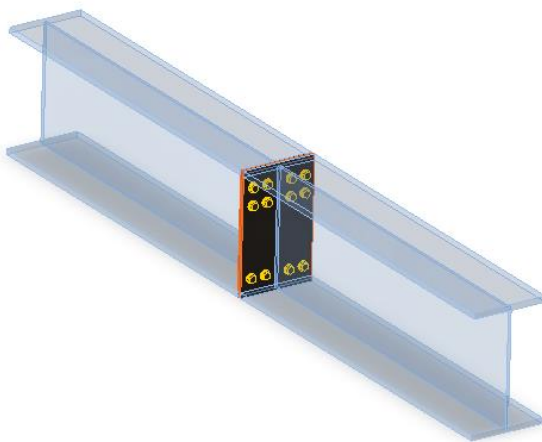
- Taglio di un'estremità di un elemento da parte di altri elementi o piastre.
- Taglio di una piastra da parte di un'altra piastra o elemento.
- Rinforzo della sezione a taglio di un elemento – unilaterale o bilaterale, perpendicolare o inclinato.
- Irrigidimento – permette di estendere le ali o l'anima della sezione. Forma rettangolare o triangolare, con o senza ali.
- Nervatura – tra due elementi o tra elemento e piastra.
- Apertura – nell'anima o nell'ala.
- Piastra con piastra – elemento di giunzione bullonato o saldato tra due membri, dritto o inclinato.
- Flangia – collegamento di una trave con l'ala o l'anima di una colonna, collegamento di una trave all'anima di un'altra trave. Piastra di estremità (che include accavallamenti) o piastra di estremità corta.

- Giunto con flangia sfalsata – collegamento di una trave a un'altra trave tramite piastra connessa a un'altra, saldata a sua volta alle ali della seconda trave.
- Moncone – collegamento traslato dell'elemento, il moncone può avere la stessa sezione della trave o essere rastremato.
- Piatto rinforzato – Connessione a taglio trave-trave.
- Fazzoletto/travi reticolari – connessione bullonata o saldata di un elemento al fazzoletto, connessione a qualsiasi piastra esistente, connessione all'ala di un elemento.
- Piastra di base – piastra di base perpendicolare alla colonna o inclinata, bulloni di ancoraggio, ferro a taglio, blocco di calcestruzzo.
- Giunzione – Giunzione bullonata o saldata all'ala o all'anima dell'elemento.
- Piastra di connessione – connessione a truss di sezioni cave (tubolari circolari o rettangolari)
- Griglia fissaggi – connessione bullonata tra piastre (max 5).
- Piastra – relativa all'origine del giunto o all'anima o all'ala di un elemento come nervatura, irrigidimento o rinforzo locale; oppure relativa a una piastra qualunque come nervatura o rinforzo locale.
- Coprigiunto – connessione dell'ala o dell'anima di una trave per mezzo di un profilo angolare.
- Elemento di irrigidimento

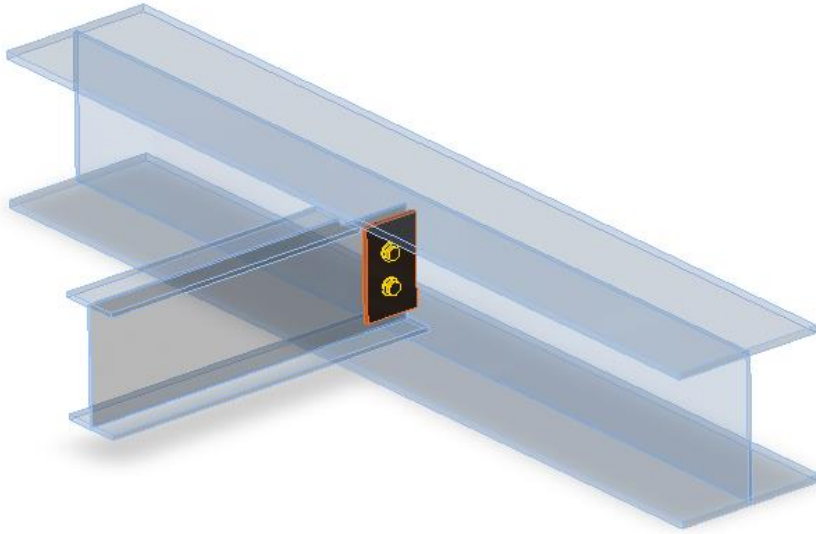
3.2 Elemento portante e supporti

Un elemento del nodo è sempre impostato come “portante”. Tutti gli altri membri sono “connessi”. L'elemento portante può essere scelto dal progettista. Esso può essere “continuo” o “finito” nel nodo. Gli elementi “finiti” terminano sempre nel nodo. Gli elementi “connessi” possono essere di diversi tipi, in accordo col carico che l'elemento può sopportare:

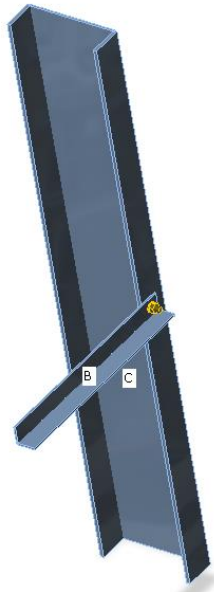
- Tipo N-Vy-Vz-Mx-My-Mz – l'elemento è in grado di trasferire tutte le sei componenti di forza interna.
- Tipo N-Vy-Mz – l'elemento è in grado di trasferire solo i carichi che agiscono nel piano XY – forze interne N, Vy, Mz.
- Tipo N-Vz-My – l'elemento è in grado di trasferire solo i carichi che agiscono nel piano XZ – forze interne N, Vz, My.
- Type X – l'elemento è in grado di trasferire solo i carichi lungo la direzione X – sforzo normale N.



La connessione piastra-piastra trasferisce tutte le componenti di forza interna



Piatto rinforzato. La connessione può trasferire solo i carichi nel piano xz - forze interne N, Vz, My



Fazzoletto/travi reticolari. La connessione può trasferire solola forza assiale N.

Ogni nodo è in stato di equilibrio durante l'analisi della struttura a telaio. Se le forze di estremità dei singoli elementi sono applicate al modello CBFEM dettagliato, lo stato di equilibrio si riscontra nuovamente. Perciò non sarebbe necessario definire i supporti nel modello di analisi. Tuttavia, per ragioni pratiche, un supporto resistente a tutte le traslazioni viene posto in corrispondenza della prima estremità dell'elemento portante. Questo non influenza lo stato di sforzo o il sistema di forze interne nel giunto, ma solo le deformazioni.

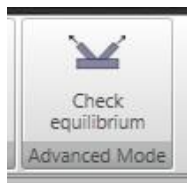
Per prevenire l'apparire di meccanismi di instabilità, vengono scelti tipi di supporto appropriati, che rispettino le caratteristiche dei singoli elementi.

3.3 Equilibrio nel nodo

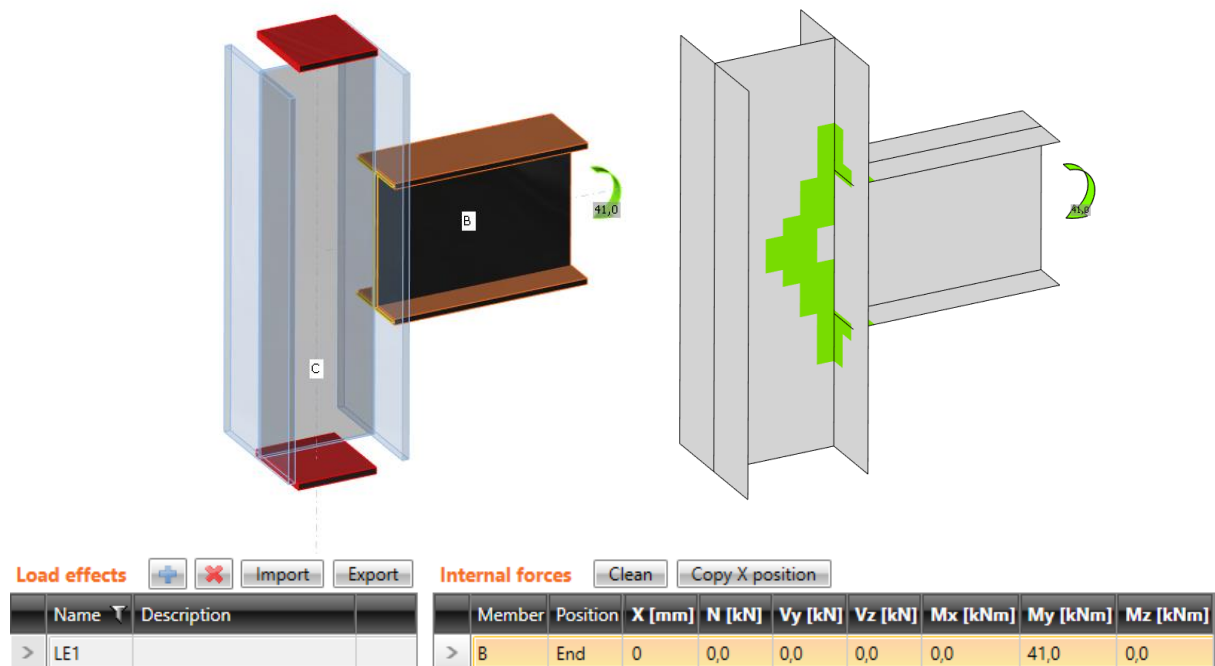
Ogni nodo del modello FEM 3D deve essere in equilibrio. Il requisito di equilibrio è corretto, ma non è necessario per la progettazione di giunti semplici. Un elemento del nodo è sempre "portante" e gli altri sono collegati. Se è verificata la sola connessione degli elementi connessi, non è necessario avere l'equilibrio. Così ci hanno a disposizione due modalità di inserimento dei carichi:

- **Semplificato** – in questa modalità l'elemento portante è vincolato (elemento continuo su entrambi i lati) e il carico non è definito sull'elemento.
- **Avanzato** (esatto con controllo dell'equilibrio). L'elemento portante è vincolato ad una estremità, i carichi sono applicati a tutti gli elementi e deve essere trovato l'equilibrio.

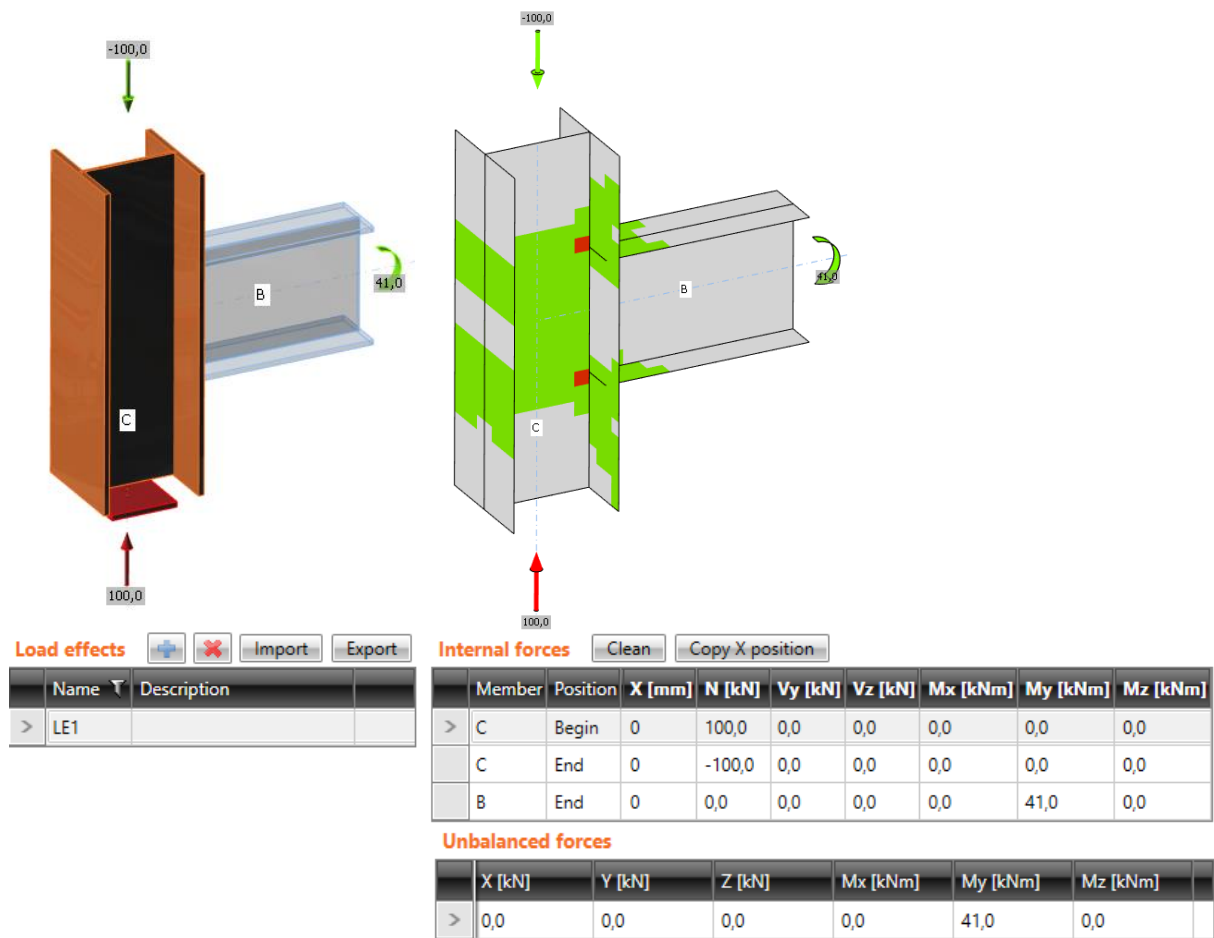
La modalità può essere cambiata nel gruppo della finestra **modalità avanzata**.



La differenza tra le modalità è mostrata con il seguente esempio di connessione a T. La trave ha momento flettente d'estremità di 41kNm. C'è anche una forza di compressione di 100kN nella colonna. In caso di modalità semplificata la forza normale non viene presa in considerazione perché la colonna è vincolata su entrambe le estremità. Il programma mostra solo l'effetto del momento flettente della trave. Gli effetti della forza assiale sono analizzati solo in modalità piena e sono mostrati nei risultati.



Input semplificato, la forza normale nella colonna non è presa in considerazione



Input avanzato, la forza normale nella colonna è presa in considerazione

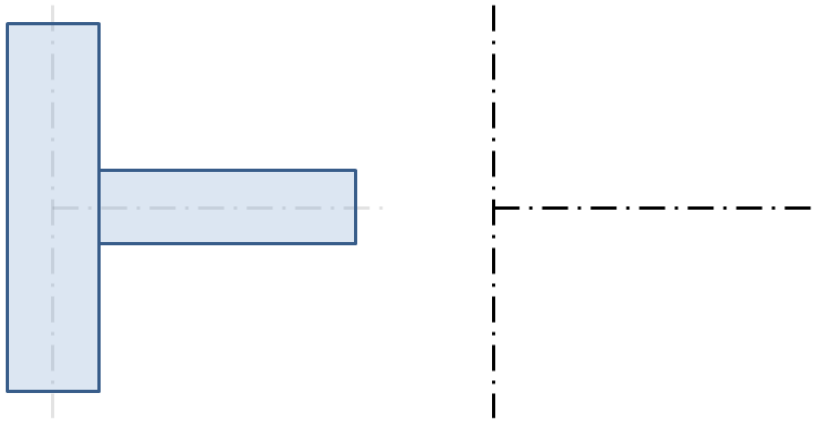
Il metodo semplificato è più facile per l'utente, ma può essere utilizzato solo nel caso in cui l'utente sia interessato a studiare gli elementi della connessione e non il comportamento di tutto il nodo. Nei casi in cui l'elemento portante sia molto caricato e vicino alla sua capacità limite è necessaria la modalità avanzata con il rispetto di tutte le forze interne nel giunto.

3.4 Carichi

Le forze di estremità degli elementi di un modello di analisi a telaio sono trasferite alla fine dei relativi segmenti. Le eccentricità degli elementi rispetto al nodo, causate dal progetto del nodo stesso, vengono rispettate in questo passaggio.

Il fatto che le forze così definite siano correlate al nodo teorico deve essere rispettato. Le forze reali nelle sezioni degli elementi vengono calcolate rispettando i principi della scienza delle costruzioni.

Il modello di analisi creato da metodo CBFEM corrisponde al vero e proprio giunto in modo molto preciso, mentre l'analisi delle forze interne viene eseguita su un modello FEM 3D molto idealizzato 1D, dove le travi individuali sono modellate utilizzando linee centrali e i giunti sono modellati usando nodi immateriali.

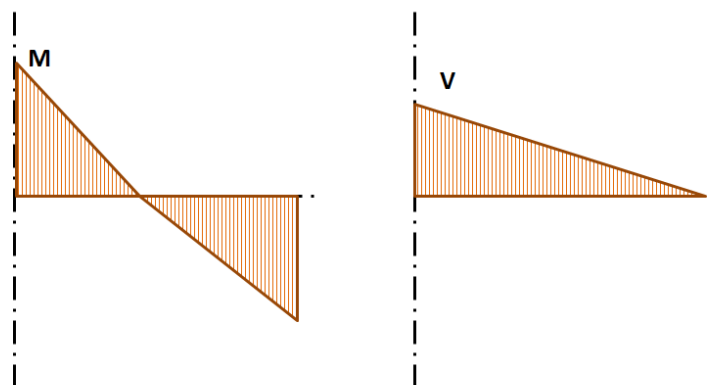


Forma reale del giunto

Forma teorica nel modello 3D FEM

Giunto di colonna verticale e trave orizzontale

Le forze interne vengono analizzate utilizzando elementi 1D nel modello 3D. Vi è un esempio di distribuzione di forze interne nella figura seguente.

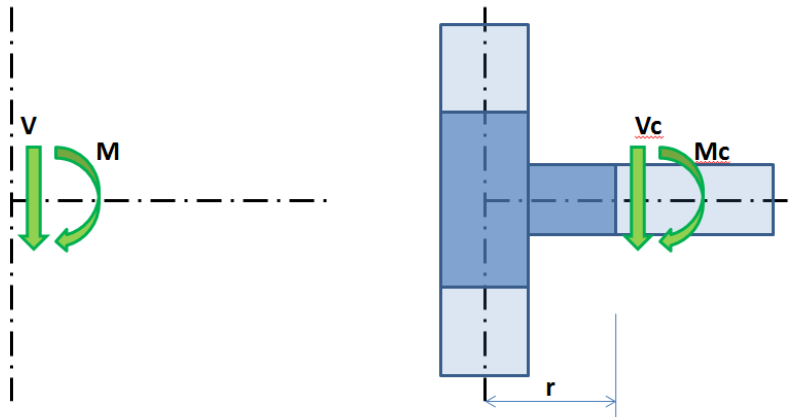


Momento flettente

Forza di taglio

Distribuzione di forze interne sulla trave orizzontale. M e V sono le forze d'estremità del giunto.

Gli effetti causati da un elemento sul giunto sono importanti per progettare il giunto (connessione). Gli effetti sono illustrati di seguito:



Modello di elemento 1D

Modello CBFEM – colore blu scuro

Effetti di un elemento sul nodo. Il modello CBFEM è disegnato in blu scuro.

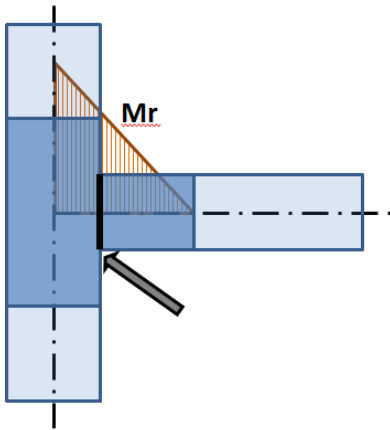
Il punto nel nodo teorico non esiste nel modello CBFEM, in tal modo il carico non può essere applicato qui. Il modello deve essere caricato da azioni M e V, che devono essere trasferiti alla fine del segmento alla distanza r

$$M_c = M - V \cdot r$$

$$V_c = V$$

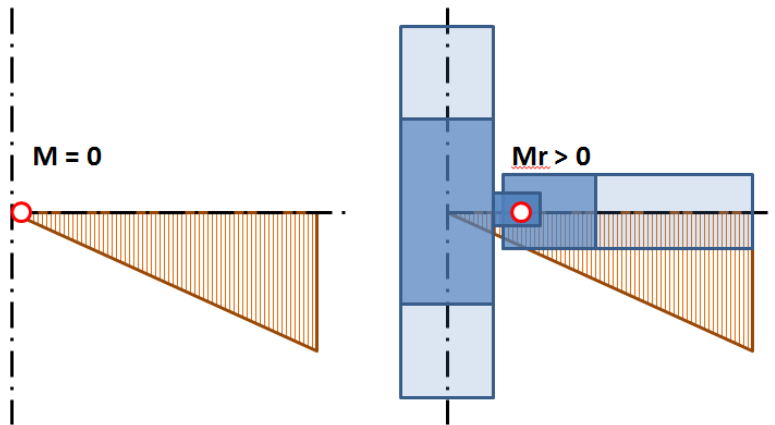
Nel modello CBFEM, l'estremità del segmento è caricata da un momento M_c e una forza V_c .

Quando si progetta il giunto, la sua posizione reale rispetto al punto teorico di giunto deve essere determinata e rispettata. Le forze interne nella posizione del giunto reale sono per lo più diverse alle forze interne del punto teorico del giunto. Grazie al preciso modello CBFEM il disegno viene eseguito su forze ridotte - vedi momento M_r nella figura seguente:



Distribuzione del momento flettente sul modello CBFEM model. La freccia indica la posizione reale del nodo.

Quando si carica il giunto, la soluzione del giunto reale deve corrispondere al modello teorico utilizzato per il calcolo delle forze interne. Ciò è soddisfatto per giunti rigidi, ma la situazione può essere completamente differente per cerniere.

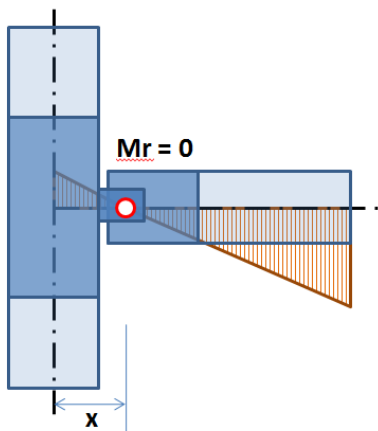


Modello elementi 1D

Modello CBFEM

Posizione della cerniera teorica del modello FEM 3D e la struttura reale

La figura precedente mostra che la posizione della cerniera nel modello 1D teorico differisce dalla posizione reale nella struttura. Il modello teorico non corrisponde alla realtà. Quando si applicano le forze interne calcolate, viene applicato un significativo momento flettente nel giunto spostato e il giunto progettato è sovrastimato o non può essere progettato. La soluzione è semplice - entrambi i modelli devono corrispondere. Anche la cerniera nel modello di elementi 1D deve essere definita nella posizione corretta oppure devono essere spostate le distribuzioni delle forze per ottenere il momento nullo nella posizione della cerniera.



Distribuzione spostata del momento flettente sulla trave. Nella posizione della cerniera il momento è nullo.

Lo spostamento delle forze interne può essere definito nella tabella di definizione delle forze interne.

Load effects		Internal forces								
Name	Description	Member	Position	X [m]	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
> LE1		B	End	0,15	0,0	0,0	-15,0	0,0	25,0	0,0

3.4.1 Importazione dei carichi da programmi FEA

Durante l'importazione dai programmi FEA di terze parti, IDEA Statica prende i risultati calcolati (le forze interne, gli spostamenti, le reazioni). E' anche importata la descrizione delle combinazioni di carico. Nella procedura guidata (o nell'applicazione BIM) sono illustrati elenco e contenuti delle combinazioni di carico.

I programmi FEA lavorano con involucri di combinazioni. IDEA Statica Connection è un programma che risolve giunti in acciaio in modo non lineare (modello materiale elastico/plastico). Ciò significa che gli involucri di combinazioni non possono essere utilizzati. IDEA Statica cerca gli estremi delle forze interne (N , V_y , V_z , M_x , M_y , M_z) in tutte le combinazioni alle estremità di tutti gli elementi collegati al giunto. Per ciascuno di tali valori estremi sono determinate anche tutte le forze interne relative a tutti gli elementi rimanenti. Questo insieme di forze interne viene utilizzato come un caso di carico per il modello di connessione in IDEA Statica Connection.

L'utente può modificare questo elenco di casi di carico. Può lavorare con combinazioni in wizard (o BIM) oppure può eliminare alcuni casi direttamente in IDEA Statica Connection.

3.5 Analisi dello sforzo

L'analisi del nodo è non-lineare. Gli incrementi di carico sono applicati gradualmente e si calcola lo stato di tensione. In IDEA Connection ci sono due possibili metodi di analisi:

- **Risposta della struttura (nodo) al carico complessivo.** Con questo metodo viene applicato tutto il carico definito (100%) e conseguentemente sono calcolati lo stato di tensione e quello di deformazione.

Status of FE analysis

	Loads ▾	Applied [%] ▾	Status
>	LE1	100,0	✓

- **Termine dell'analisi al raggiungimento dello stato limite.** Gli stati di tensione e deformazione sono quelli corrispondenti all'ultimo step di carico per cui tutte le verifiche della struttura sono soddisfatte. Nel caso in cui il carico applicato sia più alto della capacità calcolata, l'analisi viene contrassegnata come non-soddisfacente e viene stampata la percentuale di carico utilizzata.

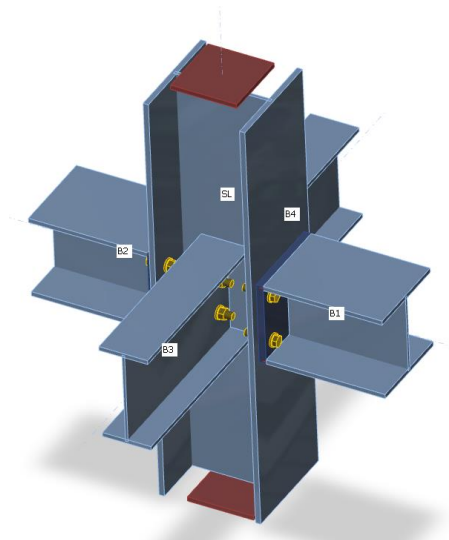
Status of FE analysis

	Loads ▾	Applied [%] ▾	Status
>	LE1	84,0	✗

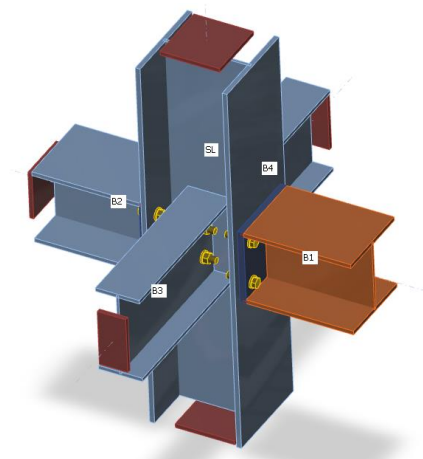
Il secondo modo è più adatto per il progetto pratico. Il primo metodo è preferibile per le analisi dettagliate di nodi complessi.

3.6 Analisi di rigidezza

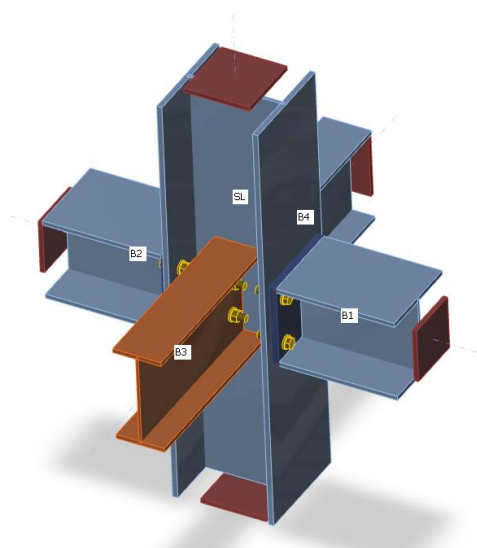
Il metodo CBFEM permette di analizzare la rigidezza della connessione dei singoli elementi del giunto. Per una corretta analisi di rigidezza, deve essere creato un modello di analisi separata per ogni elemento analizzato. L'analisi di rigidezza non è influenzata dalla rigidezza degli altri elementi del giunto, ma solo dal nodo stesso e la costruzione della connessione dell'elemento analizzato. Considerando che l'elemento portante è vincolato per l'analisi della resistenza (SL), tutti i componenti eccetto quello analizzato sono vincolati per l'analisi di rigidezza (Figura 25 e Figura 26 per gli elementi B1 e B3).



Vincoli sugli elementi nell'analisi dello sforzo



Vincoli sugli elementi nell'analisi della rigidezza dell'elemento B1

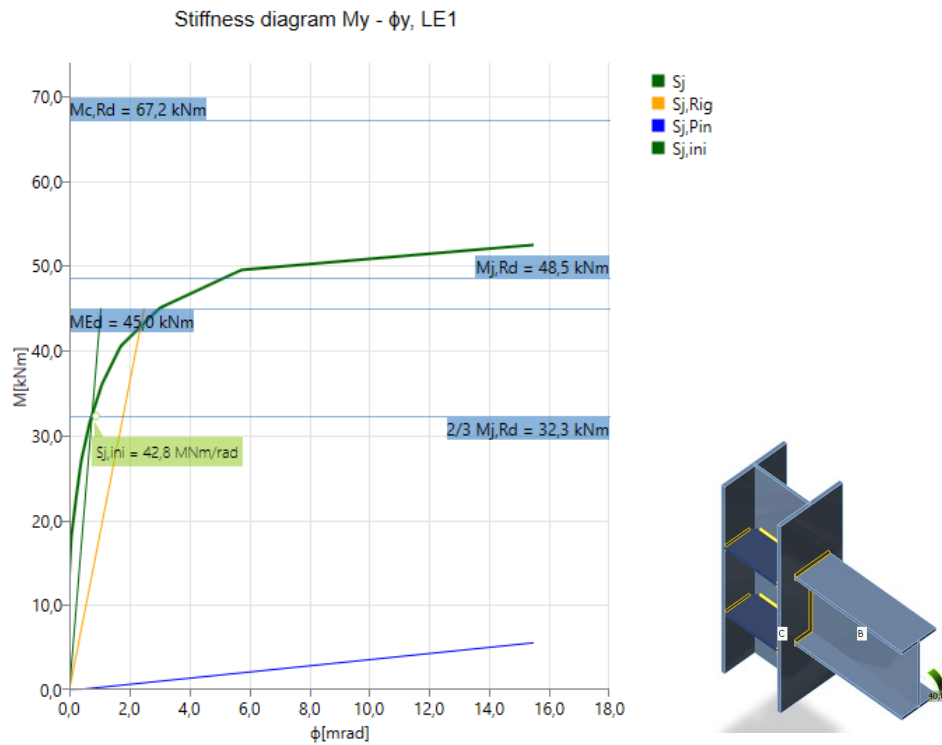


Vincoli sugli elementi nell'analisi della rigidezza dell'elemento B3

I carichi possono essere applicati solo sull'elemento analizzato. Se è definito il momento flettente M_y , viene analizzata la rigidezza di rotazione intorno all'asse y . Se è definito il momento flettente M_z , viene analizzata la rigidezza di rotazione intorno all'asse z . Se viene definita la forza assiale, viene analizzata la rigidezza assiale del collegamento. Il programma genera automaticamente il diagramma completo, che viene direttamente visualizzato nella GUI e può essere aggiunto nella relazione in output. La rigidezza rotazionale o assiale può essere studiata per il carico di progetto specifico. IDEA Statica connessione può anche considerare l'influenza di altre forze interne.

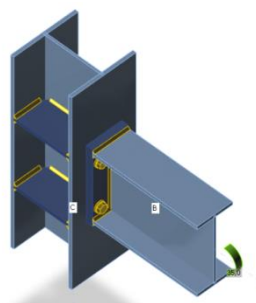
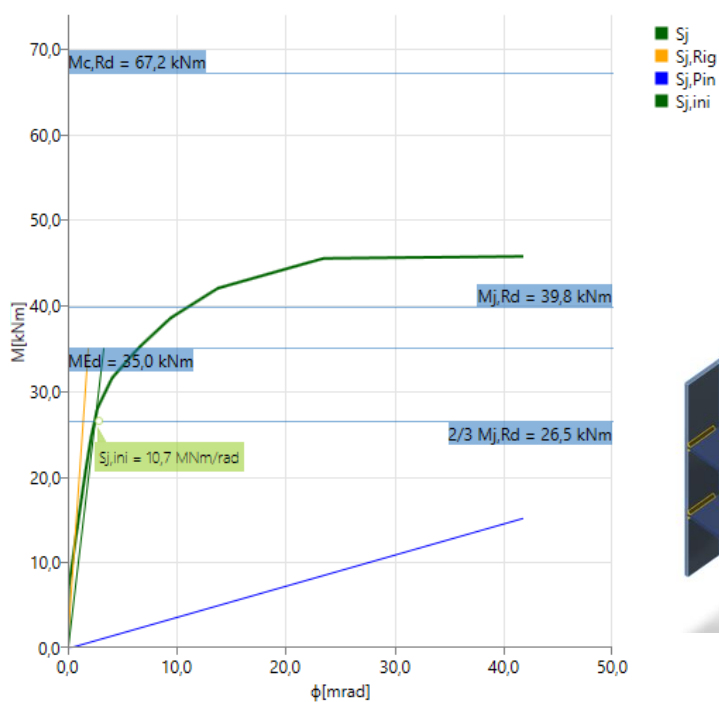
Il diagramma mostra:

- Livello di carico di progetto
- Valore limite della capacità della connessione per il 5% di deformazione equivalente
- Valore limite di capacità degli elementi collegati (utile anche per la progettazione sismica)
- 2/3 della capacità limite per il calcolo della rigidezza iniziale
- Valore della rigidezza iniziale
- Limiti per la classificazione del collegamento - rigido e cerniera

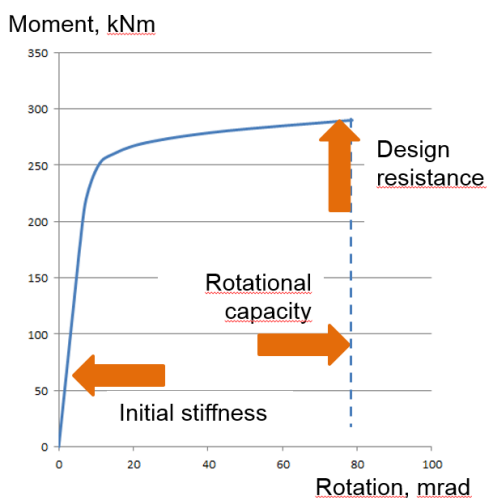
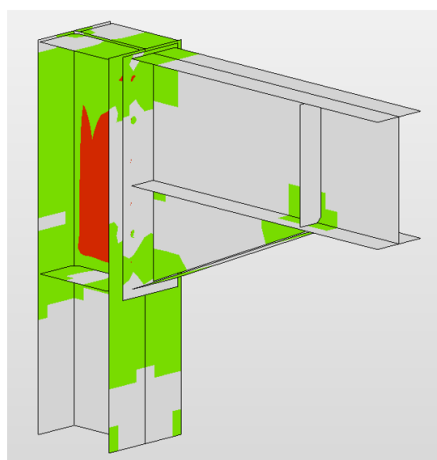


Connessione saldata rigida

Stiffness diagram My - ϕ , LE1



Connessione bullonata semi rigida



Dopo aver raggiunto la deformazione del 5% nel pannello d'anima della colonna a taglio le zone plastiche si propagano rapidamente

3.7 Analisi di stabilità

Nei codici nazionali (cechi) CSN EN 1993-1-5 and CSN EN 1993-1-6, i metodi di analisi agli elementi finiti sono suddivisi in 5 sottocategorie a seconda delle assunzioni rispettate da ognuna:

- Linearità geometrica e di materiale
- Non linearità per materiale, linearità geometrica
- Linearità di materiale, perdita lineare di stabilità – fenomeni di buckling
- Linearità di materiale, non linearità geometrica per imperfezioni
- Non Linearità di materiale, non linearità geometrica per imperfezioni

Nel capitolo 8 del codice CSN EN 1993-1-6 viene menzionata una procedura, che combina le analisi di cui ai punti 2 e 3 – combinazione di non linearità di materiale e analisi di stabilità.

L'applicazione dei risultati ottenuti col modello FEM viene descritta nell'appendice B del codice EN 1993-1-5. Questa procedura è utilizzata per un'ampia varietà di strutture, eccezion fatta per le piastre sottili, dove un'analisi geometricamente non lineare per imperfezioni iniziali è più indicata (4 e 5). Quest'ultima è in corso di implementazione nel software sviluppato.

Il metodo usa coefficienti di carico α , ottenuti come risultato dell'analisi FEM e permettono di prevedere la resistenza post instabilità dei nodi. Si determina il coefficiente di carico $\alpha_{ult,k}$, ossia quello corrispondente al carico che comporta il raggiungimento della capacità plastica senza considerare la non linearità geometrica. Il controllo della capacità plastica è già stato implementato nel software. La determinazione automatica più generale di $\alpha_{ult,k}$ è invece in corso di implementazione. Successivamente viene determinato il coefficiente di carico α_{cr} – il coefficiente critico di perdita di stabilità, che è ottenuto usando un'analisi FEM di perdita di stabilità lineare. È determinato automaticamente nel software usando lo stesso modello FEM utilizzato per $\alpha_{ult,k}$.

In ogni caso, bisogna ricordare che il punto critico in termini di resistenza plastica non è necessariamente il punto più critico per la prima forma di instabilità. Devono essere valutate più forme di instabilità in un nodo complesso, perché sono collegate a parti differenti del nodo.

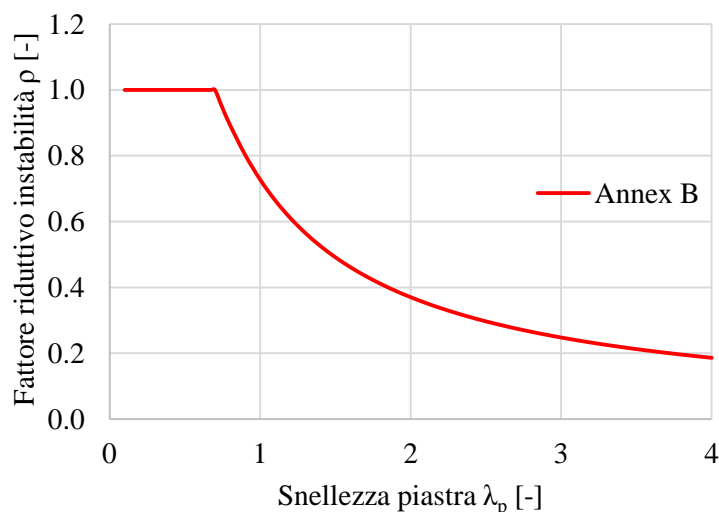
Viene quindi determinata la snellezza adimensionale λ_p per la forma di perdita di stabilità considerata:

$$\overline{\lambda}_p = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr}}} \quad (1)$$

Viene perciò calcolato un coefficiente riduttivo ρ , utilizzando la snellezza adimensionale appena citato. Il coefficiente riduttivo è funzione della snellezza adimensionale e la sua determinazione è citata nell'Appendice B di EN 1993-1-5. Il grafico tipico che rappresenta la dipendenza del coefficiente riduttivo dalla snellezza adimensionale è riportato nella figura seguente.

Il fattore di instabilità fornito applicabile agli elementi non uniformi si basa sulle curve di instabilità di una trave. La verifica si basa sul criterio di snervamento di von Mises e il metodo di riduzione dello sforzo. La resistenza all'instabilità è valutata come:

$$\frac{\alpha_{ult,k} \cdot \rho}{\gamma_{M1}} \geq 1 \quad (2)$$



Fattore riduttivo dell'instabilità ρ secondo EN 1993-1-5 Annesso B

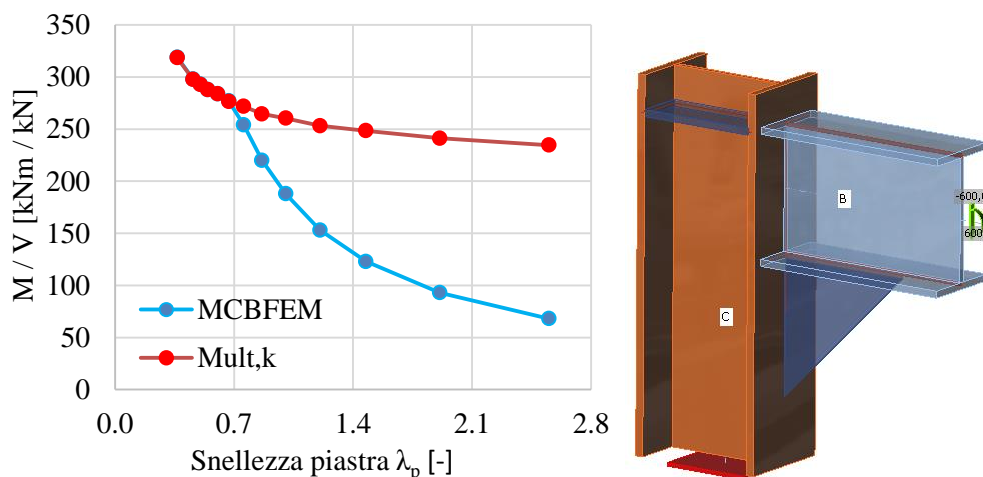
Dalla figura risulta chiaro che per valori di snellezza minori o uguali a λ_{p0} la perdita di stabilità è trascurabile.

Nonostante il processo sembri banale, esso è generale, robusto e l'algoritmo può essere sviluppato velocemente. La forza di questo processo è basata sull'analisi FEM avanzata del nodo, che può essere applicata alla geometria generale. Inoltre è inclusa in codici nazionali validi. L'analisi numerica avanzata fornisce una rapida panoramica del comportamento globale della struttura e delle sue parti critiche e permette il rapido irrigidimento per evitare instabilità.

Il limite di snellezza λ_p è previsto nell'allegato B della EN 1993-1-5 e imposta tutti i casi che devono essere valutati in base alla procedura precedente. La resistenza è limitata dalla instabilità per piastre con snellezza superiore a 0,7. Diminuendo la snellezza, la resistenza è governata dalla deformazione plastica. Il fattore critico di instabilità per piastre di snellezza pari a 0,7 e resistenza all'instabilità pari alla resistenza plastica può essere ottenuto come segue:

$$\alpha_{cr} = \frac{\alpha_{ult,k}}{\lambda_p^2} = \frac{1}{0,7^2} = 2.04$$

Si consiglia di verificare la resistenza all'instabilità per resistenza all'instabilità critica minore di 3. L'influenza della snellezza della piastra sul momento resistente plastico $M_{ult,k}$ e sulla resistenza all'instabilità è mostrato nella figura sotto. Il diagramma mostra i risultati di uno studio numerico di irrigidimento triangolare in un giunto intelaiatura a portale.



L'influenza della snellezza sulla resistenza del portale a telaio con rinforzo snello

3.8 Capacità di deformazione

La capacità di deformazione/duttilità δ_{cd} appartiene con resistenza e rigidezza ai tre parametri base fondamentali che descrivono il comportamento delle connessioni.

Quando nelle connessioni è raggiunto il momento resistente si ottiene la duttilità per una sufficiente capacità di rotazione φ_{cd} . La capacità di deformazione/rotazione viene calcolata per ogni connessione nel giunto separatamente. La previsione della capacità di deformazione δ_{cd} delle connessioni è attualmente studiata con il metodo delle componenti (CM), ma non è proposto come procedura standardizzata.

Confrontando i metodi diffusi per la determinazione della rigidezza iniziale e la resistenza di molti tipi di nodi strutturali, non ci sono procedure standardizzate generalmente accettate per la determinazione della capacità di rotazione.

Si considerano i criteri selezionati per aiutare gli ingegneri in cl 6.4.2 di EN1993-1-8: 2006.

Un giunto trave-colonna in cui il momento resistente di progetto del giunto $M_{j,Rd}$, è governato dalla resistenza di progetto del pannello d'anima della colonna a taglio, si considera abbia un'adeguata capacità di rotazione per l'analisi globale di plastica, a condizione che:

$$d/t_w \leq 69 \varepsilon \quad (3.11.1)$$

dove d è lo spessore del pannello d'anima della, t_w è lo spessore dell'anima e ε è il rapporto di snervamento dell'acciaio.

In cl 6.4.2 (2) viene limitata la distribuzione plastica tra le file dei bulloni, per giunti con una connessione flangiata imbullonata a condizione che il momento resistente di progetto del giunto sia governato dalla resistenza di progetto dell'ala della colonna o la trave soggetta a flessione all'estremità o lo spessore t dell'ala della colonna o della trave d'estremità o la trazione del coprigiunto soddisfi:

$$t \leq 0,36 d \sqrt{f_{ub}/f_y} \quad (3.11.2)$$

dove d and $f_{u,b}$ sono il diametro e la forza del bullone e f_y è la forza di snervamento di piastre rilevanti.

La capacità di rotazione φ_{cd} di una connessione trave-colonna saldata si può considerare non inferiore al valore dato dalla seguente espressione purché l'anima della colonna sia irrigidita in compressione, ma non irrigidita in trazione, e il momento resistente non sia governato dalla resistenza a taglio di progetto del pannello d'anima della colonna, vedi 6.4.2 (1):

$$\varphi_{cd} = 0,025 h_c / h_b \dots \quad (3.11.3)$$

dove h_b è lo spessore della trave e h_c è l'altezza della colonna. Un giunto trave colonna saldato non irrigidito progettato in conformità con le disposizioni della presente sezione, si può considerare abbia una capacità rotazionale φ_{cd} di almeno 0,015 radianti.

La stima della capacità rotazionale è importante per le connessioni in zona sismica, si veda (Gioncu e Mazzolani, 2002) e (Greca 2004), e carichi estremi, si veda (Sherbourne AN, Bahaari, 1994 e 1996). La capacità di deformazione delle componenti è stata studiata dalla fine del secolo scorso (Foley e Vinnakota, 1995). Faella et al (2000) effettuò dei test su sezioni a T e ricavò delle espressioni analitiche per la capacità di deformazione. Kuhlmann e Kühnemund (2000) eseguirono prove sull'anima della colonna soggetta a compressione trasversale a diversi livelli di forza assiale nella trave connessa. Silva et al (2002) predirono la capacità di deformazione a diversi livelli di forza assiale nella trave collegata. Sulla base dei risultati del test in combinazione con l'analisi FE è stabilita la capacità di deformazione FE per i componenti di base mediante modelli analitici con Beg et al (2004).

Nel lavoro le componenti sono rappresentate da molle non lineari, ed opportunamente combinate per determinare la capacità rotazionale del giunto per connessioni flangiate, con un'estremità prolungata o a filo, e collegamenti saldati. Per questi collegamenti, le componenti più importanti che possono contribuire in modo significativo alla capacità rotazionale della colonna sono stati riconosciuti come l'anima in compressione, l'anima della colonna in trazione, l'anima della colonna a taglio, l'ala della colonna in flessione e la flangia in flessione.

I componenti legati all'anima della colonna sono rilevanti solo quando non ci sono rinforzi nella colonna che resistono a forze di compressione, trazione o taglio. La presenza di un rinforzo elimina la componente corrispondente, e il suo contributo alla capacità rotazionale del giunto può quindi essere trascurata. Flange e ali della colonna sono importanti solo per le connessioni flangiate, in cui le componenti agiscono come sezioni a T, dove è inclusa anche la capacità di deformazione dei bulloni in trazione. Le domande e i limiti della capacità di deformazione delle connessioni di acciaio ad alta resistenza sono state studiate da Girao et al (2004).

4 Verifica delle componenti secondo Eurocodice

Il metodo CBFEM combina i vantaggi del metodo generale agli elementi finiti e il metodo standard delle componenti. Le tensioni e le forze interne calcolate col modello CBFEM vengono quindi usate nelle verifiche di ogni componente.

Le singole componenti vengono verificate in accordo con l'Eurocodice EN 1993-1-8.

4.1 Piastre

La tensione equivalente e la deformazione plastica vengono calcolate sulle piastre. La verifica delle tensioni non può essere effettuata, poiché il massimo valore di tensione che può essere raggiunto è quello di snervamento. Perciò la verifica effettuata a livello di deformazione plastica equivalente. Nell'Eurocodice si suggerisce valore limite del 5%, tra le impostazioni di progetto questo valore può però essere modificato.

L'elemento piastra è diviso in 7 layers e viene indagato il comportamento elastico/plastico in ciascuno di essi. Il programma mostra il peggior risultato da tutti loro.

Check of members and steel plates

	Item	Th [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	Status
>	COL-bfl	21,5	LE1	222,6	0,1	✓
	COL-tfl	21,5	LE1	155,0	0,0	✓
	COL-web	12,0	LE1	106,1	0,0	✓
	BP1	30,0	LE1	159,6	0,0	✓

Design data

	Material	Fy [MPa]	ϵ_{lim} [%]
>	S 235	235,0	5,0

Il metodo CBFEM può produrre tensioni abbastanza maggiori rispetto al valore di snervamento. La ragione di ciò è la leggera inclinazione del ramo plastico del diagramma sforzo-deformazione che è utilizzato nell'analisi per migliorare la stabilità nel calcolo delle interazioni. Questo non è un problema per il progetto pratico del nodo. Infatti per tensioni più alte la deformazione plastica equivalente viene superata e il nodo non è in ogni caso verificato.

4.2 Saldature

4.2.1 Saldature a cordone d'angolo

Resistenza di progetto

Le tensioni vengono calcolate dalle forze di taglio nei collegamenti di saldatura. Il momento flettente attorno all'asse longitudinale della saldatura non viene preso in considerazione.

$$\sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5}$$

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2})$$

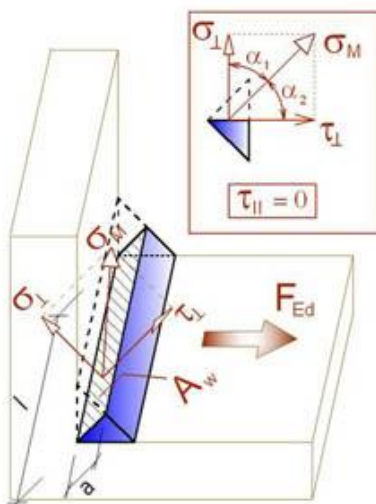
$$0.9\sigma_{w,Rd} = f_u / \gamma_{M2}$$

Utilizzazione delle saldature

$$U_t = \min(\sigma_{w,Ed}/\sigma_{w,Rd}, \sigma_{\perp}/0.9\sigma_{w,Rd})$$

dove:

- β_w – fattore di correlazione tab 4.1



Tensioni nella saldatura

Tutti i valori richiesti per la verifica sono riportati nelle tabelle.

La verifica può essere svolta per il valore massimo o per quello mediato lungo l'intera lunghezza della saldatura.

Check of welds for extreme load effect (Average stress)

	Item	Edge	Th [mm]	L[mm]	Loads	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	σ_{\perp} [MPa]	$\tau_{ }$ [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Status
>	EP1	C-bfl 1	▲5,9▲	166	LE1	12,9	5,7	0,0	6,7	3,6	✓
	EP1	C-tfl 1	▲5,9▲	166	LE1	55,8	-27,0	0,0	28,2	15,5	✓
	EP1	C-w 1	▲3,4▲	295	LE1	76,4	-38,1	2,4	38,2	21,2	✓
	SPL1	B-bfl 1	▲10,7▲	126	LE1	9,3	2,7	0,0	5,1	2,6	✓
	SPL1	B-tfl 1	▲10,7▲	126	LE1	3,9	-0,6	0,0	-2,2	1,1	✓
	SPL1	B-w 1	▲6,6▲	343	LE1	46,7	-0,7	27,0	-0,7	13,0	✓

Design data

	Material	β_w	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	$0.9 \sigma_{w,Rd}$ [MPa]
>	S 235	0,8	360,0	259,2

4.2.2 Saldature di testa

Le saldature possono essere specificate come saldature di testa. Per tali saldature viene considerata la completa penetrazione, per tale motivo non sono verificate.

4.3 Bulloni

Resistenza a trazione di progetto del bullone:

$$F_{tRd} = 0.9 f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Resistenza di progetto a punzonamento della testa del bullone e del dado EN 1993-1-8:

$$B_{pRd} = 0.6 \pi d_m t_p f_u / \gamma_{M2}$$

Resistenza a taglio di progetto per un piano di taglio:

$$F_{vRd} = \alpha_v f_{ub} A_s / \gamma_{M2}$$

Resistenza a rifollamento della piastra EN 1993-1-8:

$$F_{bRd} = k_1 a_b f_u d t / \gamma_{M2}$$

Utilizzazione in trazione [%]:

$$U_{tt} = F_{tEd} / \min (F_{tRd}, B_{pRd})$$

Utilizzazione in taglio [%]:

$$U_{ts} = V / \min (F_{vRd}, F_{bRd})$$

Interazione taglio-trazione [%]:

$$U_{tts} = V / F_{vRd} + F_{tEd} / 1.4 F_{tRd}$$

dove:

- A_s - area resistente del bullone,
- f_{ub} - resistenza ultima di trazione del bullone,
- d_m - diametro della testa del bullone,
- d - diametro del bullone,
- t_p - spessore della piastra sotto alla testa/dado del bullone,
- f_u - resistenza ultima dell'acciaio,
- $\alpha_v = 0,6$ per classi (4.6, 5.6, 8.8),
- $\alpha_v = 0,5$ per classi (4.8, 5.8, 6.8, 10.9),
- $k_1 = 2.5$,
- $a_b = 1.0$,
- F_{tEd} - forza di trazione di progetto agente sul bullone,
- V - risultante delle forze di taglio nel bullone.

Check of bolts and anchors

Item	Material	Loads	Ft,Ed [kN]	V [kN]	Utt [%]	Uts [%]	Utts [%]	Status
> B1	M16 - 8.8 - 1	LE1	4,285	12,585	4,7	20,9	24,3	✓
B2	M16 - 8.8 - 1	LE1	4,277	12,581	4,7	20,9	24,2	✓
B3	M16 - 8.8 - 1	LE1	2,037	12,425	2,3	20,6	22,2	✓
B4	M16 - 8.8 - 1	LE1	2,212	12,411	2,4	20,6	22,3	✓
B5	M12 - 6.8 - 2	LE1	0,963	4,757	2,7	23,6	25,5	✓
B6	M12 - 6.8 - 2	LE1	0,972	4,758	2,7	23,6	25,5	✓
B7	M12 - 6.8 - 2	LE1	0,224	4,745	0,6	23,5	24,0	✓
B8	M12 - 6.8 - 2	LE1	0,253	4,740	0,7	23,5	24,0	✓

Design data

Item	Ft,Rd [kN]	Bp,Rd [kN]	Fv,Rd [kN]	Fb,Rd [kN]
> M16 - 8.8 - 1	90,432	130,288	60,288	115,200
M12 - 6.8 - 2	36,288	103,145	20,160	86,400

4.4 Bulloni precaricati

La resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone di classe precaricata 8.8 o 10.9 è sottoposto ad una forza di trazione applicata, $F_{t,Ed}$

Forza di precarico da utilizzare secondo EN 1993-1-8 3.9 (3.7)

$$F_{p,C} = 0,7 f_{ub} A_s$$

Resistenza allo scorrimento di progetto per bullone secondo EN 1993-1-8 3.9 (3.8)

$$F_{s,Rd} = k_s n \mu (F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed}) / \gamma M_3$$

Utilizzazione in taglio [%]:

$$U_{ts} = V / F_{s,Rd} \text{ dove}$$

- A_s - area di trazione del bullone,
- f_{ub} - resistenza ultima di trazione del bullone,
- k_s - coefficiente fornito nella tabella 3.6; $k_s = 1$,
- μ - fattore di scorrimento ottenuto,
- n - numero delle superfici di attrito. La verifica è calcolata per ogni superficie di attrito separatamente,
- γM_3 - coefficiente di sicurezza,
- V - forza di taglio,
- $F_{t,Ed}$ - forza di trazione di progetto nel bullone.

4.5 Ancoraggi

Resistenza a rottura del cono di calcestruzzo con un ancoraggio o un gruppo di ancoraggi ETAG-001 5.2.2.4:

$$N_{RkC} = N_{RkC}^0 A_{cN} / A_{cN}^0 \psi_{sN} \psi_{reN}$$

Valore iniziale di resistenza caratteristica:

$$N_{RkC}^0 = 7.2 f_{ck}^{0.5} hef^{1.5}$$

dove:

- A_{cN}^0 - area del cono di calcestruzzo di un ancoraggio singolo. Circonferenza del diametro di $1.5 * hef$,
- hef - lunghezza dell'ancoraggio nel calcestruzzo,
- f_{ck} - resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo,
- A_{cN} - area effettiva del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio in corrispondenza della superficie di calcestruzzo rispettando l'influenza degli spigoli e degli ancoraggi aggiuntivi,
- $\psi_{sN} = 1$,
- $\psi_{reN} = 1$.

Resistenza a taglio degli ancoraggi in caso di trasferimento delle forze di taglio. L'attrito non viene preso in considerazione. Valido nel caso in cui la rottura degli ancoraggi preceda quella del calcestruzzo ETAG-001 5.2.3.2:

$$V_{RkS} = 0.5 f_y A_s$$

Rottura per scalzamento del calcestruzzo ETAG-001 5.2.3.3:

$$V_{Rkcp} / \gamma_{Mc} \leq V$$

$$V_{Rkcp} = k * N_{RkC}$$

dove:

- V - forza di taglio,
- $k = 1$ per $hef < 60$,
- $k = 2$ per $hef \geq 60$.

Rottura a lato calcestruzzo ETAG-001 5.2.3.4:

$$V_{Rkc} / \gamma_{Mc} \leq V$$

$$V_{Rkc} = V_{Rkc}^0 A_{cV} / A_{cV}^0 \psi_{sV} \psi_{reV}$$

$$V_{Rkc}^0 = 1.7 d^\alpha l_f^\beta f_{ck}^{0.5} c_1^{1.5}$$

$$\alpha = 0.1 (l_f / c_1)^{0.5}$$

$$\beta = 0.1 (d / c_1)^{0.2}$$

dove:

- l_f = hef,
- c_1 - distanza dal lato,
- d - diametro dell'ancoraggio,
- $\psi_{sV} = 1$,
- $\psi_{reV} = 1$,
- A_{cV}^0 - area del cono di calcestruzzo di un singolo ancoraggio alla superficie laterale del calcestruzzo non influenzata dagli spigoli ($4.5 c_1^2$),
- A_{cV} - area effettiva del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio alla superficie laterale del calcestruzzo.

Check of bolts and anchors

Item	Loads	Ft,Ed [kN]	Nrkc [kN]	Utt [%]	Status
> B1		0,000	0,000	0,0	✓
B2		0,000	0,000	0,0	✓
B3	LE1	81,329	87,670	92,8	✓
B4	LE1	20,507	87,670	23,4	✓

Design data

Item	Ft,Rd [kN]	Bp,Rd [kN]	Fv,Rd [kN]	Fb,Rd [kN]
> M22 - 10.9 - 1	185,436	553,725	121,200	475,200

4.6 Blocco di calcestruzzo

Resistenza del calcestruzzo ad un carico di compressione concentrato:

$$F_{jd} = \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c$$

Tensione media alla base della piastra:

$$\sigma = N / A_{eff}$$

Utilizzazione in termini di compressione [%]

$$U_t = \sigma / F_{jd}$$

dove:

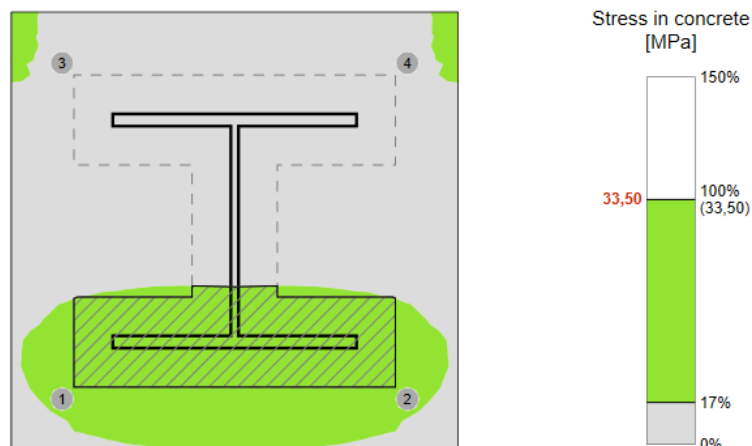
- f_{ck} - resistenza a compressione caratteristica del calcestruzzo,
- $\beta_j = 0.67$,
- k_j - fattore di concentrazione,
- γ_c - coefficiente di sicurezza,
- A_{eff} - area effettiva su cui è distribuita la forza N proveniente dal pilastro.

Check of contact stress in concrete for extreme load effect

Item	Loads	c [mm]	Aeff [m2]	σ [MPa]	Kj	Fjd [MPa]	Ut [%]	Status
> C25/30	LE1	38	0,03	5,7	3,00	33,5	17,2	✓

L'area effettiva è calcolata in accordo con il reale andamento della tensione di contatto definito nell'Eurocodice. Il valore della tensione come percentuale della tensione limite viene definita nelle impostazioni di progetto. Solo l'area in cui la tensione è maggiore viene considerata area effettiva. La tensione totale risultante è mediata sull'intera area effettiva.

Graficamente l'area efficace calcolata è colorata di verde. L'area efficace finale per la verifica delle tensioni di contatto è sottolineata come ombreggiata.



Area efficace di tensioni di contatto

4.7 Taglio nel blocco di calcestruzzo

Le forze di taglio sono valutate in questa tabella rispettivamente nel caso di trasmissione del taglio per attrito o tramite ferro a taglio.

1. Il taglio è trasmesso solo tramite attrito

$$V_{Rdy} = N C_f$$

$$V_{Rdz} = N C_f$$

2. Il taglio viene trasmesso tramite ferro a taglio e attrito

$$V_{Rdy} = N C_f + A_{vy} f_y / (3^{0.5} \gamma_{M0})$$

$$V_{Rdz} = N C_f + A_{vz} f_y / (3^{0.5} \gamma_{M0})$$

Utilizzazione in termini di taglio [%]

$$U_t = \min (V_y/V_{Rdy}, V_z/V_{Rdz})$$

dove:

- A_{vy} - Area di taglio A_y della sezione di acciaio,
- A_{vz} - Area di taglio A_z della sezione di acciaio,
- f_y - tensione di snervamento,
- γ_{M0} - coefficiente di sicurezza,
- V_y - componente della forza di taglio nel piano della piastra di base in direzione y ,
- V_z - componente della forza di taglio nel piano della piastra di base in direzione z ,
- N - forza perpendicolare alla piastra di base,
- C_f - coefficiente di attrito.

Shear in contact plane

Item	Loads	Vy [kN]	Vz [kN]	Vrdy [kN]	Vrdz [kN]	Ut [%]	Status
> BP1	LE1	14,900	-29,739	384,560	662,947	4,5	✓

Design data

Friction	Css
> 0,25	HEB140

5 Verifica delle componenti secondo AISC

Il metodo CBFEM combina i vantaggi del metodo generale agli elementi finiti e il metodo standard delle componenti. Le tensioni e le forze interne calcolate sull'accurato metodo CBFEM sono utilizzate nelle verifiche di tutte le componenti.

Le singole componenti sono verificate secondo AISC 360-10.

5.1 Piastre

Lo sforzo equivalente risultante (HMH, von Mises) e la deformazione plastica sono calcolate sulle piastre. La verifica dello sforzo non può essere eseguita, in quanto la sollecitazione raggiunge solo lo snervamento. Così viene eseguita la verifica della deformazione plastica equivalente. Il valore limite del 5% è suggerito dall'Eurocodice (EN1993-1-5 app. C par. C8 nota 1), questo valore può essere modificato nelle impostazioni di progetto.

L'elemento plate è diviso in 7 layer e in ognuno di questi è analizzato il comportamento elastico/plastico. Il programma mostra il peggior risultato fra tutti.

Check of members and steel plates for extreme load effect

	Item	Th [mm]	Loads	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	Status
>	C-bfl 1	10,0	LE1	248,4	0,08	✓
	C-tfl 1	10,0	LE1	22,1	0,00	✓
	C-w 1	6,5	LE1	213,8	0,01	✓
	B-bfl 1	9,2	LE1	139,2	0,00	✓
	B-tfl 1	9,2	LE1	153,7	0,00	✓
	B-w 1	5,9	LE1	125,3	0,00	✓
	EP1	10,0	LE1	225,3	0,02	✓

Design data

	Material	F_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
>	A36	248,2	5,0

Il metodo CBFEM fornisce valori di sforzo più elevati dello snervamento. La ragione di ciò è la leggera inclinazione del ramo plastico nel diagramma sforzo-deformazione, che è usato in fase di analisi per migliorare la stabilità delle interazioni di calcolo. Questo non è un problema per il progetto pratico. La deformazione plastica equivalente è superata in corrispondenza di tensioni maggiori e il nodo non sarebbe comunque non soddisfatto.

5.2 Saldature

5.2.1 Saldature a cordone d'angolo

Sono valutate la **resistenza di progetto**, ΦR_n e la **resistenza disponibile**, R_n/Ω di nodi saldati nella verifica delle saldature di una connessione.

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

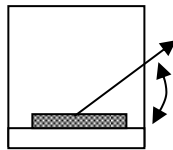
La resistenza disponibile di giunti saldati è valutata secondo AISC 360-10 tabella J2,5

$$R_n = F_n w A_w e$$

$$F_n w = 0.60 F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin 1.5 \Theta)$$

dove:

- $F_n w$ - tensione nominale del materiale della saldatura,
- $A_w e$ - area efficace della saldatura,
- F_{EXX} – numero di classificazione dell'elettrode, ossia resistenza minima alla forza di trazione specificata,
- Θ - angolo di carico misurato dall'asse longitudinale della saldatura, gradi.



Per saldature a cordone d'angolo caricate alle estremità con una lunghezza fino a 100 volte la dimensione della saldatura, si può assumere la lunghezza efficace uguale alla lunghezza attuale. Quando la lunghezza della saldatura a cordone d'angolo caricata all'estremità supera 100 volte la dimensione della saldatura, la lunghezza effettiva è determinata moltiplicando la lunghezza attuale per il fattore di riduzione, β , determinato come segue:

$$\beta = 1.2 - 0.002 (l / w)$$

dove:

- l - lunghezza della saldatura,
- w - dimensione del cordone della saldatura.

Quando la lunghezza della saldatura supera 300 volte la dimensione del cordone, w , la lunghezza effettiva è presa pari a $180w$.

Tutti i valori richiesti sono stampati in tabelle.

Check of welds for extreme load effect (Average stress)

	Item	Edge	Material	Th [mm]	Ls [mm]	L [mm]	Loads	Fn [kN]	Rn/Ω [kN]	Ut [%]	Status
>	C-bfl 1	B1-bfl 1	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	110,0	LE1	158,5	204,4	77,5	✓
	C-bfl 1	B1-tfl 1	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	110,0	LE1	158,5	204,4	77,5	✓
	C-bfl 1	B1-w 1	E60xx	▲4,0▲	▲5,7▲	210,8	LE1	38,1	115,5	32,9	✓
	C-bfl 1	VÝZT1a	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,8	LE1	58,7	146,6	40,1	✓
	C-w 1	VÝZT1a	E60xx	▲3,3▲	▲4,6▲	134,0	LE1	12,9	20,5	62,9	✓
	C-tfl 1	VÝZT1a	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,8	LE1	12,0	146,5	8,2	✓
	C-bfl 1	VÝZT1b	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,7	LE1	58,8	146,6	40,1	✓
	C-w 1	VÝZT1b	E60xx	▲3,3▲	▲4,6▲	134,0	LE1	12,9	20,5	62,9	✓
	C-tfl 1	VÝZT1b	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,7	LE1	12,0	146,5	8,2	✓
	C-bfl 1	VÝZT1c	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,8	LE1	58,7	146,6	40,1	✓
	C-w 1	VÝZT1c	E60xx	▲3,3▲	▲4,6▲	134,0	LE1	12,9	20,5	62,9	✓
	C-tfl 1	VÝZT1c	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,8	LE1	12,0	146,5	8,2	✓
	C-bfl 1	VÝZT1d	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,7	LE1	58,8	146,6	40,1	✓
	C-w 1	VÝZT1d	E60xx	▲3,3▲	▲4,6▲	134,0	LE1	12,9	20,5	62,9	✓
	C-tfl 1	VÝZT1d	E60xx	▲5,0▲	▲7,1▲	78,7	LE1	12,0	146,5	8,2	✓

5.2.2 Saldature a scanalatura CJP

La Tabella delle specifiche della AISC J2.5 individua quattro condizioni di carico che potrebbero essere associate a saldature a scanalatura JP, e mostra che la resistenza del giunto è controllata dal metallo base o che i carichi non devono essere considerati nella progettazione delle saldature che collegano le parti. Di conseguenza, quando le saldature a scanalatura CJP sono realizzate con la corrispondente resistenza del metallo d'apporto, la forza della connessione è regolata o controllata dal metallo di base, e non sono necessari controlli sulla resistenza della saldatura.

5.3 Bulloni

5.3.1 Forza di trazione e taglio dei bulloni

La trazione **di progetto** o la resistenza al taglio, ΦR_n , e la trazione **ammissibile** o la resistenza al taglio, R_n/Ω di un bullone ben stretto sono determinate in base agli stati limite di tensione di rottura e di taglio di rottura come segue:

$$R_n = F_n A_b$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

dove:

- A_b - del corpo non filettata del bullone o parte filettata, in² (mm²)
- F_n – trazione nominale, F_{nt} , o sforzo di taglio, F_{nv} , da Tabella J3.2, ksi (MPa)

La forza di trazione necessaria comprende qualsiasi tensione risultante dalla azione di leva prodotta dalla deformazione delle parti collegate.

5.3.2 Trazione e taglio combinato in una connessione di tipo portante

La resistenza a trazione disponibile di un bullone sottoposto a trazione e taglio combinato è determinata in base agli stati limite di tensione e taglio di rottura come segue:

$$R_n = F'_n t A_b \quad (\text{AISC 360-10 J3-2})$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

$$F'_n t = 1,3F_{nt} - f_{rv} F_{nt} / \Phi F_{nv} \quad (\text{AISC 360-10 J3-3a LRFD})$$

$$F'_n t = 1,3F_{nt} - f_{rv} \Omega F_{nt} / F_{nv} \quad (\text{AISC 360-10 J3-3b ASD})$$

dove:

- $F'_n t$ - trazione nominale modificata per includere gli effetti della tensione di taglio
- F_{nt} - sforzo di trazione nominale da AISC 360-10 Tabella J3.2
- F_{nv} – sforzo di taglio nominale da AISC 360-10 Tabella J3.2
- f_{rv} – sforzo di taglio richiesto usando combinazioni di carico LRFD o ASD. Lo sforzo di taglio disponibile dei connettori deve essere uguale o eccedere lo sforzo di taglio richiesto, f_{rv} .

5.3.3 Forza di rifollamento nei fori dei bulloni

La capacità portante disponibile, ΦR_n e R_n/Ω ai fori dei bulloni è determinata per gli stati limite del supporto come segue:

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)}$$

$$\Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Quando la deformazione del foro del bullone al carico di servizio è considerata nella progettazione per un bullone in una connessione con fori standard, sovradimensionati e con fori a piccola asola, indipendentemente dalla direzione di carico, o di un foro asolato lungo con asola nella direzione della forza, la forza di rifollamento nominale del materiale connesso, R_n , è determinata come segue:

$$R_n = 1.2 l_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \text{ (AISC 360-10 J3-6a)}$$

Quando la deformazione del foro del bullone al carico di servizio non è considerata nella progettazione

$$R_n = 1.5 l_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \text{ (AISC 360-10 J3-6b)}$$

dove:

- F_u - resistenza a trazione minima specificata del materiale collegato,
- d - diametro nominale del bullone,
- l_c - distanza libera, nella direzione della forza, tra il bordo del foro e il bordo del foro adiacente o il bordo del materiale
- t - spessore del materiale connesso.

5.4 Bulloni precaricati

La resistenza a scorrimento di progetto di bulloni precaricati di classe A325 o A490 senza effetto della forza di trazione $F_{t,Ed}$

La forza di precarico da utilizzare è (AISC 360-10 tab. J3.1.)

$$T_b = 0,7 f_{ub} A_s$$

Resistenza allo scorrimento di progetto per bullone AISC 360-10 par. 3.8

$$R_n = 1.13 \mu T_b N_s$$

Utilizzo in termini di taglio [%]:

$$U_{ts} = V / R_n$$

- A_s - area soggetta a trazione del bullone,
- f_{ub} - resistenza ultima a trazione,
- μ - fattore di scorrimento ottenuto,
- N_s - numero di superfici di attrito. La verifica è calcolata per ogni superficie di attrito separatamente.
- V - forza di taglio.

5.5 Ancoraggi

5.5.1 Forza di estrazione del cono di calcestruzzo Appendice D di ACI 318-02

Progettazione della Capacità del Calcestruzzo (CCD). Nel metodo CCD, il cono di calcestruzzo si considera abbia un angolo di circa 34 ° (inclinazione da 1 a 1,5). Per semplificazione, nel piano il cono è considerato quadrato e non rotondo. Nel metodo CCD la tensione di rottura del cono di calcestruzzo diminuisce con l'aumentare delle dimensioni della superficie di rottura. Di conseguenza, nel metodo CCD l'aumento della forza di rottura è proporzionale alla profondità dell'ancoraggio elevato 1.5.

$$\Phi N_{cbg} = \Phi \psi_3 24 f_c h_{ef}^{1,5} A_n/A_{n0} \quad \text{per } h_{ef} < 11 \text{ in}$$

$$\Phi N_{cbg} = \Phi \psi_3 16 f_c h_{ef}^{1,66} A_n/A_{n0} \quad \text{per } h_{ef} \geq 11 \text{ in}$$

dove:

- $\Phi = 0.70$,
- $\psi_3 = 1.25$ considerando il calcestruzzo intatto sotto carichi di esercizio, altrimenti =1.0,
- h_{ef} – profondità di infissione,
- A_n - Area di rottura del cono di calcestruzzo per un gruppo,
- A_{n0} – Area di rottura del cono di calcestruzzo per un solo ancoraggio.